

ACTION CONTRE LA FAIM



Eau – Assainissement – Hygiène pour les populations à risques



HERMANN

2nd Édition augmentée

Eau – Assainissement – Hygiène

pour les populations à risque

ISBN 978 27056 6428 6

© 2006, HERMANN, ÉDITEURS DES SCIENCES ET DES ARTS, 6 RUE DE LA SORBONNE, 75005 PARIS

ACTION CONTRE LA FAIM

Eau – Assainissement – Hygiène pour les populations à risque

HERMANN



ÉDITEUR DES SCIENCES ET DES ARTS

Éditorial

Manger, Boire : un droit pour tous

L'accès à l'eau et à l'assainissement est l'un des principaux enjeux du ^{xxi}e siècle. Aujourd'hui, plus d'un milliard de personnes n'a pas accès à une eau potable et plus de deux milliards de personnes n'ont pas accès à des infrastructures d'assainissement. En conséquence, ces conditions de vies désastreuses provoquent la mort de près de 10.000 personnes par jour, dont une forte majorité d'enfants. Comme l'a rappelé une nouvelle fois le Conseil Mondial de l'Eau à Mexico en mars 2006 : « l'absence d'eau ou sa mauvaise qualité tue chaque année dix fois plus que toutes les guerres réunies ».

Mais l'accès à l'eau n'est pas seulement un facteur important de santé publique, il conditionne aussi le développement socio-économique des populations : agriculture, élevage, industrie, commerce et vie quotidienne du foyer sont dépendants d'un accès à l'eau en quantité et en qualité suffisantes. Le manque d'eau se décline aussi en pauvreté et retard au développement.

Face à cet enjeu, Action contre la Faim se mobilise depuis de nombreuses années aux côtés des populations les plus vulnérables. Présente dans une quarantaine de pays à travers son réseau international, l'organisation non gouvernementale base ses interventions sur une approche transversale conjuguant lutte contre la malnutrition, santé, sécurité alimentaire et eau assainissement. Les programmes ciblant l'accès à l'eau et à l'assainissement s'inscrivent dans la prévention de la malnutrition et de la morbidité en particulier, priorités des interventions d'Action contre la Faim.

La capitalisation des savoirs faire et leurs transmissions est un axe majeur d'action pour Action Contre La Faim et ce livre est le fruit d'années d'expériences partagées avec nos partenaires sur le terrain par nos équipes internationales et nationales.

Il présente les méthodes et les techniques d'intervention essentielles à la réalisation de projets « eau et assainissement » : recherche d'eaux souterraines, forages, puits, captages de sources, réseaux de distribution gravitaire, traitement et distribution d'eau de surface, stockage d'eau de pluie, mais aussi infrastructures et mesures sanitaires, promotion de l'hygiène, développement des capacités locales. Il valorise, au delà de l'approche technique pure, une stratégie d'intervention raisonnée et concertée dans le secteur de l'eau et de l'assainissement, valorisant l'impact, la pertinence, la cohérence et surtout la pérennité des projets à travers une gestion locale.

Présents sur le terrain auprès des populations les plus vulnérables, et donc les moins solvables, Action Contre La Faim agit également par des actions de plaidoyer et de communication en faveur d'un droit à l'eau et à l'assainissement pour tous.

L'accès à l'eau est un combat qui nécessite la mobilisation de ressources financières, mais sans une approche plus concertée et renouvelée entre les différents acteurs intervenant dans ce domaine sur le

terrain : autorités locales et nationales, entreprises locales et multinationales, organisations internationales gouvernementales et non gouvernementales, les objectifs du millénaire¹ ne seront pas atteints. La bataille de l'eau passe aussi par une nouvelle gouvernance, entre pouvoirs publics, intérêts privés et usagers dans une logique de santé publique. Il y a une dimension humaine et solidaire dans ce combat pour l'eau qui doit prendre le dessus, au moins dans un premier temps, sur les logiques économiques et politiques.

Action Contre la Faim prône le respect d'une gestion intégrée de la ressource, prenant en compte l'environnement et le souhait des populations avec une véritable volonté d'agir en priorité pour les populations les plus démunies, déplacées, réfugiées, exclues, victimes des conflits et des désastres naturels.

Comment pourrions nous accepter que les Objectifs du Millénaire n'atteignent que des résultats significatifs dans des pays en développement ou en croissance, et omettent les pays où décèdent quotidiennement des enfants et des adultes par manque de cette ressource vitale ? L'accès à l'eau et à l'assainissement ne doit pas être un nouveau risque de disparités entre les peuples. Pour cela, les Etats doivent s'engager prioritairement en faveur des plus vulnérables, ceux qui décèdent encore aujourd'hui d'un manque d'eau.

Benoît Miribel
Directeur Général

1 - Les Objectifs du Millénaire sont un programme d'action des Nations Unies qui pour la partie Eau et assainissement vise à réduire de moitié d'ici 2015, le nombre de personnes n'ayant pas accès à l'eau potable

Remerciements

La conception de cet ouvrage, tant dans son contenu que dans sa forme, est le résultat du travail et de l'enthousiasme d'une équipe : personnel de l'organisation humanitaire Action Contre la Faim International, professionnels du secteur de l'eau, formateurs, chercheurs et universitaires, contributeurs graphiques, communicateurs, éditeur spécialisé, traducteurs et re-lecteurs, bénévoles.

La présente édition est née de la mise à jour et de la traduction en français de l'édition anglaise *Water, sanitation and hygiene for populations at risk*, Hermann, 2005 ; elle même inspirée de la première édition française *Alimentation en eau des populations menacées*, Hermann, 1999.

Nous remercions, pour la présente édition :

F. González et H. Sémiond, principaux auteurs et coordinateurs, ainsi que :

Les auteurs et contributeurs : J. Adams, V. Arroyo, S. Breysse, A. De Vicente, J. Lapegue, E. Lictevout, B. Lopez, I. Marzan, T. Metais, J. G. Moulin, L. Raigondeau, L. Verdenal, J. M. Vouillamoz.

Les traducteurs et les re-lecteurs : T. Arhan, N. Chancel, E. Cleuvenot, A. De Vicente, R. Guérin, J. Lapegue, E. Lictevout, H. Sémiond, S. Thomasset, H. Vaugin.

Merci également aux contributeurs des éditions précédentes :

E. Drouart et J.-M. Vouillamoz, principaux auteurs et coordinateurs de l'édition 1999.

Ainsi qu'aux auteurs et contributeurs : E. Delorme Curinier, S. Desanlis, F. Fortune, J.-H. Lahaye, J. Lance, B. Lemoal, G. Poujol, A. Olivier, L. Raigondeau, F. Robert, L. Romagny, O. Stoupy, T. Sutton.

Que tous soient remerciés de leur patience, de leur détermination, de leur flexibilité et de leur professionnalisme.

Sommaire

ÉDITORIAL	V
REMERCIEMENTS	VII
SOMMAIRE	IX
ACTION CONTRE LA FIN	XXVII
BIBLIOGRAPHIE	XXIX
SITES EN LIGNE	XXXV
ADRESSES DES SIÈGES DU RÉSEAU <i>Action Contre la Faim International</i>	XXXIX
CHAPITRE 1 : Politique et stratégie d'intervention d'ACF	23
1 Problématique de l'eau et de l'assainissement	3
2 Crises et contextes humanitaires	4
2.1 Typologie des contextes humanitaires	4
2.2 Les crises humanitaires et leur évolution	7
2.3 Mécanismes de réponse	8
2.4 Intervention technique et plaidoyer	9
3 Programmes pour l'eau et l'assainissement	11
3.1 Objectifs des programmes	11
3.2 Domaines d'intervention et activités	13
4 Critères d'intervention	14
4.1 Considérations générales	14
4.1.1 Concept de vulnérabilité	14
4.1.2 Une analyse plus large des interventions humanitaires : le concept de vitalisme	14
4.2 Critères généraux	15
4.3 Critères spécifiques	15
4.4 Population-cible	16
4.5 Définition des priorités	16
5 Principes d'intervention	17
5.1 Approche directe des populations	17
5.2 Réponse dépendante de l'analyse	17
5.3 Analyse pluridisciplinaire	18
5.4 Implication des communautés affectées	18
5.5 Comprendre, respecter et intégrer les facteurs locaux	18
5.6 Impact durable des activités	19
5.6.1 Réponse adaptée aux capacités et à la motivation des communautés	19
5.6.2 Techniques appropriées et testées	19
5.6.3 Transmission des connaissances et passation (hand-over)	20
5.7 Coordination des activités	20
5.8 Renforcement de la communauté et cohésion sociale	20
5.9 Rôle des femmes	20
5.10 Capitalisation de l'expérience et de l'analyse	20
5.11 Respect de l'environnement	21
CHAPITRE 2 : Gestion de projet	23
1 Gestion des projets d'eau et assainissement	23
1.1 Gestion du cycle de projet	24

1.2	Normes et directives	26
2	Évaluation des besoins et identification de projet	27
2.1	Objectifs de l'évaluation des besoins	27
2.2	Maladies liées à l'eau et à l'assainissement	28
2.3	Évaluation des besoins.....	30
2.4	Ressources et moyens nécessaires pour réaliser un diagnostic	31
2.5	Collecte de l'information	32
2.5.1	Techniques de collecte d'information	32
2.5.2	Types d'information à collecter.....	35
2.6	Diagnostics en situation d'urgence	39
2.6.1	Évaluation rapide	39
2.6.2	Diagnostic rapide	39
2.7	Enquêtes sanitaires	40
3	Conception du projet.....	40
3.1	Phase d'analyse	40
3.1.1	Analyse des problèmes.....	40
3.1.2	Analyse des objectifs	43
3.1.3	Analyse de la stratégie	43
3.2	Phase de planification	46
3.2.1	Matrice du cadre logique	46
3.2.2	Planification des activités (plan d'action) et des ressources	52
3.3	Rédaction de la proposition d'intervention	53
3.4	Approbation et financement du projet.....	53
4	Mise en œuvre et suivi (monitoring) du projet	53
4.1	Planification	54
4.2	Gestion du personnel	54
4.2.1	Création de l'équipe	55
4.2.2	Rôle du chef de projet	55
4.2.3	Relations de travail et contrats	56
4.2.4	Tâches de gestion spéciales.....	56
4.3	Procédures internes	57
4.4	Sécurité et sûreté	58
4.5	Participation communautaire.....	59
4.6	Gestion de l'information, valorisation de l'expérience et rapports	60
4.7	Suivi	61
5	Évaluation.....	62

CHAPITRE 3 : Ressources en eau 67

1	Cycle de l'eau	67
2	Eaux de pluie	68
2.1	Concept de lame d'eau	69
2.2	Mesure de la pluviométrie	69
3	Eaux de surface	70
3.1	Concept de bassin versant	70
3.2	Estimation du ruissellement	70
3.3	Mesure de débit	71
3.3.1	Chronomètre et récipient	71
3.3.2	Flotteur et chronomètre	72
3.3.3	Mesure par déversoir	72
3.3.4	Jaugeage chimique	74
3.3.5	Moulinet hydrométrique	74
4	Eaux souterraines	75
4.1	L'eau dans les roches	75
4.1.1	Notion de stock	76
4.1.2	Notion de flux	79
4.2	Grands systèmes aquifères	83
4.2.1	Aquifères de socle	84
4.2.2	Aquifères libres	87
4.2.3	Aquifères des grands bassins sédimentaires	88

4.2.4 Aquifères particuliers	89
4.3 Recharge des aquifères	91
4.3.1 Suivi piézométrique	91
4.3.2 Bilan simplifié	91
4.4 Qualité des eaux souterraines	92
4.4.1 Aspects sanitaires	93
4.4.2 Signatures chimiques	93

CHAPITRE 4 : Analyse et qualité de l'eau 95

1 Qualité de l'eau et stratégie d'intervention	96
1.1 Qualité de l'eau et santé publique	96
1.2 Qualité de l'eau et profil de programme	96
1.2.1 Programmes d'urgence	96
1.2.2 Programmes à long terme	97
1.3 Qualité de l'eau aux différentes phases du programme	97
1.3.1 Sélection de la ressource en eau	98
1.3.2 Contrôle de la qualité de l'eau	99
1.4 Ressource en eau et qualité de l'eau	100
1.4.1 Eau de pluie	100
1.4.2 Eaux de surface : cours d'eau	101
1.4.3 Eaux de surface stagnantes : mares villageoises	102
1.4.4 Eaux souterraines	103
2 Normes et directives	104
2.1 Concept de pollution	104
2.2 Concept de toxicité	105
2.3 Normes de qualité, directives et indicateurs	106
2.3.1 Application pratique des normes de qualité de l'eau	106
2.3.2 Directives de l'OMS	107
2.3.3 Projet Sphère 2004	107
3 Indicateurs de qualité	110
3.1 Enquêtes sanitaires et évaluation des risques liés à la qualité de l'eau	110
3.1.1 Enquêtes sanitaires	110
3.1.2 Inspections sanitaires	112
3.2 Analyses biologiques	112
3.2.1 Organismes pathogènes présents dans l'eau	113
3.2.2 Analyses bactériologiques	113
3.3 Caractéristiques physico-chimiques	114
3.3.1 Acidité (pH)	114
3.3.2 Alcalinité	114
3.3.3 DBO, DCO, oxydabilité	115
3.3.4 Conductivité et solides dissous totaux	115
3.3.5 Oxygène dissous	115
3.3.6 Dureté	116
3.3.7 Température	116
3.3.8 Turbidité	117
3.4 Ions majeurs	117
3.4.1 Calcium et magnésium	117
3.4.2 Chlorures	117
3.4.3 Fer	117
3.4.4 Nitrates et composés azotés	118
3.4.5 Phosphates	119
3.4.6 Sodium et potassium	119
3.4.7 Sulfates et hydrogène sulfuré	119
3.5 Éléments-traces et minéraux toxiques	119
3.5.1 Arsenic	119
3.5.2 Chlore	120
3.5.3 Fluor	120
3.5.4 Plomb	120
3.5.5 Manganèse	120
3.5.6 Autres éléments	120
3.6 Indices biologiques	121

4	Analyse de l'eau	121
4.1	Échantillonnage	121
4.1.1	Méthodologie	121
4.1.2	Récipients	121
4.1.3	Modification des échantillons et conservation	121
4.1.4	Recommandations spécifiques	122
4.2	Méthodes d'analyse	123
4.2.1	Méthodes	123
4.2.2	Utilisation d'un mini-laboratoire	126
4.3	Présentation des résultats et interprétation	126
4.3.1	Présentation des résultats	126
4.3.2	Représentativité	127
4.3.3	Interprétation	128

CHAPITRE 5 : Prospection des eaux souterraines

	A. Études hydrogéophysiques	131
1	Questions posées au prospecteur	131
2	Outils préliminaires	132
2.1	Informations disponibles	132
2.2	Cartographie	133
2.3	Images satellite	133
2.4	Photo-interprétation	134
3	Enquêtes de terrain	135
3.1	Visite préliminaire	135
3.2	Rendez-vous techniques et investigations complémentaires	135
4	Hydrogéophysique	136
4.1	Méthodes hydrogéophysiques	136
4.1.1	Principe	136
4.1.2	Choix des méthodes	137
4.1.3	Procédures géophysiques	139
4.2	Méthode des résistivités électriques	139
4.2.1	Principe	139
4.2.2	Mesure	141
4.2.3	Mise en œuvre	144
4.3	Méthodes électromagnétiques	155
4.3.1	Principe	155
4.3.2	Mesure	156
4.3.3	Méthode VLF	156
4.3.4	Méthode Slingram	158
4.3.5	Sondages TDEM (Time Domain Electro-Magnetism)	161
4.4	Résonance magnétique protonique (RMP)	162
4.4.1	Principe	162
4.4.2	Prise de mesures	163
4.4.3	Interprétation	165
5	Procédures de prospection	168
5.1	Forages d'exploration	168
5.2	Évaluation de la ressource	168
5.3	Archivage des résultats et outils d'analyse	170
5.4	Élaboration des procédures de prospection	170
5.4.1	Questions hydrogéologiques	171
5.4.2	Choix des méthodes géophysiques	172
5.4.3	Apport des différentes méthodes géophysiques	173
	B. Exemples de terrain	180
1	Implantation de forages dans les sédiments non consolidés	180
1.1	Contexte général	180
1.1.1	Environnement physique	181
1.1.2	Environnement humain	182
1.1.3	Environnement hydrogéologique	182

1.1.4 Méthodologie de prospection	182
1.2 Résultats	183
1.2.1 Un site à forte productivité : école ACPI	183
1.2.2 Un site hétérogène : le village de Mukpen	186
1.3 Discussion	187
1.3.1 Analyse technique	187
1.3.2 Analyse des coûts	188
1.3.3 Conclusion : méthodologie géophysique	189
2 Caractérisation des aquifères de socle cristallin par sondages RMP	190
2.1 Contexte général	190
2.1.1 Nappes de socle cristallin	190
2.1.2 Équipements et méthodes	190
2.2 Principaux résultats	191
2.2.1 Typologie des réservoirs	191
2.2.2 Géométrie du réservoir	191
2.2.3 Paramètres hydrodynamiques du réservoir	192
2.2.4 Améliorer la caractérisation des aquifères	193
2.2.5 Principaux facteurs limitants	193
2.3 Conclusion	194
3 Localisation des aquifères karstiques saturés	195
3.1 Contexte général	195
3.1.1 Environnement physique	195
3.1.2 Objectifs et méthodologie	196
3.2 Exemples de terrain	197
3.2.1 Localisation du karst saturé par RMP	197
3.2.2 Estimation de la structure du karst par ERI	198
3.3 Conclusion	199

CHAPITRE 6 : Essais de pompage 201

1 Essai de nappe	202
1.1 Graphiques diagnostiques	202
1.1.1 Types de nappes	202
1.1.2 Conditions aux limites	203
1.1.3 Validation des données	204
1.2 Choix du modèle	204
1.3 Méthode de Jacob	205
1.3.1 Approximation logarithmique	206
1.3.2 Estimation des paramètres hydrodynamiques	206
1.3.3 Principe de superposition	207
1.4 Méthode de remontée de Theis	208
2 Essai de puits	208
2.1 Pompages par paliers non enchaînés	209
2.1.1 Méthode standard ACF	209
2.1.2 Validation et interprétation des données	210
2.1.3 Exemples	215
2.2 Pompages par paliers enchaînés	217
2.2.1 Méthode simplifiée	217
2.2.2 Calcul des rabattements corrigés	218
2.2.3 Estimation graphique des rabattements corrigés	220
2.2.4 Validation et interprétation des données	220
3 Exécution des pompages d'essai	221
3.1 Conception de l'essai	221
3.1.1 Rabattement maximal et débit de pompage	222
3.1.2 Essai de puits : nombre et durée des paliers	222
3.1.3 Essai de nappe : durée du pompage	223
3.1.4 Nombre et position des piézomètres	223
3.2 Réalisation de l'essai	224
3.2.1 Vérification du site	224
3.2.2 Équipement nécessaire	224

3.2.3 Ressources humaines	225
3.2.4 Suivi de l'essai	225
3.3 Rapport	225

CHAPITRE 7 : Puits

A. Constructions de puits	229
1 Ouvrages modernes	229
1.1 Puits ou forages ?	230
1.2 Aménagements de surface	230
1.2.1 Margelle	231
1.2.2 Trottoir et drainage	231
1.3 Exhaure manuel	231
1.3.1 Poulies et treuils	232
1.3.2 Chadouf	232
1.4 Diamètre	232
1.5 Cuvelage	234
1.6 Colonne de captage	234
2 Techniques de construction	234
2.1 Fonçage	234
2.1.1 Règles de sécurité	234
2.1.2 Techniques de fonçage	235
2.2 Cuvelage	235
2.2.1 Terrain stable, cuvelage en remontant	235
2.2.2 Terrains instables, cuvelage en descendant	236
2.2.3 Sables bouillants, cuvelage captant l'eau	237
2.2.4 Ancrages	238
2.2.5 Épaisseurs du cuvelage, dosage du béton, armatures	238
2.3 Captage autonome	238
2.3.1 Buses préfabriquées	239
2.3.2 Coulage de la colonne au fond du puits	239
2.3.3 Trousse coupante	239
2.3.4 Havage de la colonne sous son propre poids	240
2.3.5 Massif filtrant	241
2.4 Développement du puits	241
2.5 Utilisation d'explosifs	241
2.6 Puits profonds au Mali	242
3 Réhabilitation des ouvrages	243
3.1 Pourquoi réhabiliter ?	243
3.2 Réhabilitation du cuvelage	244
3.2.1 Réhabilitation du cuvelage existant	244
3.2.2 Nouveau cuvelage et captage	244
3.3 Curage et surcreusage	245
4 Désinfection	246
B. Exemples de terrain	247
1 Mise en œuvre	247
1.1 Devis quantitatif des travaux	247
1.2 Durée de construction d'un puits	248
1.3 Planning de construction de 10 puits	250
2 Moyens à mobiliser	250
2.1 Moyens humains	250
2.2 Matériaux	250
2.3 Équipements	251

A. Réalisations de forages	253
1 Forages d'eau	254
1.1 Forages ou puits ?	254
1.2 Prospection et exploitation	254
1.3 Exemples et coûts de forage	255
2 Techniques de forage	255
2.1 Principe du forage rotary	255
2.2 Principe du forage percussion (MFT)	256
2.3 Paramètres de la foration	257
2.3.1 Rotation, poussée et force de levage	258
2.3.2 Fluides de forage	258
2.3.3 Boue au rotary	259
2.3.4 Air au MFT	260
2.3.5 Normes et standards	261
3 Machines légères de forage	262
3.1 Kit ACF-PAT 201	262
3.2 Kit ACF-PAT 301	263
3.2.1 Spécificités techniques	264
3.2.2 Principe de fonctionnement	267
3.3 Kit ACF-PAT 401 PTO	267
3.4 Autres machines de forage légères	269
4 Dimensionnement des forages	271
4.1 Choix des tubes	271
4.2 Prétubage	272
4.3 Exemples de configurations usuelles	273
5 Réalisation des forages	274
5.1 Choix de la technique	274
5.2 Préparation du chantier	274
5.2.1 Installation	274
5.2.2 Fosses à boue	275
5.2.3 Préparation de la boue de forage	276
5.2.4 Évacuation des cuttings au marteau fond de trou	277
5.3 Mise en œuvre du forage rotary	277
5.3.1 Démarrage	277
5.3.2 Avancement, ajout d'une tige	278
5.3.3 Retrait d'une tige	278
5.3.4 Difficultés usuelles	278
5.3.5 Analyse des cuttings et signes d'eau	279
5.4 Mise en œuvre du forage percussion MFT	280
5.4.1 Réglage et lubrification du marteau fond de trou	280
5.4.2 Installation du marteau	280
5.4.3 Déroulement de la foration	281
5.4.4 Difficultés et solutions possibles	282
5.4.5 Analyse des cuttings, signes d'eau et estimation du débit	282
6 Équipement du forage	283
6.1 Tubage définitif	283
6.1.1 Choix des tubes et crépines	283
6.1.2 Mise en place du tubage	284
6.2 Gravier filtre et cimentation	286
6.2.1 Mise en place du massif filtrant	286
6.2.2 Cimentation	286
7 Développement	287
7.1 Nettoyage du forage	287
7.2 Procédés de développement	288
7.2.1 Développement pneumatique (air lift)	288
7.2.2 Autres techniques de développement	290
7.2.3 Pompage	290
7.4 Débit instantané	290

8	Suivi et rapport de forage	291
9	Aménagement de surface	291
	B. Réhabilitations de forages	292
1	Introduction	292
2	Description des causes de détérioration d'un forage	292
2.1	Corrosion électrochimique et bactérienne	293
2.2	Colmatage mécanique, chimique et biologique	293
2.2.1	Colmatage mécanique	293
2.2.2	Colmatage chimique	294
2.2.3	Colmatage biologique	294
2.3	Érosion	294
3	Diagnostic	294
3.1	Méthodologie	294
3.1.1	Collecte d'informations préliminaires	294
3.1.2	Examen rapide	295
3.1.3	Utilisation d'instruments de contrôle	295
3.1.4	Pompage d'essai et analyses d'eau	295
3.2	Pompage d'essai et analyses d'eau	296
4	Interventions techniques	297
4.1	Développement	297
4.2	Curage et surforage	297
4.3	Rééquipement	297
4.4	Décolmatage	297
4.5	Réhabilitation des aménagements de surface	298
5	Maintenance préventive	299
6	Abandon d'un forage	299
	C. Exemples de terrain	300
1	Planification d'une campagne de forage	300
2	Moyens à mobiliser	301
2.1	Moyens humains	301
2.2	Coûts de forage	301
3	Aperçus de quelques programmes	303
3.1	Zone sédimentaire non consolidée	303
3.2	Zone de socle	304
	D. Puits de forage	308
1	Puits sur forage concentrique	308
1.1	Mise en œuvre	308
1.1.1	Réalisation du forage	308
1.1.2	Réalisation du puits	309
1.1.3	Planification	309
1.2	Moyens à mobiliser	309
1.2.1	Moyens humains	309
1.2.2	Coûts forage et puits	310
2	Puits sur forage latéral	310
2.1	Construction du puits-citerne (ou contre-puits)	311
2.2	Réalisation de la connexion puits-forage	311
	CHAPITRE 9 : Pompage	313
1	Généralités	313
2	Pompes motorisées	314
2.1	Principe de fonctionnement des pompes centrifuges	315
2.2	Étanchéité d'une pompe centrifuge	316
3	Hydraulique de pompage	316
3.1	Puissance	316
3.2	Hauteur d'aspiration	316
3.3	Débit et hauteur manométrique totale (HMT)	317
3.3.1	Courbe caractéristique d'une pompe	318

3.3.2 Pertes de charge	319
3.4 Point de fonctionnement sur un réseau	319
3.5 Courbes caractéristiques particulières	320
3.5.1 Influence de la vitesse de rotation du rotor	320
3.5.2 Canalisation de refoulement vannée	320
3.5.3 Montage de deux pompes identiques en série	320
3.5.4 Montage de deux pompes identiques en parallèle	321
3.5.5 Couplage de deux pompes différentes	321
4 Choix d'une pompe motorisée	322
4.1 Motopompe centrifuge de surface	322
4.2 Pompe électrique immergée	323
5 Alimentation électrique	324
5.1 Puissance et intensité	325
5.1.1 Rendement	325
5.1.2 Puissance électrique	325
5.1.3 Intensité et tension	325
5.2 Dimensionnement d'un générateur	327
5.2.1 Calcul théorique des puissances (moteur et groupe)	327
5.2.2 Calcul empirique	327
6 Pompes d'épuisement	327
6.1 Principe et matériel	327
6.2 Pompes d'épuisement électriques	328
6.3 Pompes d'épuisement pneumatiques	328
7 Pompes à énergie renouvelable	329
7.1 Pompes solaires	329
7.1.1 Énergie solaire	329
7.1.2 Dimensionnement des stations de pompage solaire	330
7.2 Énergie hydraulique	331
7.2.1 Vitesse de rotation de la pompe	332
7.2.2 Test de performance	333
7.2.3 Matériel pour pompe Garman	333
8 Pompes à motricité humaine	333
8.1 Typologie des principales pompes à main	334
8.2 Pompes à piston	335
8.2.1 Pompes refoulantes (à piston immergé)	335
8.2.2 Pompes aspirantes	337
8.3 Hydropompes	337
8.4 Pompes à rotor	339
8.5 Pompes à corde (rope pump ou pompe Mecate)	339
8.6 Pompe à pédales	340

CHAPITRE 10 : Sources

A. Captage de sources et dimensionnement des réservoirs	343
1 Captage de sources	343
1.1 Mesure de débit	343
1.2 Contexte hydrogéologique	343
1.3 Captage	344
1.4 Aménagement	346
2 Réservoir de stockage	347
2.1 Réservoir sur captage de source	347
2.2 Réservoir de réseau gravitaire	347
2.3 Réservoir sur réseau avec pompage	349
2.4 Réservoir de récupération d'eau de pluie	349
2.5 Réservoir de récupération d'eau de ruissellement	350
B. Exemples de terrain	351
1 Captage de source	351

2	Point d'eau	353
2.1	Terrassement	354
2.2	Fondations	354
2.3	Radier en béton armé	355
2.4	Plomberie	357
2.5	Maçonnerie	357
2.6	Canal à niveau constant	358
2.7	Canal d'évacuation	358

CHAPITRE 11 : Réseau de distribution gravitaire

A.	Conception et construction	359
1	Étude de faisabilité	359
1.1	Tracé du plan de distribution	359
1.2	elevé topographique rapide	362
1.3	Validation technique	363
2	Étude détaillée	363
2.1	Relevé topographique	363
2.1.1	Choix du tracé	363
2.1.2	Méthodologie de relevé topographique	363
2.1.3	Tracé du profil topographique	364
2.2	Dimensionnement hydraulique	364
2.2.1	Profils d'énergie	364
2.2.2	Calcul des pertes de charge	367
2.3	Dimensionnement du réseau	369
2.3.1	Dimensionnement du réservoir	369
2.3.2	Positionnement des ouvrages	370
2.3.3	Choix des types, diamètres et longueurs de tuyaux	372
2.3.4	Plan de vannage du réseau	373
3	Construction du réseau	375
3.1	Bassin de mise en charge / bassin brise-charge	375
3.2	Réservoir de stockage	376
3.3	Canalisation	377
3.3.1	Tuyaux et accessoires	377
3.3.2	Mise en place des tuyaux	385
3.4	Bornes-fontaines	388
3.4.1	Équipement	389
3.4.2	Construction	389
B.	Exemples de terrain	390
1	Réseaux gravitaires sur captage de source	391
1.1	Planification	391
1.2	Moyens humains et financiers	391
1.3	Exemple du réseau de Ban Houn	393
2	Réseaux d'urgence sur forage	405
2.1	Mise en œuvre	405
2.2	Moyens humains et financiers	405
3	Réseau d'urgence sur rivière	406
3.1	Mise en œuvre	406
3.1.1	Pompage	407
3.1.2	Floculation-décantation	407
3.1.3	Désinfection et stockage	407
3.1.4	Module unitaire de traitement	407
3.1.5	Montage d'un réservoir rigide type Oxfam	407
3.1.6	Floculation sur filtre	408
3.2	Exemple du réseau d'Ashwa	408
3.2.1	Station de pompage et réseau	409

3.2.2	Fonctionnement de la station	409
3.2.3	Moyens humains et gestion de la station	409
3.2.4	Coûts des équipements	410

CHAPITRE 12 : Traitement de l'eau 411

1	Procédés de traitement	411
1.1	Choix des procédés	411
1.1.1	Différents procédés	411
1.1.2	Analyses rapides	412
1.2	Prétraitements	412
1.2.1	Dispositifs de pompage	412
1.2.2	Stockage-décantation	413
1.3	Floculation-décantation	413
1.3.1	Principe	413
1.3.2	Mise en œuvre	413
1.3.3	Analyse de l'eau	415
1.4	Désinfection	415
1.4.1	Principe de la chloration	416
1.4.2	Mise en œuvre	417
1.4.3	Mesure du chlore résiduel libre	419
1.5	Filtration	420
1.5.1	Filtration sur bougies céramiques	420
1.5.2	Filtration rapide sur sable	420
1.5.3	Filtration lente sur sable	420
1.6	Aération	421
2	Dosage de réactifs	422

CHAPITRE 13 : Assainissement 427

1	Introduction	428
1.1	Problème de l'assainissement dans le monde	428
1.2	Importance de l'assainissement	428
2	Les maladies liées à l'assainissement et leur contrôle	429
3	Éléments-clés pour la mise en place d'un projet d'assainissement de l'environnement	430
3.1	Importance des facteurs socioculturels et de la perception de l'assainissement au niveau communautaire	430
3.1.1	Une étape obligée	430
3.1.2	Facteurs socioculturels, croyances et pratiques	430
3.1.3	Assainissement et question du genre	431
3.2	Promotion de l'assainissement	431
3.3	Modes de travail et participation de la communauté	432
3.4	Assainissement dans les écoles et implication des enfants	432
3.5	Risques de contamination des points d'eau	433
4	Gestion des excréments	434
4.1	Défécation en milieu ouvert	435
4.2	Latrines sèches	435
4.2.1	Latrines à fosse simple	435
4.2.2	Latrines à fosse ventilée (VIP)	436
4.2.3	Construction	437
4.2.4	Utilisation et maintenance	442
4.3	Latrines à siphon	443
4.3.1	Principe	443
4.3.2	Construction	443
4.3.3	Fosse septique	444
4.3.4	Système Aqua-Privy	447
4.3.5	Utilisation et maintenance	447
4.3.6	Élimination des effluents de fosses septiques	448
4.4	Avantages et inconvénients des latrines simples, des latrines VIP et des latrines à siphon	450
4.5	Latrines à compost	450
4.5.1	Avantages et inconvénients	450
4.5.2	Processus de compostage	451

4.5.3 Exemples de terrain	451
4.6 Latrines sur terrains rocheux, sur terrains gelés, lorsque les eaux souterraines sont proches de la surface, et en zones inondables	456
4.6.1 Latrines à double fosse (pour latrines simples ou à siphon)	456
4.6.2 Latrines à compost	456
4.6.3 Latrines à fosse surélevée	456
4.6.4 Latrines à seau ou tinette	457
4.7 Contrôle des excréments dans les camps de réfugiés et de déplacés	457
4.7.1 Champs et tranchées de défécation	458
4.7.2 Latrines simples	459
4.7.3 Latrines semi-permanentes ou permanentes	460
5 Autres activités d'assainissement	460
5.1 Structures d'hygiène personnelle	460
5.1.1 Points d'eau pour le lavage des mains (et le nettoyage anal)	460
5.1.2 Douches et aires de lavage	460
5.2 Piège à graisses	463
5.3 Drainage des eaux de surface	463
5.4 Contrôle des vecteurs	465
5.4.1 Mesures de contrôle	465
5.4.2 Utilisation d'insecticides	466
5.5 Gestion des déchets solides	467
5.5.1 Introduction	467
5.5.2 Enfouissement des déchets	467
5.5.3 Incinération	468
5.5.4 Contexte urbain	470
5.5.5 Administration des déchets de centres de santé	470

CHAPITRE 14 : Le choléra 427

1 Le choléra, rappels généraux	472
1.1 Vibrions	472
1.2 Signes cliniques	473
1.3 Contamination	473
1.4 Prévention de la contagion	473
1.5 Traitement	473
1.6 Vaccination	474
1.7 Immunisation naturelle	474
1.8 Risques pour le personnel	475
1.9 Épidémies	475
1.10 Facteurs épidémiologiques	476
2 Évaluation de la situation	476
2.1 Confirmer des cas signalés, mise en place d'un système de surveillance	476
2.2 Épidémies précédentes	477
2.3 Enquêtes sanitaires	477
2.4 Cholera Task Force	477
3 Stratégie d'intervention	477
3.1 Perspectives d'évolution de l'épidémie	477
3.1.1 Détermination du nombre de malades	477
3.1.2 Évaluation de la durée d'une épidémie	477
3.2 Stratégies/actions sanitaires	478
4 Types d'interventions	478
4.1 Centres d'isolation choléra grande capacité	478
4.2 Centres d'isolation choléra petite capacité	479
4.3 Association aux structures locales	479
4.4 Appui au ministère de la Santé	480
4.5 Actions urgentes	480
5 Centre d'isolation choléra (CIC)	480
5.1 Planification	481
5.2 Choix du site	482
5.3 Aménagement du centre	483
5.4 Alimentation en eau	484

5.4.1 Stockage	486
5.4.2 Distribution	486
5.5 Équipements sanitaires	486
5.5.1 Pédiluve et lave-mains	486
5.5.2 Fosse à excréta	487
5.5.3 Latrines	487
5.5.4 Douche	487
5.5.5 Incinérateur	488
5.5.6 Points ORS et lave-mains	488
5.5.7 Aire de lavage	488
5.5.8 Point de préparation des différentes solutions	488
5.5.9 Petit équipement	488
5.5.10 Drainage	489
5.6 Abris	489
5.7 Barrières sanitaires	489
5.8 Gestion	489
5.8.1 Organigramme du personnel	489
5.8.2 Description des postes sanitaires	491
5.8.3 Recrutement et formation	492
5.8.4 Information	494
5.9 Autres structures, autres contextes	494
5.9.1 Bâtiment	494
5.9.2 Centre de petite capacité	494
6 Actions dans la communauté	495
6.1 Information et promotion de l'hygiène	495
6.2 Amélioration de la qualité de l'eau	495
6.2.1 Chloration des points d'eau existants	495
6.2.2 Distribution de produit désinfectant à domicile	497
6.3 Exemples d'actions spécifiques	498
6.3.1 Zones à risque fermées, les camps	498
6.3.2 Zones à risque ouvertes, grandes villes et milieu rural	498
7 Fin de l'intervention	498
7.1 Désengagement	498
7.1.1 Centre de traitement géré ou appuyé par une ONG	498
7.1.2 Surveillance et amélioration de la qualité de l'eau	499
7.1.3 Équipes éducation/désinfection sélectives	499
7.2 Bilan	499
7.2.1 Hypothèses de départ	500
7.2.2 Données épidémiologiques	500
7.2.3 Coûts	500
7.3 L'après-choléra	500

CHAPITRE 15 : Promotion de l'hygiène 505

1 Introduction	505
1.1 Qu'est-ce que la promotion de l'hygiène ?	505
1.2 Pourquoi la promotion de l'hygiène est-elle importante ?	505
1.3 Cycle de projet de la promotion de l'hygiène	507
2 Évaluation des besoins	507
2.1 Évaluation préliminaire	508
2.1.1 Détection des problèmes	508
2.1.2 Définition de la zone d'activité	509
2.1.3 Techniques d'évaluation	509
2.1.4 Organisation de l'évaluation détaillée	509
2.2 Évaluation détaillée	509
2.2.1 Que rechercher ?	509
2.2.2 Organiser l'évaluation détaillée	511
2.3 Techniques d'étude	513
2.3.1 Inspection sanitaire simplifiée	513
2.3.2 Observations structurées	513

2.3.3 Interview de personnes-clés	514
2.3.4 Enquête CAP	514
2.3.5 Discussions de groupes	520
2.3.6 Tri en trois	521
2.3.7 Ligne historique	521
2.3.8 Carte communautaire	521
2.3.9 Calendriers saisonniers	522
2.3.10 Rôle des genres/analyse des tâches	522
2.3.11 Analyses d'eau	522
2.4 Recrutement et formation de l'équipe d'évaluation	523
2.4.1 Sélection de l'équipe d'évaluation	523
2.4.2 Formation de l'équipe d'évaluation	523
2.5 Analyse de résultats	524
3 Conception et planification du programme	524
3.1 Définition des objectifs du programme	525
3.2 Sélection des pratiques à cibler	525
3.3 Sélection du public-cible	527
3.4 Conception des messages	527
3.5 Moyens de communication	528
3.5.1 Images	529
3.5.2 Théâtre/m Marionnettes	529
3.5.3 Histoires et contes	530
3.5.4 Chansons	530
3.5.5 Vidéo, diapositives, etc.	530
3.5.6 Médias de masse	530
3.6 Sélection des communicateurs	530
3.6.1 Les instituteurs comme communicateurs de l'hygiène	531
3.6.2 Animateurs communautaires en hygiène	531
3.7 Finalisation du plan de communication	533
3.8 Distribution de kits d'hygiène	533
4 Suivi et évaluation	534
4.1 Suivi	534
4.2 Évaluation	534
5 Exemple : Laos	535

CHAPITRE 16 : Gestion de l'eau 539

1 Objectifs principaux	540
2 Schémas de gestion	541
2.1 Acteurs de la gestion de l'eau	541
2.2 Contexte et gestion	544
2.2.1 Zones rurales et communautés isolées ou dispersées	544
2.2.2 Zones urbaines et périurbaines	544
2.2.3 Approvisionnement en eau en situation d'urgence	545
2.3 Types de gestion selon le système d'approvisionnement en eau	546
2.3.1 Sources et cours d'eau	546
2.3.2 Puits ouverts	547
2.3.3 Pompes à main	547
2.3.4 Éoliennes	547
2.3.5 Pompes motorisées et pompes électriques	548
2.3.6 Système de pompage à énergie solaire	548
2.3.7 Collecte des eaux pluviales	549
2.3.8 Réservoirs de surface (mares)	549
2.3.9 Système de traitement et de distribution de l'eau	550
2.3.10 Situations d'urgence	550
3 Gestion communautaire	551
3.1 Fonctionnement	551
3.2 Comité d'eau	552
3.2.1 Fonctions du comité d'eau	552
3.2.2 Membres du comité	553

3.3	Réparateurs	555
3.4	Réseau de pièces détachées	556
3.5	Autorités locales	556
3.6	Mise en place d'un système de gestion communautaire	556
3.6.1	Gestion de l'eau durant la phase d'évaluation des besoins	557
3.6.2	Mise en place du système de gestion et accords avec les communautés	557
3.6.3	Création et élection du comité d'eau	557
3.6.4	Participation communautaire lors de la construction	558
3.6.5	Formation des comités	558
3.6.6	Passation du système de l'approvisionnement en eau	559
3.6.7	Suivi	559
3.7	Recouvrement des coûts	560
3.7.1	Principes de la contribution	561
3.7.2	Systèmes de collecte	561
3.7.3	Estimation de la cotisation	561

CHAPITRE 17 : Urgences

A. Aménagement d'un camp	563
1 Choix du site et plan d'aménagement	567
1.1 Valeurs-guides	568
1.2 Schéma d'aménagement	568
2 Abris d'urgence	569
B. Transport d'eau par camions-citerne	570
1 Introduction	570
1.1 Contexte d'intervention	570
1.2 Stratégies de sortie	570
2 Opération	571
2.1 Camions-citerne	571
2.2 Distribution	572
2.2.1 Points de distribution	572
2.2.2 Désinfection de l'eau	574
3 Étude de cas	574
3.1 Convoyage d'eau vers des camps	574
3.2 Transport d'eau par camions-citernes dans des zones rurales d'Ogaden (communautés pastorales et agro-pastorales)	575
3.2.1 Contexte	575
3.2.2 Analyse de la situation	576
3.2.3 Identification des villages	577
3.2.4 Estimation des besoins en eau	577
3.2.5 Mise en œuvre	578

CHAPITRE 18 : Centres de nutrition thérapeutique

1 Introduction	581
2 Directives et recommandations	581
2.1 Directives	581
2.2 Recommandations	581
2.2.1 Assainissement	583
2.2.2 Approvisionnement en eau	583
2.2.3 Chloration	583
2.2.4 Analyse de l'eau	583
2.2.5 Promotion de l'hygiène	584
2.2.6 Suivi de l'état de santé des bénéficiaires	584
3 Conception d'un CNT	584

CHAPITRE 19 : Mares

1 Types de mares	585
2 Mares villageoises de type impluvium : exemple de la Birmanie	586
2.1 Étude de faisabilité	586

2.2	Recommandations techniques	586
2.3	Exemple de conception	587
2.4	Moyens humains et financiers	588
3	Mares pastorales, de type retenue d'eau : exemple de l'Éthiopie	589
4	Systèmes de collecte d'eau améliorés	591
4.1	Puits situé à côté de la mare	591
4.2	Filtration	592
ANNEXES 1 : Indicateurs de références		597
1	Indicateurs-guides en eau et assainissement selon la situation	597
2	Directives pour la planification des quantités d'eau minimales pour les institutions et autres usages	598
3	Directive de planification du nombre minimal de toilettes dans les lieux publics et autres institutions en situation de catastrophe	599
4	Indicateurs-guides liés à la sécurité alimentaire	599
ANNEXES 2 : Calcul des indicateurs		601
1	Indicateurs généraux	601
1.1	Estimation de la population	601
1.2	Mortalité	602
1.3	Morbidité	603
1.4	Statut nutritionnel	603
1.5	Indicateurs de sécurité alimentaire	604
2	Calcul des indicateurs spécifiques pour l'eau et l'hygiène	605
2.1	Quantité d'eau disponible et consommation d'eau	605
2.2	Accès au point d'eau	606
2.3	Qualité de l'eau	606
2.4	Assainissement et hygiène	607
2.5	Gestion de l'eau	608
ANNEXES 3 : Liste de contrôle pour l'évaluation initiale des besoins du projet Sphère		609
1	Généralités	609
2	Approvisionnement en eau	609
3	Élimination des excréments	610
4	Maladies à vecteur	610
5	Élimination des déchets solides	611
6	Drainage	611
ANNEXES 4 : Description de poste		613
ANNEXES 5 : Maladies liées à l'eau et à l'assainissement		613
1	Classification environnementale des infections liées à l'eau	617
2	Classification environnementale des infections liées aux excréments	618
3	Maladies liées à l'eau et aux excréments	620
ANNEXES 6 : Hydrologie		627
1	Écoulements	627
1.1	Types d'écoulement	627
1.1.1	Écoulement en charge	627
1.1.2	Écoulement en milieu poreux	628
1.2	Types d'énergie	628
1.2.1	Écoulement en charge ou à surface libre	628
1.2.2	Milieu poreux	629
1.3	Théorème de Bernoulli	629
1.4	Équation de continuité	629
2	Bilan hydrologique simplifié	630
2.1	Approche par l'amont	630
2.1.1	Calcul de l'écoulement total	630
2.1.2	Estimation des entrées	633

2.1.3 Variations dans le stock	634
2.1.4 Estimation de la recharge	634
2.2 Approche par l'aval	635
2.2.1 Estimation des sorties	635
2.2.2 Variations dans le stock	636
2.2.3 Estimation de la recharge	636
3 Données météorologiques mondiales	636
3.1 Températures en janvier	636
3.2 Températures en juillet	637
3.3 Précipitations annuelle moyennes	637
3.4 Ensoleillement sur une surface horizontale	637
ANNEXES 7 : Qualité de l'eau et analyse	639
ANNEXES 8 : Géophysique	649
1 Mesure de la résistivité : mode d'emploi	649
2 Charge de la batterie interne : mode d'emploi	650
3 Caractéristiques techniques	651
ANNEXES 9 : Fiches d'essai de pompage	657
ANNEXES 10 : Protection des ressources	661
1 Eaux souterraines	661
1.1 Migration de la pollution bactérienne	661
1.2 Périmètre de protection	661
1.2.1 Puits et forages	661
1.2.2 Sources	662
2 Eaux de surface	662
2.1 Exploitation d'une rivière	662
2.2 Aménagement des mares	663
3 Puisage, transport et stockage de l'eau	663
ANNEXES 11 : Forage	665
1 Kit machine de forage ACF-PAT 201	665
2 Kit machine de forage ACF-PAT 301 (MFT-rotary)	666
3 Kit machine ACF-PAT 401 PTO (MFT-rotary)	667
4 Kit machine ACF-PAT 301 T	668
5 Marteau fond de trou	669
6 Taillants trilames, quadrilames et tricones (2004)	670
7 Tubes de forage filetés en PVC (2004)	670
ANNEXES 12 : Hydraulique et unités de mesure	675
ANNEXES 13 : Fiches d'essai de pompage	687
1 Produits de désinfection	687
2 Produits de floculation	688
ANNEXES 14 : Génie civil	689
1 Mortiers, maçonnerie, bétons, aciers pour le béton armé	689
1.1 Mortier	690
1.1.1 Utilisation et dosage	690
1.1.2 Mise en œuvre et précautions	692
1.2 Maçonnerie	692
1.2.1 Utilisation	692
1.2.2 Mise en œuvre et précautions	692
1.2.3 Blocs préfabriqués en mortier	693
1.3 Béton	694

1.3.1 Utilisation	694
1.3.2 Dosage	694
1.3.3 Estimation des quantités de matériel nécessaire	694
1.3.4 Dosage de l'eau dans le béton, phénomènes de ségrégation	695
1.3.5 Mise en œuvre et précautions	695
1.3.6 Reprises de bétonnage	696
1.4 Aciers pour béton armé	697
1.4.1 Caractéristiques des aciers	697
1.4.2 Mise en œuvre, ancrage, recouvrements	697
2 Détermination rapide des ouvrages	698
2.1 Calcul des charges	698
2.2 Éléments en béton armé	698
2.2.1 Définitions	698
2.2.2 Poteaux	699
2.2.3 Poutres	700
2.2.4 Dalles	700
2.2.5 Murs de soutènement	703
2.2.6 Fondations	703
2.2.7 Réservoirs	704
2.3 Ouvrages classiques en maçonnerie	706
2.4 Aménagements de surface	707
3 En savoir plus	709
3.1 Efforts subis par les structures, placement des ferraillages en conséquence	709
3.1.1 Poutres et dalles sur appuis libres	709
3.1.2 Poteaux et murs	711
3.2 Calcul des structures et ouvrages classiques en béton armé	711
3.2.1 Introduction et méthodologie	711
3.2.2 Exemples d'application	711
3.2.3 Exemples d'applications numériques	715
4 Coffrages	724
4.1 Coffrages en bois	724
4.2 Coffrages en métal, moules pour puits	724
5 Estimation du temps de travail	729

INDEX	731
-------------	-----

Action Contre la Faim

Née dans le contexte de la crise afghane en 1979, Action Contre la Faim est fondée par un groupe d'intellectuels français, écrivains, philosophes, physicien, ainsi qu'un certain nombre de médecins, journalistes et humanistes. Alors que jusqu'ici, la lutte contre la faim était intégrée dans des combats plus généraux (lutte contre la pauvreté, lutte pour la santé, etc.), ils ont créé une organisation se consacrant exclusivement au problème de la faim au sens le plus large.

Notre objectif: lutter contre la faim par des opérations d'urgence puis favoriser l'autonomie des populations par des programmes de réhabilitation.

L'action porte sur cinq domaines d'activités stratégiques : la nutrition, le médical, l'eau – assainissement, la sécurité alimentaire et le plaidoyer.

Afin de mieux répondre aux besoins des populations, Action Contre la Faim s'est implantée en 1995 à Madrid et Londres, en 1997 à New York et en 2005 à Montréal. Bénéficiant ainsi d'un plus large potentiel de ressources humaines et financières, notre association a pu développer de nouveaux axes de recherches (prévention des crises humanitaires, SIDA, ...) et étendre ses programmes dans d'autres pays, notamment en Amérique latine.

Aujourd'hui, Action Contre la Faim est devenue l'une des plus importantes organisations humanitaires de lutte contre la faim dans le monde. Grâce à l'action coordonnée des cinq sièges d'Action Contre la Faim, l'association est actuellement présente aux côtés des populations vulnérables dans une quarantaine de pays.

La Charte

Action contre la Faim est une organisation non gouvernementale. Privée, apolitique, non-confessionnelle, non lucrative, elle a été créée en France en 1979 pour intervenir dans le monde entier.

Sa vocation est de sauver des vies en luttant contre la faim, la misère physiologique, les situations de détresse qui menacent de mort des hommes, des femmes, des enfants sans défense.

Action contre la Faim intervient dans l'une au moins des situations suivantes :

- en cas de crise grave, d'origine naturelle ou humaine, menaçant la sécurité alimentaire ou provoquant une situation de famine,
- en cas de déstructuration du tissu social, liée à des raisons intérieures ou extérieures, plaçant certaines populations dans une situation d'extrême vulnérabilité,
- là où l'assistance humanitaire est affaire de survie.

L'action de l'association se situe alors soit pendant la crise elle-même (intervention d'urgence), soit après (programmes de réhabilitation et de relance). Elle peut aussi intervenir dans la prévention des risques. Tous les programmes d'Action contre la Faim ont pour finalité de permettre à leurs bénéficiaires de recouvrer le plus vite possible leur autonomie et les moyens de vivre sans dépendre d'une assistance extérieure. Dans son activité, Action contre la Faim respecte les principes suivants :

Indépendance

De façon à préserver et à conserver sa liberté morale et financière, Action Contre la Faim agit en fonction de ses propres principes et ne se détermine en aucun cas en fonction d'intérêts de politique intérieure ou étrangère ou d'un gouvernement, quel qu'il soit.

Neutralité

Une victime est une victime. Action Contre la Faim oeuvre dans le respect d'une stricte neutralité et impartialité politiques et religieuses. Elle peut cependant être conduite à dénoncer les atteintes aux droits de l'homme dont elle est témoin, ainsi que les entraves mises au bon déroulement de sa mission humanitaire.

Non discrimination

Action Contre la Faim se refuse, dans son action, à toute discrimination de race, de sexe, d'ethnie, de religion, de nationalité, d'opinion ou de classe.

Accès libre et direct aux victimes

Action Contre la Faim fonde son action sur une exigence de libre accès aux victimes et sur le contrôle direct de ses programmes. Elle se donne tous les moyens pour y parvenir et s'autorise à dénoncer les entraves mises à son action et à agir pour y mettre fin. Elle vérifie aussi l'affectation de ses ressources, afin que celles-ci parviennent bien aux individus en situation précaire auxquels elles sont destinées. En aucun cas, les partenaires avec lesquels elle peut être amenée à travailler ne doivent être les ultimes bénéficiaires de ses programmes d'aide.

Professionnalisme

Action Contre la Faim fonde la conception, la réalisation, la gestion et l'évaluation de ses programmes sur des exigences de professionnalisme et sur la capitalisation de son expérience, afin d'optimiser son efficacité et l'utilisation de ses ressources.

Transparence

Action Contre la Faim s'engage, vis à vis de ses bénéficiaires comme de ses partenaires et donateurs, à respecter transparence et information dans l'affectation et la gestion de ses fonds, et à se doter de toutes les garanties visant à apporter la preuve de sa bonne gestion.

Tous les membres d'Action Contre la Faim, dans le monde entier, adhèrent aux principes de la charte et s'engagent à la respecter.

Bibliographie

Références générales sur les programmes d'Eau et d'Assainissement

- Abdallah S, Burnham G, eds. (2000). *Public health guide for emergencies*. IFRC/The Johns Hopkins University, Baltimore, MD.
- Adams J (1999). *Managing water supply and sanitation in Emergencies*. OXFAM, Oxford.
- Cairncross S, Feachem R (1993). *Environmental health engineering in the tropics*. John Wiley & Sons, Chichester.
- Davis J, Lambert R (2002). *Engineering in emergencies: a practical guide for relief workers*. 2nd ed. RedR/IT Publications, London.
- DFID - WELL (1998). *Guidance manual on water supply and sanitation programmes*. DFID – WELL, London.
- Harvey P, Baghri S, Reed RA (2002). *Emergency sanitation: assessment and programme design*. WEDC, Loughborough.
- House S, Reed RA (1997). *Emergency water sources: guidelines for selection and treatment*. WEDC, Loughborough.
- Sphere Project (2004). *Humanitarian charter and minimum standards in disaster relief*. 2004 ed. Sphere Project, Geneva.
- UNHCR (1999). *Handbook for emergencies*. 2nd ed. UNHCR, Geneva.
- WHO (2003). *Guidelines for drinking-water quality*. WHO, Geneva.
- Wisner B, Adams J (2002). *Environmental health in emergencies and disasters: a practical guide*. WHO, Geneva.

I Elaboration des Programmes

- Action contre la Faim (1998) *Géopolitique de la faim*. PUF, Paris, 303 p.
- ALNAP (2003). *Humanitarian action: improving monitoring to enhance accountability and learning*. Annual Review. ALNAP, London.
- Billig P, Bendahmane D, Swindale A (1999) *Water and sanitation indicators measurement guide*. Food and Nutrition Technical Assistance Project, USAID, Washington, DC.
- Boot M. (1994) *L'union ... fait la santé, intégrer l'éducation à l'hygiène aux programmes eau*. IRC, La Haye, 191 p.
- Brikké F, Rojas J (2002). *Key factors for sustainable cost recovery in the context of community managed water supply*. IRC International Water and Sanitation Centre, The Hague.
- Cairncross S, Saywell D (2004). *Measuring the health impact of water and sanitation*. WELL website.
- Clasen TF, Cairncross S (2004). Household water management refining the dominant paradigm. *Tropical Medicine and International Health*, 9(2):187-191.
- Davis J. & Lambert R. (1997) *Engineering in emergencies*, Red-R 1995. Intermediate technology Publication, Londres, 717 p.

- DFID (1997). *Guidelines for Humanitarian Project Proposals and Reporting*. Department for International Development, London.
- Eade D, Williams S (2000). *The Oxfam Handbook of development and relief*. OXFAM, Oxford.
- European Commission (1999) *Project cycle management: training handbook*. European Commission, Brussels.
- European Commission (1998). *Towards sustainable water resources management: a strategic approach*. European Commission, Brussels.
- European Commission (2004). *Aid delivery methods: Vol. 1, project cycle management guidelines*. European Commission, Brussels.
- FAO (2004). *The state of food insecurity in the world*. FAO, Rome.
- Gaspar D (1999). *El Enfoque del Marco Lógico más allá de los proyectos. El seguimiento y la evaluación de la ayuda humanitaria en emergencias complejas*. Revista Española de Desarrollo y Cooperación, No. 4, IUDC.
- HCR (1996) *Lutte anti-vectorielles dans les situations de réfugiés*. HCR/OMS, Genève & Rome, 104 p.
- OECD (1999). *Guidance for evaluation of humanitarian assistance in complex emergencies*. OECD, Paris.
- Prüss A et al. (2002). Estimating the burden of disease from water, sanitation and hygiene at a global level. *Environmental Health Perspectives*, 110(5).
- Scanlon J, Cassar A, Nemes N (2004). *Water as a human right?* IUCN, Bonn.
- United Nations Committee on Economic, Social and Cultural Rights (2002). *The Right to Water*. Articles 11 and 12 of the International Covenant on Economic and Cultural Rights. CESCR General Comment 15, 26 November 2002, U. N. Doc. E/C.12/2002/11.
- World Bank (2004). *Public and private sector roles in water supply and sanitation*. World Bank, Washington, DC.

II Ressources en Eau

- Appelo C.A.J. et al. (1996) *Geochemistry, groundwater and pollution*. A.A. Balkema, Rotterdam, 536 p.
- Beauce A et al. (1996) *Une nouvelle méthode géophysique pour les études hydro-géologiques : l'application de la résonance magnétique nucléaire*. Hydrogéologie 1, 71-77.
- Brassington R (1998). *Field hydrogeology*. 2nd ed. John Wiley & Sons, New York – Toronto.
- BRGM (1992). *L'eau des granites, une ressource vitale, un facteur nouveau de développement. Summary of Exploitation des eaux souterraines en zone de socle au Burkina Faso 1984-1991*. Report R33576. BRGM/AQUATER Orléans.
- BURGEAP-CIEH (1988) *Essais de débit simplifiés sur forage d'hydraulique villageoise*, 7 p.
- Forkasiewicz J. (1972) *Interprétation des données de pompage d'essai pour l'évaluation des paramètres de l'aquifère*. BRGM, Orléans, 50 p.
- Caron J.M. et al. (1995) *Comprendre et enseigner la planète terre* (3^e éd.). Ophrys, Paris, 271 p.
- Castany G. (1982) *Principes et méthodes de l'hydrogéologie*. Dunod, Paris, 236 p.
- Chapellier D (1987). *Diagraphies appliquées à l'hydrologie*. Lavoisier, Paris.
- CIEH and BURGEAP (1988). *Essais de débit simplifiés sur forages d'hydraulique villageois*. BURGEAP. Paris.
- D Gaujous (1995). *La pollution dans les milieux aquatiques*. Lavoisier, Paris.
- De Marsily G. (1986) *Quantitative hydrogeology, groundwater hydrology for engineers*. Academic Press, Londres, 440 p.
- Descloître M. (1998) *Les sondages électromagnétiques en domaine temporel (TDEM) : application à la prospection d'aquifères sur les volcans de Fogo et du Piton de la Fournaise*. Thèse de doctorat de l'université Pierre-et-Marie-Curie (Paris VI), 238 p.

- Fetter C.W. (1994) *Applied hydrogeology* (3^e éd.). Library of congress, Wiley, New York, 91 p.
- Forkasiewicz J (1972). *Interprétation des données de pompage d'essai pour l'évaluation des paramètres des aquifères*. 72 SGN 273 AME. BRGM, Orléans.
- Fourcassié P, Vouillamoz J-M (2000). *Apport de la géophysique à l'implantation de forages d'eau au Honduras, département de Choluteca*. ACF, Paris.
- Genetier B. (1984) *La pratique des pompages d'essai en hydrogéologie*, manuels & méthodes (n° 9). BRGM, Orléans, 132 p.
- House S, Reed RA (1997). *Emergency water sources: guidelines for selection and treatment*. WEDC, Loughborough.
- Howard AG (2002). *Water quality surveillance – a practical guide*. WEDC, Loughborough.
- Kruseman GP, de Ridder, NA (2000). *Analysis and evaluation of pumping test data*. ILRI, Wageningen.
- Kunetz G (1966). *Principles of direct current resistivity prospecting*. Gebrüder Borntraeger, Berlin.
- Lachassagne P et al. (2001). *Exploitation of high yields in hard-rock aquifers: downscaling methodology combining GIS and multicriteria analysis to delineate field prospecting zones*. *Groundwater*, 39(4):568-582.
- Lencastre A. (1995) *Hydraulique générale*. Eyrolles & Safege, Paris, 633 p.
- Lubczynski M, Roy J (2003). *MRS contribution to hydrogeological parameterisation*. MRS second international workshop. BRGM, Orleans.
- Maher W (2003). *Drinking water quality*. SER.
- Meyer de Stadelhofen C. (1991) *Applications de la géophysique aux recherches d'eau*. Lavoisier, technique et documentation, Paris, 183 p.
- Milsom J. (1989) *Field Geophysics*. John Wiley & Sons, New York, 182 p.
- Nelson K.D. (1991) *Design and construction of small earth dams*. Inkata Press, Melbourne, 116 p.
- Organisation mondiale de la Santé (2004) *Directives de qualité pour l'eau de boisson (3^e éd., vol. 1, Recommandations)*. Genève, 511 p.
- Pacey A. et al. (1986) *Rainwater harvesting, the collection of rainfall and runoff in rural areas*. Intermediate technology publications, Londres, 216 p.
- Plote H (1986). *Sondage de reconnaissance hydrogéologique, méthode du MFT*. BRGM, Orléans.
- Pomerol A. & Renard M. (1997) *Éléments de géologie (11^e éd.)*. Masson, Paris, 629 p.
- Réménieras G (1986). *L'hydrologie de l'ingénieur*. Editions Eyrolles, Paris.
- Robens Centre for Public and Environmental Health (2000). *OXFAM-DELAGUA portable water testing kit, users manual*. University of Surrey, Guildford.
- Rodier J. (1996) *L'analyse de l'eau (8^e éd.)*. Dunod, Paris, 1383 p.
- Schneebeli G. (1987) *Hydraulique souterraine*. Eyrolles, Paris, 362 p.
- Travy Y. (1988) *Hydrogéochimie et hydrogéologie des aquifères fluorés du bassin du Sénégal, origine et conditions de transport du fluor dans les eaux souterraines*. Thèse sciences, Université de Paris-Sud, Orsay, 190 p.
- Université d'Avignon et des pays de Vaucluse (1990) *L'hydrogéologie de l'Afrique de l'ouest, synthèse des connaissances, socle cristallin et cristallophyllien en sédimentaire ancien (2^e éd.)*. Ministère de la coopération et du développement, collection maîtrise de l'eau, 147 p.
- Vouillamoz J-M (2003). *La caractérisation des aquifères par une méthode non invasive: les sondages par résonance magnétique protonique*. Université de Paris XI, Orsay, Paris.
- Vouillamoz J-M et al. (2002). *Application of integrated magnetic resonance sounding and resistivity methods for borehole implementation: a case study in Cambodia*. *Journal of Applied Geophysics*, 50(1-2):67-81.
- Vouillamoz J-M et al. (2003). *Localisation of saturated karst with magnetic resonance sounding and resistivity imagery*. *Ground Water*, 41(5):578-587.
- Vouillamoz J-M, Chatenoux B (2001). *Apport de la géophysique à l'implantation de forages d'eau au*

- Mozambique, méthodes électriques, TDEM et RMP. Proceedings of 3rd Colloque GEOFCAN (51-54). INRA, Orléans.
- Vouillamoz J-M et al. (2003). *Magnetic Resonance Sounding: application to the characterisation of the crystalline basement aquifers of Burkina Faso*. Deuxième séminaire international sur la méthode de Résonance Magnétique des Protons appliquée à la recherche non invasive d'eau souterraine. BRGM, Orléans.
- WHO (2003). *Guidelines for drinking-water quality*. 3rd ed. Vol. I, recommendations. WHO, Geneva.
- Wright E.P. et al. (1992) *The hydrogeology of crystalline basement in Africa*. Geological Society special publication n° 66 (Grande-Bretagne), 264 p.

III Alimentation en Eau

- AFVP-GRET (1987) *Le captage des sources (Dossier n° 10)*. GRETE, Paris, 139 p.
- Ball C, Ball M (1991). *Water supplies for rural communities*. IT Publications, London.
- Ball P (2001). *Drilled Wells*. SKAT, St. Gallen.
- BURGEAP (1980) *La construction des puits en Afrique tropicale (2^e éd.)*. Ministère de la coopération et du développement, Paris, 235 p.
- Carlier M. (1986) *Hydraulique générale et appliquée*. Eyrolles, Paris, 565 p.
- Degremont Y. (1989) *Mémento technique de l'eau (9^e éd.)*. Lavoisier, technique et documentation, Paris, 1459 p.
- Jordan D.T. (1980) *A handbook of gravity-flow water supply*. Intermediate technology, Londres, 224 p.
- Lecastre A. (1995) *Hydraulique générale*. Safege, Eyrolles Paris, 633 p.
- Mabillot A. (1988) *Le forage d'eau, guide pratique*. Johnson Filtration System, Naintre, 238 p.
- OXFAM (1998). *Water treatment in Emergencies*. OXFAM, Oxford.
- Pacey A et al. (1986). *Rainwater harvesting: the collection of rainfall and runoff in rural areas*. IT Publications, London.
- Pacey A. et al. (1986) *Rainwater harvesting, the collection of rainfall and runoff in rural areas*. Intermediate technology publications, Londres, 216 pages
- Plote H. (1986) *Sondage de reconnaissance hydrogéologique, méthode du MFT*. BRGM, Orléans, 150 p.
- Raymond R. (1995) *Drilling for water, practical manual (2^e éd.)*. Avebury, Aldershot (Grande-Bretagne), 180 p.
- Schultz CR, Okun DA (1983). *Surface water treatment for communities in developing countries*. IT Publications, London /John Wiley & Sons, New York.
- SOGREAH (1985) *Manuel du technicien du génie rural*. Ministère des relations extérieures, coopération et développement. La documentation française, Paris, 391 p.
- Watt SB (1978). *Ferrocement water tanks and their construction*. IT Publications, London.

IV Assainissement

- Adams J (1999). *Managing water supply and sanitation in emergencies*. OXFAM, Oxford.
- Agencia Sueca de Cooperación Internacional para el Desarrollo / Fundacion Friedrich Ebert-México (1999). *Saneamiento ecológico*.
- Ali M, Cotton A, Westlake K (1999). *Down to earth: solid waste disposal for low-income countries*. WEDC, Loughborough.
- Cave B, Kolsky P (July 1999). *Groundwater, latrines and health*. WELL Study. WELL, London.
- Cotton A, Saywell D (1998). *On-plot sanitation in low income urban communities*. WEDC, Loughborough.

- Feachem R et al. (1983). *Sanitation and disease: health aspects of excreta and wastewater management*. John Wiley & Sons, Chichester.
- Franceys R, Pickford J, Reed RA (1992). *A guide to the development of on-site sanitation*. WHO, Geneva.
- Harvey P, Baghri S, Reed RA (2002). *Emergency sanitation: assessment and programme design*. WEDC, Loughborough.
- Hausman B (1994). *Guidelines for epidemics : cholera*. MSF, Amsterdam.
- Lacarin C, Reed RA (1999). *Emergency vector control using chemicals* WEDC, Loughborough.
- PAHO (1982). *Environmental health management after natural disasters*. Scientific Publication 430. PAHO, Washington, DC.
- PAHO (2002) *Tecnologías Apropriadas en Agua Potable y Saneamiento Básico (Appropriate drinking water and sanitation technonolgies)*. PAHO, Washington, DC.
- Pickford J (1995). *Low-cost sanitation: a survey of practical experience*. IT Publications, London.
- Prüss A, Giroult E, Rushbrook P, eds. (1999). *Safe management of health-care wastes*. WHO, Geneva.
- Rottier E, Ince M (2003). *Controlling and preventing disease: the role of water and environmental sanitation interventions*. WEDC, Loughborough.
- Simpson-Hebert M, Wood S (1998). *Sanitation Promotion*. WSSCC working group on sanitation promotion. WHO, Geneva.
- UNHCR (1997). *Vector and pest control in refugee situations*. UNHCR, Geneva.
- UNICEF (1998). *A manual on school sanitation and hygiene*. Water, Environment and Sanitation Technical Series - No. 5. UNICEF, New York, NY.
- UNICEF (1998). *A sanitation handbook*. Water, Environment and Sanitation Technical Series - No. 3. UNICEF, New York, NY.
- WHO (1993). *Guidelines for cholera control*. WHO, Geneva.
- Winblad U, Kilaba W (1988). *Sanitation without water*. Macmillan, London & Basingstoke.

V Promotion de l'Hygiene et gestion communautaire

- Almedom AM, Blumenthal U, Manderson L (1997). *Hygiene evaluation procedures: approaches and methods for assessing water- and sanitation-related hygiene practices*. International Nutrition Foundation for Developing Countries, Boston, MS / IT Publications, London..
- Benenson, AS, ed. (1995). *Control of communicable diseases in man*. 16th ed. American Public Health Association, Washington, DC.
- Cairncross S, Kochar VJ (1994). *Studying hygiene behaviour: methods, issues and experiences*. Sage Publications, London.
- Ferron S, Morgan J, O'Reilly M (2000). *Hygiene promotion, a practical manual for relief and development*. IT Publications/CARE International, London.
- Hubley J (1993). *Communicating health*. Macmillan, London & Basingstoke.
- Narayan D (1993). *Participatory evaluation: tools for managing change in water and sanitation*. World Bank, Washington, DC.
- Srinivasan L (1990). *Tools for community participation: a manual for training trainers in participatory techniques*. PROWESS/UNDP, New York, NY.
- UNICEF and The London School of Hygiene and Tropical Medicine (1999). *A manual on communication for water supply and environmental sanitation programmes*. Water, Environment and Sanitation Technical Series - No. 6. UNICEF
- Van Wijk C, Murre T (1995). *Motivating better hygiene behaviour: importance for public health mechanisms of change*. IRC International Water and Sanitation Centre, The Hague.

VI Interventions Spécifiques

- Adams J (1999). *Managing water supply and sanitation in Emergencies*. OXFAM, Oxford.
- Delmas G, Courvallet M (1994). *Public health engineering in emergency situation*. MSF, Paris.
- MSF (2004) *Clinical guidelines* Sixth edition
- OCHA (1999). *Orientation handbook on complex emergencies*. OCHA, New York, NY.
- Smout I, Parry-Jones S (1999) *Lessons learned from NGO experiences*. WELL, London.
- Telford J (1997). *Counting and identification of beneficiary populations in emergency operations: registration and its alternatives*. Good Practice Review 5. Relief and Rehabilitation Network/Overseas Development Institute, London.
- UNHCR (1992). *Water manual for refugee situations*. UNHCR, Geneva.
- UNHCR (1999). *Handbook for emergencies*. 2nd ed. UNHCR, Geneva.

Sites en ligne

Achat du livre en ligne

Le présent ouvrage peut être commandé sur le Web sur l'un des sites suivants :

<http://www.amazon.fr/exec/obidos/ASIN/2705664998/171-6141234-7069053>

http://www.amazon.fr/exec/obidos/tg/browse/-/603060/ref=br_lr__1/171-6141234-7069053

<http://www.amazon.fr/exec/obidos/tg/browse/-/603090/171-6141234-7069053>

<http://www.bedilib.com>

Information Générale sur l'Humanitaire, l'Eau et l'Assainissement

<http://www.reliefweb.int/>

Relief Web est le centre global d'information en temps critique des urgences complexes et des préparations au désastre.

<http://www.unicef.org/wes/mdgreport/>

Objectifs du Millénaire pour le Développement

<http://www.wssinfo.org/>

Joint Monitoring Programme (JMP) pour l'approvisionnement en eau et l'assainissement UNICEF et OMS. Le site Internet d'information est à la fois général et spécifique, et fournit une vision de l'état de l'approvisionnement en eau à différentes échelles (globale, régionale, nationale) grâce à une technique de « zoom » avant/arrière. L'information est présentée sous forme de petits textes, liés à des graphes, des tableaux et des cartes.

<http://www.dev-zone.org/>

Un recueil détaillé classé en fonction des thèmes de développement qui a plus de 8017 ressources en ligne incluant des liens Internet, des organisations, des articles, des rapports, des sources, etc. .

<http://www.humanitarianinfo.org/>

Centre d'Information Humanitaire(CIH), en faveur de la coordination de l'assistance humanitaire à travers l'apport de produits d'information et services.

<http://worldwaterday.org>

Information essentielle sur les Nations Unies et le Centre International de l'Eau et l'Assainissement (IRC). Nouveautés, événements et plus.

Information Technique

<http://www.worldwater.org/>

Information sur l'eau à l'échelle mondiale sur les ressources mondiales d'eau douce, données sur l'eau, livres, liens sur l'eau, chronologie des conflits liés à l'eau.

<http://www.childinfo.org/eddb/water.htm>

UNICEF : Base de données sur l'eau et l'assainissement

<http://www.gemswater.org/>

Le programme 'GEMS/Eau' des Nations Unies délivrer informations et données scientifiques afin de faciliter la prise de décision dans le cadre des interventions.

<http://www.inweh.unu.edu/inweh/maps.htm>

Cartes. SIG

<http://www.thehydrogeologist.com/>

Organisations et Instituts, source de données géospatiales, logiciels, terrain et laboratoire, données sur le temps et les climats, études en sciences de la Terre.

Gestion de l'Eau

<http://www.undp.org/water/>

Site du PNUD pour l'Eau et l'Assainissement. PNUD et les Objectifs du Millénaire pour le Développement. Initiative des communautés liées à l'eau. Gestion des ressources en eau. Gestion des eaux transfrontalières, océaniques et côtières. Changement de l'eau et du climat. Approvisionnement en eau. Assainissement écologique. Renforcement des capacités. Genre. Intégration.

<http://www.oieau.fr/>

Office International de l'eau. Renforcement des capacités pour une meilleure gestion de l'eau.

Politiques de l'Eau

<http://www.worldwatercouncil.org/>

Réflexion sur la politique de l'eau Internationale

<http://www.internationalwaterlaw.org/>

Projet de loi internationale sur l'eau

<http://gwpforum.netmasters05.netmasters.nl/en/index.html>

Gestion Intégrée des ressources en eau. Lois sur l'eau

Élaboration des Programmes

<http://www.sphereproject.org/>

Chartre Humanitaire et standards minimum en réponse au désastre.

<http://www.iaia.org/>

Association Internationale pour l'Evaluation de l'Impact.

http://www.adb.org/Documents/Guidelines/Logical_Framework/

Utilisation du Cadre Logique pour les secteurs de l'analyse et de la création de projets.

Analyse et gestion de projet : Guide de l'utilisateur

Généralités Eau et Assainissement

<http://www.worldbank.org/watsan/>

Approvisionnement en Eau et Assainissement en milieu rural/urbain. Banque Mondiale.

<http://www.irc.nl/>

Centre International de l'Eau et l'Assainissement (IRC)

Nouveautés et information, conseil, recherche et formation, sur l'approvisionnement en eau à moindre prix et l'assainissement dans les pays en voie de développement.

<http://www.oneworld.net/guides/water/>

Guide sur l'Eau et l'Assainissement

Assainissement sûr, Eau propre, Eau et OMDs, Gestion de la demande, Pénurie d'eau, Eau et changement du climat, Récolte des eaux de pluie, l'Eau et la guerre, l'Eau et la Privatisation.

Technique Eau

<http://wedc.lboro.ac.uk/>

Water, Engineering and Development Centre (WEDC). Approvisionnement en eau et assainissement en situation d'urgence, Entreprise de développement, Environnement et santé, développement institutionnel, gestion des connaissances, Gestion des déchets, Transport, services urbains, Eau et Assainissement.

<http://www.lboro.ac.uk/well/>

References DFID / WEDC

<http://www.cepis.ops-oms.org/>

Site en espagnol sur tout ce qui concerne l'Eau et l'assainissement

http://www.who.int/water_sanitation_health/

Site de l'OMS sur l'Eau et l'Assainissement

<http://www.thewaterpage.com/>

Documents liés à l'eau

Assainissement

<http://www.sanicon.net/>

Tout sur l'assainissement

Préparation et gestion des Désastres

<http://www.unisdr.org/>

Stratégie Internationale pour la réduction des désastres

International Strategy for Disaster Reduction

http://www.crid.or.cr/crid/CD_Educacion/

Education pour la réduction des désastres (Espagnol).

<http://www.undmtp.org/links.htm>

Programme des Nations Unies d'entraînement à la gestion des désastres

Sites Internet utiles sur la Gestion des Désastres et l'Urgence

<http://www.disaster-info.net/>

Différents documents liés à la gestion des désastres, particulièrement en Amérique Latine et aux Caraïbes.

Bibliothèques en ligne

<http://www.sadl.uleth.ca/>

Librairie du développement des communautés: 1 785 publications (160 000 pages) dans plusieurs domaines liés au développement des communautés

<http://www.dev-zone.org/>

Connaissances sur le développement

http://www.lifewater.org/resources/tech_library.html

Recueil de documents liés à l'approvisionnement en eau, l'hygiène et l'assainissement.

<http://humaninfo.org/>

L'objectif de *Humanitarian Information for All* est de fournir à toutes les personnes impliquées dans le développement, le bien être et les besoins fondamentaux, un accès à une librairie complète contenant la plupart des solutions, savoir-faire et idées nécessaires pour s'attaquer à la pauvreté et augmenter le potentiel humain.

Manuels

<http://www.lifewater.ca/manuals.htm>

Manuels sur les forages, puits, et techniques dans le domaines de l'eau, l'assainissement, la santé publique.

Transfert de Compétences

<http://www.itdg.org/>

Intermediate Technology Development Group. Technologies adaptées au développement

<http://www.streams.net/>

Centre de ressource dans le secteur de l'Eau et de l'Assainissement

<http://www.la-wetnet.org/>

Réseau d'Amérique Latine pour l'éducation et le renforcement des capacités dans la Gestion des Ressources en Eau.

<http://www.cap-net.org/>

Renforcement des capacités pour une Gestion Intégrée des Ressources en Eau

Plaidoyer

<http://www.wsscc.org/>

Plaidoyer, Eau et Assainissement et Hygiène pour tous

Glossaire

<http://www.edwardsaquifer.net/glossary.html>

Glossaire des termes liés aux Ressources en Eau

Adresses des sièges du réseau Action Contre la Faim International

ACTION CONTRE LA FAIM CANADA – ACF CANADA

7464 rue St Denis - Montréal QC H2R 2E4

Tel: 1 514 279 4876, Fax: 1 514 279 5136, Cell.: 1 514 952 6773

E-mail: asfournier@actioncontrelafaim.ca

ACTION CONTRE LA FAIM ESPAGNE -ACH

Calle Caracas, 6 /1° - 28010 Madrid – Espagne

Tel: 34 913 91 53 00, Fax: 34 913 91 53 01

E-mail: ach@achesp.org

ACTION CONTRE LA FAIM ETATS UNIS – AAH US

247 W. 37th Street, Suite 1201

New York NY 10018 – Etats Unis

Tel: 001 212 967 78 00, Fax: 001 212 967 54 80

E-mail: aah@aah-usa.org

ACTION CONTRE LA FAIM FRANCE – ACF FRANCE

4 rue Niepce, 75662 Paris Cedex 14 - France

Tel: 33 1 43 35 86 28, Fax: 33 1 43 35 48 79

E-mail: www.actioncontrelafaim.org

ACTION CONTRE LA FAIM ROYAUME UNI -AAH UK

161-163 Greenwich High Road,

Greenwich, London SE10 8JA, UK

Tel: 00 44 786 65 46 844

E-mail: info@aahuk.org

Politique et stratégie d'intervention d'ACF

1	Problématique de l'eau et de l'assainissement	3	4.5	Définition des priorités	16
2	Crises et contextes humanitaires	4	5	Principes d'intervention	17
2.1	Typologie des contextes humanitaires	4	5.1	Approche directe des populations	17
2.2	Les crises humanitaires et leur évolution	7	5.2	Réponse dépendante de l'analyse	17
2.3	Mécanismes de réponse	8	5.3	Analyse pluridisciplinaire	18
2.4	Intervention technique et plaidoyer	9	5.4	Implication des communautés affectées	18
3	Programmes pour l'eau et l'assainissement	11	5.5	Comprendre, respecter et intégrer les facteurs locaux	18
3.1	Objectifs des programmes	11	5.6	Impact durable des activités	19
3.2	Domaines d'intervention et activités	13	5.6.1	<i>Réponse adaptée aux capacités et à la motivation des communautés</i>	19
4	Critères d'intervention	14	5.6.2	<i>Techniques appropriées et testées</i>	19
4.1	Considérations générales	14	5.6.3	<i>Transmission des connaissances et passation (hand-over)</i>	20
4.1.1	<i>Concept de vulnérabilité</i>	14	5.7	Coordination des activités	20
4.1.2	<i>Une analyse plus large des interventions humanitaires : le concept de vitalisme</i>	14	5.8	Renforcement de la communauté et cohésion sociale	20
4.2	Critères généraux	15	5.9	Rôle des femmes	20
4.3	Critères spécifiques	15	5.10	Capitalisation de l'expérience et de l'analyse	20
4.4	Population-cible	16	5.11	Respect de l'environnement	21

1 Problématique de l'eau et de l'assainissement

L'accès à l'eau et à l'assainissement est l'un des défis majeurs du XXI^e siècle. Selon l'OMS (2004), 1,1 milliard de personnes dans le monde n'ont pas accès à une eau saine, et 2,4 milliards n'ont pas accès aux infrastructures minimales d'assainissement (encadré 1.1). En conséquence, 4 millions de personnes, dont la majorité sont des enfants, meurent chaque année de maladies liées à l'eau et à des problèmes d'assainissement.

L'eau n'est pas seulement importante du point de vue de la santé publique, elle conditionne le niveau de vie en général : la production agricole (70 à 80 % de la totalité de l'eau utilisée par l'homme est destinée à l'agriculture), l'élevage, l'industrie, le commerce et la vie quotidienne (coût de l'eau et corvées) dépendent de l'accès à l'eau. Les conditions d'approvisionnement en eau affectent donc la santé, la sécurité alimentaire (la faim), la pauvreté et le développement des communautés.

Cet état désastreux des conditions d'accès à l'eau et à l'assainissement résulte en partie d'un manque d'infrastructures, mais aussi d'une gestion déficiente conduisant au gaspillage, à la contamination et à la dégradation des ressources en eau et de l'environnement. Les pénuries d'eau peuvent provoquer des tensions susceptibles d'évoluer en conflits entre individus, entre communautés ou entre pays. Dans le même temps, la demande en eau ne cesse de croître sous la poussée de la croissance démographique, de l'industrialisation, de l'exode rural et de l'urbanisation (cette dernière ayant contribué à créer des conditions sanitaires extrêmement médiocres).

La plupart de ces problèmes peuvent être résolus par une gestion combinée des ressources et de la demande en eau. L'eau est une ressource finie dont la gestion doit se placer dans une perspective globale impliquant trois niveaux :

Accès limité

- 1,1 milliard de personnes n'ont pas accès à une eau saine (eau de boisson).
- 2,4 milliards de personnes n'ont pas accès aux infrastructures minimales d'assainissement, (soit la moitié de la population mondiale), la majorité d'entre elles (80 %) vivant dans des zones rurales.

Conséquences

- 80 % des maladies des pays en développement sont liées à l'eau.
- 4 millions de personnes, dont la majorité sont des enfants, meurent chaque année à cause de maladies liées à l'eau et à des problèmes d'assainissement et d'hygiène ; soit plus de 10 000 personnes par jour.

Facteurs aggravants

- En 2025, les besoins en eau auront augmenté de 20 %, en raison essentiellement de l'accroissement démographique, de l'urbanisation et de l'industrialisation.
- Les ressources en eau sont constamment réduites par le rejet de déchets, la contamination, l'érosion, la désertification (réchauffement climatique) et la surexploitation.
- La distribution non équitable des ressources en eau conduit à des tensions pour son contrôle entre les communautés et les pays.

Encadré 1.1

Eau et assainissement dans le monde
(d'après *World Water Assessment*, WHO
& Unicef, 2003, comme source principale).

international, pour définir des règles de protection des ressources et prévenir les conflits ; *national*, pour l'application des règles établies et la définition de politiques nationales d'accès à l'eau ; *local*, afin de développer à cette échelle les initiatives assurant l'accès à l'eau des communautés. L'encadré 1.2 présente les principaux engagements de la communauté internationale sur cette question.

Les conflits, les catastrophes naturelles, la discrimination et la marginalisation, la *déstructuration** de l'état et des communautés ainsi que la pauvreté extrême exacerbent les problèmes sanitaires et peuvent conduire à des crises humanitaires.

Le premier objectif des programmes d'assistance humanitaire est de protéger la vie et d'améliorer les conditions d'existence des personnes qui se trouvent prises dans ces situations critiques. En principe, les premières interventions d'un programme pour l'eau et l'assainissement visent à couvrir les besoins fondamentaux les plus immédiats, tout en tentant, dans le même temps, de renforcer et stabiliser les bases du développement communautaire, afin de limiter, voire d'éliminer les risques liés à ces situations de vulnérabilité. Par ailleurs, les programmes pour l'eau œuvreront aussi à établir la paix et l'équité : la mobilisation d'une communauté au travers de projets pour l'approvisionnement en eau et pour l'assainissement peuvent être des moyens de création de cohésion sociale qui participent à la suppression des tensions existantes.

2 Crises et contextes humanitaires

2.1 Typologie des contextes humanitaires

Des millions de personnes dans le monde se trouvent dans des situations de crise (populations déplacées, marginalisées, victimes de conflits, etc., cf. encadré 1.3). En conséquence, des communautés entières vivent dans un état

* Le mot *déstructuration* appliqué à des organisations sociales (états, communautés, etc.) signifie une perte de leur structure et de leur cohésion entraînant des altérations de leurs fonctions, de leurs systèmes de relations et de leurs capacités.

Durant les trente dernières années, les Nations-Unies ont été particulièrement conscientes du rôle significatif joué par les questions de l'eau et de l'assainissement dans le développement. La définition de plans généraux pour le développement a été entreprise.

Lors de la conférence de Mar de Plata en 1977, les Nations-Unies ont déclaré les années quatre-vingts *Décennie internationale de l'eau potable et de l'assainissement*, en fixant un objectif clair : 100 % des besoins mondiaux pour un accès à une eau saine et à des infrastructures d'assainissement doivent être couverts.

En 1992, le statut de Dublin définissait quatre principes fondamentaux :

- L'eau douce est une ressource vulnérable et finie, qui est essentielle à la vie, au développement et à l'environnement.
- Les questions de développement et de gestion de l'eau doivent être traitées selon une orientation participative, impliquant les agents responsables à tous niveaux et les usagers dans les plans de gestion et les politiques de l'eau.
- Les femmes jouent un rôle fondamental dans l'approvisionnement en eau, et sa gestion à l'échelle familiale.
- L'eau possède à tous points de vue une valeur économique et doit donc être reconnue comme un bien économique.

Lors du forum de La Haye en 2000, une tentative visait à établir une politique internationale pour l'eau, sous le nom de *Vision mondiale de l'Eau*. Cette politique développait trois secteurs : *l'eau pour les personnes, l'eau pour la nourriture et l'eau pour la nature*. Le document développait en thème principal la gestion intégrée des ressources.

Une des prémices les plus importantes était que les communautés doivent décider de leur propre niveau d'accès à l'eau et aux conditions d'hygiène, mais aussi des activités économiques pour lesquelles elles font usage de l'eau, ces communautés devant s'organiser elles-mêmes afin de répondre à ces besoins.

La recommandation la plus controversée était qu'un prix devait être défini sur la base du coût total des services d'accès à l'eau (il était préconisé de le faire au travers des usagers).

En 2001, Koffi Annan, secrétaire général des Nations-Unies, reconnaissait que l'accès à l'eau est un besoin essentiel de l'homme et qu'il est, comme tel, *un droit de l'homme fondamental*. L'eau est nécessaire à la dignité humaine.

Le forum de Kyoto en 2003 s'intéressait aux solutions et perspectives à venir. Les deux débats principaux étaient la question d'une gestion privée ou publique, et l'accomplissement des objectifs du millénaire, dont le but était, à l'échéance 2015, la diminution de moitié du nombre de personnes sans accès à une eau saine et à des services d'assainissement.

Certaines ONG ont critiqué les initiatives du Forum mondial de l'Eau en raison de tendances jugées technocratiques, de leur manque de transparence et d'une connaissance insuffisante des savoirs et de l'expérience des populations locales impliquées (bien que les organisations locales aient participé dans une bonne mesure au forum de Kyoto).

Mais les critiques essentielles étaient dirigées contre leur appui aux stratégies de la Banque mondiale quant à la privatisation de l'eau, elles-mêmes dénoncées pour leur approche extrêmement commerciale et pour le peu d'importance qu'elles accordent aux problèmes de développement et à la situation des communautés vulnérables (non solvables).

En 1997, un groupe d'ONG humanitaires, la Croix-Rouge et le Croissant-Rouge, lançaient le projet *Sphère* (révisé en 2004), formulant ainsi une *Charte humanitaire et normes minimales pour les interventions lors des catastrophes*.

La Charte décrit les principes fondamentaux gouvernant l'action humanitaire et réaffirme le droit des populations affectées par des catastrophes, qu'elles soient naturelles ou provoquées par l'homme (y compris les conflits armés), à la protection et à l'assistance. Elle réaffirme aussi le droit de ces populations à vivre dans la dignité.

L'Académie de l'Eau, une association française, a par ailleurs créé la Charte sociale de l'Eau dans laquelle sont résumés les outils et les actions concrètes à mettre en œuvre, d'après diverses expériences de gestion communautaire de l'eau.

Encadré 1.2

Engagements internationaux sur les questions de l'eau et de l'assainissement

- Plus de 12 millions de personnes dans le monde sont réfugiées (ACNUR, 2002).
- Plus de 5 millions de personnes dans le monde sont déplacées (ACNUR, 2002).
- Environ 608 millions de personnes ont été affectées par des catastrophes durant l'année 2002 (IFRC, 2003).
- 842 millions de personnes (dont pratiquement 800 millions dans les pays en développement), représentant 15 % de la population mondiale, souffrent de malnutrition, consommant moins de 2000 kilocalories par jour (FAO, 2003).

Encadré 1.3

Aperçu global des populations affectées.

d'extrême vulnérabilité et leur survie s'en trouve constamment menacée. Les programmes humanitaires sont mis en œuvre dans les situations où la dignité humaine n'est plus respectée et où les besoins fondamentaux ne sont plus couverts.

Action contre la Faim distingue cinq types de problématiques pouvant habituellement conduire à des crises humanitaires et justifiant une intervention.

Conflits ouverts

Il s'agit de tout type de conflit (guerre civile, conflit armé entre pays, etc.) ayant un impact important sur les habitudes de vie des populations et mettant en danger leur survie. Les principales conséquences de tels conflits sont les suivantes :

- insécurité physique et persécution ;
- désintégration des structures étatiques et des services (électricité, infrastructures sanitaires, hôpitaux, etc.) ,
- perte soudaine des moyens de subsistance (échanges commerciaux, accès aux marchés, activités agricoles, etc.) ;
- affaiblissement des mécanismes internes de régulation ;
- déplacement des populations à l'intérieur ou à l'extérieur du pays.

Catastrophes naturelles

Ce concept se réfère à tout type d'événement causé par un phénomène naturel et qui met en danger la vie des populations. Ces phénomènes peuvent être soudains (par ex. tremblements de terre ou inondations) ou progressifs (par ex. sécheresse). Certaines catastrophes sont prévisibles (par ex. ouragans), d'autres sont totalement imprévisibles (par ex. tremblements de terre). Les conséquences sont les suivantes :

- perte soudaine des moyens de subsistance (échanges commerciaux, accès aux marchés, activités agricoles, infrastructures sanitaires, etc.) ;
- affaiblissement des mécanismes internes de régulation ;
- déplacement des populations à l'intérieur ou à l'extérieur du pays.

Post-crise

Ce concept se réfère à la période succédant à une crise grave, qu'elle soit d'origine naturelle ou humaine. Les populations affectées ne sont plus sujettes aux menaces immédiates de la crise, mais elles doivent faire face aux conséquences et aux défis qui en résultent : retour sur les lieux de résidence après avoir été déplacées, récupération des biens et des moyens de production perdus, etc.. Les pouvoirs en place se trouvent souvent incapables (ou non désireux) d'aider les personnes à recouvrer leur autonomie et doivent affronter leurs propres problèmes de restructuration.

Déstructuration

Un pays se trouve en état de déstructuration lorsqu'il ne possède aucun gouvernement reconnu ou lorsque son gouvernement n'assume pas ses responsabilités envers la population. Cette situation peut résulter d'un manque de moyens au sein de l'appareil d'état (moyens financiers, structurels, déficience due à une question de légitimité, etc.) ou être causée par des acteurs politiques spécifiques trop peu intéressés ou qui, œuvrant essentiellement pour des intérêts personnels, ne permettent pas à l'état d'être opérationnel. Souvent, l'absence de structure étatique n'est pas reconnue par la communauté internationale, qui n'agit donc pas en conséquence. La population se trouve alors livrée à elle-même.

On assiste habituellement, dans de telles situations, à une augmentation de la violence et à une très forte réduction, voire à l'absence, des services sociaux (construction, maintenance et gestion des infrastructures sanitaires, etc.). La désintégration de l'état conduit souvent à une dislocation des communautés qui ne peuvent dès lors plus faire face à la situation avec leurs moyens traditionnels.

Discrimination

Des communautés ou des fractions de la population d'un pays peuvent être soumises à une discrimination sociale, culturelle, ethnique, religieuse ou raciale. Cette discrimination (active ou passive) peut être exercée par l'application de politiques, définies par un gouvernement (habituellement un état puissant), mais aussi par les communautés ou les groupes eux-mêmes. Les conséquences pour les personnes objet de ces discriminations peuvent être multiples :

- persécution physique et morale (par ex. déplacements forcés),
- blocage des mécanismes internes de régulation,
- exclusion de tous les types de politique de développement.

2.2 Les crises humanitaires et leur évolution

Toutes les situations décrites antérieurement ne conduisent pas nécessairement à des crises humanitaires, et les conséquences d'une catastrophe ou d'un contexte *a priori* favorable au développement d'une crise dépendent du type et du niveau de vulnérabilité des populations affectées (fig. 1.3). Ces conditions déterminent la sévérité et l'impact de chaque événement. Des ouragans de même intensité causeront par exemple des pertes et des dommages bien plus grands en Amérique centrale qu'en Floride, en raison essentiellement du manque de politiques de *préparation aux désastres* et de la nature des infrastructures dans les pays d'Amérique centrale. Un autre exemple est celui de l'Irak où, suite à la guerre de 2003, la situation n'a pas évolué, comme on le craignait initialement, vers une crise humanitaire aiguë. Le niveau de développement et de structuration interne du pays avant le conflit lui a permis de faire face à la disparition de l'état et aux conflits apparus à échelle locale.

L'analyse de la situation permet de considérer les menaces et les vulnérabilités pouvant conduire à une crise, et donc de décider (et définir) d'une intervention. La section 4 et le chapitre 2 développeront la détermination des critères d'intervention.

Les situations de crise sont habituellement complexes et caractérisées par l'interaction de plusieurs facteurs : des catastrophes naturelles et/ou des conflits viennent s'ajouter à différents problèmes socio-économiques et structurels. Les effets composés qui en résultent sont souvent d'une magnitude extrême. Une crise peut naître à l'issue d'un événement soudain (par ex. guerre ou inondations) ou en conséquence d'un processus progressif (par ex. désintégration économique ou sécheresse). Après ses premières manifestations, une crise peut continuer d'évoluer selon deux modèles possibles.

Si la crise consiste en un événement unique, on peut, une fois que celui-ci est fini, et, dès que les besoins les plus urgents sont couverts, passer directement de la phase d'urgence à une phase de réhabilitation. Dans un tel cas, l'objectif est le retour à un état de normalité similaire à celui préexistant au commencement de la crise. Ce modèle est connu sous le nom de *modèle du continuum* (fig. 1.1A) et a été traditionnellement utilisé par la communauté humanitaire afin de décrire de manière linéaire l'évolution des crises et les mécanismes de réponse correspondant à chaque phase : urgence, réhabilitation, et enfin développement lorsque le niveau initial est récupéré. Les stratégies et politiques de nombreuses organisations humanitaires (donateurs et ONG) reflètent cette évolution en trois temps.

La réalité est cependant beaucoup plus complexe. Les crises ne suivent pas une évolution linéaire : les causes et facteurs aggravants sont multiples et les situations peuvent suivre une succession de phases d'urgence et de récupération conduisant à des crises cycliques (fig. 1.1B). Les populations doivent alors faire face à des niveaux croissants d'insécurité et au durcissement des conditions socio-économiques. Par ailleurs, la situation antérieure à la crise n'est pas toujours un modèle acceptable pour la phase de récupération et il peut être nécessaire de fixer d'autres objectifs.

Le *modèle du contiguum* a donc été développé plus tardivement afin de rendre compte de cette réalité complexe. Il incorpore l'idée que différents niveaux de réponse peuvent coexister dans le cadre d'un même contexte (la population n'est pas uniformément affectée par la crise) et insiste sur le fait que dans la majorité des cas, l'évolution d'une situation n'est pas linéaire (une attention particulière devant être portée aux crises cycliques). Le concept d'urgence se trouve donc placé dans un cadre structurel beaucoup plus large qui reconnaît le manque de capacité organisationnelle et renforce les approches en termes de préparation aux désastres et de gestion du risque.

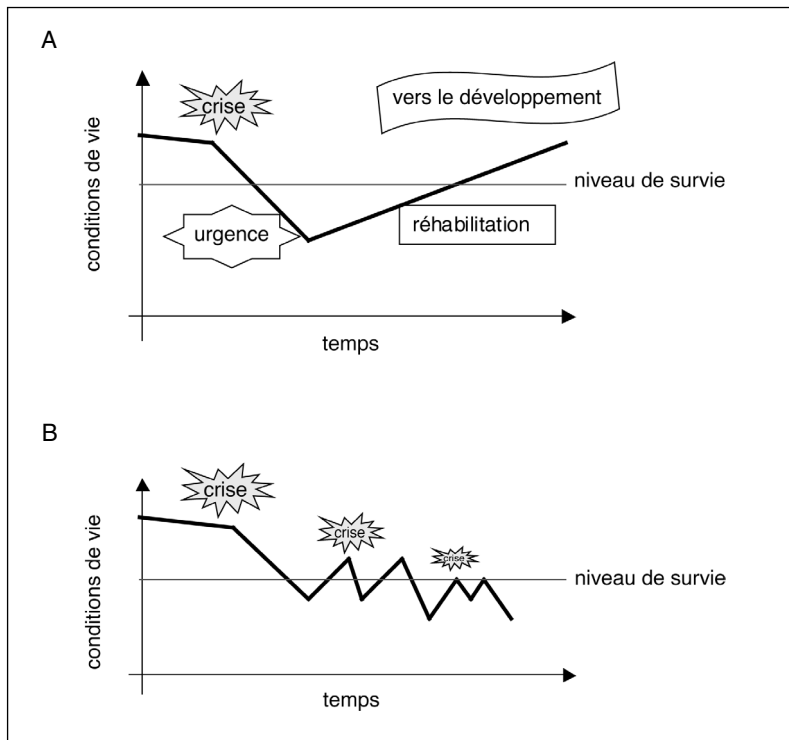


Figure 1.1 : Évolution des situations humanitaires.
A, modèle du *contiguum*. B, crises cycliques.

2.3 Mécanismes de réponse

Les mécanismes de réponse sont variés et toute stratégie d'intervention inclut différents types de réponse. On peut cependant classer ces réponses de la manière suivante.

Réponses d'urgence

L'objectif principal est de garantir la *survie* des populations affrontant une crise en couvrant leurs besoins élémentaires, c'est-à-dire ceux nécessaires à leur survie. La réponse doit être rapide et efficace, orientée vers une réduction à court terme de la vulnérabilité. La situation générale succédant à une réponse d'urgence restera fragile, avec une forte dépendance vis-à-vis des aides extérieures. Les réponses d'urgence sont particulièrement appropriées dans les situations de conflits ouverts et de catastrophes naturelles.

Réponses de renforcement des capacités et de réhabilitation

L'objectif principal est de fournir ou de restaurer les moyens de subsistance des populations et de réduire leur niveau de dépendance vis-à-vis des aides extérieures. De telles interventions se concentrent sur la réhabilitation des structures sociales et des infrastructures. Dans de nombreux cas, la simple réparation des dommages matériels et sociaux reste insuffisante car les conditions antérieures à la crise étaient déjà insatisfaisantes. Les mécanismes de réponse doivent être adaptés à des modèles plus autonomes et focaliser leurs objectifs sur la réduction des vulnérabilités majeures rencontrées à moyen terme. Cela est réalisé en assurant une couverture complète des besoins au moyen de systèmes autonomes. Afin de garantir la durabilité des effets de l'intervention, la participation et le renforcement des structures et des communautés locales est donc requise. Il en va de même pour les institutions nationales. Ce type de réponse est approprié lorsque la situation reste encore fragile après une crise, mais aussi dans les situations de déstructuration et de discrimination.

Interventions sur le long terme

Elles s'orientent vers les problèmes structureux et leur principal objectif est le renforcement des capacités locales existantes, dans le but d'améliorer les conditions de vie des communautés de manière durable et dans le respect de leurs

droits. Dans le cadre de cette approche, la participation des communautés concernées lors de la définition et de la mise en place des programmes est un point essentiel. Ces programmes se focalisent sur la réduction de la vulnérabilité sur le long terme. Les soutiens extérieurs sont maintenus à un niveau minimal et la mise en œuvre est réalisée essentiellement par le biais des partenaires locaux. Ce type de réponse est approprié dans les cas de post-crise, de déstructuration et de discrimination.

Programmes de préparation aux désastres ou de gestion des risques de désastres

Ils cherchent à réduire le risque que l'impact d'un phénomène constituant une menace pour les populations provoque une catastrophe, en diminuant la vulnérabilité des communautés et en renforçant ses capacités de réponse. Ils comprennent les points suivants :

– *Prévention* : mesures et actions visant à protéger de façon permanente les populations ou les ressources exposées à l'impact dommageable d'un phénomène, elles comprennent :

- la réalisation de cartes des risques (avec les analyses des menaces et des vulnérabilités),
- l'élaboration de lois (normes) et de plans spécifiques,
- les moyens de contrôler autant que possible le phénomène et la menace qu'il représente (information préventive sur les risques de désastres, aménagement de bassins versants : grands barrages, digues...).

– *Atténuation (mitigation)* : mesures et actions visant à protéger et/ou renforcer les populations dans l'optique de minimiser l'impact dommageable d'un phénomène. Par exemple : mur de contention, habitations sismo-résistantes...

– *Préparation* : mesures et actions visant à permettre aux personnes et aux organisations d'assurer une mise en œuvre efficace de la réponse à l'impact d'un éventuel phénomène constituant une menace pour les populations exposées. L'objectif est de renforcer les capacités de *faire face* des populations en les aidant à planifier, organiser et faciliter les systèmes d'alerte, les recherches, les secours et les réponses d'urgence (plans de contingence), tout en anticipant la réhabilitation.

Une préparation aux désastres est appropriée lorsqu'une menace significative existe et que la vulnérabilité des populations face à cette menace est forte. Elle peut être incluse dans les interventions d'urgence, de réhabilitation et de développement, mais elle implique toujours une approche à long terme. Dans tous les cas elle vise à réduire le risque de désastres, et doit comprendre des actions de *prévention* et d'*atténuation*.

$$\text{Risque} = \frac{\text{Menace} + \text{Vulnérabilité}}{\text{Capacités de faire face}}$$

2.4 Intervention technique et plaidoyer

Les famines, et les crises humanitaires en général, peuvent résulter d'une grande diversité de causes : politiques, économiques et naturelles (comme cela est détaillé dans la section 2.1). La plupart des crises humanitaires de la fin du XX^e siècle et du début du XXI^e comptent dans leurs causes une composante politique (résultant souvent d'une défaillance du système politique) ; comme si elles semblaient s'enraciner dans le manque d'intérêt de certains acteurs-clés, voire dans une indifférence flagrante vis-à-vis des droits de la personne humaine.

Une réponse humanitaire efficace implique souvent une intervention technique qui permettra de répondre aux besoins créés par la crise ; incluant la construction d'infrastructures, le renforcement de l'éducation et de la cohésion communautaire, et un soutien institutionnel tel que l'implication dans une politique de développement nationale pour l'eau, comme Action contre la Faim a pu le faire au Timor oriental, etc. (cf. § 3.2). Cependant, cette réponse peut s'avérer insuffisante et nécessite très souvent d'être accompagnée par des actions de plaidoyer et de témoignage si l'on souhaite lutter efficacement contre les causes (politiques) qui contribuent à l'existence, ou qui sont à l'origine, de la crise humanitaire en cours.

Ce plaidoyer visera à agir sur les causes sous-jacentes de la crise, souvent de nature politique et économique, en soutenant les témoins et en dénonçant des états de faits inacceptables en termes humanitaires. L'objectif est de créer un niveau de conscience publique et une réaction qui conduisent à l'exercice d'une pression sur les responsables politiques pour qu'ils s'impliquent dans l'amélioration de la situation (ou tout simplement assument leurs responsabilités). Les activités mises en œuvre pourront inclure la collecte d'informations (identification des causes politiques et économiques

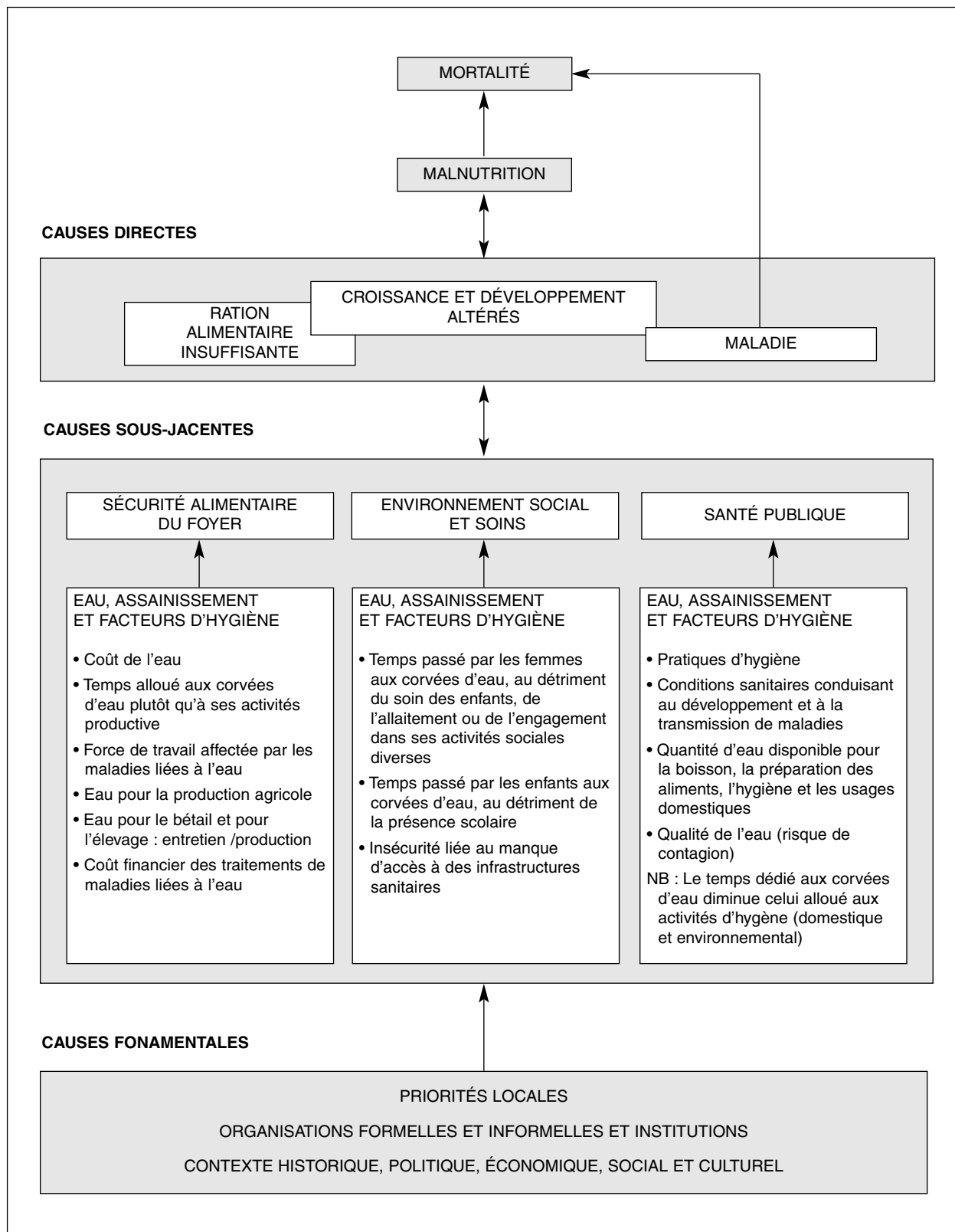


Figure 1.2 : Facteurs liés à l'eau et à l'assainissement dans l'analyse causale de la malnutrition et de la mortalité (adapté de l'Unicef, 1990).

implicites), des campagnes de sensibilisation, des programmes de protection des victimes, la création de groupes de pression institutionnels, et une défense des droits de la personne humaine, qui incluent l'accès à l'eau (cf. § 3.2).

3 Programmes pour l'eau et l'assainissement

L'objectif premier d'Action contre la Faim est *la lutte contre la faim et l'assistance aux populations dont la survie est menacée*. L'eau est essentielle à la vie et elle est souvent une priorité pour les communautés en danger, de plus, les facteurs liés à l'eau et à l'assainissement comptent parmi les causes sous-jacentes de la malnutrition (fig. 1.2).

3.1 Objectifs des programmes

L'objectif général des programmes d'eau et assainissement est de *garantir l'accès à l'eau et à l'assainissement, nécessaire à la survie et au développement socio-économique*.

La principale problématique ciblée par de nombreux programmes est le risque sanitaire ; l'objectif est alors spécifiquement orienté vers une *réduction des maladies liées à l'eau et à de mauvaises conditions sanitaires*. Cet objectif général peut impliquer trois volets.

1) *Couverture des besoins vitaux*

Lorsqu'il existe une menace sérieuse pour la vie, les besoins vitaux doivent être couverts, c'est-à-dire : un *accès minimal à l'eau* et à des *structures d'assainissement*. Chaque situation requiert la mise en œuvre d'une analyse spécifique afin de décider quelles normes minimales et quels indicateurs de référence seront utilisés. Le projet Sphère établit un jeu d'indicateurs clé qui constituent une ligne directrice utilisée comme référence dans les situations d'urgence (cf. encadré 1.4 et chap. 2). Action contre la Faim a été impliquée dans la rédaction des deux premières versions du manuel Sphère.

2) *Réduction du risque de propagation des maladies liées à l'eau, l'assainissement et l'hygiène*

Dans les pays en voie de développement, 80 % des maladies sont liées à l'eau, et environ 2 milliards de personnes meurent chaque année de diarrhées provoquées par la consommation d'eau non potable ou par des pathologies liées à des problèmes d'assainissement (OMS, 2003). Pour Action contre la Faim, l'eau doit être considérée dans un sens large de santé publique pour inclure les conditions sanitaires de manière générale et les pratiques d'hygiène, principales

Le projet Sphère est une définition globale et interactive de normes conçues pour être utilisées en *réponse aux situations de catastrophe*, qui trouvent aussi leur vocation dans la *préparation aux catastrophes* et pour un *plaidoyer humanitaire*. Son domaine d'application est constitué par les situations nécessitant un *secours*, incluant les catastrophes naturelles mais aussi les conflits armés.

Il est conçu pour être utilisé dans des crises lentes ou soudaines, en milieu rural ou urbain, dans des pays développés ou en développement, et sans limitation géographique. L'accent est mis sur la satisfaction des *besoins vitaux urgents* des populations affectées par une catastrophe, tout en affirmant leur droit fondamental à vivre dans la dignité.

Les manuels de Sphère détaillent certains points spécifiques à considérer selon la situation à l'heure d'appliquer les normes et indicateurs, et proposent des conseils pour aborder les difficultés pratiques, ainsi que des recommandations quant à la définition des priorités. Ils développent aussi certains aspects critiques liés aux normes et indicateurs, et mettent au jour des sujets de dilemme et de controverse ou encore les lacunes des connaissances actuelles. Pour plus de détails, on consultera le chapitre 2, section 1.2.

Encadré 1.4

Le projet Sphère.

responsables de la contamination de l'eau (contamination fécale), du développement de pathogènes (malaria par ex.) et de la transmission de maladies (voir la figure 1.2). Les principales pathologies liées à l'eau, à l'assainissement et à l'hygiène sont présentées au chapitre 2, section 2.2.

Les programmes d'eau d'Action contre la Faim intègrent normalement les questions d'approvisionnement en eau, d'assainissement, de renforcement des capacités locales, et de promotion de l'hygiène et de l'environnement.

3) Garantir l'accès à l'eau en tant que ressource nécessaire à la sécurité alimentaire et au développement socio-économique

Domaines	Activités	Domaines	Activités
Études et analyses de contexte	<ul style="list-style-type: none"> • Études Socio-économiques liées à l'eau • Étude CAP (connaissance, attitude, pratique) • Évaluation des ressources en eau potentielles et existantes • Recherche de nouvelles ressources en eau 		<ul style="list-style-type: none"> • Collecte des ordures • Recyclage • Gestion des déchets médicaux
Approvisionnement en eau	<ul style="list-style-type: none"> • Construction / réhabilitation de points d'eau : Puits ouverts Forages Sources Captages de rivières ou lacs Collecte d'eaux de pluie et mares • Conservation des ressources en eau : Reforestation • Systèmes pour l'agriculture et l'élevage • Installation de systèmes d'extraction d'eau : Manuels (par ex. corde et seau) Gravitaires Pompes à main Pompes motorisées Systèmes par énergie solaire Systèmes par énergie éolienne • Analyse et contrôle de la qualité de l'eau • Traitement de l'eau • Distribution et stockage 	Contrôle des vecteurs	<ul style="list-style-type: none"> • Analyses de risques • Sensibilisation à l'hygiène et à la transmission par les vecteurs • Distribution de moustiquaires • Insecticides, rodenticides et désinfections • Pièges à mouches
		Promotion de l'hygiène	<ul style="list-style-type: none"> • Construction / réhabilitation d'infrastructures d'hygiène : Douches Aires de lavage Équipements de lavage des mains • Distribution de kits hygiène • Promotion de l'hygiène Origine des maladies Voies de transmission des maladies Mesures visant à les réduire • Habitudes fondamentales d'hygiène : Utilisation de l'eau Utilisation correcte des latrines Hygiène et alimentation
Contrôle des excréments	<ul style="list-style-type: none"> • Construction / réhabilitation de latrines • Compostage • Réseau d'égouts 	Transfert de connaissances et formation	<ul style="list-style-type: none"> • Renforcement des structures locales et formation • Mise en place de comités d'eau et d'hygiène • Collecte de données et transfert d'information • Développement d'une politique de l'eau
Élimination des eaux usées et pluviales	<ul style="list-style-type: none"> • Systèmes de drainage • Protection des berges • Drainage et traitement des eaux usées 	Gestion du risque	<ul style="list-style-type: none"> • Prévention • Mitigation • Préparation
Gestion des ordures ménagères	<ul style="list-style-type: none"> • Sensibilisation aux ordures ménagères • Trou à ordures 		

Tableau 1.I : Domaines d'intervention et activités.

Les possibilités de survie et de développement de nombreuses communautés sont étroitement liées à la disponibilité des ressources en eau (fig. 1.2, impacts sur la sécurité alimentaire familiale).

Cette dépendance vis-à-vis de l’eau est particulièrement vraie pour beaucoup de communautés rurales reposant sur la production agricole et l’élevage. Pour ces communautés, de telles activités dépendent essentiellement d’un accès approprié à l’eau au moyen de systèmes d’irrigation ou de points d’eau pour le bétail. Par exemple, dans les régions arides ou semi-arides (ASAL pour l’acronyme anglais), où les moyens de subsistance sont affectés de façon chronique par des sécheresses qui bouleversent le système économique, la construction d’infrastructures appropriées ainsi que la formation des communautés à la gestion des ressources en eau peuvent réduire significativement la vulnérabilité de ces populations rurales aux pénuries d’eau.

Le manque d’accès à l’eau a aussi une répercussion importante sur l’économie familiale : le coût de l’eau pouvant atteindre une part importante du budget de nombreuses familles, en particulier dans les zones urbaines et péri-urbaines.

En Haïti par exemple, à la suite des inondations de décembre 2003 qui détruisirent le réseau de distribution de Port-de-Paix, et en raison de l’incapacité du gouvernement (qui venait de tomber) à réaliser sa réhabilitation, le prix de l’eau s’est trouvé multiplié par cinq, devenant un des premiers postes de dépense des budgets familiaux. Les problèmes d’accès à l’eau ont aussi des répercussions sur les corvées quotidiennes, consommatrices de temps et de énergie au dépend de la réalisation d’activités productrices de revenus (jardin, artisanat) ou d’éducation (ces tâches incombent généralement aux femmes et aux enfants). Le problème est particulièrement aigu dans les zones arides et semi-arides reculées où Action contre la Faim a pu observer que plusieurs heures peuvent être dédiées quotidiennement à la collecte de l’eau en saison sèche, ou encore dans les zones urbaines où les files d’attentes peuvent impliquer une perte de temps considérable.

Les maladies liées à l’eau affectent aussi la sécurité alimentaire et le développement économique : les maladies diminuent la capacité de travail des personnes affectées et donc leurs revenus ; les coûts des traitements pharmaceutiques et médicaux (même traditionnels) se répercutent aussi sur les budgets familiaux.

L’amélioration de l’accès à l’eau signifie que les familles doivent disposer d’un accès facile (distance, prix, temps) à des infrastructures qui délivrent de l’eau en quantités suffisantes. L’accent doit donc être mis sur le renforcement des capacités locales afin de garantir la durabilité de cet accès.

Remarque. – Les projets pour l’eau et l’assainissement ont habituellement un impact positif sur l’environnement social et les pratiques de soins, comme cela est explicité dans la figure 1.2.

3.2 Domaines d’intervention et activités

Les activités peuvent être groupées en différents domaines d’intervention, présentés aux tableaux 1.I et 1.II.

<p>Les actions de plaidoyer et de témoignage en relation avec les programmes pour l’eau et l’assainissement peuvent être développées sur trois niveaux distincts :</p> <p><i>Au niveau individuel</i></p> <p>Informers les personnes sur leurs droits*</p> <p>Promouvoir la mobilisation communautaire afin d’aider les personnes à revendiquer leurs droits*</p> <p><i>Au niveau local et national</i></p> <p>Informers les acteurs concernés sur les problèmes existants</p> <p>Informers les acteurs concernés sur les droits existants*</p> <p>Sensibiliser les personnes vis-à-vis de la situation et des solutions possibles</p>	<p><i>Au niveau international, et dans les pays industrialisés</i></p> <p>Diffuser l’information relative à la crise</p> <p>Proposer des solutions viables à la crise afin de démontrer que ces solutions existent</p> <p>Impliquer activement la communauté internationale, les acteurs politiques concernés et l’ensemble des parties prenantes. En appeler à leur sens des responsabilités</p> <p>* La revendication du droit d’accéder à l’eau et à des infrastructures d’assainissement est directement liée à la défense du droit à la vie. Le respect de ce droit implique que des infrastructures et des systèmes permettant aux communautés de vivre dignement soient mis à leur disposition, mais aussi que les situations interdisant aux communautés ou aux personnes de jouir de ce droit soient dénoncées.</p>
--	--

Tableau 1.II : Activités de plaidoyer et de témoignage.

4 Critères d'intervention

4.1 Considérations générales

4.1.1 CONCEPT DE VULNÉRABILITÉ

Le concept de vulnérabilité se réfère à la fragilité de personnes ou de groupes placés dans un contexte à risque. Les éléments-clés définissant le degré de vulnérabilité sont l'exposition aux risques et la capacité d'y faire face.

Globalement, le niveau de vulnérabilité d'un foyer ou d'un individu est déterminé par le risque de défaillance de ses stratégies de réaction et d'adaptation face à une crise. La vulnérabilité d'un foyer peut donc être définie comme un déséquilibre existant entre les ressources requises et celles disponibles, et par l'insuffisance des moyens nécessaires pour faire face à la situation. Le concept fait référence à l'ensemble exhaustif des facteurs plaçant les personnes dans des situations de danger ; le degré de vulnérabilité pour un individu, un foyer ou un groupe étant déterminé par leur exposition à ces facteurs de risque et par leurs capacités à affronter ces situations de crise et à y survivre.

Pour un foyer, une population ou une région particulière, cela implique la combinaison des éléments suivants :

- l'exposition à différents *dangers* ou à des événements exposant la population à un risque ;
- les *capacités et mécanismes d'adaptation* potentiels qui pourraient être utilisés pour affronter un risque,

l'anticiper, lui résister, et le surmonter.

Ces crises ou événements auxquels sont exposées les populations sont des circonstances et des conditions sur lesquelles elles n'ont pas de contrôle direct et qui représentent un risque pour leur fonctionnement normal. Il peut s'agir de catastrophes climatiques ou environnementales (tremblements de terre, inondations, sécheresses, etc.), de pauvreté (impliquant des conditions de vie à risque : habitat précaire, diète insuffisante, conditions insalubres, accès limité à l'éducation, etc.) ou de conflits sociaux ou politiques (guerre, préjudice moral, racisme, tensions ethniques, dictature, etc.). Tout comme les capacités, on peut distinguer les vulnérabilités selon des caractéristiques physiques, sociales ou psychiques.

La vulnérabilité implique souvent la dégradation de l'environnement social ou naturel : ainsi, fréquemment, les foyers vulnérables deviennent impuissants à gérer l'équilibre entre besoins fondamentaux à court terme (survie) et moyens d'existence à long terme (subsistance).

4.1.2 UNE ANALYSE PLUS LARGE DES INTERVENTIONS HUMANITAIRES : LE CONCEPT DE VITALISME

Les agences humanitaires ont fait l'objet de différentes critiques durant les années quatre-vingt-dix et furent accusées de dispenser leur assistance sans prendre en considération le caractère social ou politique des populations affectées par les conflits, réduisant ainsi l'être humain à ses seules fonctions physiologiques vitales, fonctions qu'il partage avec l'ensemble du règne animal. Focalisés sur ce principe de vie en tant que tel, les acteurs humanitaires furent accusés de céder au *vitalisme*. Concrètement, il leur était suggéré de concevoir différemment l'assistance humanitaire et de l'accompagner d'une approche politique et psychosociale des victimes des conflits, orientée vers le respect de la dignité et des droits de la personne humaine (droit à la justice, par ex.).

La même critique à l'égard des programmes peut être faite d'un point de vue "technique". Les interventions humanitaires ne doivent pas être conçues uniquement selon des critères physiologiques, sans prise en considération de l'environnement et de l'équilibre social du groupe concerné. La plupart des projets d'approvisionnement en eau et d'assainissement, par exemple, sont justifiés par de mauvais indicateurs de santé publique, et promeuvent l'accès à des équipements sanitaires et la modification des pratiques d'hygiène. Si on se place dans le cas de populations pastorales, les raisons d'un environnement sanitaire médiocre correspondent pour l'essentiel à des contraintes inhérentes au mode de vie, lequel est à son tour une réponse adaptative au milieu aride. Toute modification apportée à ce fragile équilibre doit être introduit avec prudence après une analyse en profondeur des risques de désintégration sociale qu'un tel changement pourrait susciter, les réponses devant être étroitement adaptées à ces facteurs. Dans des cas extrêmes où les conséquences négatives potentielles (fragilisation des stratégies d'adaptation) d'un projet apparaissent trop importantes en regard de l'acuité des besoins ou de l'efficacité de la réponse apportée (hypothétique baisse des maladies liées à l'eau), c'est le bénéfice et donc le principe même de l'intervention qui doit être remis cause.

4.2 Critères généraux

Le principal objectif de l'aide humanitaire est de garantir des conditions minimales de survie aux populations exposées à une crise, le taux de mortalité est par conséquent un critère clé d'intervention ; cf. chap. 2. D'une manière générale, les interventions sont déclenchées dans les cas suivants :

- la survie des populations est menacée ;
- les structures locales sont incapables de répondre aux besoins et requièrent une assistance d'urgence ;
- les crises sont récurrentes et conduisent à la déstructuration des communautés affectées ;
- l'état général de sous-développement interdit aux populations d'atteindre des standards minimaux de vie et de dignité humaines ;
- les communautés réclament une assistance.

La figure 1.3 présente un exemple théorique de la manière dont une crise affecte les conditions de vie. L'évolution dépend du niveau initial de vulnérabilité des différents groupes dans la population affectée (représenté par les différentes lignes), du déploiement de stratégies d'adaptation efficaces, et de l'importance de l'assistance extérieure.

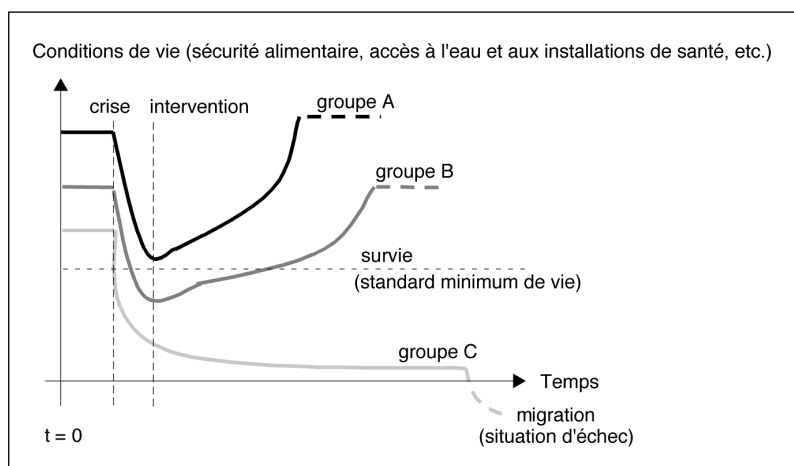


Figure 1.3 : Crises et conditions de vie.

4.3 Critères spécifiques

Les principales situations qui justifient la mise en œuvre par Action contre la Faim de programmes «pour l'eau et l'assainissement» sont les suivantes :

- Les populations n'ont pas (ou plus) accès à une *eau en quantités suffisantes* pour couvrir leurs besoins de boisson, d'activités domestiques, d'agriculture et d'élevage.
- La *distance éloignée des points d'eau* entrave le développement socio-économique de la communauté.
- La *quantité* et la *qualité de l'eau disponible* sont telles qu'elles provoquent un risque épidémique (maladies liées à l'eau).
- Les *conditions sanitaires créées par l'environnement* représentent un risque pour la santé (zones contaminées ou insalubres favorables au développement et à la transmission de maladies liées aux vecteurs, telles que la malaria ou le typhus des broussailles, ou de maladies diarrhéiques comme le choléra).

Les *normes, standards et directives* (cf. chap. 2 et annexe 2) permettent une estimation rapide de la situation par rapport à un cadre de référence établi. Elles doivent cependant être interprétées en fonction de la spécificité de chaque contexte (cf. encadré 1.4 et chap. 2).

La *finalisation ou la passation d'un programme* dépendront des points suivants : l'accomplissement d'une couverture satisfaisante des besoins qui permet de répondre aux nécessités identifiées ; l'acquisition ou le retour à un état d'autonomie des communautés ou des autorités locales ; la présence d'autres acteurs ; le succès ou l'échec (blocage) du programme.

4.4 Population-cible

Les organisations humanitaires concentrent leurs activités dans les zones où les besoins sont les plus grands et où elles rencontrent les populations les plus vulnérables. La décision du lieu où une aide directe sera apportée est prise sans considérations d'ethnie, de religion ou de croyance (voir la Charte d'Action contre la Faim dans la présentation de ACF). Les populations-cibles sont les suivantes :

- *communautés déplacées ou réfugiées** ;
- *communautés ayant perdu leurs moyens de subsistance* à la suite d'une crise (conflit ouvert, catastrophe naturelle, etc.) ;
- *minorités ethniques ou religieuses* victimes de comportements discriminatoires de la part de gouvernements ou d'autres communautés ou groupes ;
- *communautés isolées* localisées dans des zones rurales inaccessibles et *exclues des efforts de développement* ;
- *communautés impuissantes à maintenir des standards minimaux de vie et de dignité* (par ex. en zones péri-urbaines).

Parmi ces populations-cibles, une attention spécifique sera portée aux groupes les plus vulnérables : les femmes, les enfants, les personnes âgées, les personnes handicapées, les malades (par ex. les personnes porteuses du VIH/sida) et les groupes pauvres et marginalisés.

4.5 Définition des priorités

L'estimation des besoins (état de santé, enquête sanitaire, étude de vulnérabilité et de sécurité alimentaire, inspection des infrastructures et des ressources, pratiques et connaissances d'hygiène, etc.), effectuée avant le commencement de tout projet, doit donner une image globale de la situation.

L'analyse de la couverture des besoins vitaux doit être systématique et peut, par exemple, être exprimée en litres d'eau potable par personne et par jour et, si la population affectée est de type pastoral, en nombre de litres par animal et par jour (cf. chap. 2).

Les ressources humaines, financières et techniques étant limitées, certaines priorités doivent être établies afin d'assurer une couverture minimale des besoins fondamentaux et une incidence maximale de l'action entreprise :

Les personnes et les groupes vulnérables doivent être pris en charge en priorité (cf. § 4.4).

Une couverture assurant des *standards de base à l'ensemble de la population* est préférable à une couverture qui n'assurerait des standards élevés qu'à une fraction limitée de cette population (qu'il s'agisse de questions sanitaires ou de sécurité alimentaire).

La quantité d'eau est une priorité : disposer d'une quantité suffisante d'eau de qualité moyenne est préférable à disposer d'une faible quantité d'eau de haute qualité (sans eau en quantité suffisante, l'hygiène personnelle et domestique est compromise, ainsi que certaines activités génératrices de revenus, par exemple horticoles, etc.).

La rupture de la chaîne de contamination fécale est une priorité lorsqu'il existe un risque sanitaire (gestion des excréments humains dans un camp par ex.).

La couverture des besoins doit être garantie dans les zones clé : centres de santé et centres de nutrition, écoles et lieux publics.

Toutes choses étant égales par ailleurs, les communautés mobilisées, motivées et les plus à même de gérer les infrastructures proposées auront la priorité.

Toutes choses étant égales par ailleurs, l'intervention doit être menée là où les ressources locales en eau permettent une réponse immédiate et efficace.

* Les actions mises en œuvre dans le cas de populations déplacées, qui sont habituellement mêlées aux populations résidentes, ne seront pas uniquement ciblées sur les premières : les besoins des résidents doivent aussi être estimés et pris en considération afin de favoriser l'intégration des deux communautés et d'éviter de possibles conflits (création d'inégalités).

5 Principes d'intervention

Les contextes et modalités des interventions pour l'eau et l'assainissement sont multiples. Cependant un certain nombre de principes doivent être respectés durant le cycle de gestion du projet.

Ces principes sont conçus pour développer un certain sens de la responsabilité chez le travailleur humanitaire, mais aussi chez tous les acteurs impliqués dans la gestion de la crise : l'ensemble des acteurs qui devront être comptables de leurs actions devant la population affectée. Le respect de ces principes tout au long du cycle du projet doit garantir la pertinence, la qualité, l'efficacité et la durabilité de l'intervention.

5.1 Approche directe des populations

S'assurer que les interventions atteignent la population-cible d'une manière appropriée est partie intégrante de la charte d'Action contre la Faim. C'est là un point essentiel car il donne la mesure du succès du programme et permet une compréhension des obstacles pouvant survenir de la part des institutions ou groupes au niveau local, national ou international. Afin d'assurer une intervention juste et efficace, la collaboration directe avec les populations concernées est essentielle. Elle permet à l'équipe en charge du programme de mener à bien les tâches suivantes :

- analyser le contexte et définir les interventions en étant à l'écoute des populations affectées ;
- déterminer le meilleur moyen d'ajuster le programme au sein des dynamiques sociales existantes et de construire des liens de collaboration ;
- suivre les effets du programme et éviter les obstacles qui pourraient dévier (voire détourner) la marche normale du programme.

Si le rôle d'Action contre la Faim est de travailler avec et pour les populations, il est important de considérer aussi les capacités institutionnelles locales et leur rôle à moyen et long terme. C'est pourquoi la mise en œuvre des programmes doit s'effectuer avec les organisations locales et les services de l'état ; l'implication de ces partenaires dépendant de leurs agendas (politiques, religieux, etc.) et de leur capacité opérationnelle. Si ces partenaires entravent la poursuite des objectifs du programme, il sera alors recommandé de développer une voie de travail indépendante afin de couvrir les besoins identifiés.

Remarque. – De nouveaux contextes apparus durant la dernière décennie ont obligé les agences humanitaires à développer des interventions en *gestion à distance* (ou *remote*). Cette méthodologie est utilisée dans des situations où, pour des raisons de sécurité, la présence sur le terrain ne peut être permanente. Des procédures strictes de contrôle doivent alors être mises en place afin de garantir les résultats.

5.2 Réponse dépendante de l'analyse

Une analyse sera menée afin de comprendre et de définir clairement la nature des besoins et de leurs causes, et d'établir la réponse la plus appropriée à une situation donnée. Elle permettra d'appréhender les différents facteurs déterminants.

Cette analyse, réalisée aussi bien avant que pendant l'intervention, doit prendre en considération les paramètres suivants :

- *Contexte*
 - *facteurs liés à la crise* (politiques, naturels, etc.),
 - *situation précédant la crise* (conditions, ressources, vulnérabilités, biens, etc.),
 - situation actuelle, *capacités disponibles* et *stratégies d'adaptation* au sein de la population affectée,
 - évolutions possibles du contexte.
- *Population*
 - spécificités locales et *contraintes socio-économiques, culturelles et religieuses*,
 - nature des besoins et des attentes de la population.
- *Environnement*
 - type de ressources en eau disponibles,
 - climat.

5.3 Analyse pluridisciplinaire

Afin de réduire la mortalité et de lutter efficacement contre l'insécurité alimentaire et les risques de malnutrition, il est essentiel de prendre en considération l'ensemble de leurs déterminants potentiels (fig. 1.2). L'analyse du contexte et la phase d'identification (en particulier la rencontre avec la population concernée) doivent impliquer des équipes pluridisciplinaires (par exemple hydrauliciens, médecins et agronomes).

Dans le cadre de ses interventions, Action contre la Faim réalise une approche intégrée lorsque cela s'avère opportun. Celle-ci inclut des *interventions préventives* mais aussi *curatives*, dans les secteurs de la nutrition, de la sécurité alimentaire, de l'eau, de l'assainissement, et de la santé (soins primaires, santé mentale, etc.). Parmi les exemples d'approches intégrées, on peut citer celles incluant l'eau, l'assainissement et la promotion de l'hygiène en complément de projets de santé primaire, ou encore les programmes de sécurité alimentaire qui intègrent à part entière les questions d'irrigation et d'approvisionnement en eau du bétail.

Une approche intégrée ne signifie pas qu'une même organisation doit développer un ensemble d'activités de types différents, mais que les actions identifiées comme opportunes, à partir et autour des besoins de la population concernée, doivent être coordonnées au long des différentes phases du projet. Ces actions peuvent aussi être mises en œuvre par différents acteurs.

5.4 Implication des communautés affectées

La participation des communautés affectées aux différentes phases du programme est fondamentale (identification des besoins, mise en œuvre, suivi et évaluation) car elle garantit la *pertinence* et la *durabilité* des actions en fonction des besoins.

Les programmes doivent viser une implication maximale des communautés concernées. Selon le contexte d'intervention, le type de programme, la phase du projet et la communauté, le niveau d'implication pourra varier d'une simple consultation à une participation proactive dans le projet. Une communauté déplacée se trouve habituellement dans une situation précaire, ayant perdu pratiquement tous ses biens. Il est parfois difficile, voire inopportun durant la phase de mise en œuvre, de convaincre les personnes pour qu'elles collaborent activement. En revanche, une population stable se mobilisera *a priori* plus facilement et son implication peut même être une condition requise pour une intervention externe.

Durant la phase de mise en œuvre, la participation de la communauté peut consister en des contributions directes (financières ou matérielles) à la construction des infrastructures ou, plus communément, correspondre à la réalisation d'un travail physique. Ces contributions renforcent le sentiment d'appropriation des infrastructures par la communauté et, en conséquence, améliorent sa gestion et donc sa *durabilité*.

5.5 Comprendre, respecter et intégrer les facteurs locaux

La plupart des communautés possèdent une connaissance détaillée des potentiels de leur environnement physique et des ressources qu'il est susceptible de fournir pour les activités de production mais aussi pour la médecine préventive ou curative (et aussi de son potentiel en tant que facteur de cause de maladies). Il existe en général une compréhension de l'environnement, non seulement dans un sens physique, mais aussi du point de vue de sa relation avec les facteurs sociaux et spirituels. Cette vision holistique s'enracine dans des croyances et des usages culturels nombreux qui affectent les comportements d'utilisation de l'eau, la vision de l'assainissement et les pratiques d'hygiène, voir un exemple présenté dans l'encadré 1.5. Le projet doit déterminer comment prendre en considération d'une manière positive les croyances de la communauté, ses connaissances et sa gestion de l'environnement. L'attitude essentielle à conserver est celle du *respect*. Plutôt que de tenter de démontrer qu'une croyance ou un tabou est absurde parce qu'il semble l'être à l'aune de son propre système culturel, l'équipe doit travailler à construire des messages compréhensibles et appropriés pour expliquer les causes du problème, et à rechercher une solution efficace *avec* la communauté. Lorsque la modification d'une coutume particulière s'avère la solution la plus appropriée, une attitude de respect devra guider la manière dont l'information et les encouragements nécessaires seront dispensés à la communauté afin de la sensibiliser aux bénéfices que ces changements apporteront.

Les concepts du propre et du sale, du pur et du contaminé, sont fortement développés dans de nombreuses religions et cultures. Au-delà de la référence à un état physique, ils sont spirituellement importants et jouent un rôle central dans les pratiques et cérémonies religieuses. Il est donc nécessaire d'être particulièrement attentif lorsque ce type d'idée doit être transmis.

Le "propre" peut recouvrir des significations très différentes pour les promoteurs du projet ou pour la communauté. Avant de mobiliser celle-ci pour qu'elle participe à un projet d'assainissement, il est fondamental d'étudier sa perception traditionnelle de la propreté et de son contraire, du pur et du contaminé...

Encadré 1.5

Perceptions du propre et du sale.

5.6 Impact durable des activités

La réalisation d'un système durable est une question qui doit être considérée dès le début des travaux de définition du programme.

Durant les premières phases de l'urgence, la réponse initiale doit être rapide et efficace, et l'autonomie n'est pas nécessairement un objectif à atteindre. Cependant, une fois les besoins fondamentaux couverts, l'évolution de la réponse doit être planifiée dans l'optique d'une durabilité à long terme. Les facteurs suivants doivent être pris en compte afin de réaliser cet objectif :

- adéquation de la technologie au contexte et à la population ;
- qualité de la conception et de la construction des installations ;
- implication des communautés et des structures locales ;
- renforcement des capacités et formation (gestion, maintenance, etc.).

Afin de remplir ces conditions, on veillera à comprendre et respecter les facteurs socioculturels et économiques, à utiliser des technologies appropriées, et à réaliser un transfert correct des compétences.

5.6.1 RÉPONSE ADAPTÉE AUX CAPACITÉS ET À LA MOTIVATION DES COMMUNAUTÉS

La prise en considération des caractéristiques socioculturelles et économiques de la communauté est une condition nécessaire à l'accomplissement efficace et réussi d'un projet.

En effet, les décisions techniques seront prises selon des critères qui ne sont pas uniquement d'ordre technique, mais aussi social et culturel, et les réponses choisies devront être adaptées au mode de vie des communautés concernées.

La définition d'un projet doit donc impliquer l'observance des points suivants :

- évaluer la *motivation* et les *capacités de gestion* des communautés locales,
- respecter les *religions, croyances et tabous* (liés à l'eau, l'assainissement, etc.) et adapter l'intervention en conséquence,
- évaluer les ressources humaines, techniques, logistiques et économiques requises et disponibles pour l'opération et la maintenance des infrastructures (combustible, pièces détachées...),
- respecter la hiérarchie sociale et anticiper les conflits potentiels que la construction de points d'eau pourrait soulever (quelle est l'utilisation du point d'eau et qui est censé l'utiliser ?).

5.6.2 TECHNIQUES APPROPRIÉES ET TESTÉES

L'utilisation de technologies adaptées aux contraintes socioculturelles et économiques des communautés (cf. § 5.6.1) et à l'environnement est une condition nécessaire au succès d'un projet, quel qu'il soit.

L'utilisation de techniques dont l'efficacité a été démontrée est la meilleure manière d'assurer une réponse à la fois adaptée et durable. Dans certaines circonstances, cependant, il est possible qu'aucune solution parfaitement appropriée ne soit disponible. Dans ces cas, l'inventivité sera de mise, et il sera nécessaire de rechercher activement parmi les solutions initialement conçues pour d'autres contextes. Ceci implique :

- une analyse précise des besoins et des ressources,
- une étude des solutions déjà déployées localement et une évaluation des modifications nécessaires,
- la promotion au niveau régional des techniques conçues par les communautés et les autres acteurs locaux (*échange Sud-Sud*).

5.6.3 TRANSMISSION DES CONNAISSANCES ET PASSATION (*HAND-OVER*)

Dès le début de sa mise en place, le projet doit permettre un retrait graduel de l'assistance, l'objectif final étant le retrait total. Il est important de clarifier dès le départ les rôles différents des communautés, des autorités traditionnelles et des acteurs politiques. Une attention particulière sera accordée aux questions de propriété, d'accessibilité et de gestion. Le projet devra finalement inclure une passation officielle des activités et des infrastructures à un groupe reconnu et légitime.

Les groupes de formation technique et de maintenance sont un aspect essentiel à intégrer dans la mise en place du projet. Il faut distinguer les formations dont le but est de rendre techniquement autonomes les équipes d'opérateurs et de maintenance, et celles destinées aux usagers. La formation est effectuée sur site et quotidiennement, mais des sessions de formation sont aussi organisées. Elles regroupent les techniciens et les membres du comité des usagers (trésoriers, plombiers, etc.), afin de partager les expériences, de rendre publiques les succès obtenus au niveau local, et de permettre à tous les partenaires d'en tirer les bénéfices correspondants (cf. chap. 16).

5.7 Coordination des activités

La coordination des différents partenaires est fondamentale pour permettre d'optimiser l'utilisation des ressources disponibles. Elle doit être maintenue tout au long des différentes phases du projet, depuis sa définition jusqu'à son évaluation finale.

Cette coordination doit impliquer tous les partenaires concernés : les communautés, les autorités locales, traditionnelles et administratives et les autres organisations présentes (ONG, Nations-Unies, secteur privé, etc.).

5.8 Renforcement de la communauté et cohésion sociale

Les crises conduisent souvent à un éclatement des communautés. L'aide humanitaire doit donc chercher à *renforcer l'organisation et la cohésion sociales* par une approche communautaire de la gestion de l'eau.

La mobilisation et la participation de la communauté durant le projet, de même que l'existence de comités de point d'eau, sont un moyen d'atteindre ces objectifs. Cette collaboration doit être menée d'une manière qui soit à la fois sociale, participative et démocratique, et doit donc permettre la promotion de ces valeurs.

5.9 Rôle des femmes

Lors de la phase de définition du projet, il est important de comprendre le rôle et le statut (vulnérabilité spécifique) des femmes au sein de la communauté, ainsi que le rôle qu'elles seront amenées à jouer dans le projet lui-même.

Lorsque cela est possible, des femmes seront employées dans le projet pour participer à ses composantes de promotion de l'hygiène, d'assainissement et de gestion de l'eau. Les femmes ayant dans la majorité des cas la responsabilité de l'éducation des enfants et des tâches de maintenance du foyer, leur implication est donc un élément nécessaire du projet.

Au-delà de cet aspect "technique", favoriser la participation active des femmes aux activités du projet et à la mise en place des comités *renforce leur rôle* au sein de la communauté.

5.10 Capitalisation de l'expérience et de l'analyse

La mise en place d'un projet suppose la collecte de quantités considérables de données, qu'il s'agisse du contexte général ou des méthodologies et technologies employées. L'ensemble de ces informations est d'une grande valeur pour

les communautés, les partenaires locaux et les différents acteurs qui souhaiteraient agir dans la même zone. La collecte, l'analyse et le partage de l'information représentent donc toujours un des objectifs du programme, quel qu'il soit. Ceci implique :

- la collecte systématique de données fiables,
- l'utilisation de bases de données pour faciliter la gestion et l'analyse de l'information,
- l'utilisation de systèmes d'information géographique (SIG) pour une analyse claire et attractive (ce qui facilite communication et diffusion,
- la capitalisation des méthodes de travail par le biais de rapports et de manuels,
- le partage et la promotion du corpus de données collectées.

5.11 Respect de l'environnement

Les projets ont toujours des conséquences potentielles sur l'environnement naturel. Les risques environnementaux devront donc être estimés durant chaque intervention, et les impacts devront être minimisés. Dans tous les cas, il est important de sensibiliser la communauté affectée et les autres partenaires locaux à une gestion correcte de leurs ressources en eau et aux facteurs de risque environnementaux.

Il est particulièrement important d'éviter toute surexploitation des nappes : durant la mise en œuvre des programmes de réalisation de puits ou de forages, les ressources disponibles seront systématiquement évaluées (par des études géophysiques, des essais de pompage, etc.). Ces évaluations aideront à déterminer le nombre de points d'eau et le dimensionnement adéquat des systèmes de pompage choisis. La collecte de données météorologiques constitue aussi un point essentiel. S'il existe un risque d'épuisement des ressources en eau souterraine, des ressources alternatives devront être considérées.

La création de camps destinés à des réfugiés ou des populations déplacées génère des risques de *déforestation*, de *surexploitation* et de *contamination* des ressources (déchets et fèces, par ex.). Une vigilance constante est requise vis-à-vis de ces risques. L'élimination des boues de floculation loin des cours d'eau et des aquifères superficiels doit être planifiée durant la mise en œuvre des projets de traitement des eaux.

Gestion de projet

1	Gestion des projets d'eau et assainissement	23	3.2	Phase de planification	46
1.1	Gestion du cycle de projet	24	3.2.1	Matrice du cadre logique	46
1.2	Normes et directives	26	3.2.2	Planification des activités (plan d'action) et des ressources	52
2	Évaluation des besoins et identification de projet	27	3.3	Rédaction de la proposition d'intervention	53
2.1	Objectifs de l'évaluation des besoins	27	3.4	Approbation et financement du projet	53
2.2	Maladies liées à l'eau et à l'assainissement	28	4	Mise en œuvre et suivi (monitoring) du projet	53
2.3	Évaluation des besoins	30	4.1	Planification	54
2.4	Ressources et moyens nécessaires pour réaliser un diagnostic	31	4.2	Gestion du personnel	54
2.5	Collecte de l'information	32	4.2.1	Création de l'équipe	55
2.5.1	Techniques de collecte d'information	32	4.2.2	Rôle du chef de projet	55
2.5.2	Types d'information à collecter	35	4.2.3	Relations de travail et contrats	56
2.6	Diagnostics en situation d'urgence	39	4.2.4	Tâches de gestion spéciales	56
2.6.1	Évaluation rapide	39	4.3	Procédures internes	57
2.6.2	Diagnostic rapide	39	4.4	Sécurité et sûreté	58
2.7	Enquêtes sanitaires	40	4.5	Participation communautaire	59
3	Conception du projet	40	4.6	Gestion de l'information, valorisation de l'expérience et rapports	60
3.1	Phase d'analyse	40	4.7	Suivi	61
3.1.1	Analyse des problèmes	40	5	Évaluation	62
3.1.2	Analyse des objectifs	43			
3.1.3	Analyse de la stratégie	43			

1 Gestion des projets d'eau et assainissement

Ce chapitre concerne la planification et la réalisation de projets d'eau et assainissement. De façon générale, les projets peuvent être soit spécifiques "eau et assainissement" soit intégrés dans un programme plus complet où plusieurs projets contribuent à la réalisation d'un objectif global (*objectif général*) ; les projets d'eau et d'assainissement peuvent être complémentaires de projets de santé, sécurité alimentaire, éducation, développement des capacités, etc.. Les projets peuvent être très différents en échelle et en nature mais de nombreuses règles conduisant à une gestion de projet efficace sont universelles. Les aspects présentés ici sont adaptés au contexte humanitaire et, plus spécifiquement, aux interventions en eau et assainissement.

Ce chapitre est basé sur la *gestion du cycle de projet* et l'*approche* (ou *analyse*) du cadre logique :

La *gestion du cycle de projet* propose une approche et un ensemble d'outils pour concevoir et gérer les projets utilisés par la plupart des agences humanitaires et bailleurs de fonds. Cependant, certaines agences critiquent fortement l'utilisation de ces outils car les étapes du cycle ne sont pas aussi nettes dans la réalité. Au contraire, elles fusionnent et impliquent un processus itératif. De plus, les outils du *cycle de projet* insistent trop sur la planification et le diagnostic, et pas assez sur la mise en œuvre et l'évaluation.

L'approche du cadre logique est un ensemble d'outils pour la planification et la gestion d'un projet. Son but est de fournir un cadre clair et raisonnable pour planifier les activités envisagées et déterminer comment mesurer le succès d'un projet, tout en tenant compte des facteurs externes (introduction au LFA, Adam Walsch, 2000).

Les directives (*guidelines*) et les normes sont également des outils nécessaires et complémentaires pour préparer et réaliser des projets (cf. § 1.2).

1.1 Gestion du cycle de projet

Le cycle de projet décrit les phases d'un projet, de la conception à l'achèvement (fig. 2.1) selon une séquence progressive dans laquelle chaque phase requiert des informations, des responsabilités et des décisions importantes. La gestion du cycle de projet est un processus itératif dans lequel les étapes ne sont pas toujours indépendantes ; une expérience acquise pendant le développement du projet sert à développer les étapes suivantes et à définir de futurs projets.

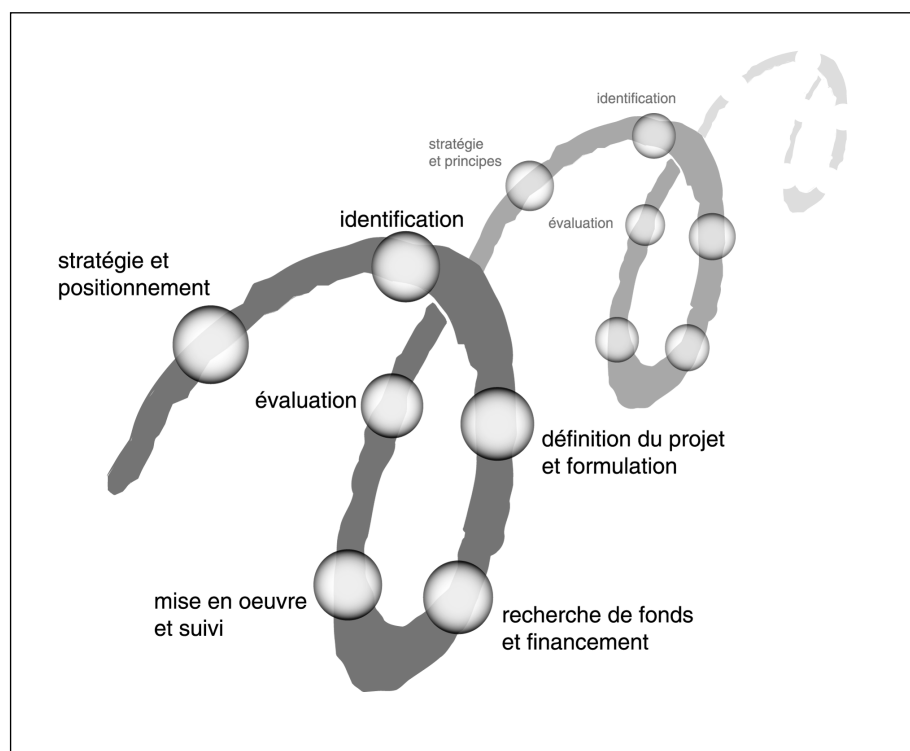


Figure 2.1 : Cycle de projet.

Six phases principales définissent le cycle de projet.

1) *Stratégie et politique*

La stratégie et la politique constituent les bases sur lesquelles les projets sont identifiés et préparés. Elles définissent les principes, les critères d'intervention et les méthodologies.

Les organisations chargées de la mise en œuvre des projets et les bailleurs de fonds développent leurs propres stratégies. Elles peuvent être développées par pays ou par région.

Les politiques nationales, régionales et sectorielles développées par les gouvernements et les autres agences doivent également être prises en considération. Dans ce sens, il est important que les organisations et les bailleurs travaillent en partenariat avec les gouvernements et les autres acteurs afin de contribuer à la définition de ces stratégies et politiques gouvernementales.

Les stratégies doivent être périodiquement révisées, mises à jour et améliorées en tenant compte des leçons tirées du projet et de l'évolution constante de l'environnement.

2) Identification du projet

L'identification des problèmes et l'analyse des différentes solutions qui permettent de résoudre ces problèmes sont entreprises à ce stade. Un projet bien conçu requiert l'identification des différents acteurs existants et potentiels, ainsi que la compréhension des caractéristiques principales du contexte. Cela implique la consultation des futurs bénéficiaires, du gouvernement, des ONG et de tout autre acteur. Ceci permet de réaliser une identification correcte des besoins et d'amorcer la coordination.

3) Conception du projet et formulation

Pendant cette phase du projet, l'approche des aspects techniques et opérationnels est développée. Une fois les principales caractéristiques du projet définies, une évaluation de la faisabilité (probabilité d'atteindre les objectifs) et de la durabilité (bénéfices à long terme) est réalisée. Le projet doit être évalué sous différentes perspectives : technique, financière, économique, du genre, sociale, institutionnelle et environnementale. L'étape finale de cette phase est souvent la rédaction d'une proposition d'intervention et sa soumission aux bailleurs de fonds potentiels.

Remarque. – La séparation des phases d'identification du projet et de conception/formulation du projet est importante. Le contexte social et politique dans lequel la préparation du projet a lieu fait naître des espoirs ; des demandes et des aspirations, souvent contradictoires, doivent être réconciliées. Durant la phase d'identification, la pertinence des idées du projet doit être systématiquement établie avant que le procédé de préparation ne soit trop avancé pour que l'idée soit abandonnée. Pendant la phase de formulation, les orientations du projet peuvent alors être entièrement développées sachant qu'elles sont basées sur les besoins réels des bénéficiaires et que les acteurs principaux se les ont totalement appropriées.

4) Évaluation et financement des bailleurs de fonds

Les propositions d'intervention sont examinées par le bailleur de fonds qui décidera de financer ou pas le projet.

5) Mise en œuvre et suivi (monitoring)

La mise en œuvre des activités du projet est accompagnée d'un suivi continu de l'avancement et des réactions (*feedback*) des bénéficiaires et des autres parties prenantes. Dans un contexte en évolution constante, le projet doit être géré de façon flexible ; les objectifs et les activités doivent être révisés et mis à jour continuellement. Même les objectifs généraux peuvent être amenés à être modifiés à la lumière de changements significatifs qui ont pu se produire depuis la planification.

6) Évaluation et évolution

Les réalisations et les leçons tirées doivent être réévaluées une fois le projet accompli. Les résultats de l'évaluation servent à améliorer la conception de futurs projets ou programmes.

Ce chapitre fournit une vue d'ensemble générale de la gestion d'un projet, mais il doit être complété par la lecture des autres chapitres du livre.

L'application de principes de base et l'utilisation d'outils d'analyse et techniques au sein d'un processus de décision structuré permet de s'assurer que :

- Les projets sont en accord avec les stratégies convenues et les besoins des bénéficiaires :
 - les projets sont liés aux objectifs sectoriels, nationaux et des agences qui interviennent ;
 - les bénéficiaires sont impliqués dans le processus de planification depuis le début ;
 - l'analyse des problèmes est complète et détaillée ;
 - les objectifs sont clairement énoncés en termes d'avantages pour les groupes cibles.
- Les projets sont *faisables* (les objectifs peuvent être atteints, en tenant compte des contraintes de l'environnement opérationnel et des capacités de l'agence intervenant) :
 - les objectifs sont logiques et mesurables ;
 - les risques, hypothèses et capacités de l'agence intervenant sont pris en compte ;
 - le suivi se concentre sur les cibles appropriées.
- Les projets sont *durables* :

- les facteurs affectant la durabilité sont pris en compte dans la conception du projet ;
- les évaluations précédentes construites sur les leçons tirées sont intégrées dans la conception du projet ;
- les bénéficiaires sont impliqués de façon significative tout au long du cycle de projet ;
- les méthodologies et technologies sont adaptées à la spécificité de la situation ;
- les capacités et ressources locales sont utilisées au maximum.

1.2 Normes et directives

Les normes et les procédures relatives au projet peuvent être trouvées dans des directives ou *guidelines* spécifiques (nationales ou internationales), elles fournissent un soutien à la définition et à la réalisation du projet. Ces directives peuvent être établies par toute une série d'entités (gouvernements, bailleurs, organisations, communauté) à différents niveaux (international, national, local, sectoriel). Les organisations doivent connaître toutes les directives qui les concernent et les utiliser dans la mesure de leur adéquation au contexte. Une attention spéciale doit y être portée durant les interventions d'urgence car les normes peuvent ne pas être appropriées.

Plusieurs types de directives existent pour les différents volets du projet :

- modèles et concepts normalisés (par exemple : modèle de latrine ou type de point d'eau) ;
- normes minimales à atteindre (par exemple : qualité de l'eau ou nombre de personnes par pompe à main) ;
- procédures du programme (par exemple : procédures de définition et de suivi du projet, procédures internes à l'organisation).

L'utilisation de directives permet d'assurer la rationalisation de l'évaluation des besoins et de la réponse apportée.

Les normes sont définies par deux concepts principaux. Les normes sont tout d'abord des valeurs de référence, *designs* techniques, etc. utilisés comme critères de choix et de comparaison (par exemple : utilisation standard d'un type de pompe dans une région particulière). Mais les normes définissent également le niveau de service ou de ressources nécessaires pour couvrir les besoins d'une population (par exemple : tous les enfants, dans les écoles, doivent avoir accès à une quantité suffisante d'eau saine). Cette définition concerne les normes minimales des projets humanitaires qui visent la couverture des besoins fondamentaux.

Les normes minimales doivent être complétées par des indicateurs quantitatifs et qualitatifs. Durant la phase d'identification du projet, les normes et les indicateurs sont utilisés pour évaluer les besoins des communautés et pour planifier l'intervention. Par exemple, la demande en eau peut être estimée en comparant la quantité d'eau disponible par personne et par jour avec un indicateur souhaité (par exemple : X % de la population a accès à Y litres de moins que le minimum requis de 20 litres par personnes par jours (l/p/d). Un approvisionnement en eau supplémentaire doit garantir une quantité de Z m³ d'eau saine par jour pour atteindre la norme).

Certains indicateurs de référence pour l'eau et l'assainissement en situation d'urgence et situations stables sont présentés en annexe 1. L'encadré 2.I décrit quelques aspects clés de l'utilisation des directives et des normes.

Encadré 2.1 : Utilisation des directives et des normes.

Les directives et les normes doivent être considérées comme des références pour aider à la définition et à la réalisation de programmes et non comme des règles rigides et rapides à appliquer. Les directives sont définies pour des situations communes et peuvent ne pas être appropriées à certains contextes. Chaque situation requiert une analyse spécifique afin de déterminer la pertinence de leur utilisation. Il est important de toujours justifier pourquoi les directives établies sont utilisées ou non.

Toutes les directives et normes n'ont pas la même valeur. Pour les projets d'eau et assainissement, des priorités doivent être établies afin de garantir la couverture des besoins fondamentaux pour la survie, notamment :

- une quantité minimale d'eau par personne ;
- un nombre de personnes par latrines pertinemment établi (ainsi que d'autres installations sanitaires).

En urgence, la priorité est l'approvisionnement d'une quantité d'eau minimale. La qualité de l'eau devient également un enjeu majeur quand un risque sanitaire existe.

Deux directives sont communément utilisées dans les interventions humanitaires en eau et assainissement :

- Les *directives de qualité de l'OMS pour l'eau de boisson* (www.who.int) donnent des valeurs de référence communes et décrivent la relation entre la qualité de l'eau et les risques pour la santé humaine (cf. chap. 4 et annexe 7).

- Le projet Sphère (www.sphereproject.org) présente la *charte humanitaire et normes minimales pour les interventions lors des catastrophes*. Elle définit ce que les personnes affectées par une catastrophe sont en droit d'attendre de l'assistance humanitaire. Le but du projet Sphère est d'améliorer la qualité de l'assistance fournie aux personnes affectées, et d'établir les responsabilités des différents intervenants dans la gestion de la crise. Sphère couvre plusieurs domaines dont : l'approvisionnement en eau et assainissement, la nutrition, l'aide alimentaire, l'aménagement des abris et des sites et les services médicaux. Les bailleurs, les décisionnaires et les institutions se réfèrent souvent au projet Sphère dans les programmes d'aide. Chaque directive est développée comme suit :

- *Normes minimales* : elles sont de nature qualitative et précisent les niveaux minimaux à atteindre dans les interventions relatives à l'approvisionnement en eau et à l'assainissement. Par exemple, norme minimum n° 1 pour l'approvisionnement en eau : *Toutes les personnes ont accès, de manière sûre et équitable, à une quantité d'eau suffisante pour couvrir les besoins de la consommation, de la cuisson des aliments et de l'hygiène personnelle et domestique. Les points d'eau publics sont suffisamment proches des foyers pour leur permettre d'utiliser le minimum requis d'eau.*

- *Indicateurs-clés* : ce sont des "signaux" qui indiquent si oui ou non la norme a été atteinte. Ils constituent un moyen de mesurer et de communiquer l'impact, ou le résultat, des programmes ainsi que des processus et des méthodes utilisés. Les indicateurs peuvent être qualitatifs ou quantitatifs. Par exemple : *L'utilisation moyenne d'eau pour la consommation, la cuisson des aliments et l'hygiène personnelle dans chaque foyer est au moins 15 litres par personne et par jour* (cf. notes d'orientation 1-8).

- *Notes d'orientation* : elles englobent des aspects spécifiques à prendre en compte lors de l'application des normes et des indicateurs dans différentes situations, des suggestions quant à la manière de faire face aux difficultés pratiques, et des conseils sur les questions prioritaires. Elles peuvent également aborder des questions cruciales liées aux normes ou aux indicateurs, et décrire les dilemmes, les controverses ou les lacunes dans les connaissances actuelles.

Une erreur commune dans l'utilisation du projet Sphère est de considérer les indicateurs-clés comme seule référence, sans tenir compte des normes minimales et des notes d'orientation. Il est, par exemple, souvent dit que la norme minimale du projet Sphère pour l'approvisionnement en eau est de 15 litres par personne et par jour. Mais cela est faux, la norme minimale pour la qualité de l'eau et l'accès à l'eau est décrite dans le paragraphe précédent : l'indicateur-clé est variable selon les contextes alors que les normes minimales sont prévues pour être universelles. Les objectifs des programmes doivent être basés sur les normes minimales qui expriment les besoins fondamentaux de façon qualitative.

2 Évaluation des besoins et identification de projet

2.1 Objectifs de l'évaluation des besoins

Toute intervention doit être basée sur des besoins clairement identifiés et définis. L'évaluation des besoins, ou diagnostic, est le point de départ de tout projet. Ce diagnostic doit être bien planifié, doté des ressources adéquates et d'une description claire de la façon dont il va être mené (termes de référence). Les objectifs du diagnostic sont :

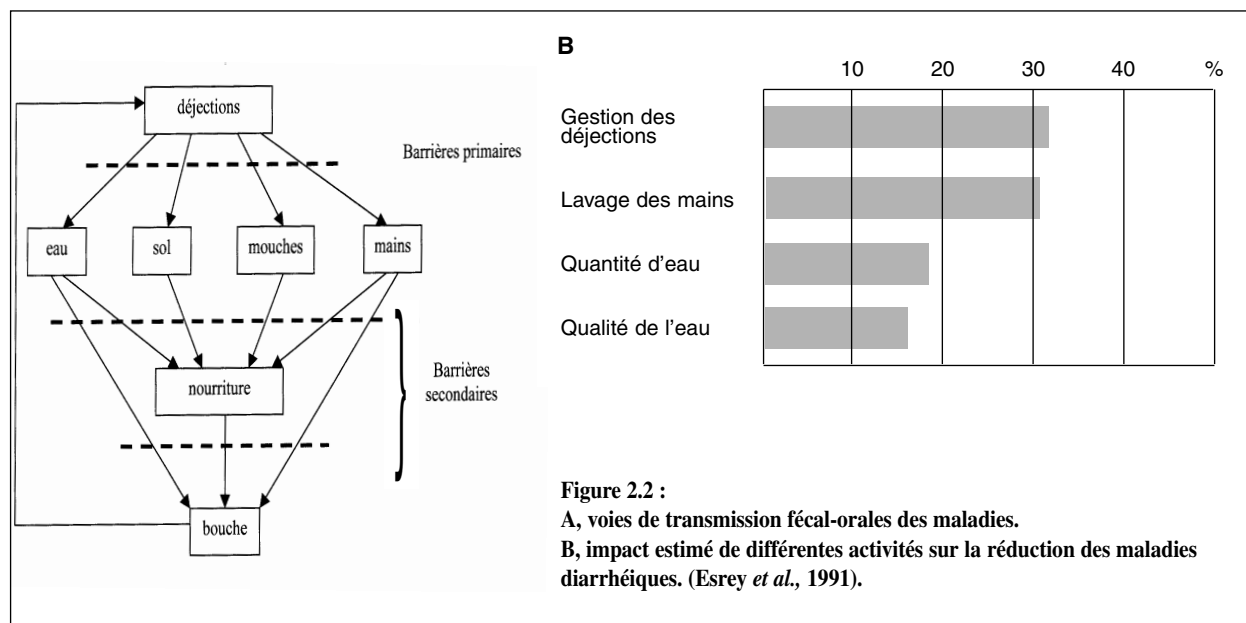
- comprendre la situation des communautés en identifiant leurs besoins et leurs problèmes ;
- comprendre les conditions requises et les demandes de ces communautés et la façon dont elles appréhendent leur situation ;
- évaluer les ressources et les capacités disponibles ;
- collecter et analyser suffisamment d'informations pour permettre le développement d'un plan efficace.

Les diagnostics requièrent une approche multidisciplinaire et une bonne compréhension de la complexité des causes des problèmes et de leurs interdépendances (santé, sécurité alimentaire, eau, etc.) ; une vision globale est nécessaire. L'équipe de diagnostic doit inclure des spécialistes de disciplines différentes et l'analyse doit être réalisée en commun. Une approche systématique est nécessaire, elle combinera plusieurs niveaux d'analyse : pays, région, communauté et foyer. Une attention particulière doit être portée sur les groupes et les communautés vulnérables.

Lors de l'identification des besoins en eau et assainissement, le diagnostic doit se concentrer sur la relation entre les conditions relatives à l'eau, l'assainissement et l'hygiène, et les besoins fondamentaux, par exemple :

- santé : maladies liées à l’eau et à l’assainissement, modes de transmission et origines de ces maladies ;
- accès à la nourriture et production : eau pour la production pastorale et agricole, coût de l’eau, temps consommé par les corvées au dépend d’activités génératrices de revenus, etc. ;
- qualité de vie : comment l’eau et l’assainissement affectent la vie des communautés, en tenant compte également du temps et des efforts consacrés à ces tâches.

Ces trois facteurs ont déjà été développés dans le chapitre 1 (cf. fig. 1.2 et § 3.1), mais une attention particulière doit être portée aux voies de transmission des maladies liées à l’eau et à l’assainissement. Les diagnostics doivent identifier les liens entre l’eau, l’assainissement et les maladies, en mettant en évidence les voies communes de transmission des maladies. La figure 2.2 montre les différentes voies de transmission fécal-orales des maladies et l’impact estimé de différents types de projet sur la réduction des maladies diarrhéiques.



2.2 Maladies liées à l’eau et à l’assainissement

L’ensemble de ces maladies est présenté dans les chapitres 4 et 13. L’annexe 5B présente la classification environnementale des infections liées aux excréments.

On distingue les maladies infectieuses liées à l’eau causées par des organismes vivants des maladies liées aux propriétés chimiques de l’eau.

Les maladies liées aux propriétés chimiques de l’eau sont principalement la conséquence de la présence d’un élément toxique dans l’eau (arsenic, pesticides) ou d’une surconcentration au-delà de laquelle un élément devient nuisible (fluor). Par ailleurs, une déficience de certains éléments essentiels, si elle n’est pas compensée par une diète équilibrée, peut engendrer un problème de santé (par exemple une déficience d’iode provoque goitre et crétinisme).

Les maladies associées à des organismes vivants sont caractérisées selon les quatre modes de transmission décrits ci-dessous (Thompson, *Drawers of water II*, 2001).

Transmission fécale-orale

La transmission se produit par toute voie qui permet aux pathogènes présents dans les matières fécales d’être ingérés :

- maladies d’origine hydrique (*water-borne*) : la transmission se produit par ingestion d’une eau contaminée ;
- maladies liées à la pénurie d’eau (*water-washed*) : la transmission se produit par toute autre voie que l’eau.

Ces maladies sont transmises lorsque le manque d’eau a un impact sur l’hygiène.

Par exemple, le choléra peut être propagé par plusieurs voies fécales-orales (les mains sales, l'eau, la nourriture contaminée, les insectes vecteurs liés aux excréments, etc.).

Transmission par manque d'eau (non fécale-orale ou strictly water-washed)

Cela concerne les maladies dont on peut réduire la transmission en augmentant le volume d'eau utilisé pour l'hygiène, indépendamment de la qualité de cette eau :

- infection de la peau ou des yeux (*sepsis* bactérien de la peau, gale, infections fongiques de la peau, trachome) ;
- infections portées par les poux, qui peuvent être réduites en améliorant l'hygiène personnelle et donc en diminuant la probabilité de l'infestation du corps et des vêtements par ces arthropodes.

Dans certains cas, la disponibilité de l'eau n'est pas un problème (inondations, communautés vivant près des fleuves ou zones marécageuses) mais les risques des maladies liées au manque d'eau restent élevés en raison de mauvaises pratiques d'hygiène.

Transmission par contact avec l'eau (maladies aquatiques ou water-based)

La transmission de la maladie se fait par des pathogènes qui passent une partie de leur cycle de vie dans l'eau ; toutes ces maladies sont dues à l'infection par les vers parasites (helminthes), qui dépendent d'hôtes aquatiques intermédiaires (escargot d'eau) pour accomplir leur cycle de vie. Le ver de Guinée est le seul dans ce groupe à être normalement transmis par l'eau de boisson (ce n'est pas commun, mais la schistosomiase peut être transmise également en buvant de l'eau traitée)

Transmission par insectes vecteurs liés à l'eau

La transmission de la maladie se fait par des insectes qui se multiplient dans l'eau et sont actifs à proximité des points d'eau (principalement malaria, fièvre jaune, fièvre dengue, maladie du sommeil et filariose).

Remarque. – Certains insectes participent au cycle fécal-oral en véhiculant des pathogènes fécaux sur leur corps et dans leur appareil intestinal, ce sont les *insectes vecteurs liés aux excréments* (mouches et cafards).

Le tableau 2.I décrit les principales stratégies préventives pour les différents types de voies de transmission liées à l'eau. D'autres détails sur la classification environnementale des infections liées à l'eau sont présentés en annexe 5A.

Tableau 2.I : Voies de transmission liées à l'eau pour les infections.

Voie de transmission	Stratégie de prévention
Fécale-orale (<i>hydrique ou pénurie d'eau</i>)	Améliorer la qualité de l'eau Prévenir l'utilisation de sources non protégées Augmenter la quantité d'eau utilisée Améliorer l'hygiène Améliorer l'assainissement
Par manque d'eau (<i>strictly water-washed</i>)	Augmenter la quantité d'eau utilisée Améliorer l'hygiène
Par contact avec l'eau (<i>aquatique ou water-based</i>)	Réduire les contacts avec l'eau contaminée* Réduire la contamination de l'eau de surface**
Par insectes vecteurs liés à l'eau	Améliorer la gestion de l'eau de surface Éliminer les zones de multiplication d'insectes Diminuer les besoins de déplacements sur des zones de multiplication Utiliser des moustiquaires

* Appliqué à la schistosomiase uniquement.

** La stratégie de prévention appropriée pour les vers basés dans l'eau dépend du cycle de vie de chacun ; c'est donc l'unique prescription générale qui peut être donnée.

Le diagnostic doit identifier la présence de ces maladies liées à l'eau (taux de mortalité, distribution des âges) et analyser les causes. Les solutions se focaliseront sur la diminution de la transmission des maladies, la promotion de l'hygiène, l'assainissement et l'approvisionnement en eau. Il est aussi important d'analyser tous les facteurs qui influencent la propagation des maladies et qui causent des épidémies telles que des conditions environnementales pauvres, densité de population élevée, etc.

Pour une présentation complète des maladies liées à l'eau et à l'assainissement, voir le chapitre 4 et l'annexe 5C.

2.3 Évaluation des besoins

Le diagnostic est constitué de phases distinctes et se déroule selon un processus itératif (tabl. 2.II et fig. 2.3). Il commence par une phase de préparation qui consiste à planifier les différentes activités et ressources nécessaires à sa réalisation. Lorsque la planification est prête et les ressources disponibles, on procède à la présentation de l'équipe à la communauté et aux différents acteurs concernés en expliquant les objectifs du diagnostic.

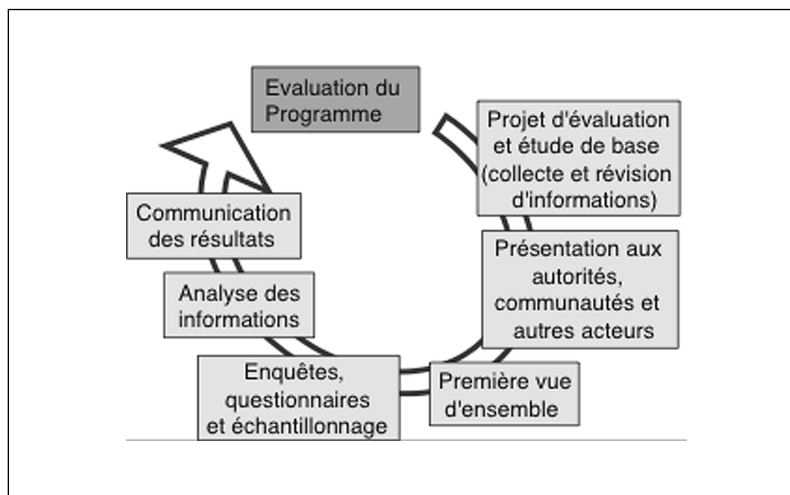
Un premier interview permet de définir les priorités avant de réaliser les activités de collecte d'information. De façon simultanée l'analyse de l'information est réalisée et se poursuit jusqu'à ce que toute l'information soit traitée. Finalement, une fois l'analyse terminée et les résultats du diagnostic établis, ils sont communiqués et transmis aux personnes et entités concernées.

Tableau 2.II : Éléments d'un diagnostic.

PRÉPARATION	ENQUÊTES, QUESTIONNAIRES ET ÉCHANTILLONNAGES
Collecte et révision de l'information existante.	QUI PERMETTENT DE COLLECTER L'INFORMATION
Termes de référence	QUALITATIVE ET QUANTITATIVE
Situation du diagnostic à réaliser	
Combien de temps va-t-il durer ?	Les outils utilisés dépendent du temps et des ressources disponibles
Quelles sont les ressources (humaines et financières) nécessaires ?	Enquête de vulnérabilité
Quels sont les outils et le matériel requis ? (<i>check lists</i> , ordinateur, GPS)	Enquête de terrain
Quelles sont les contraintes liées à la sécurité ?	Enquête sanitaire
Coordination avec les différents acteurs	Discussions de groupe
	Entretiens personnels.
	Cartes
PRÉSENTATION AUX COMMUNAUTÉS, AUTORITÉS ET AUTRES ACTEURS IMPLIQUÉS	Collecte d'échantillons (analyses d'eau, etc.)
Présentation de l'organisation et de l'équipe qui réalisera le diagnostic	ANALYSE DE L'INFORMATION
Explication du diagnostic, objectifs et conditions requises pour la coordination	Organisation de l'information.
Collecte et diffusion de l'information	Tri de l'information par ordre de priorité.
	Conclusions et recommandations.
PREMIÈRE VUE D'ENSEMBLE	Élaboration du rapport
Photo générale de la situation : besoins principaux, acteurs impliqués, capacités locales	
Identification des <i>informateurs clés</i>	COMMUNICATION DES RÉSULTATS
Définition des communautés et groupes vulnérables	
Planification détaillée des activités du diagnostic	Communication et discussion avec les communautés et acteurs impliqués
Cartographie de base et liste générale d'informations à collecter	

L'encadré 2.2 donne quelques conseils généraux à prendre en compte lors d'un diagnostic.

Figure 2.3 : Différentes phases d'un diagnostic.



Plusieurs éléments sont essentiels pour la réalisation d'un diagnostic efficace et doivent être pris en compte depuis l'étape de préparation :

À chaque étape (stratégie, diagnostic, etc.) doit être attribuée une durée appropriée.

Le respect des protocoles sociaux et traditionnels est primordial et doit être en interaction avec les communautés, les autorités et les leaders locaux afin de :

- adopter les comportements traditionnels locaux ;
- choisir le lieu approprié pour faire les présentations afin que tout le monde soit à l'aise ;
- structurer l'entretien et suivre un ordre, mais tout en laissant la personne interrogée exprimer ses idées et ajouter des commentaires librement ;
- mettre en confiance la personne interrogée en évitant d'aborder en premier les sujets sensibles ;
- limiter la transcription, écrire tout ce que dit une personne peut intimider.

Chaque jour, une discussion doit être menée avec l'équipe afin de rechercher collectivement des idées, planifier les activités, améliorer les méthodologies, etc. L'analyse de l'information doit avoir lieu à toutes les étapes et pas seulement à la fin. Une analyse continue permet au processus d'être modifié et adapté si nécessaire.

Il est très important de communiquer les résultats aux communautés et aux autres parties prenantes, non seulement pour fournir l'information, mais aussi pour la vérifier et la compléter. Avant de quitter la communauté, il est recommandé de restituer les principales conclusions du diagnostic.

Encadré 2.2

Conseils généraux pour la réalisation de diagnostics.

2.4 Ressources et moyens nécessaires pour réaliser un diagnostic

La taille et le niveau d'expertise de l'équipe dépendent des objectifs et de l'ampleur du diagnostic. Cependant, plusieurs spécialistes (technique, santé publique, sécurité alimentaire, etc.) doivent être impliqués afin d'assurer une approche intégrée. L'équipe doit être constituée d'experts techniques ainsi que de personnes proches des groupes cibles (des traducteurs sont nécessaires s'il y a des membres de l'équipe qui ne parlent pas couramment la langue locale). La participation d'hommes et de femmes est particulièrement importante car une équipe unisexe peut ne pas être capable d'obtenir une image complète de la communauté.

Le transport, la nourriture et le *perdiem* doivent être prévus. L'équipement requis dépend du type de diagnostic. Cependant, il est suggéré d'inclure :

- crayons et papier pour les enquêtes et les questionnaires (les cahiers sont utiles) ;
- outils pour travailler en groupes : tableaux, panneaux, diagrammes, etc. ;
- brochures et documents présentant l'organisation ;
- GPS, altimètre et cartes ;
- équipement technique : kits d'analyse d'eau, piézomètre, débitmètre, altimètre, kit de pompage d'essai, équipement géophysique ;
- ordinateurs et logiciels : SIG (Système d'Information géographique), logiciels de cartographie (par exemple MapInfo, ArcView, ArcInfo), SPSS (*Statistical Package for the Social Sciences*), logiciels pour les études sociales (y compris enquêtes CAP, etc.), EpiInfo (logiciel statistique pour études épidémiologiques et de santé), etc..

2.5 Collecte de l'information

Il est recommandé que la collecte et l'analyse des données suivent un processus itératif. Les données quantitatives doivent être complétées par les données qualitatives. L'information statistique et les données doivent être analysées et expliquées afin d'être compréhensibles par la communauté.

L'information venant des communautés doit être collectée de façon participative. L'approche peut varier entre différents groupes mais aussi au sein d'un même groupe. Les enfants, personnes âgées, personnes marginalisées et femmes peuvent requérir différentes approches. La question du genre doit être considérée comme un enjeu clé des diagnostics.

2.5.1 TECHNIQUES DE COLLECTE D'INFORMATION

Le choix des techniques et outils pour collecter l'information dépend du temps et des ressources disponibles. On distingue plusieurs techniques principales :

- révision de la documentation existante : ceci peut être fait tout au long du diagnostic, l'information collectée doit être analysée et référencée ;
- réalisation d'enquêtes de terrain et d'enquêtes sanitaires : les mesures techniques (analyses d'eau, situation GPS, profondeur du niveau d'eau) et les observations qualitatives directes (files d'attente au point d'eau, etc.) sont importantes ;
- entretiens personnels, même s'il est difficile de couvrir toute la population ciblée, un échantillon représentatif de la communauté doit être interviewé individuellement ;
- entretiens avec *informateurs-clés* : on sélectionne des personnes clés qui peuvent fournir l'information sur certains thèmes, généraux ou spécifiques : professeurs, autorités locales, personnel de santé, responsables de points d'eau, leaders d'organisations de femmes, puisatiers, etc. ;
- groupes de discussion focalisée : un ensemble d'outils et de techniques a été développé, connu sous l'acronyme PRA pour *Participatory Rural Appraisal* (évaluation rurale participative) il est détaillé dans le chapitre 15 (voir aussi la section suivante et l'encadré 2.3).

Ces outils sollicitent la participation du groupe et sont très utiles pour obtenir des informations variées. Les groupes homogènes (en âge, genre ou statut social) sont plus appropriés afin de permettre aux participants d'exprimer leurs idées sans la pression d'autres groupes présents. Un groupe idéal est formé de 5 à 10 personnes (les groupes plus larges demandent une très bonne expérience en entretiens et diagnostics).

De bonnes connaissances et une bonne pratique des entretiens sont nécessaires pour obtenir les informations utiles. Il est primordial d'être bien compris et pour cela de parler la langue locale ou d'être accompagné d'un bon traducteur, familier avec la communauté et ses membres (encadré 2.3).

Une partie importante de l'information est subjective et représente souvent des points de vue ou des intérêts personnels. L'information fournie par une personne peut ne pas représenter la réalité de la communauté toute entière. La personne qui interroge doit donc observer l'attitude des personnes interrogées mais aussi celles des spectateurs, elle doit surtout diversifier ses sources d'information.

L'obtention d'une information utile dépend en grande partie de la façon dont les questions sont posées. Ci-dessous sont énumérées quelques règles essentielles.

Créer un climat de confiance

La personne interrogée doit se sentir à l'aise avec la personne qui interroge. Dans cette optique, il est souvent positif que les entretiens soient conduits par un membre de la communauté, qui aura été préalablement formé. Il est aussi recommandé que l'équipe de diagnostic intègre des femmes car dans de nombreuses sociétés, les femmes interrogées sont plus à l'aise en présence de femmes.

Suivre une séquence

Aller des questions générales vers les questions spécifiques. Les mots guides sont : Qui ? Quoi ? Pourquoi ? Quand ? Où ? Comment ? Il est conseillé de conduire l'entretien de façon informelle, comme une discussion.

Suivi

Si une question générale appelle une réponse qui implique plusieurs concepts, des questions plus spécifiques sur chaque concept seront nécessaires.

Éviter les questions directives

Attention aux préjugés. Si la personne qui interroge fournit la réponse dans la question, les autres possibilités peuvent être perdues. Exemples de questions directives et non directives :

- Directive : "Puissez-vous l'eau dans le puits ?" Non directive : "Où puisiez-vous l'eau ?"
- Une question directive telle que "Lavez-vous le linge dans le puits ou dans la rivière ?" doit être formulée en plusieurs phrases. Tout d'abord on demande : "Pour quels usages avez-vous besoin d'eau ?" Ensuite on élabore une liste des différents usages de l'eau, en demandant pour chacun : "Où prenez-vous l'eau pour cet usage ?"

Éviter les questions ambiguës et les termes et concepts inconnus

- La question : "Est-il difficile de trouver l'eau ?" peut être comprise soit comme la difficulté à puiser l'eau (pentes raides ou temps passé) soit comme la difficulté à localiser l'eau.

- Quantités et mesures (distance, volume, poids, temps, etc.) qui sont familiers à la personne qui interroge peuvent ne pas l'être pour la personne interrogée.

"Combien de litres consommez-vous par jour ?" peut être inapproprié si la personne interrogée n'a pas une idée claire de la quantité associée au litre. Les personnes interrogées peuvent s'efforcer de répondre aux mesures avec lesquelles elles ne sont pas familières. Mais il vaut mieux poser des questions simples et solliciter les réponses dans les mesures courantes de la communauté.

Par exemple, si vous voyez des jerrycans dans une maison, demandez combien de jerrycans ils utilisent. Pour les distances, utilisez des références familières, par exemple : "Le point d'eau est deux fois plus loin que l'école." Au lieu demander le nombre d'heures nécessaires pour aller chercher l'eau, exprimez le en termes d'horaires locaux, par exemple en utilisant l'heure des repas : "Je pars après le petit déjeuner et je reviens avant le déjeuner."

Vérifiez l'information en utilisant différentes sources afin de la comparer et de la valider.

Encadré 2.3

Techniques d'entretien.

2.5.1.1 Techniques participatives

L'approche participative comprend une famille de méthodologies qui permettent un apprentissage partagé avec les populations locales, dans le but de planifier des interventions appropriées ensembles.

Bases des techniques participatives

- Analyser le problème sous différentes perspectives (triangulation) :
 - utilisation d'une grande variété de techniques et de sources d'information (observation, bibliographie, enquête) ;
 - rencontre avec différents groupes cibles (hommes, femmes, jeunes, personnes âgées, personnes marginalisées, etc.) ;
 - utilisation de plusieurs équipes de diagnostic.
- Comprendre les lacunes possibles de l'information : en sélectionnant seulement certains groupes spécifiques, la communauté peut ne pas être représentée dans son ensemble. Les erreurs courantes lors de la collecte d'information sont dues à :
 - accès facile : les lieux d'accès facile peuvent ne pas être les plus représentatifs. Toujours chercher à visiter les zones reculées ;
 - variations saisonnières : les problèmes et le mode de vie peuvent varier d'une saison à l'autre. Assurez-vous de le prendre en compte lors de la collecte d'information ;
 - points de vue personnels : prenez soin d'interroger plusieurs personnes représentant des points de vue différents et pas uniquement les leaders de la communauté ;
 - accès aux femmes : Il peut être difficile de parler avec les femmes, c'est pourtant essentiel. Il est souvent nécessaire de le faire quand les hommes sont absents afin d'obtenir des informations plus précises et plus justes ;
 - attentes de la population : par exemple, si une communauté sait que l'organisation travaille dans l'eau, alors l'eau peut être présentée comme une priorité majeure dans le but d'obtenir toute l'assistance possible. Cependant une intervention d'approvisionnement en eau peut ne pas être l'action la plus pertinente ;
 - politesse : les gens peuvent chercher à vous mettre à l'aise par leur réponse, et abonder dans votre sens au prix de la réalité.
- Savoir quand arrêter la collecte d'information. Il n'est pas possible de tout savoir. Étant donné les limites du temps et des ressources, le responsable du programme devra décider à un moment donné que suffisamment d'information a été collectée.

Les techniques PRA (*Participatory Rural Appraisal*) sont de très bons outils. Elles ont pour origine l'acronyme RRA pour *Rural Rapid Appraisal* (évaluation rurale rapide) ; populaire jusque dans les années 1970, cette méthode utilisait un type d'enquête basée sur l'utilisation de questionnaires. La PRA a été développée afin de proposer une approche moins extractive et plus participative, ce qui permet aux communautés de s'approprier le processus et les résultats.

Les principes de l'évaluation rurale participative sont décrits dans l'encadré 2.4 et les principales techniques qu'elle utilise sont décrites dans le tableau 2.III (voir aussi le chapitre 15).

- Participation : la population locale est partenaire dans le processus de collecte de données ainsi que pour l'analyse.
- Flexibilité : il n'y a pas de méthodologie standard. Cela dépend de l'objectif, des ressources, de l'expertise et du temps.
- Travail d'équipe : personnes internes et externes, hommes et femmes, différentes disciplines.
- Efficace en termes de coût et de temps mais temps suffisant pour l'analyse et la planification.
- Compréhension : pour la validation et la fiabilité de l'information, des techniques d'échantillonnage partiellement structurées et de croisement des données doivent être utilisées.

Encadré 2.4
Principes-clés de PRA.

Entretiens/discussions : Individuels, familiaux, groupe focal, réunions communautaires
Ligne du temps
Cartographie : carte de la communauté, cartes personnelles, cartes institutionnelles
Classements : classement des problèmes, des préférences, des richesses
Arbre à problèmes
Analyse des tendances : diagramme historique, calendrier saisonnier, diagrammes d'activités quotidiennes
Profil de genre

Tableau 2.III : PRA : techniques principales.

2.5.1.2 Enquêtes CAP

Les enquêtes CAP (connaissances, attitudes et pratiques) sont focalisées sur les habitudes et les comportements relatifs à l'hygiène. Utilisées de façon conjointes avec les techniques participatives, elles aident à identifier et à mieux comprendre les communautés et leurs pratiques d'hygiène. Les mauvaises pratiques d'hygiène peuvent être dues à un manque de connaissances ou à un blocage d'ordre culturel ou comportemental (la population peut avoir les connaissances nécessaires mais ne pas les mettre en pratique). Les enquêtes CAP sont aussi utiles pour mesurer l'impact des projets de promotion de l'hygiène et pour identifier les pratiques qui ont été améliorées. Les enquêtes CAP sont expliquées en détail dans le chapitre 15.

2.5.2. TYPES D'INFORMATION À COLLECTER

Un diagnostic en eau et assainissement requiert tout d'abord une vue générale de la situation (quels sont les besoins en général et quels sont les problèmes qui affectent la communauté), ainsi qu'une bonne compréhension des relations entre les différents domaines (santé, sécurité alimentaire, éducation, etc.). Ensuite, une analyse approfondie de la problématique en eau et assainissement est menée. Les informations doivent être collectées à différents niveaux (macro et micro) et de différentes sources (rapports, cartes, bases de données, etc.). Une attention particulière doit être portée à la définition d'indicateurs qui décrivent les besoins fondamentaux.

2.5.2.1 Information générale

Les principales informations générales à rassembler en phase d'identification de projet sont énumérées ci-dessous.

- Caractéristiques géographiques : principaux lieux, frontières, climat, végétation, phénomènes naturels, et accompagnées de cartes si possible.
- Population : chiffres et démographie (âges, sexe, groupes ethniques, religions, populations nomades, migrations urbaines/rurales, groupes vulnérables).
- Politique : structure des communautés, autorités locales et traditionnelles, conflit entre clans.
- Culture et religion.
- Ressources : production, commercialisation, indicateurs de richesse.
- Disponibilité de la nourriture
- Marchés : type de produits, prix, accès (physique et économique).
- Production locale :
 - agriculture : calendriers saisonniers,
 - bétail (transhumance),
 - autres ressources.
- Aide alimentaire reçue :
 - quantité par personne par jour,
 - type de distribution, durée et agences responsables.
- Accès à la nourriture.

- Réserves familiales.
- Activités productrices de revenus.
- Mécanismes d'adaptation (changements des modes de consommation, pertes de capital, mécanismes de soutien mutuel, etc.).
- Éducation : niveaux scolaires, niveaux d'instruction, conditions générales dans les écoles.
- Santé :
 - maladies courantes, prédominance et incidence des maladies liées à l'eau et à l'assainissement ;
 - risques d'épidémies : lieux et périodes critiques.
- Taux de mortalité et de morbidité : causes principales.
- Conditions générales des structures sanitaires.
- Accès aux services de santé et aux médicaments.
- Statut nutritionnel (enquêtes anthropométriques, rapports poids-taille).
- Capacités locales : système d'approvisionnement, capacités des entrepreneurs privés, capacités des autorités locales, etc.
- Situation de sécurité.
- Communications : accès par routes, transport, téléphone, radio, e-mail.
- Couverture des infrastructures d'eau et assainissement.
- Gestion des risques.
- Capacité de la communauté à gérer une crise.
- Acteurs impliqués et domaines de travail : donateurs, organismes et agences internationales, organismes locaux, structures locales, entreprises, particuliers, écoles, universités ou centres de recherche.

Les indicateurs clés permettent de mesurer la situation et son évolution. L'utilisation et le calcul des principaux indicateurs généraux sont présentés en annexe 2A.

2.5.2.2 Information spécifique à l'eau et l'assainissement

L'information spécifique liée à l'eau est développée comme suit.

1) Information liée aux besoins fondamentaux

- Maladies liées à l'eau.
- Quantité d'eau pour les différentes utilisations et conditions requises (consommation humaine, agriculture, bétail, besoins environnementaux, etc.).
- Accès à l'eau : distance entre la maison et le point d'eau, temps de collecte. Délai d'attente et qui va chercher l'eau ? Nombre de personnes qui utilisent le point d'eau et pression exercée sur le point d'eau.
- Analyse de la qualité de l'eau à différentes étapes (point d'eau, transport, stockage, distribution, consommation). Identification de source de contamination.
- Y a-t-il des normes minimales de références ?

2) Information concernant les politiques existantes

- Lois/traditions nationales, régionales et locales au sujet de l'eau et de l'assainissement.
- Directives existantes et solutions normalisées.

3) Ressources en eau (tabl. 2.IVA)

- Ressources exploitées et potentielles.
- Caractéristiques des ressources : qualité de l'eau, capacité d'approvisionnement, identification des aquifères.
- Information sur la prospection : études géologiques, cartes, photos aériennes et photos satellites, études des ressources en eau.
- Qualité de l'eau.
- Variations saisonnières (débits, qualité de l'eau).

4) *Systèmes d'eau*

- Nombre et caractéristiques des points d'eau existants (tabl. 2.IVB).
- Type.
- Conditions et propreté.
- Débit.
- Qualité de l'eau.
- Date de construction, constructeur.
- Propriété.
- Origine de l'eau.
- Système d'exhaure : type (par gravité, par pompage, etc.) et caractéristiques (tabl. 2.IVC).
- Système de traitement
- Traitement nécessaire.
- Type de traitement.
- Surveillance du système de traitement (analyse d'eau).
- Traitement familial (ébullition, filtration avec tissus, etc.).
- Disponibilité et type de désinfectant et/ou de systèmes de filtration.
- Système d'alimentation en eau.
- Distribution au point d'eau.
- Camions-citernes : volume de stockage, qualité de l'eau, modalité finale d'approvisionnement, gestion d'approvisionnement, problèmes d'accès.
- Réseaux de distribution.
- Type de réseau (par gravité ou par pompage).
- Quantité et qualité de l'eau.
- Réservoirs : type et volume.
- Caractéristiques des canalisations (longueur, diamètres, matériaux, accessoires, dispositifs de contrôle, pressions).
- Distribution de l'eau : nombre et type des robinets, lieux publics. Qui va chercher l'eau ?

5) *Récipients et manipulation domestique de l'eau, type : volume, propreté, stockage*

6) *Gestion de l'eau*

- Heures d'utilisation.
- Gestion.
- Propriété.
- Est-ce que les utilisateurs payent leur cotisation ?
- Le prix limite-t-il l'accès ?
- Capacités d'entretien du système et possibilités d'extension (disponibilité de personnes compétentes, équipement, matériaux et pièces de rechange).
- Accès restreint pour les animaux.

L'information sur l'assainissement et la promotion de l'hygiène exige une bonne connaissance des croyances et des habitudes liées au contexte social (cf. chap. 13 et 15). Un résumé des principales informations exigées est énuméré ci-dessous.

- Infrastructures sanitaires : dispositifs d'élimination des excréments, caractéristiques et état.
- Latrines :
 - type et condition ;
 - couverture (nombre de personne par latrine, % de personnes utilisant la latrine) ;
 - latrines publiques/latrines familiales ;
 - vidange et durée de vie moyenne.
- Caractéristiques du système d'égouts.
- Existence de systèmes de traitement des eaux usées.

A) Ressources en eau

Eau de pluie

- Distribution annuelle des précipitations
- Calcul du volume d'eau collecté sur une aire de captage potentiel

Eau de surface

- Volume d'eau exploitable
- Accès à la ressource : distance entre la ressource et la population, topographie
- Pérennité de la ressource : niveaux hauts et bas
- Qualité de l'eau

Eau souterraine

- Situation de l'aquifère
- Volume d'eau exploitable
- Caractéristiques géophysiques
- Taux de recharge
- Qualité de l'eau (arsenic, etc.)

B) Points d'eau

Forages

- Profondeur, équipement, taux de recharge, variation saisonnière, débit, diamètre, type d'équipement, position des crépines
- Qualité de l'eau
- Système de pompage
- Date de mise en service
- Propriété
- Constructeur et technique de forage

Puits

- Type : traditionnel, protégé, type d'équipement
- Caractéristiques : profondeur, variation saisonnière, taux de recharge, débit, diamètre, zone de captage
- Système de pompage : pompes, poulies, etc.
- Date de mise en service
- Propriété
- Qualité de l'eau

Sources

- Débit, variations saisonnières
- Protection de la source (captage)

- Distance du village
- Système de distribution
- Qualité de l'eau

C) Systèmes d'exhaure

Manuel

- Capacité d'exhaure
- Propreté de l'équipement (corde et récipient)
- Qualité de l'eau (particulièrement bactériologique) et identification des sources de contamination

Pompes à main

- Type
- Caractéristiques
- Débit
- Longueur des tuyaux et position du cylindre
- Qualité de l'eau (bactériologique, fer, etc.)

Pompes motorisées

- Puissance et caractéristiques électriques
- Courbe de la pompe, débit et hauteur manométrique totale (HMT)
- Profondeur de la pompe, diamètre, longueur des tuyaux
- Qualité de l'eau (bactériologique et fer)
- Nombre d'heures de travail par jour

Système solaire

- Puissance et caractéristiques électriques
- Courbe, débit et HMT de la pompe
- Temps d'exploitation et capacité d'approvisionnement par jour de fonctionnement selon la saison
- Horaire de maintenance
- Qualité de l'eau

Système éolien

- Caractéristiques de pompage
- Caractéristiques du vent
- Temps d'exploitation et capacité d'approvisionnement par jour de fonctionnement selon la saison
- Qualité de l'eau
- Gestion
- Propriété

Tableau 2.IV : Types de ressources en eau, points d'eau et systèmes d'exhaure.

- Infrastructures d'hygiène (rivières, douches, aires de lavage, etc.) : couverture, type et état, drainage.
- Gestion des ordures.
- Existence de problèmes d'inondations dus à un mauvais drainage.
- Habitudes hygiéniques :
 - connaissances, utilisation et habitudes ;
 - disponibilité de savon et de produits d'hygiène.
- Vecteurs principaux de maladies : identification des secteurs les plus exposés.
- Conditions environnementales :
 - caractéristiques liées aux ressources en eau : sources de contamination, surexploitation ;
 - déboisement, problèmes d'érosion ;
 - eau stagnante, systèmes de drainage.

Le calcul des indicateurs principaux pour l'eau, l'assainissement et l'hygiène est présenté en annexe 2B.

2.6 Diagnostics en situation d'urgence

Les outils et les méthodologies d'évaluation doivent être adaptés pour les interventions d'urgence. Le temps est une contrainte importante qui affecte la manière dont les évaluations sont effectuées.

2.6.1 ÉVALUATION RAPIDE

L'évaluation rapide est la première activité à entreprendre lors d'une catastrophe. Elle doit être commencée immédiatement après l'occurrence d'un désastre et être achevée le plus tôt possible – habituellement quelques jours. Le but est de recueillir l'information suffisante pour décider si l'agence doit intervenir ou pas. Ce n'est pas un diagnostic détaillé de la situation et d'ailleurs, il ne sera pas toujours nécessaire d'envoyer des équipes sur le terrain.

L'information peut être recueillie à partir :

- des médias locaux/nationaux tels que la télévision, radio, journaux, agences spécialisées dans l'aide humanitaire (IRIN, etc.) ;
- de réseaux avec d'autres agences, ONG, services gouvernementaux, agences de l'ONU, etc. ;
- de contacts individuels.

L'information requise doit permettre de connaître, entre autres :

- si la catastrophe représente une menace généralisée pour la vie, et si oui, pourquoi.
 - comment et quand la catastrophe s'est produite ;
 - l'ampleur de la destruction ;
 - la zone affectée et l'impact ;
 - les personnes affectées et la manière dont elles sont affectées ;
 - la capacité de prise en charge par les structures/ressources locales ;
 - dans quelle mesure d'autres agences (locales, nationales ou internationales) sont capables et prêtes à intervenir
- et si une des solutions potentielles est adaptée ;
- la situation sécuritaire.

Si la décision initiale est :

- aucune action n'est requise : le désastre doit être surveillé et revisité si et quand les circonstances changent ;
- une action est nécessaire : un document conceptuel (*concept paper*) doit être écrit détaillant le diagnostic à entreprendre, ainsi que ses termes de référence. Si la catastrophe est grave, ceci devra se faire très rapidement.

2.6.2 DIAGNOSTIC RAPIDE

Le diagnostic rapide doit fournir des informations opportunes, pertinentes et adéquates pour permettre une prise de décision efficace. Le peu de temps disponible et la nécessité de fournir une réponse rapide sont des facteurs importants qui déterminent le processus et les techniques de diagnostic. Le processus de diagnostic est en général plus directif que participatif : les différentes sources d'informations doivent être consultées mais il ne s'agit pas de développer des dynamiques de groupe avec les communautés affectées. L'encadré 2.5 présente les trois composantes principales d'un diagnostic rapide.

Encadré 2.5

Les trois D des diagnostics rapides
(*Desk, Direct, Discussion*).

- Étude de bureau (information et différents points de vue).
- Direct (observations personnelles et mesures de terrain).
- Discussion (entrevues semi-structurées ou petites réunions avec les groupes et les individus principaux).

Les check-lists sont un outil très utile en situation d'urgence. Elles guident l'évaluateur en compilant l'information la plus importante pour évaluer la situation. Par exemple, Sphère fournit une check-list pour les diagnostics d'approvisionnement en eau et assainissement (cf. annexe 3).

2.7 Enquêtes sanitaires

Une enquête sanitaire est un diagnostic focalisé sur l'évaluation des facteurs environnementaux et des pratiques humaines qui peuvent signifier un danger pour la santé. La plupart des enquêtes emploient des check-lists où les paramètres sont notés d'un score 0 ou 1, la somme des points de chaque risque spécifique permet d'obtenir un "score total des risques". Ce système peut être utilisé pour comparer différentes situations.

Les inspections sanitaires sont utiles pour identifier les sources possibles de contamination des points d'eau existants. Elles permettent donc d'établir les actions correctrices à mener et de définir les priorités. Elles fournissent également une référence importante pour le *monitoring* de la situation et pour mesurer l'impact des projets.

Les enquêtes et les inspections sanitaires sont expliquées dans le chapitre 4. Des exemples de formulaires d'inspection sanitaire et un exemple d'analyse de risques sont présentés en annexe 7B.

3 Conception du projet

La phase d'identification doit fournir une image claire des besoins, des capacités existantes et des caractéristiques spécifiques pour comprendre la situation et établir les priorités. Grâce à cette image, la décision de procéder ou pas à la préparation d'un projet peut être prise.

La phase de conception du projet va plus loin dans la définition du projet, en étudiant les différentes solutions possibles et la façon dont elles peuvent être développées. Toutes les actions proposées doivent être analysées en termes de pertinence, faisabilité et durabilité.

Pendant les deux phases, la participation des bénéficiaires et des autres parties prenantes est fondamentale pour garantir le succès du projet.

La conception du projet peut être réalisée par une multitude de moyens. Cependant, la méthode la plus généralement utilisée est *l'approche* (ou *analyse*) *du cadre logique* (acronyme *LFA* pour *Logical Framework Approach or Analysis*) ; c'est un outil de d'analyse et de planification facilitant la définition et la gestion de projets. Il peut être divisé en deux phases :

- phase d'analyse : analyse d'une situation existante dans le but de la faire évoluer vers une situation future souhaitée ;
- phase de planification : définition des éléments opérationnels du projet.

3.1 Phase d'analyse

Il n'est pas possible de planifier correctement un projet ni de répondre de façon pertinente aux besoins des bénéficiaires, sans réaliser une analyse préalable de la situation existante. Un même contexte peut être perçu de différentes manières selon les personnes (clans, groupes socioprofessionnels, etc.), aussi tous doivent être impliqués dans la phase d'analyse.

La phase d'analyse peut être incluse dans la phase d'identification du cycle de projet. Bien que les outils participatifs utilisés puissent être identiques, la phase d'analyse est orientée vers la définition d'un projet, tandis que la phase d'identification est un concept plus large et pas nécessairement lié à la conception d'un projet. La phase d'analyse présente trois étapes :

- analyse des problèmes,
- analyse des objectifs,
- analyse de la stratégie.

3.1.1 ANALYSE DES PROBLÈMES

Pour bien concevoir un projet, il est nécessaire d'identifier et d'analyser les impacts négatifs d'une situation donnée, en établissant des relations de cause à effet. Impliquer tous les acteurs du projet dans un processus participatif est essentiel.

L'analyse des problèmes peut être faite en trois étapes. Souvent elle se chevauche avec la phase d'identification, cependant, au-delà de la compréhension du contexte, les problèmes doivent être appréhendés dans l'optique de la conception du projet. Les trois étapes sont :

- identification des parties prenantes ;
- identification et classement par priorité des problèmes auxquels font face les communautés et les autres parties prenantes ;
- développement d'un arbre à problèmes pour établir les causes et les effets.

Les analyses sont faites avec les diverses parties prenantes et combinées avec d'autres types d'analyses telles que des études techniques, économiques et sociales.

Développement de l'arbre à problèmes

Les discussions préliminaires avec les parties prenantes permettent à l'évaluateur de comprendre les problèmes auxquels font face les personnes. Après avoir collecté cette information, un atelier est conduit pour explorer les causes premières des problèmes et un "arbre à problèmes" est créé, facilitant la compréhension des problèmes et de leurs interactions. Les ateliers doivent être menés par des animateurs qualifiés aux techniques participatives et à la conception de projet. Les étapes pour mener une discussion comprennent :

- inventaire des problèmes : l'identification des problèmes peut être faite avec les communautés et autres acteurs principaux par une séance de réflexion collective. Chaque problème est écrit sur un papier et collé sur un tableau ;
- regroupement : les problèmes sont regroupés par thème. Les problèmes qui se répètent ou non pertinents peuvent être éliminés par consensus du groupe ;
- tri par ordre de priorité : l'étape suivante consiste à l'élaboration d'une liste des problèmes par ordre d'importance, en choisissant le plus pertinent ou le plus représentatif de chaque groupe ;
- analyse des causes : commencer à analyser les relations de cause à effet afin de préparer l'arbre. Les causes doivent être logiques, directes et hiérarchiques, pour cela on crée différents niveaux et différentes branches. Un problème doit être au sommet de l'arbre, comme dans les exemples présentés dans ce chapitre, ou en son centre. Pendant la construction de l'arbre, des problèmes peuvent être modifiés et d'autres problèmes peuvent être identifiés et ajoutés. Une fois complété, l'arbre à problèmes représente une image complète de la situation existante et permet aux concepteurs de projets de comprendre où les interventions peuvent et doivent être ciblées. La figure 2.4 montre un exemple simple d'arbre à problèmes.

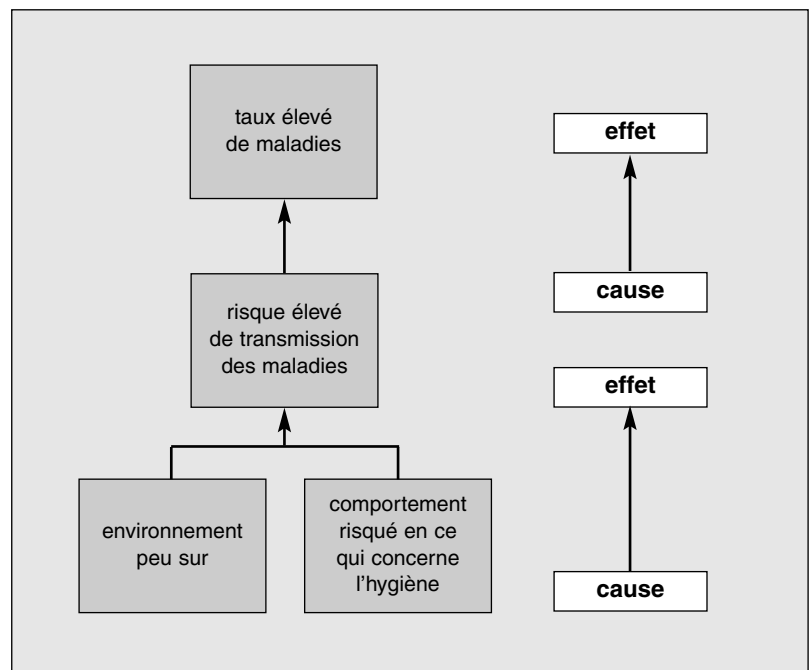


Figure 2.4 : Exemple simple d'un arbre à problèmes.

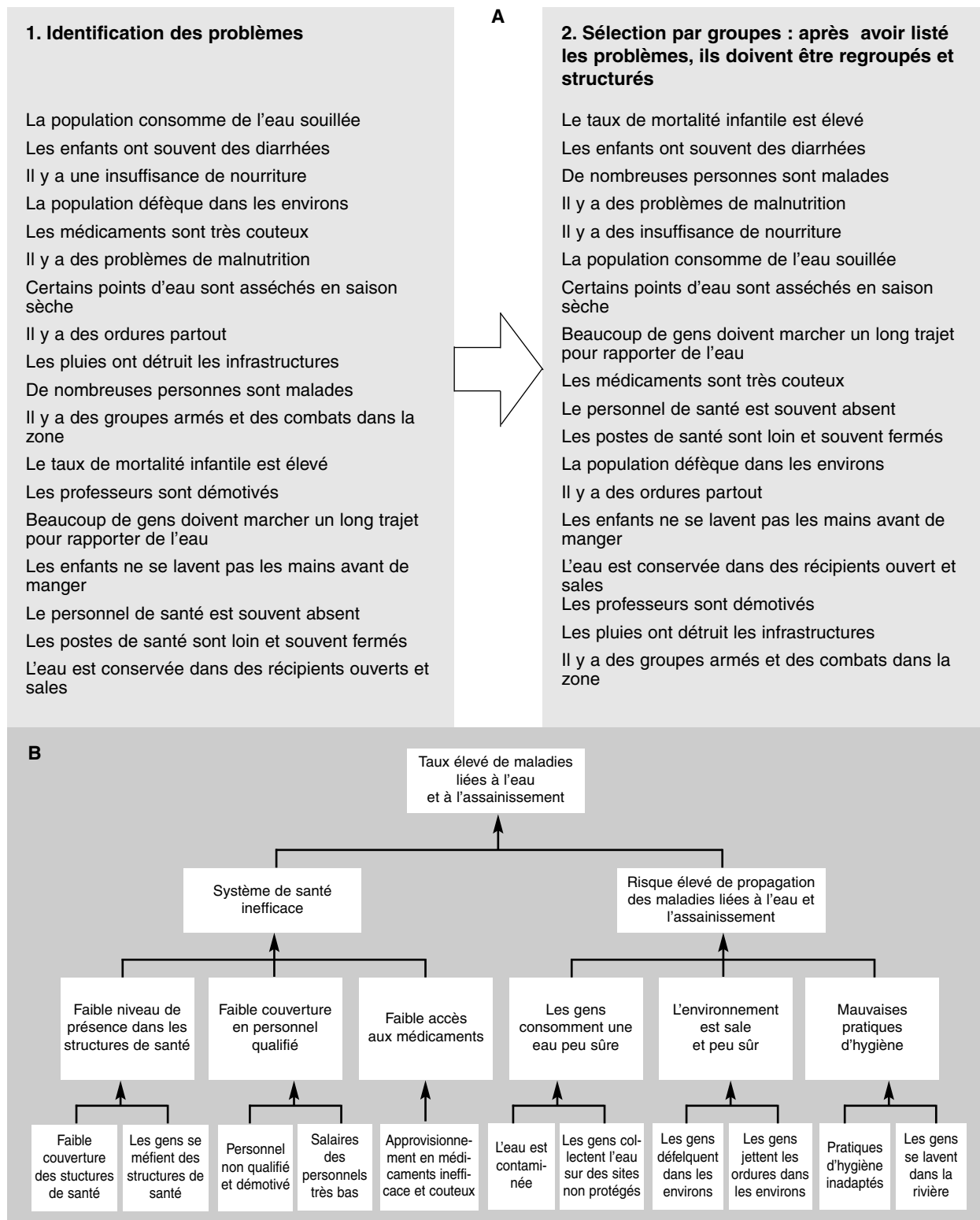


Figure 2.5 : Exemple d'élaboration d'un arbre à problèmes.

A, liste des problèmes et sélection par groupes. Pendant le développement de l'arbre à problèmes, les problèmes peuvent être reformulés ; certains peuvent être combinés afin d'exprimer un seul concept et d'autres peuvent être rejetés par consensus du groupe et après explication du pourquoi. B, arbre à problèmes.

Les problèmes doivent être bien spécifiés et la formulation suffisamment détaillée pour comprendre les causes des problèmes. La figure 2.5 illustre l’élaboration d’un arbre à problèmes.

Remarque. – Les problèmes ne doivent pas être formulés comme absence de solution (par exemple, “l’eau n’est pas traitée”) mais comme un état négatif existant (par exemple, “l’eau est contaminée”).

3.1.2 ANALYSE DES OBJECTIFS

L’arbre à objectifs présente une image de la situation future souhaitée par transformation des problèmes en objectifs, comme représenté sur la figure 2.6.

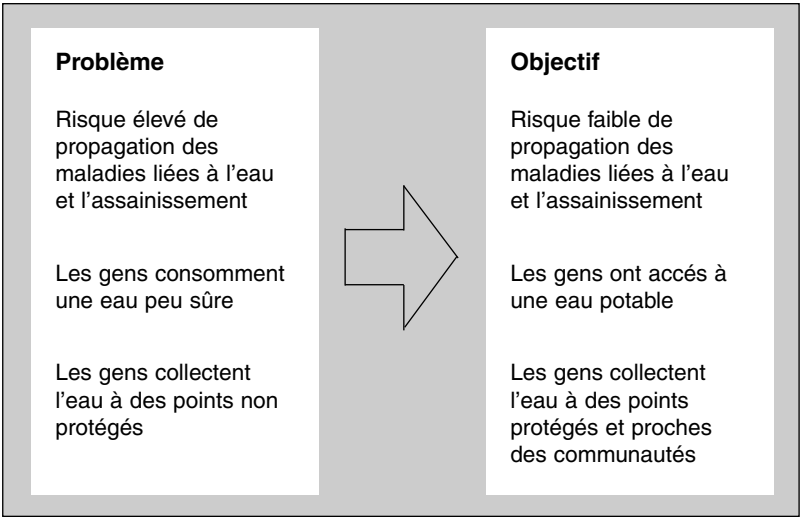


Figure 2.6 : Transformation des problèmes en objectifs.

Transformation des problèmes en objectifs

Les objectifs forment de façon positive la situation souhaitée, et non les actions spécifiques exigées pour résoudre le problème. Un exemple de transformations correctes et incorrectes de problèmes en objectifs est montré dans le tableau 2.V.

Tableau 2.V : Transformation des problèmes en objectifs.

Problème	Système d’alimentation en eau en mauvais état	
Objectif	<i>Incorrect :</i>	Réparation du système d’alimentation en eau
	<i>Correct :</i>	Système d’alimentation en eau en bon état

L’arbre à objectifs peut être conceptualisé comme l’opposé positif de l’arbre à problèmes. Les rapports cause-effet deviennent les rapports moyens-fin. L’arbre à objectifs peut être modifié et les rapports entre les objectifs peuvent être réorganisés si nécessaire (en gardant la logique et la hiérarchie). Certains objectifs peuvent être peu réalistes et, dans ce cas, des solutions alternatives pour aborder les problèmes doivent être trouvées, sinon la tentative devra être abandonnée.

La figure 2.7 montre le développement de l’arbre à objectifs à partir de l’arbre à problèmes développé dans la figure 2.5.

3.1.3 ANALYSE DE LA STRATÉGIE

La dernière étape de la phase d’analyse comporte l’identification des différentes stratégies possibles. Ceci est fait en faisant des groupes d’objectifs étroitement liés et avec un but semblable (tels que les “branches” de l’arbre).

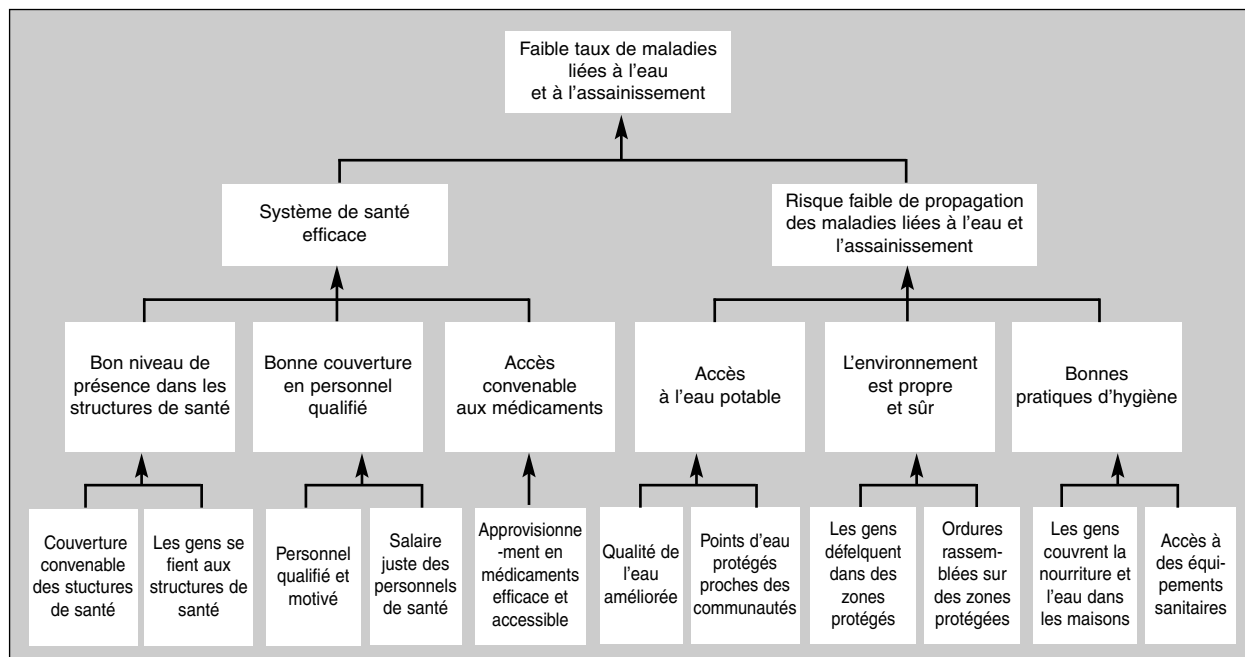


Figure 2.7 : Développement d'un arbre à objectifs.

Une stratégie peut être développée quand un ou plusieurs objectifs ont été choisis. Cette analyse inclut la faisabilité d'atteindre les objectifs (quantité de travail nécessaire, capacités à le faire, période à couvrir, budget disponible, intérêt et participation de la communauté concernée, etc.) ; elle inclut également la pertinence et la durabilité de la stratégie. Sur la base de critères établis pour chaque situation, certains objectifs seront choisis et d'autres seront exclus. La figure 2.8 présente l'analyse d'une stratégie basée sur les objectifs développés dans la figure 2.7.

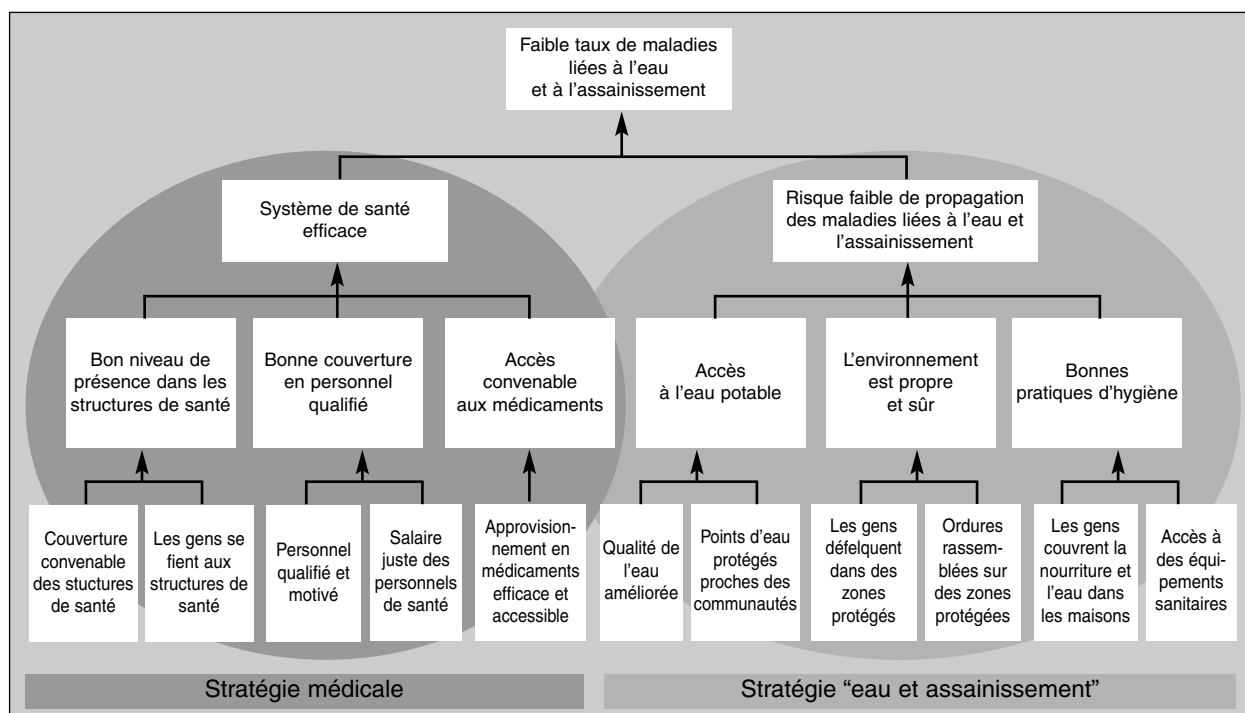


Figure 2.8 : Analyse de la stratégie.

Les stratégies sont aussi développées pour poser le cadre et les bases de la préparation de projets. Un développement plus profond de l'intervention doit être conduit et des analyses techniques postérieures doivent compléter la stratégie de base. Il est important d'établir également des priorités et différentes phases d'intervention.

Les cartes de couverture sont un outil utile pour planifier l'intervention et la phase de planification qui suit (fig. 2.9A et 2.9B). Exemple de stratégie basée sur plusieurs phases :

- phase 1 : première réponse pour atteindre 15 litres d'eau par personne et par jour et 20 personnes par latrine ;
- phase 2 : points d'eau permanents et latrines familiales.

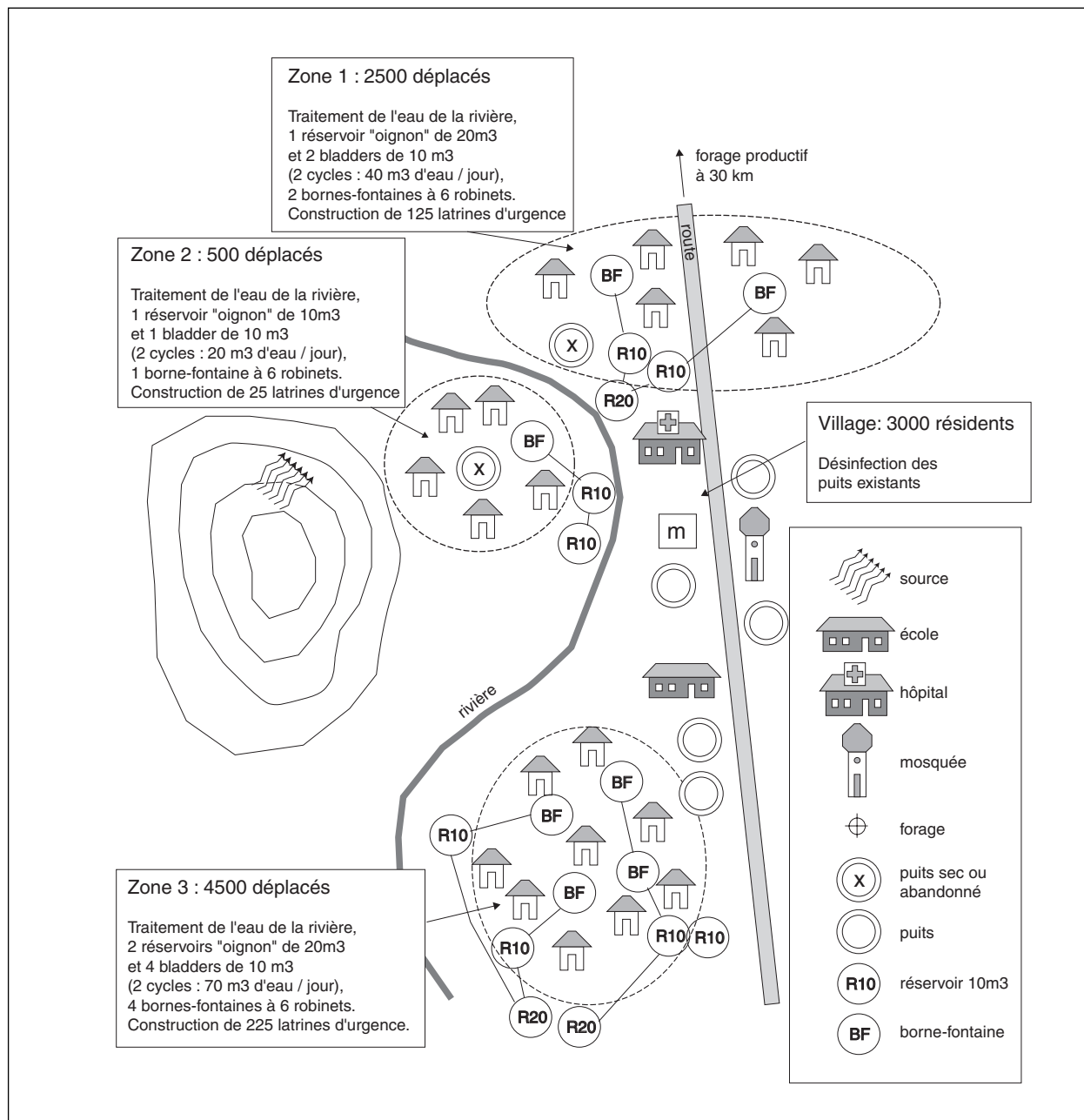


Figure 2.9A : Carte de couverture en eau et assainissement. Phase 1, réponse dans le cas d'une population déplacée.

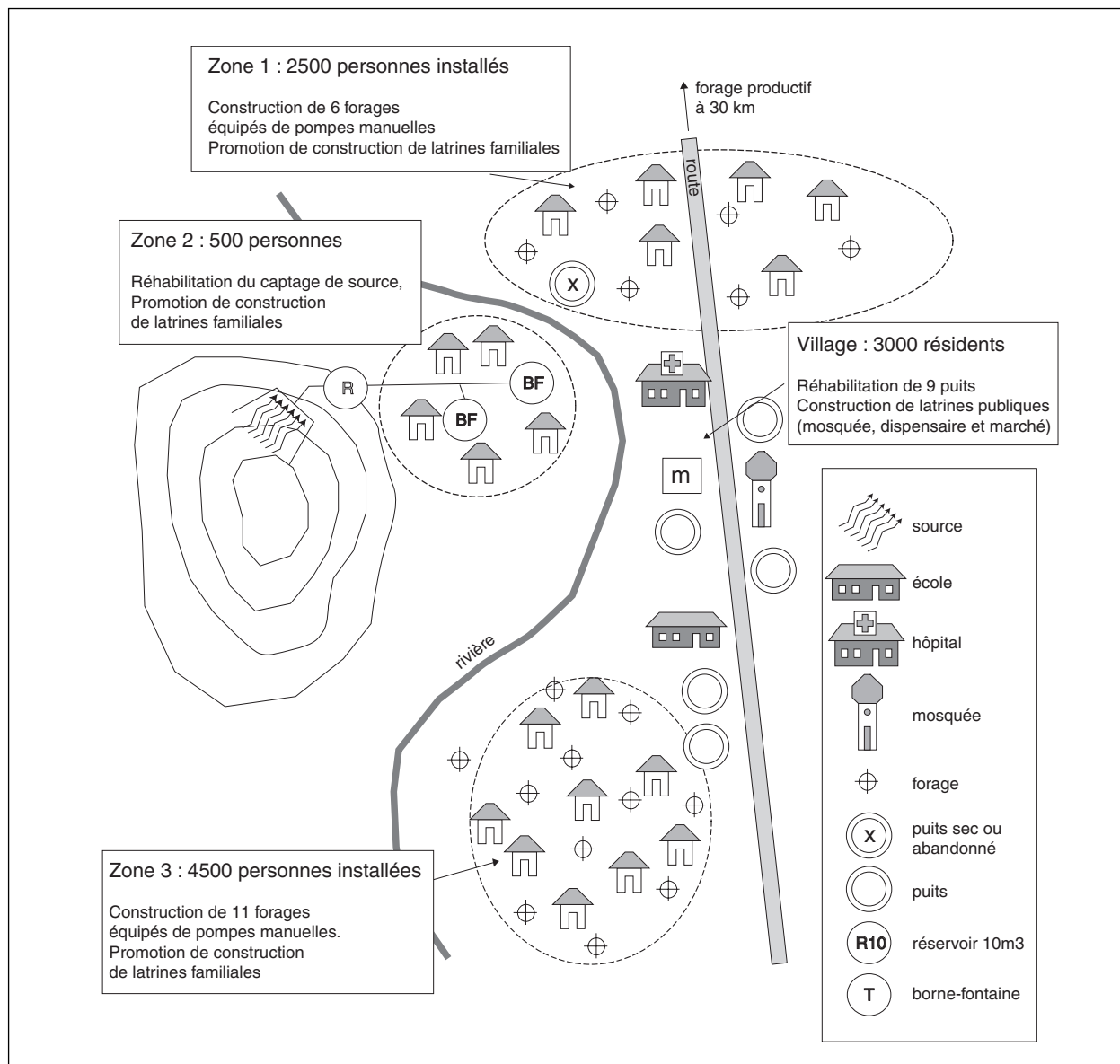


Figure 2.9B : Carte de couverture eau et assainissement. Phase 2, réponse pour une population déplacée.

3.2 Phase de planification

La phase de planification correspond au développement des volets opérationnels du projet. L'approche du cadre logique (LFA) a pour principal résultat la *matrice du cadre logique* qui présente les résultats de la LFA en tant que processus. Elle est développée à partir des outils de la LFA utilisés pendant la phase d'analyse.

La matrice peut également être employée comme base pour l'élaboration d'un plan d'action plus détaillé et pour déterminer les ressources nécessaires.

3.2.1 MATRICE DU CADRE LOGIQUE

La *matrice du cadre logique* (LFM pour *Logical Framework Matrix*) présente les informations essentielles du projet et permet de comprendre et de gérer une intervention de manière simple, systématique et compréhensible. Elle

facilite une vue d'ensemble qui permet de vérifier facilement la logique du projet, sa consistance et sa cohérence. Elle facilite aussi le suivi et l'évaluation du projet. C'est le résultat d'un processus analytique dont la présentation sous forme de tableau permet d'exposer de façon systématique et logique les objectifs du projet/programme et les rapports causaux entre ces objectifs. La matrice permet aussi de vérifier si les objectifs ont été atteints et d'établir quelles sont les hypothèses hors de portée du projet et qui peuvent influencer son succès.

La LFM (fig. 2.10) ne doit pas être vue comme un simple ensemble de procédures mécaniques mais comme une aide au concepteur de projet, pour mettre en forme des axes de projets et les transformer en plan d'action logique. L'utilisation de l'outil aide à créer un projet organisé, compréhensible et bien pensé.

Développer la LFM n'est pas simple et exige du temps et une formation. Les bénéficiaires et autres parties prenantes doivent également être impliqués dans ce processus. L'analyse du cadre logique est un processus dynamique et itératif, qui devra être réévalué et mis à jour pendant le développement même du projet et quand les circonstances changent.

La LFM est un tableau à double entrée composé de 16 cases : quatre colonnes et quatre rangées interdépendantes. La lecture verticale de la matrice, et de la première colonne qui représente la stratégie du projet, permet d'identifier ce que le projet cherche à atteindre et comment (en clarifiant le rapport causal entre les différents niveaux d'objectifs), tout en spécifiant les hypothèses et les risques sous-jacents (quatrième colonne de la matrice). La lecture horizontale de la matrice permet d'identifier les indicateurs qui mesureront l'avancement du projet, l'impact et les sources d'information ou moyens par lesquels des indicateurs seront vérifiés. (Introduction to the LFA, Adam Walsch, 2000).

Figure 2.10 : Matrice du cadre logique.

3.2.1.1 Composantes de la matrice

1) Logique d'intervention (lecture verticale)

Elle concerne la première colonne de la matrice. Elle montre ce que le projet se propose d'atteindre et comment, en clarifiant les rapports causaux entre les différents niveaux de la logique d'intervention (ou la stratégie du projet).

	Logique d'intervention	Indicateurs objectivement vérifiables	Sources de vérification	Risques et hypothèses
Objectif général <i>But</i>				
Objectif spécifique <i>Objets du projet</i>				
Résultats <i>Output</i>				
Activités		Ressources	Coûts	
<i>Inputs</i>				Conditions

Objectif général

L'*objectif général* décrit le but à grande échelle auquel le projet veut contribuer mais qui ne peut pas être atteint par le projet seul. Il se réfère à l'impact que le projet veut produire. Un même projet peut contribuer à plusieurs objectifs globaux.

Objectif spécifique

L'*objectif spécifique d'un projet* est la première case à remplir du cadre logique car c'est la référence principale du projet. Il décrit les bénéfices ou les effets immédiats du projet sur les bénéficiaires, comme résultant des services du projet. L'*objectif spécifique* doit clairement énoncer quel est le changement souhaité, où est-ce que le changement interviendra et l'importance du changement à réaliser.

L'accomplissement de l'*objectif spécifique* dépend de l'équipe en charge du projet ainsi que des bénéficiaires impliqués et qui sont souvent responsables d'assurer la durabilité des services fournis. Il est recommandé :

- de développer un seul *objectif spécifique* par matrice. Par contre il est possible que plusieurs matrices soient nécessaires pour définir un projet complexe ;
- les objectifs doivent être réalisables en tenant compte des contraintes de temps et des ressources du projet. Les entrées de la matrice doivent décrire les résultats souhaités et non pas le processus ou l'activité pour réaliser le résultat. Les termes tels que "garantis" ou "assuré" peuvent être difficiles à réaliser dans certains programmes et doivent être employés avec prudence.

Résultats

Les *résultats* décrivent les services à délivrer aux bénéficiaires du projet. Ce sont les actions spécifiques qui permettent d'atteindre l'*objectif spécifique* et sont le produit des *activités* entreprises.

Remarque. – Il est important de faire une distinction entre résultats, activités et indicateurs. La formulation des résultats doit décrire le changement grâce au service fourni, ils sont la résultante des activités proposées : par exemple, “100 latrines construites” n’est pas un résultat, c’est une activité. Le résultat de cette activité sera “l’accès aux services d’assainissement est amélioré”. Les indicateurs des résultats doivent être définis pour mesurer le résultat. Dans cet exemple, l’indicateur sera “1500 personnes ont accès aux latrines et les utilisent”.

Activités

Les *activités* décrivent la manière dont les services du projet seront fournis. Concrètement, ce sont les actions nécessaires à mener pour atteindre les résultats. Quelques recommandations concernant la présentation des activités :

- les activités doivent être présentées avec le résultat correspondant ;
- les activités doivent être exprimées de manière tangible et doivent être réalisables dans la période du projet ;
- si les activités doivent être tangibles, la flexibilité est également très importante. Par exemple : “la construction de 10 points d’eau” permet de choisir le type de point d’eau pendant l’exécution de projet tandis que “la construction de 10 puits” définit avec précision le type de point d’eau, or les puits peuvent s’avérer inadaptés dans certaines zones d’intervention. Il est plus facile de justifier des changements dans les activités durant la phase d’exécution que des changements dans les résultats ou l’objectif spécifique, cependant, il est nécessaire de comprendre la façon dont les changements peuvent affecter le projet en termes de temps, budget, ressources humaines, etc.

2) Lecture horizontale

On y indique les indicateurs pour mesurer l’avancement du projet ainsi que les sources d’information et les moyens par lesquels les indicateurs doivent être mesurés. La dernière colonne présente les hypothèses et les risques inhérents au projet. Ces éléments caractérisent chaque niveau de la logique d’intervention.

Indicateurs objectivement vérifiables

Les indicateurs objectivement vérifiables (*indicateurs*) sont des paramètres utilisés pour mesurer, formuler et vérifier la réalisation de l’objectif spécifique, des résultats et des activités. Ils sont utiles pour le suivi (*monitoring*) du projet. Les indicateurs peuvent être qualitatifs ou quantitatifs. Les activités n’ont pas d’indicateurs, ceux-ci sont substitués par les ressources et les moyens nécessaires pour leur réalisation.

Remarque. – Il est important de distinguer les indicateurs présentés plus haut dans ce chapitre et qui servent à caractériser une situation et les indicateurs qui mesurent les actions entreprises. Les indicateurs de situation sont des paramètres employés pour définir une qualité spécifique ou un état et sont utilisés principalement dans la phase d’identification (par exemple : paramètres de qualité de l’eau). Alors que les indicateurs d’objectif et de résultats expriment avec précision les changements provoqués par l’intervention (par exemple : “l’eau fournie aura une concentration en chlore libre résiduel comprise entre 0,4 et 0,6 mg/l).

Selon les directives de chaque organisme ou bailleur, on attribuera ou pas des indicateurs à l’objectif général. En toute rigueur, la réalisation de l’objectif général est conditionnée par des facteurs dépassant la spécificité du seul projet, aussi il peut sembler abusif de chercher à mesurer l’impact du projet sur l’objectif général, on se contente généralement de mesurer l’accomplissement de l’objectif spécifique.

Avant de définir un indicateur, il est nécessaire de vérifier si sa mesure est réalisable. Par exemple, il peut être difficile de mesurer la diminution des diarrhées suite à un projet d’eau et assainissement si aucun système de santé ne réalise de *monitoring* régulier de la morbidité.

Certaines activités, résultats et objectif spécifique peuvent exiger plusieurs indicateurs, car un seul peut ne pas fournir suffisamment d’informations pour évaluer l’avancement et les effets produits.

Les indicateurs doivent être conformes à l’acronyme SMART (Roche 1999) :

- *spécifiques* : en ce qui concerne la qualité, la quantité, le groupe cible, le temps/période et le lieu ;
- *mesurables* (direct ou indirect) et *non ambigus* : ils doivent être définis avec précision par des données objectives dont la mesure et l’interprétation ne sont pas ambiguës ;

– *accessibles et sensibles* : ils doivent être réalistes (relativement aux moyens) et sensibles aux changements visés par le projet ;

– *pertinents (relevant) et facile à collecter* : les indicateurs choisis doivent être pertinents pour le projet en question, et la collecte d'information relative à ces indicateurs doit être faisable à un coût raisonnable ;

– *temporels* : les indicateurs doivent préciser le moment où un certain changement est escompté.

Les indicateurs peuvent être directs ou indirects. Les indicateurs directs sont liés à un changement directement observable et les indicateurs indirects sont des conséquences indirectes de ce changement. Par exemple, en ce qui concerne le résultat “l'accès à l'eau est amélioré”, un indicateur direct pourrait être “100 familles ont accès à des points d'eau de proximité”. Un indicateur indirect pourrait être “augmentation du nombre d'enfants allant à l'école” (parce qu'ils passent moins de 15 minutes pour aller chercher l'eau, ce qui leur laisse le temps d'aller à l'école).

L'*objectif spécifique* et les *résultats* peuvent se focaliser sur le développement des capacités ou le changement de comportement. Dans ces cas, les indicateurs sont principalement qualitatifs. Cependant, ils doivent toujours être rigoureux. Par exemple : pour le résultat “développement des capacités du département de l'eau”, l'indicateur “nombre de personnes ayant assisté aux formations” n'est pas suffisant à lui seul parce qu'il ne démontre pas le changement. “10 personnels techniques ont amélioré leur connaissance sur la maintenance des points d'eau” doit compléter le premier indicateur. “L'amélioration des connaissances” est un indicateur qualitatif et une mesure de progrès.

Moyens de vérification

Les *moyens de vérification* (également appelés *sources de vérification*) indiquent où, comment et sous quelles formes obtenir l'information nécessaire aux indicateurs. Les moyens de vérification doivent être dignes de confiance et accessibles. Ce sont, entre autres, les rapports et les évaluations officielles ou privées, les enquêtes et les rapports internes, les études et les rapports techniques. Il est recommandé, pour certains indicateurs, de recouper l'information provenant de différentes sources.

Il faut indiquer le format (archives du projet, statistiques officielles, etc.) et la fréquence des sources qui fourniront l'information. Le travail et le coût de la collecte et de l'analyse de l'information doivent être évalués et couverts par le projet. Exemples : les enquêtes CAP peuvent être la source de vérification des indicateurs de changements de comportements d'hygiène ; l'analyse de la qualité de l'eau peut être utilisée pour vérifier l'amélioration de la qualité de l'eau, etc.

Moyens et coûts

Les moyens sont les ressources humaines, les ressources matérielles et les services (intrants) requis pour réaliser les activités. Les coûts sont les ressources financières requises pour effectuer ces activités.

Les activités sont présentées avec les moyens et le budget requis et pas avec des indicateurs et des sources de vérification. Certains cadres logiques présentent les moyens et les coûts séparés des activités, dans une autre ligne appelée “intrants”.

Hypothèses

Les *hypothèses* sont les conditions qui doivent être remplies pour que le projet réussisse. Ce sont des faits, des événements, des actions ou des décisions importantes externes au projet, hors de son influence, mais nécessaires pour l'accomplissement des activités, des résultats et des objectifs. Elles peuvent dépendre de parties prenantes non partenaires du projet.

L'identification des *hypothèses* (et des conditions préalables) permet d'évaluer les *risques potentiels* dont le succès du projet dépend. Leur formulation facilite le suivi de ces risques et permet de préparer (et justifier) d'éventuels ajustements du projet au contexte. Ces risques ne sont pas censés se matérialiser, mais il existe une probabilité pour qu'ils se produisent.

Les hypothèses sont identifiées pour chaque niveau du cadre logique. Certaines hypothèses peuvent être identifiées pendant la phase d'analyse comme objectifs inclus dans l'arbre à objectifs. Ces objectifs ne sont pas visés par le projet lui-même, mais leur réalisation est une condition nécessaire pour atteindre l'objectif du projet. Par exemple, un projet de nutrition peut avoir comme objectif “l'amélioration du statut nutritionnel de la population” dans un contexte où les problèmes de santé publique font qu'un projet complémentaire d'accès à l'eau doit être mené pour pouvoir

améliorer l'état nutritionnel de la population. Une des hypothèses du projet nutritionnel peut donc être "l'amélioration de l'accès à l'eau".

Autres exemples : "l'accès à l'eau sera garanti *si* la ligne de distribution d'eau n'est pas sabotée" ou "la capacité technique dans la région sera améliorée *si* les autorités participent à la formation" ou "un système peut être construit dans telle zone *si* l'accès à la zone est garanti (problème de sécurité, zones inondables, etc.)".

Selon la probabilité des hypothèses à se réaliser (risque) et leur importance pour le projet, on distingue différents niveaux : une hypothèse peu probable mais cruciale pour le succès du projet obligera à concevoir le projet de nouveau. En revanche, si la probabilité de cette même hypothèse est très élevée, il n'est pas nécessaire de l'inclure dans le cadre logique.

Conditions préalables

Une condition préalable est une condition qui doit être remplie avant que le projet ne commence. Exemples : "la fin du conflit permet l'accès à la zone", "les communautés acceptent de participer à l'exécution des activités" ou "les autorités locales respectent les accords signés et acceptent de collaborer".

3.2.1.2 Construction de la matrice du cadre logique

La stratégie choisie pour le projet est transposée dans la première colonne de la matrice (logique d'intervention) : il est utile à ce stade de retourner à l'arbre à objectifs (fig. 2.11). On définit tout d'abord l'*objectif spécifique* du projet et on transpose ensuite les autres niveaux. La stratégie du projet, incorporée dans la *logique d'intervention*, doit être révisée pour voir si les relations *moyens-fin* entre les différents niveaux sont pertinents et réalistes.

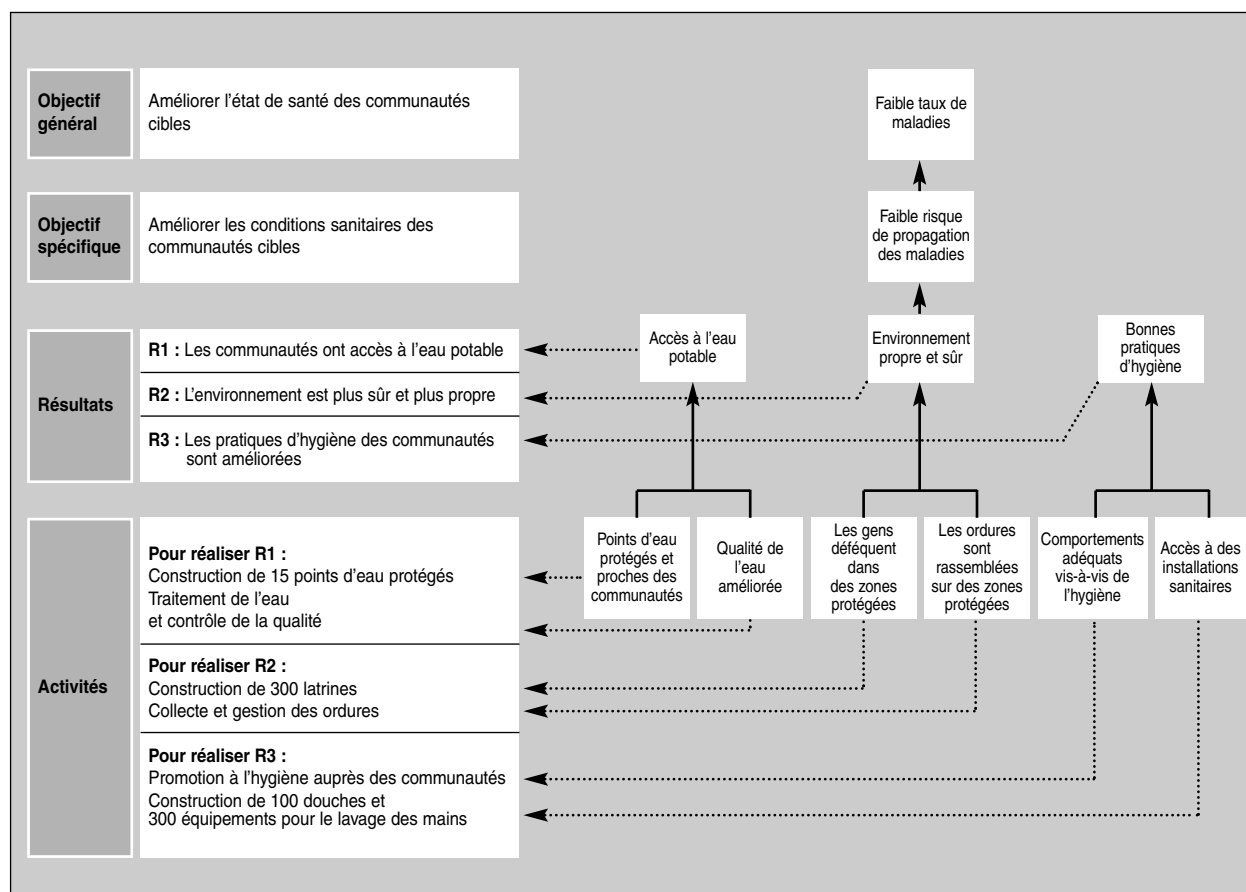


Figure 2.11 : Construction de la matrice du cadre logique à partir de l'arbre à problèmes.

Les étapes suivantes consistent à définir les indicateurs principaux, les moyens de vérification (sauf pour les activités – on précise à la place les ressources et le budget), les hypothèses pour chaque niveau et les conditions préalables au démarrage du projet. Un exemple complet d'une matrice de cadre logique est montré en figure 2.12.

	Logique d'intervention	Indicateurs objectivement vérifiables	Moyens de vérifications	Hypothèses
Objectif général	Réduction de la fréquence des maladies liées à l'eau	Le taux de mortalité et de morbidité sont réduits à ceux d'une situation normale	Enquête de santé Archives des centres de santé	
Objectif spécifique	Conditions sanitaires améliorées	100 % de couverture des équipements d'eau et d'assainissement pour les communautés cibles Réduction des voies de transmission des maladies (par l'eau, les excréments et les ordures) dans les trois communautés	Rapport interne Evaluation externe Evaluation sanitaire	Le programme médical par "X" est effectif Pas d'apparition d'une épidémie La vulnérabilité des communautés ne s'aggrave pas du fait d'un manque de nourriture ou d'autres causes
Résultats	R1 : les communautés ont accès à l'eau potable	15 litres d'eau potable disponible par personne et par jour 0 coliformes fécaux/100 ml et 0,4 mg/L de chlore libre résiduel dans l'eau fournie	Rapport de projet Suivi de la qualité de l'eau Bilan sanitaire	L'arrivée de nouveaux groupes ne va pas déclencher une épidémie
	R2 : l'environnement est plus sûr et plus propre	1 latrine par famille Chaque famille a et utilise une fosse à ordures. Un container à ordures communautaire pour 10 familles	Bilan sanitaire Rapport d'évaluation	Les paysans situés en amont se conforment aux accords et n'utilisent pas de pesticides ni ne contaminent la rivière
	R3 : Les pratiques d'hygiène des communautés sont améliorées	Tous les enseignants sont formés et intègrent la promotion de l'hygiène dans leur programme Les communautés améliorent leur notions en matière d'hygiène Les gens utilisent les douches et les équipements pour le lavage des mains	Enquêtes CAP Rapport de programme	Pas de nouveaux vecteurs causant de nouvelles maladies
	Ressources		Coûts	Hypothèses
Activités	<i>Pour réaliser R1 :</i>			Pas de sabotage des installations d'eau et d'assainissement Une catastrophe naturelle ne va pas détruire les installations Les communautés ont accès aux installations Les communautés conservent leur motivation et leur prise de conscience L'administration respecte les accords concernant la maintenance des points d'eau existants et la construction de nouveaux points d'eau et de latrines Les comités de gestion de l'eau entretiennent correctement les installations d'eau et d'assainissement Les points d'eau ne vont pas s'assécher
	1. Construction de 15 points d'eau	Equipement de construction Matériaux de construction Transport	30 000 45 000 5 000	
	2. Traitement de l'eau et contrôle de la qualité	Système de traitement Consommables pour le traitement	10 000 2 000	
	<i>Pour réaliser R2 :</i>			
	3. Construction de 300 latrines	Matériaux de construction	30 000	
	4. Collecte et gestion des ordures	30 fûts Outils 5 charrettes pour la collecte des ordures	2 000 3 000 3 000	
	<i>Pour réaliser R3 :</i>			
	5. Promotion à l'hygiène auprès des communautés	Matériel pédagogique	10 000	
	6. Construction de 100 douches et 300 équipements pour le lavage des mains	Matériaux de construction Réservoirs de 200 l et robinetteries	15 000 6 000	
	Commentaires Ressources et coûts incluent : personnel, transport, logement, communication, estimation et évaluation (cette liste n'est pas exhaustive), mais exclut les coûts indirects, tels les dépenses administratives, qui ne devraient pas être incluses dans le cadre logique d'intervention. L'analyse détaillée des coûts doit être dans le budget, pas dans le cadre logique. Le coût total des activités doit être présent dans le budget.			<i>Préconditions</i> Participation volontaire des bénéficiaires dans le projet. Accès aux équipements et aux matériaux. Sécurité dans la zone pour permettre la mise en place du projet.

Figure 2.12 :Exemple d'une matrice de cadre logique achevée.

3.2.1.3 Vérification de la logique d'intervention

Une fois la matrice développée, il est important de vérifier la logique de la LFM par une lecture en zigzag de la base au sommet (vérification de la cohérence de l'intervention) comme le montre la figure 2.13.

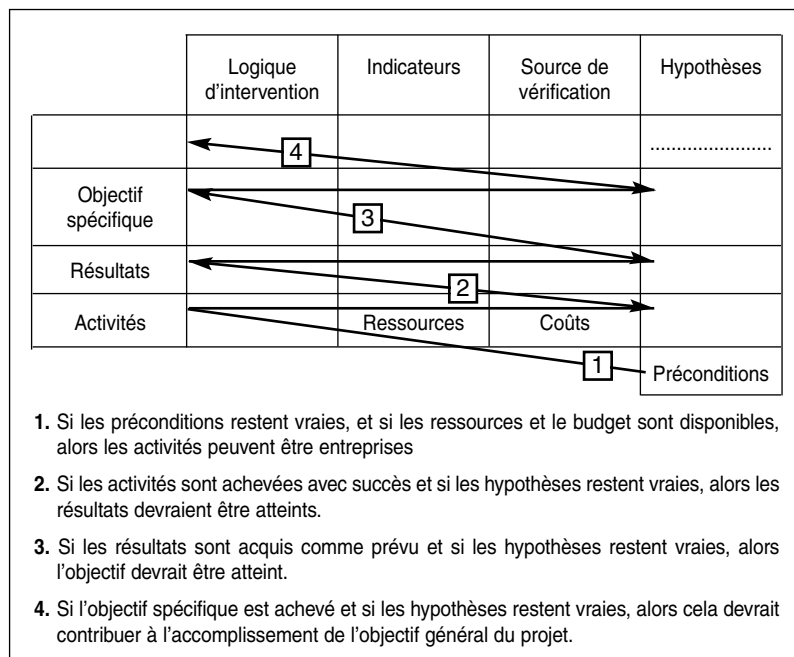


Figure 2.13 : Vérification de la logique d'intervention.

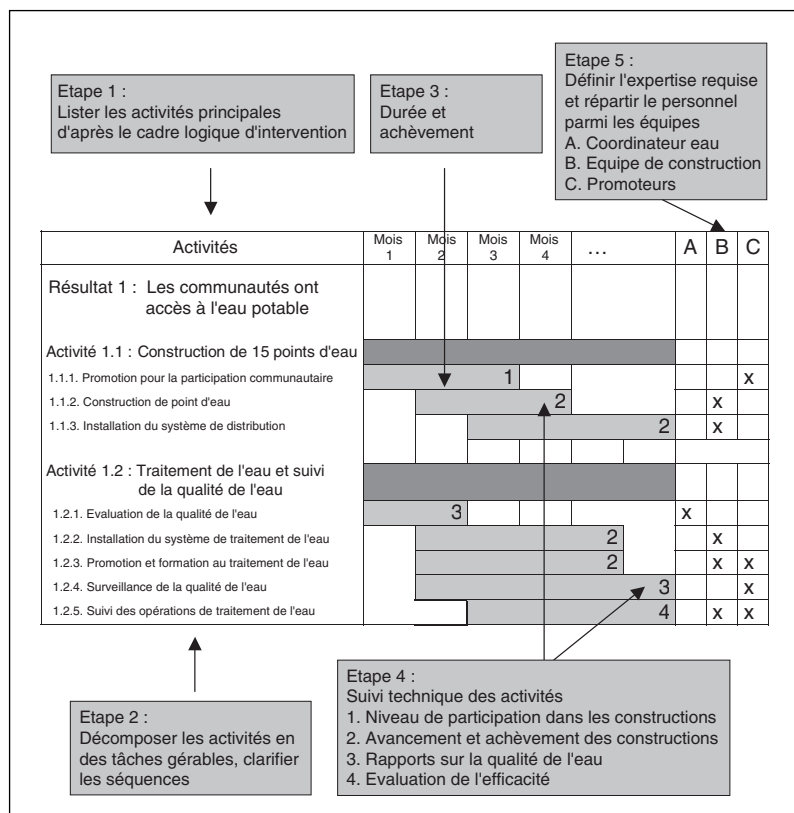
3.2.2 PLANIFICATION DES ACTIVITÉS (PLAN D'ACTION) ET DES RESSOURCES

Le *programme d'activité* (ou *plan d'action*) détermine l'ordre des activités, estime leur durée, précise les événements marquants et assigne les responsabilités. La réalisation du plan d'action consiste à :

- élaborer la liste des principales activités envisagées par le projet,
- décomposer les activités en tâches réalisables et gérables,
- établir l'ordre d'exécution,
- estimer la durée, les dates de début et de fin de chaque activité,

- définir les outils et les procédures de suivi,
- assigner les tâches au sein des équipes.

Le plan d'action est fondamental pour le suivi du projet. Il est important d'y inclure les tâches de suivi (*monitoring*) car elles seront également essentielles à l'évaluation en fin de projet. Un exemple de plan d'action est présenté en figure 2.14.



La planification des ressources est développée à partir du plan d'action, elle détaille les ressources financières, humaines et physiques nécessaires pour réaliser le projet. Il est également important d'inclure les coûts indirects (tels que des coûts administratifs requis par l'agence pour maintenir sa structure et sa capacité).

L'évaluation des coûts du projet par les bailleurs de fonds aura une influence significative sur leur vision du projet et donc sur son approbation. La figure 2.15 montre un exemple de planification des ressources.

Figure 2.14 : Exemple d'un programme d'activité (plan d'action).

Activités/Ressources	Unité	Quantité par période				Coût unitaire	Bailleur	Code	Q1	Q2	Q3	Q4	Coût total
		Q1	Q2	Q3	Q4								
Construction de 15 points d'eau													
Equipement													
Trépier	unité	2	–	–	–	400 €	ECHO...	B 67-A	800 €				800 €
Moules à buses	unité	4	–	–	–	300 €	ECHO...	B 67-A	1200 €				1200 €
Outils	kit	2	–	–	–	300 €	ECHO...	B 67-A	600 €				600 €
Pompes à main	unité	3	4	4	4	700 €	DFID	C 42	2100 €	2800 €	2800 €	2800 €	10500 €
Matériaux													
Ciment	20 kg	130	130	130	130	25 €	ECHO...	B 67-B	3250 €	3250 €	3250 €	3250 €	13000 €
Fers à béton 8 mm	12 m	240	320	320	320	3 €	ECHO...	B 67-B	720 €	960 €	960 €	960 €	3600 €
Traitement et salaires													
Maçons	mois	16	16	16	16	300 €	ECHO...	B 27	4800 €	4800 €	4800 €	4800 €	19200 €
Installateur de pompe	mois	1	1	1	1	300 €	ECHO...	D 32	300 €	300 €	300 €	300 €	1200 €
Ouvriers	mois	20	20	20	20	200 €	ECHO...	B 27	4000 €	4000 €	4000 €	4000 €	16000 €
Chefs d'équipe	mois	4	4	4	4	500 €	ECHO...	B 27	2000 €	2000 €	2000 €	2000 €	8000 €
Transport													
Location de voitures, etc.	mois	8	8	8	8	300 €	ECHO...	B 85	2400 €	2400 €	2400 €	2400 €	9600 €

Figure 2.15 : Exemple de planification des ressources.

3.3 Rédaction de la proposition d'intervention

Une fois le projet défini, une proposition d'intervention devra être rédigée si le financement du projet par un bailleur est nécessaire. Chaque bailleur a ses propres directives et formats, cependant, les propositions seront à peu près similaires quel que soit le bailleur concerné. Un exemple de structure de proposition peut être trouvé dans des directives d'ECHO (www.echo.org).

3.4 Approbation et financement du projet

Il y a plusieurs types d'entités qui financent les projets, notamment les départements d'aide humanitaire et d'aide au développement nationaux et internationaux (tel que ECHO (Service d'Aide humanitaire de la Commission européenne), la DG (Directions générales de l'Union européenne), DfID (Département du Royaume-Uni pour le Développement international), etc.), des enveloppes budgétaires régionales et municipales, les associations, les entreprises et les fondations. Chacun a ses propres directives et procédures pour l'approbation et le financement des projets.

L'approbation et le financement des projets impliquent différentes discussions entre les bailleurs et les agences avant de signer le contrat. La participation du bailleur à la préparation de la proposition dépend principalement de leur stratégie, mais l'acteur humanitaire se doit de garder son indépendance dans la définition de ses projets. La négociation du budget est l'un des principaux points.

Le temps pour l'approbation du projet dépend principalement de la disponibilité des fonds et des accords avec les parties prenantes. Les fonds d'urgence sont normalement assignés rapidement.

Une fois le projet approuvé, les fonds sont versés aux dates établies ou à l'accomplissement de résultats convenus. Une fois que les fonds sont assignés et les contrats sont signés, le projet commence. L'agence intervenant communique régulièrement avec le bailleur au travers de rapports périodiques sur l'état d'avancement et les éventuels problèmes rencontrés.

4 Mise en œuvre et suivi (*monitoring*) du projet

La mise en œuvre et le suivi ou *monitoring* sont les étapes maîtresses d'un projet. Les ressources sont mobilisées et les activités sont menées à terme dans le but de fournir aux bénéficiaires les services et les infrastructures prévus.

Ce chapitre ne peut pas développer tous les aspects de la *mise en œuvre* ; la plupart d'entre eux sont développés dans les autres chapitres du livre. Cette section traite quelques sujets importants liés à la gestion des activités développées pendant le projet : planification des activités, gestion de personnel, procédures internes, sensibilisation à la sécurité et à la *sûreté* (cf. § 4.4), participation des communautés au projet et gestion de l'information collectée.

La *mise en œuvre* correspond à la réalisation des activités définies dans le cadre logique. Les activités des programmes d'eau et assainissement comprennent généralement : construction et réhabilitation d'infrastructures, approvisionnements/distributions, activités de formation et de promotion de l'hygiène, études et évaluations.

Le suivi ou *monitoring* est également requis. Il vise à recueillir et analyser les informations permettant d'évaluer la bonne mise en œuvre du projet (avancement et impact) et son adéquation au contexte. Par exemple, l'agence intervenant doit contrôler périodiquement que la pompe à main installée est correctement utilisée par les bénéficiaires et couvre l'ensemble de leurs besoins.

4.1 Planification

Première étape de l'exécution d'un projet, la planification est un outil essentiel qui garantit que toutes les activités du projet sont prises en compte et programmées. Elle consiste à réviser et développer en profondeur le plan d'action et la planification des ressources élaborés lors de l'identification du projet.

Lors de la planification de la phase d'exécution d'un projet, les points suivants doivent être pris en considération :

- Contexte humanitaire (urgence, réfugiés ou déplacés, post-urgence, etc.) : la planification ne sera pas la même dans tous les contextes, et dépend beaucoup de la sévérité de la situation humanitaire.

- Durée du projet : le temps d'exécution est défini lors de l'élaboration de la proposition. Des extensions de la durée (*cost ou no cost extension*) et avenants (*amendement*) au projet (changements d'objectif ou d'activité) peuvent être négociés avec le bailleur si le contexte change entre le moment de la présentation de la proposition et son exécution (avant ou pendant).

- Disponibilité des ressources humaines et financières.

- Situation de sécurité : si la zone de projet n'est pas sûre pour le personnel du projet, ce facteur doit être pris en considération dans le planning aussi bien que dans les méthodes de travail.

- Disponibilité des participants au projet : une partie des communautés impliquées dans le projet peut être absente certaines périodes de l'année (par exemple au Guatemala, les agriculteurs de l'Altiplano quittent leurs villages et vont travailler comme ouvriers temporaires dans les plantations de café durant la saison de récolte). Les activités doivent être programmées en tenant compte des périodes d'indisponibilité de la main d'œuvre des communautés.

- Saison des pluies : certains pays sont affectés par une saison des pluies importante pendant plusieurs mois de l'année (par exemple les pays de mousson, comme le Myanmar). L'accès aux communautés isolées et la conduite du travail de terrain comme les forages peuvent être impossibles pendant plusieurs mois.

- Contraintes techniques : cela concerne entre autres la variation du débit des sources, nappes aquifères, rivières qui peut être significative entre la saison des pluies et la saison sèche. Le choix de la ressource, qui dépend de la demande en eau (dans certains cas, des estimations du réseau de distribution d'eau), doit être basé sur des niveaux d'eau minimums (étiage). Le niveau d'eau dans un forage peut baisser pendant la saison sèche et ceci doit être pris en compte lors du choix de la profondeur de l'ouvrage et de la pompe. Les contraintes techniques concernent également les difficultés dans la prospection des eaux souterraines, dans l'inadaptation de certains politiques techniques nationales ou régionales etc.

- Contexte politique : des événements externes peuvent retarder l'exécution du projet. Certains, comme les élections, peuvent être anticipés, mais d'autres non (manifestations).

- La collaboration avec les partenaires (ONG locales/internationales, universités, autorités locales, etc.) peut requérir du temps en début de projet (établir le contact, présentation, formation et organisation) mais est essentiel pour une réalisation appropriée du projet en termes de durabilité et d'efficacité. Étant donné ces éléments, la planification doit être aussi participative que possible et doit impliquer toutes les personnes et entités concernées par le projet.

4.2 Gestion du personnel

Le personnel requiert une gestion administrative et opérationnelle. Le nombre de personnes intégrant l'équipe ainsi que la structure de l'équipe varient selon le contexte, la nature et la taille du projet, le degré de participation des

bénéficiaires et des autres parties prenantes, ainsi que des compétences du personnel. Les réponses d'urgence requièrent habituellement un nombre élevé d'employés, mais là encore, cela dépendra du contexte et du degré de participation des bénéficiaires (souvent plus faible).

4.2.1 CRÉATION DE L'ÉQUIPE

La création de l'équipe est l'une des premières étapes de la réalisation d'un projet, elle est fondamentale pour son développement. Un organigramme doit fournir une image claire de la structure du personnel et des rapports entre les différents postes. Les postes les plus fréquents sont : administrateurs, gestionnaires, techniciens et logisticiens. Chaque poste exige un certain nombre de compétences.

Une description des fonctions doit être créée pour chaque poste, incluant :

- intitulé du poste ;
- courte description du projet ;
- responsabilités du poste. Il peut être utile d'inclure les tâches et les activités spécifiques à réaliser. Cependant, le gestionnaire de projet doit être conscient que l'excès de détails rendra plus difficile toute modification de responsabilité, lors d'une éventuelle adaptation du projet au contexte ;

– lieu de travail et horaires de travail ;

– supérieur hiérarchique, personnel à encadrer, responsabilités termes de coordination et de rédaction de rapports ;

– autres conditions du poste : salaire, vacances, etc.

Suite à la création du poste, une offre d'emploi est éditée, tout d'abord en interne, puis aux autres ONG, universités, institutions, à la radio et dans les journaux, etc. On procède à la réception des lettres de candidature et des curriculum vitae.

Les candidats au poste sont choisis et vus en entretien. Les entretiens ont pour but de vérifier si l'information fournie dans le curriculum vitae est correcte, pour obtenir des informations supplémentaires et pour présenter l'organisation, les objectifs et les activités. La méthodologie utilisée est principalement une discussion ouverte et, pour certains postes, un test écrit ou pratique peut être demandé. Les entretiens doivent être conduits par le superviseur immédiat ou tout autre personnel habilité.

Une fois qu'un candidat est sélectionné, le travail offert et accepté, un contrat (pour une durée spécifique) et le règlement de travail sont signés. La nouvelle personne doit recevoir un briefing convenable et être présentée à l'organisation.

La révision périodique des besoins du personnel, de la structure de l'équipe et de l'organigramme doit être réalisée.

4.2.2 RÔLE DU CHEF DE PROJET

Le chef de projet est responsable de la gestion globale du projet. Il peut également : être impliqué dans la stratégie de l'organisation au niveau du pays ou au niveau régional ; participer aux équipes de coordination ; mener de nouvelles évaluations de besoin (ou diagnostics) ; définir de nouveaux projets etc..

La gestion au quotidien implique : la gestion des ressources humaines ; la collaboration et la coordination avec les ONG locales ou internationales, les institutions et les autorités locales ; le développement des capacités locales (formation) ; le suivi budgétaire ; les commandes de matériel et d'équipement ; les prévisions de budget et d'approvisionnement ; l'entretien du matériel ; la collecte et l'analyse de données (diagnostic, suivi et évaluations) ; la rédaction de rapports ; l'approche institutionnelle ; les activités de recherche ; le suivi de la sécurité ; la mise à jour de la stratégie ; la définition de projets ; l'approche intégrée avec les autres départements techniques ; la question du genre ; les enjeux environnementaux ; et tous problèmes susceptibles d'apparaître.

En ce qui concerne les ressources humaines, les chefs de projet sont responsables de :

- déterminer les ressources humaines nécessaires au projet, préparer les descriptions de poste, les organigrammes et le recrutement ;

– organisation des réunions et formations du personnel ;

– direction, motivation et communication ;

- organisation et supervision de l'équipe ;
- évaluation de chaque personne dans l'équipe.

Une description des fonctions d'un chef de projet d'eau et assainissement est présentée en annexe 4.

4.2.3 RELATIONS DE TRAVAIL ET CONTRATS

Il y a plusieurs façons d'engager des travailleurs.

– Personnel permanent : ces personnes sont employées sous un contrat de travail standard qui doit suivre les lois nationales et garantir les avantages tels que l'assurance, les vacances, les congés maladie, les compensations de fin de contrat, etc..

– Travailleurs temporaires : ces personnes sont payées à la journée et sont normalement sous contrat à l'amiable voire sans contrat. Un accord écrit est recommandé pour définir les engagements et l'organisation doit prendre la responsabilité de couvrir l'ouvrier si un accident se produit.

– Travailleurs temporaires travaillant dans le cadre d'un projet "Nourriture contre travail" : cette option est valable dans les situations où l'aide alimentaire est jugée nécessaire et les travailleurs disponibles. Il est nécessaire de faire une analyse appropriée de la sécurité alimentaire avant de mettre en place ce type d'activités afin d'assurer que :

- la production locale de nourriture n'est pas mise en danger par l'aide alimentaire ;
- le programme "Nourriture contre travail" est adapté aux besoins des bénéficiaires ;
- le travail volontaire n'est pas découragé.

– Sous-traitance : une activité complète peut être sous-traitée à une entreprise privée, à un groupe de personnes ou à une autre organisation. Le rapport contractuel doit être établi correctement, et le paiement pour les services fournis doit dépendre de la qualité du travail réalisé.

La sous-traitance pose le problème de la participation de la communauté ; celle-ci devient plus difficile, car les sous-traitants n'ont généralement pas d'agenda social. Les sous-traitants peuvent également chercher à faire des économies en argent et en temps, ce qui peut mener à une baisse de la qualité du travail. Cependant, la sous-traitance du travail peut être la meilleure façon d'utiliser de bons professionnels, de soulager le projet de nombreuses tâches de gestion et logistiques et de stimuler l'économie locale.

Lors de la conception du projet, il est important de savoir que les lignes budgétaires de personnel sont souvent inflexibles tandis que les activités sous-traitées et les ouvriers temporaires peuvent être affectés sur des lignes budgétaires de "réalisation des activités" qui sont plus souples à gérer. Cependant, si les problèmes budgétaires sont la principale raison pour sous-traiter ou utiliser des ouvriers temporaires, il est préférable de renégocier le budget pour augmenter les lignes budgétaires de personnel. Ceci permet d'employer le personnel sous contrat légal et donc de leur donner accès aux droits sociaux du travail et à aux autres avantages contractuels. Il est également préférable d'embaucher du personnel car c'est une opportunité de renforcer les capacités locales.

4.2.4 TÂCHES DE GESTION SPÉCIALES

Formation

La formation du personnel sert au projet, à l'organisation, aux membres de l'équipe et contribue au renforcement des capacités locales. Une équipe habile, autonome, motivée et responsable est essentielle pour atteindre les objectifs du projet, c'est un facteur de durabilité. La formation peut être développée de deux façons :

- formation continue : le travail et les échanges quotidiens permettent le transfert constant des compétences et des connaissances ;
- formation organisée spécifique : elle est réalisée sur des sujets spécifiques selon les besoins du programme et les compétences du personnel.

Il est important de concevoir un plan de formation où les objectifs sont définis sur différentes périodes de temps. La première étape est l'évaluation des compétences, des capacités et des attentes du personnel. Le personnel doit être impliqué dans l'élaboration de l'agenda de formation et il est important de considérer l'évolution professionnelle de chaque employé.

Les sujets de formation peuvent être techniques (réalisation de forage, promotion de l'hygiène, mobilisation de

la communauté, etc.), administratifs (suivi budgétaire), organisationnels (gestion d'entrepôt) ou plus généraux (formulation de stratégies). La formation peut également être focalisée sur les questions humanitaires, telles que les droits de l'homme ou la charte de l'organisation, ce qui est une manière de faire participer le personnel aux principes et au mandat de l'organisation. D'autres formations peuvent cibler le renforcement de compétences spécifiques telles que les langues, l'informatique, les mathématiques, l'alphabétisation, etc..

La formation doit être évaluée pour mesurer son impact, pour améliorer les futures formations et pour définir de nouveaux axes de formation. Si plusieurs sessions de formation sont tenues avec le même groupe, chaque session peut inclure un examen des sujets couverts dans les sessions précédentes et ainsi permettre d'évaluer son contenu et les méthodes pédagogiques.

De façon générale, la formation du personnel peut être : interne ou externe ; sous forme de conférence ou de démonstration pratique ; individuelle ou pour un groupe ; réalisée au niveau local, national ou régional.

Coordination de l'équipe : réunions d'organisation et suivi

La gestion d'équipe requiert respect, flexibilité, des règles claires, équité, transparence, communication (compréhension, écoute et accès à l'information), leadership, disponibilité, délégation, et ne supporte aucune discrimination. Les réunions fréquentes assurent une bonne communication au sein de l'équipe et de l'ensemble de l'organisation.

La délégation des responsabilités est importante, mais elle doit faire l'objet de contrôle et d'un suivi appropriés. La résolution de conflits est un autre point-clé de la gestion de personnel, elle doit être menée avec tact et anticipation.

Évaluation du personnel

L'évaluation des performances de chaque membre du personnel est importante pour la personne, le projet et l'organisation. Les évaluations doivent être effectuées sous la forme d'une discussion ouverte entre l'évaluateur et la personne évaluée. Un formulaire d'évaluation doit être utilisé, contenant des critères généraux (par exemple le contact avec la population locale, avec les autorités, le respect des règles de l'organisation, l'engagement vis à vis du projet, etc.) et des critères spécifiques (technique, administratif, etc.). Les objectifs d'évaluation doivent être fixés au début du contrat de travail.

Les évaluations de personnel doivent être constructives et justes. Elles doivent toujours être faites avec la personne concernée, qui doit avoir la liberté d'exprimer et de formaliser son accord ou son désaccord. S'il y a des points de vue divergents, ils doivent être expliqués et clarifiés. L'évaluateur et la personne évaluée doivent lire le formulaire d'évaluation une fois complété et le signer. Une copie du formulaire d'évaluation réalisé revient à l'employé, une autre copie doit être incluse dans son dossier personnel.

Il peut également être utile d'effectuer des évaluations "ascendantes" et "descendantes", c'est à dire réciproquement entre chaque employé et son supérieur hiérarchique, afin d'améliorer les relations de travail et déceler d'éventuels problèmes.

4.3 Procédures internes

L'organisation doit avoir des procédures claires et transparentes pour garantir un fonctionnement juste et sans heurt. Les procédures administratives doivent exister pour :

- utilisation des fonds ;
- gestion de la trésorerie, prévision d'argent et d'approvisionnement, commandes et contrôle budgétaire ;
- accords avec d'autres organisations ou institutions ;
- gestion de personnel (recrutement, contrats, règlement du personnel, réunions, horaires de travail, évaluations, etc.).

Les procédures logistiques doivent exister pour :

- commandes, cotisations, achats ;
- gestion du stock (entrée/sortie, stockage) ;
- utilisation et entretien du matériel et des infrastructures (pièces de rechange, procédures de maintenance et de réparation) ;
- transport du matériel ;

- utilisation et entretien des véhicules (planification hebdomadaire) ;
- communications radio, téléphone et e-mail (la situation sécuritaire déterminera plusieurs de ces procédures).

Procédures de sécurité : mouvements de personnel, horaires de travail, horaires sur le terrain (couvre feux), lieux où il est possible d’aller et ceux où l’on ne peut pas aller, communication etc. (cf. § 4.4).

4.4 Sécurité et sûreté

La sécurité et la sûreté doivent être une priorité pour les programmes humanitaires et aucune intervention ne devra avoir lieu (ou devra être arrêtée) si la sécurité et la sûreté ne sont pas garanties.

Les interventions humanitaires ont souvent lieu dans des zones qui présentent de sérieux problèmes de sécurité. Le mot “sécurité” fait référence aux risques de conflits ou de violence intentionnelle. L’établissement des procédures de sécurité exige une bonne compréhension de la situation. La sécurité doit être une priorité pour tous les membres de l’équipe et un plan de sécurité doit être établi et continuellement mis à jour avec des directives et des règles claires et compréhensibles (fig. 2.16). Le chef de projet, en collaboration avec la personne en charge de la sécurité (chef de base, chef de mission, etc.), doit donc :

- obtenir et collecter des informations fiables ;
- maintenir un contact étroit et continu avec les communautés locales et les informateurs principaux ;
- analyser les tendances, les risques et les vulnérabilités liés à la sécurité ;
- avoir et respecter le plan de sécurité ;
- assurer que tous les membres de l’équipe suivent les règles de sécurité, respectent les mécanismes de prise de décision et les personnes responsables de la sécurité ;
- communiquer et former le personnel aux procédures et à ce qu’il faut faire en cas d’incidents ;
- s’assurer que tout le personnel se comporte correctement avec les communautés et les autres parties prenantes ;
- maintenir la neutralité dans le conflit ;
- respecter la structure sociale et les mécanismes de prise de décision locaux ;
- impliquer les communautés dans la sécurité de l’équipe et du matériel et des biens du projet ;
- évaluer continuellement la capacité de l’organisation à analyser et répondre aux problèmes de sécurité.

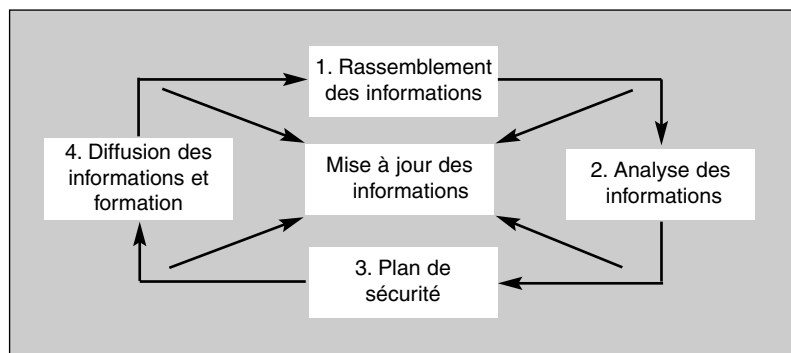


Figure 2.16 : Processus pour l’élaboration d’un plan de sécurité.

La sécurité doit être prise en considération dès le début du cycle de projet comme un paramètre fondamental du contexte pour définir correctement le projet. Durant la conception de projet, il est essentiel de planifier les ressources et le temps nécessaires pour assurer la sécurité tout au long du projet. La sécurité est la priorité n°1 sur le terrain. Si elle n’est pas garantie, le projet doit être arrêté temporairement ou définitivement.

La sûreté se réfère aux risques liés aux phénomènes naturels et aux activités professionnelles ainsi qu’aux accidents liés à la vie quotidienne et aux problèmes de santé du personnel. Des procédures de sûreté visent à réduire la vulnérabilité face à ces risques, elles requièrent des méthodes de travail sûres qui comprennent :

- la mise en place de règles et la fourniture de matériel de sûreté ;
- la sensibilisation et la formation sur les risques et les règles de sûreté ;
- les membres d’équipe sont responsables d’assurer leur propre sûreté et celle des autres ;
- l’existence de procédures en cas d’accident
- la possession d’un malle d’urgence (kits médicaux de base) ;
- la possession d’une assurance qui, au minimum, couvre en cas d’accidents sur les lieux du travail et répond aux exigences légales.

- choisir, concevoir et construire des infrastructures qui garantissent la sûreté des communautés lors de leur utilisation (par exemple en évitant les puits ouverts sans protection dans les écoles, en construisant des barrières, etc.) ;
- impliquer les communautés dans leur propre sûreté pendant la construction et l'utilisation des infrastructures une fois achevées ;
- protéger le chantier de construction (protéger les puits afin d'empêcher les accidents en dehors des heures de travail), éloigner les éléments "incontrôlables" de la communauté, qui se mettent en danger eux-mêmes, ou mettent en danger les autres, le matériel ou les infrastructures ;
- rendre la communauté responsable du chantier et du matériel de sûreté en dehors des heures de travail ;
- s'assurer que les communautés comprennent qu'elles sont responsables des infrastructures une fois le travail terminé et donc de la sûreté associée (entretien des barrières de sécurité, s'assurer que les membres de la communauté sont conscients de certains risques etc.) ;
- établir les responsabilités avec les communautés par contrats écrits et signés dès le commencement du projet.

Le tableau 2.VI décrit quelques activités liées aux projets d'eau et assainissement qui exigent une attention particulière en termes de sûreté.

Tableau 2.VI : Mesures de sûreté pour certaines activités en eau et assainissement.

Activités	Mesures
Construction/réhabilitation de puits : chutes de personnes dans le puits, chutes d'outils et de matériel, effondrement du sol, accidents avec les outils, accidents avec les pompes d'épuisement électriques (câbles électriques cassés), gaz toxiques des moteurs de pompe ou utilisation d'explosifs	Utiliser le matériel de sûreté : casques, bottes, gants, lunettes de sûreté, harnais, matériel de levage et de descente des buses de bonne qualité (trépieds, poulies, etc.) Renforcer les murs dans les zones à risque d'effondrement Les personnes doivent toujours être hors de l'eau en cas d'utilisation d'une pompe électrique. Pour l'épuisement de l'eau, utiliser des équipements fonctionnant à l'air comprimé plutôt que des pompes électriques. Surveiller la disponibilité d'air en bas du puits (quantité et qualité) pour les personnes travaillant à l'intérieur Ne pas utiliser de moteurs à l'intérieur du puits pour éviter des gaz Couvrir et bien protéger le trou en dehors des heures de travail
Forage : chutes de matériel, accidents avec la plate-forme de forage (choc, coincement de doigts), brûlures (moteur), tubes de compresseur sans connexion de sécurité	Respecter les procédures de sûreté Utiliser des protections adaptées (casques, gants, bottes, lunettes de sûreté, cache-oreille) Limiter l'accès au chantier
Utilisation des produits chimiques : traitement et analyse de l'eau	Utiliser des gants et des lunettes de sûreté, particulièrement pour les procédures qui utilisent le méthanol pour désinfecter le matériel d'analyse d'eau Utiliser les masques appropriés en manipulant les produits chimiques de traitement en poudre ou volatils Stocker et transporter les produits chimiques conformément aux recommandations du fabricant Présence de fiche de sûreté expliquant les risques liés au produit chimique, à proximité du produit
Accidents avec véhicules	Entretien approprié, application des règles (code de la route et règlement intérieur) Attention aux zones minées

4.5 Participation communautaire

Le succès d'un projet (sa réalisation et sa durabilité) dépend directement du support des bénéficiaires. Les communautés doivent s'approprier le projet et ses réalisations. Ceci ne sera garanti que si elles sont impliquées dans

toutes les phases du projet – de la définition de projet à sa mise en œuvre – en insistant sur les opérations de maintenance. La participation des bénéficiaires est également essentielle pour l'évaluation de projet.

La participation des communautés dans la conception du projet (choix de la ressource, de la technologie utilisée, du niveau de service et de l'emplacement des infrastructures) aide à prévenir :

- les problèmes sociaux tels que la distribution injuste des infrastructures, la perte d'accès à la ressource pour certaines personnes/groupes (distribution amont/aval de l'eau), le changement des habitudes sociales (par exemple les cours d'eau, les points d'eau publics et les aires de lavage sont des lieux importants où les femmes se réunissent ; l'installation de points d'eau individuels peut avoir un impact négatif sur la structure sociale) ;
- les conflits : relations claniques complexes, relations agriculteurs/éleveurs, etc. ;
- les problèmes techniques tels que la technologie qui n'est pas appropriée aux besoins de la communauté ou le manque de connaissances et de ressources pour l'opération et la maintenance des installations.

La participation de la communauté sert à motiver les personnes, à développer les capacités locales et à réduire les coûts de construction. Cela développe aussi le sentiment de propriété qui est un facteur-clé de durabilité (opération, entretien et maintenance réalisés par la communauté).

Les communautés peuvent participer au projet de différentes manières : en payant une partie du coût de la construction, en transportant des matériaux (sable, gravier, eau etc.), ou en participant directement à la construction. Les bénéficiaires doivent également assumer certaines responsabilités du projet, tel que s'occuper des infrastructures, assurer la sûreté de la communauté pendant le travail, aider à l'hébergement des équipes qui réalisent les travaux etc.. La participation dans la construction permet également de développer les compétences d'opération et de maintenance (cf. chap. 16 pour plus de détails). Finalement, la communauté sera impliquée dans le programme de promotion de l'hygiène qui est inhérente à tous les projets d'eau et assainissement (cf. chap. 15).

4.6 Gestion de l'information, valorisation de l'expérience et rapports

Pendant le développement des projets, un grand volume d'information est recueilli. Cette information, outre son usage par les concepteurs de projet, doit être organisée, analysée et transmise aux autres acteurs concernés tout au long du projet. La diffusion de l'information doit être systématique, elle permet de tirer les enseignements et d'améliorer les points suivants.

- Évaluation du projet : plutôt que d'attendre la fin du projet, il y a beaucoup à apprendre tout au long du cycle de projet en traitant régulièrement l'information recueillie.
- Gestion flexible : les actions, les méthodologies, les objectifs et les stratégies peuvent évoluer durant tout le projet grâce aux enseignements tirés.
- Apprentissage comparatif : l'information recueillie peut être comparée (et confrontée) à diverses échelles (locale, régionale, nationale et internationale) pour améliorer l'apprentissage.
- Développement des capacités et apprentissage : l'information traitée peut faciliter le transfert des connaissances, le renforcement des compétences et le partage des expériences ou des enseignements tirés.

L'accès à l'information recueillie facilite également la transparence de la gestion de projet. Les outils typiques pour la gestion et le partage de l'information comprennent les rapports, les publications et les études, les bases de données, les cartes et les systèmes d'information géographique (SIG).

Les rapports sont essentiels pour évaluer l'avancement du projet, ils permettent aussi de communiquer les enseignements tirés aux autorités locales, aux institutions et aux bailleurs. C'est généralement la première étape pour discuter un éventuel changement dans le projet avec les bailleurs. Il y a différents types de rapports :

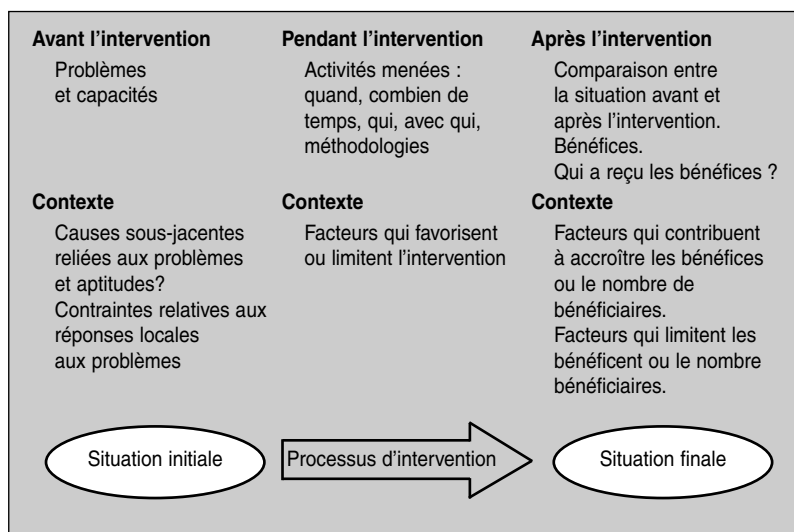
- rapports internes (mensuel, trimestriel et/ou annuel) entre l'équipe du projet et l'équipe de capitale et/ou les sièges sociaux et entre la capitale et les sièges ;
- rapports bailleurs intermédiaires (souvent trimestriel) et finaux (comme stipulé dans le contrat) ;
- rapports spéciaux sur les sujets spécifiques (études socioculturelles, études hydrogéologiques...).

La capitalisation de l'expérience acquise peut être réalisée de façon participative avec les parties prenantes qui aideront à définir les succès, les échecs et les innovations du projet. Cette information est employée pour définir les actions futures. Elle doit être recueillie, sélectionnée et structurée durant tout le projet. Il est recommandé de suivre une méthodologie prédéfinie et de la préparer systématiquement comme décrit dans la figure 2.17.

Figure 2.17 : Sélection et structure de l'information durant le projet.

La capitalisation participative d'un projet implique :

- évaluation des besoins de capitalisation et de ce que l'on va capitaliser,
- identification des acteurs qui doivent être impliqués dans le processus,
- collecte, analyse et classification de l'information nécessaire,
- entretiens,
- description de l'expérience acquise,
- rapports et formulaires,
- communication des résultats.



4.7 Suivi

Le suivi est un concept qui concerne l'évaluation du degré de réalisation des résultats et des objectifs pendant les différentes phases de la mise en œuvre. Concrètement, l'objectif du suivi est de vérifier si le projet est sur la bonne voie pour atteindre ses objectifs (mesure du niveau d'accomplissement des activités prévues, comparaison entre l'amélioration réelle de la situation et l'amélioration prévue). C'est un système de collecte, d'analyse et d'utilisation d'information réalisé par l'équipe de gestion du projet, en consultation avec les bénéficiaires et tous les acteurs du projet. Le suivi concerne aussi l'analyse de contexte.

C'est donc un outil qui optimise la gestion du projet et procure une aide à la décision. En fonction des résultats de l'analyse des données (internes ou externes au projet), le projet peut être réorienté. Le suivi permet de s'assurer que :

- l'agence intervenant réalise correctement son travail,
- les activités prévues sont adaptées (facteurs socioculturels, ressources en eau, etc.),
- le projet prend en compte les problèmes des bénéficiaires qui n'ont pas été abordés durant le diagnostic initial,
- le projet reste adapté au contexte,
- les formations dispensées sont appréciées et adaptées.

Dans la pratique, le suivi :

- analyse l'évolution du cadre logique, principalement les résultats, les ressources et les activités, et vérifie la pertinence des objectifs définis dans le projet ;
- compare l'avancement des activités avec la planification ;
- évalue si les besoins et les contraintes visés par le projet sont traités/améliorés et si des changements de contexte impliquent des changements dans les modalités d'intervention ;
- évalue l'utilisation des ressources (financières, humaines et matérielles) par rapport à la définition du projet et aux résultats obtenus ;
- révise les procédures de mise en œuvre et détermine les besoins d'information au sein de la structure de gestion du projet. Plus simplement, cela permet d'adapter le besoin d'information aux prises de décision.

Les activités de suivi peuvent être une bonne occasion d'impliquer la communauté. Un suivi participatif permet aux communautés de profiter des enseignements tirés et de travailler avec l'équipe pour réorienter le programme.

Il est important de créer un système de suivi avec des objectifs clairs et qui précisent les ressources humaines et financières requises et les responsabilités de chacun. Un système de suivi doit être simple et gérable. Les étapes pour créer un système de suivi impliquent de :

- choisir des indicateurs pertinents (facile à collecter et à analyser, voir les indicateurs de projet SMART, section 3.2.1) ;
- définir la méthode de collecte des données et les responsabilités des personnes impliquées dans le processus ;

– définir le format de présentation de l'analyse, les modalités de discussion avec les personnes concernées et l'utilisation des résultats pour adapter la planification et certains aspects du projet.

Le *suivi* et l'*évaluation* sont deux activités différentes, avec des objectifs différents, qui peuvent utiliser la même information. Le *suivi* est progressif et davantage focalisé sur la gestion de projet ; l'*évaluation*, dans le cycle de projet, vise à évaluer si le projet a accompli ses objectifs et tout autre aspect utile pour définir de futures interventions. Normalement, le *suivi* alimente l'*évaluation* en informations et en analyses.

5 Évaluation

L'évaluation vise à comparer de façon systématique les accomplissements d'un projet avec les prévisions (objectifs, résultats, activités, utilisation des ressources, modalités d'intervention, etc.). Elle permet d'utiliser les expériences et les enseignements tirés d'un projet pour concevoir de futurs programmes. L'évaluation peut être définie comme un diagnostic de la pertinence, de l'efficacité, de l'efficacé, de l'impact (ou des effets), de la viabilité économique et financière, et de la durabilité d'un projet. L'évaluation est basée sur la mesure des indicateurs (cf. § 3.2.1).

L'évaluation peut être soit interne (faite par l'organisation qui réalise le projet) soit externe (faite par quelqu'un qui n'est pas impliqué dans le projet). Les évaluations externes sont recommandées. Le temps et les ressources nécessaires à l'évaluation doivent être pris en compte lors de l'élaboration initiale du projet et du budget.

Critères principaux utilisés pour l'évaluation de projet

Il y a six critères principaux utilisés pour évaluer un projet.

1) *Efficacité*

Degré d'accomplissement de l'objectif spécifique défini par le projet (comparaison des résultats réalisés avec l'objectif spécifique prévu). Par exemple, *80 % de l'objectif atteints : seulement 80 % de la population ont accès à une eau saine à la fin du projet au lieu des 100 % prévus.*

2) *Efficience*

L'efficience mesure le rapport entre les résultats (qualitatifs et quantitatifs) et les ressources utilisées (intrants) ; le programme a-t-il utilisé les ressources les moins chères pour atteindre de façon satisfaisante ses objectifs dans le contexte où il est mis en œuvre ? Ceci exige généralement d'étudier les solutions alternatives potentielles pour atteindre les mêmes résultats, afin de voir si le processus le plus efficace a été utilisé. Par exemple, *certaines projets ont utilisé des technologies locales pour le système de pompage, réduisant le coût de cette activité de 70 % et améliorant la durabilité.*

3) *Impact*

L'impact concerne les effets plus larges du projet : sociaux, économiques, politiques, techniques et environnementaux. Il inclut les changements immédiats et à long terme, voulus et fortuits, positifs et négatifs, macros et micros. Les études d'impact abordent la question : "Quelle différence le projet signifie-t-il pour les bénéficiaires ?"

L'impact est souvent difficile à évaluer parce que plusieurs facteurs peuvent influencer l'analyse (le problème est de savoir dans quelle mesure le projet améliore la situation en tenant compte des autres facteurs) ; de même, un résultat peut avoir plusieurs impacts. Par exemple, *l'accès amélioré à l'eau a eu un impact positif sur le statut économique des familles : X % du coût de consommation de l'eau a été économisé.*

4) *Durabilité*

La durabilité concerne l'impact du projet une longue période après son achèvement. Il implique, à long terme, l'utilisation appropriée et le bon état des infrastructures fournies, la conservation et l'utilisation des connaissances acquises par les bénéficiaires pendant le projet et la continuité de l'organisation de la communauté développée par le projet (comités de points d'eau). La durabilité est testée par des questions telles que : "Est-ce que des acteurs permanents garantissent la pérennisation des objectifs du programme une fois le projet terminé ?" "Le pays hôte et les bénéficiaires se sont-ils "appropriés" le programme et ont-ils la motivation et la capacité de le continuer ?"

Tableau 2.VII : Indicateurs d'évaluation et matrice du cadre logique 1.

Niveau de matrice du cadre logique	Type d'information	Moment de collecte	Concept de la mesure
Objectifs généraux	Changement substantiel dans le développement de la zone Mesure basée sur les tendances, possibilité d'indicateurs sectoriels clés <i>Remarque:</i> le projet est seulement un facteur parmi beaucoup d'autres qui influencent le changement	À l'accomplissement du projet et a posteriori	DURABILITÉ "les bénéfices continuent dans le temps" IMPACT "implique une différence dans l'environnement au sens large"
Objectif spécifique	Changement réaliste et durable de la situation du groupe cible, spécifique à l'intervention du projet	Intermédiaire et à l'accomplissement du projet	PERTINENCE "répond aux besoins du groupe cible"
↑ Réponse des bénéficiaires ↓	La détection précoce de la probabilité de succès du projet à partir des opinions des bénéficiaires au sujet de leur accès, utilisation et degré de satisfaction concernant les services fournis	Trimestriel/annuel (selon les projets) (collecté en tant qu'éléments des résultats du suivi)	PRINCIPAUX INDICATEURS "procurent un changement pertinent et durable"
Résultats	Mesures quantitatives et qualitatives de l'avancement physique de la réalisation des services Rapports des coûts intrants/résultats en ce qui concerne les performances Comparaisons des résultats accomplis avec les résultats ciblés prévus	Trimestriel/annuel / à la fin du projet	EFFICACITÉ "progression vers les objectifs – fait des choses correctes" EFFICIENCE "réalisation efficiente – fait des choses correctement"
Activités	Mesures basées sur le programme d'activité Comparaisons des dates de début et d'accomplissement réelles avec les dates prévues Variations dans le programme prévu Dates et événements importants	Hebdomadaire/mensuel	ÉCONOMIE "assurant le meilleur rapport entre coût / qualité / temps"
Coûts	Mesures basées sur le budget du projet Comparaisons des dépenses réelles avec les dépenses prévues Analyse des contributions du gouvernement, du bailleur et des bénéficiaires Analyse de la variance du coût	Hebdomadaire/mensuel.	

1. Adapté de *E.U. Project Cycle Management Training Handbook*, ITAD, 1999.

Les facteurs principaux qui influencent la durabilité sont :

- les capacités financières et de gestion des parties concernées ;
- les facteurs socioculturels quant à l'acceptabilité du programme ;
- les facteurs techniques : la convenance de la technologie en ce qui concerne la capacité financière et humaine des parties concernées.

La durabilité est généralement une priorité plus élevée dans les projets de développement à long terme que dans les projets d'aide humanitaire d'urgence. Cependant, même l'aide humanitaire d'urgence doit être basée sur les capacités locales et tendre vers l'autonomie des populations. Par exemple, *80 % des infrastructures fonctionnent toujours et sont gérées par les communautés un an après la fin du programme.*

5) Pertinence

En termes de pertinence, les évaluations recherchent à répondre aux questions telles que : “Le projet répond-il aux besoins et aux priorités des bénéficiaires, en accord avec l'objectif global et la stratégie de l'organisation ?” “L'objectif était-il approprié au contexte durant tout le projet ?” Il est utile de bien analyser ce dernier point pour tirer des enseignements qui pourront être appliqués à de futurs projets.

6) Réplicabilité

C'est la réponse aux questions telles que : “La communauté ou l'institution locale peut-elle continuer et ou étendre les services ou activités que menait l'organisation ?” “Le projet est-il transférable à d'autres zones et à d'autres situations ou était-il spécifique d'un contexte particulier (et constitue alors une expérience isolée) ?” La réponse peut être ni positive ni négative, mais est utile pour la conception de futurs projets soit dans la même zone, soit dans une zone différente.

Les critères d'évaluation développés ci-dessus doivent être utilisés à différents niveaux de la matrice du cadre logique afin d'avoir une vue d'ensemble complète lors de l'évaluation du projet. Le tableau 2.VII localise les critères d'évaluation dans la matrice du cadre logique et décrit le type d'information requis et le moment de collecte.

II

Ressources en eau

Ressources en eau

1	Cycle de l'eau	67	4.1	L'eau dans les roches	75
2	Eaux de pluie	68	4.1.1	<i>Notion de stock</i>	76
2.1	Concept de lame d'eau	69	4.1.2	<i>Notion de flux</i>	79
2.2	Mesure de la pluviométrie	69	4.2	Grands systèmes aquifères	83
3	Eaux de surface	70	4.2.1	<i>Aquifères de socle</i>	84
3.1	Concept de bassin versant	70	4.2.2	<i>Aquifères libres</i>	87
3.2	Estimation du ruissellement	70	4.2.3	<i>Aquifères des grands bassins sédimentaires</i>	88
3.3	Mesure de débit	71	4.2.4	<i>Aquifères particuliers</i>	89
3.3.1	<i>Chronomètre et récipient</i>	71	4.3	Recharge des aquifères	91
3.3.2	<i>Flotteur et chronomètre</i>	72	4.3.1	<i>Suivi piézométrique</i>	91
3.3.3	<i>Mesure par déversoir</i>	72	4.3.2	<i>Bilan simplifié</i>	91
3.3.4	<i>Jaugeage chimique</i>	74	4.4	Qualité des eaux souterraines	92
3.3.5	<i>Moulinet hydrométrique</i>	74	4.4.1	<i>Aspects sanitaires</i>	93
4	Eaux souterraines	75	4.4.2	<i>Signatures chimiques</i>	93

Les ressources en eau destinées à la consommation humaine sont représentées par les eaux de pluie, les eaux de surface et les eaux souterraines. Cette classification est basée sur des caractéristiques et des méthodes d'exploitation différentes, mais elle est arbitraire car l'ensemble de ces ressources fait partie d'une dynamique unique représentée par le cycle de l'eau.

1 Cycle de l'eau

La terre fonctionne comme une gigantesque machine à distiller où l'eau s'évapore continuellement puis se condense et retombe sur la surface du globe. Ce processus dynamique est appelé le *cycle de l'eau* et peut être étudié à différentes échelles de temps et d'espace. La figure 3.1 présente le cycle global de l'eau sur terre.

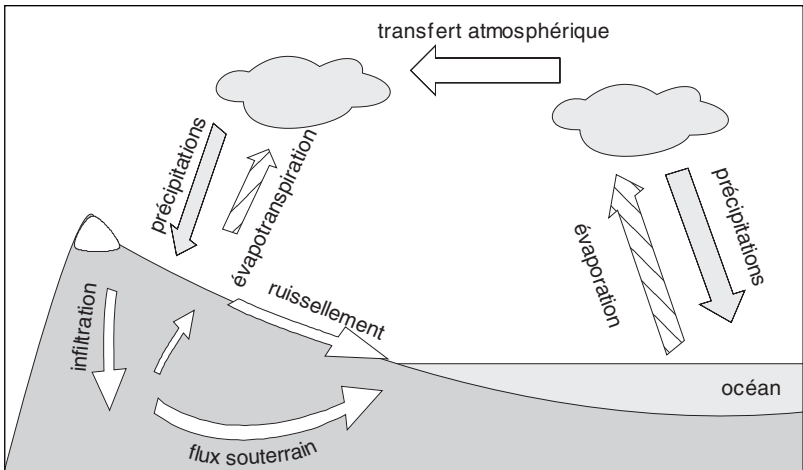


Figure 3.1 : Le cycle de l'eau.

L'évaporation se réalise essentiellement au-dessus des océans, sous l'influence de l'énergie solaire. Sur les continents, toutes les eaux de surface ainsi que les eaux souterraines peu profondes peuvent être reprises par évaporation. Cependant, la plus grande contribution continentale est assurée par les végétaux sous forme de transpiration.

Dans l'atmosphère la vapeur d'eau est soumise aux différents vents et mouvements de transfert qui alimentent les précipitations.

Sur les continents, une part des précipitations est rapidement reprise par évapotranspiration, une autre part rejoint les océans après avoir ruisselé et alimenté les rivières et les lacs. Une troisième fraction des précipitations s'infiltre. Cette eau devenue souterraine n'est pas statique et continue de faire partie du cycle de l'eau : elle forme les nappes souterraines qui s'écoulent et alimentent les sources, les cours d'eau, ou se déversent dans les mers (la seule exception étant les ressources fossiles qui ne sont plus alimentées).

Les bilans hydrologiques permettent de quantifier ces différents mouvements de l'eau. Ils s'écrivent de façon simplifiée :

$$\text{écoulement} = \text{précipitations} - \text{évapotranspiration}$$

$$Q_t = P - \text{ETR}$$

où Q_t = écoulement, P = précipitations et ETR = évapotranspiration réelle (voir Annexe 6).

Si l'on considère le cycle à l'échelle de la planète, De Marsily (1986) propose les moyennes annuelles suivantes :

- précipitations continentales : 720 mm ;
- évapotranspiration : 410 mm ;
- flux des rivières et de l'eau souterraine vers les océans : 310 mm ;
- précipitations océaniques : 1120 mm ;
- évaporation océanique : 1250 mm.

Ce bilan s'équilibre si l'on considère que les océans occupent 70 % de la surface du globe contre 30 % pour les continents.

Les volumes, les flux et les temps de séjour dans les grands réservoirs sont présentés dans le tableau 3.I. Cependant, les conditions locales de relief, de climat ou de géologie entraînent des variations importantes de bilan d'une région à l'autre. Notons qu'il existe des différences notables entre ces chiffres et ceux fournis par Castany (1982) et Marsily (1986). Ces auteurs suggèrent que les eaux souterraines n'excèdent pas 2 % du volume total des réserves, de telle sorte que la fraction océanique est supérieure à 97 %.

Tableau 3.I : Les principaux réservoirs d'eau sur terre (d'après Caron <i>et al.</i> , 1995).			
Réservoir	Capacité (%)	Flux (%)	Temps de séjour moyen
Océans	80	78	3
Atmosphère		0,3	7
Rivières et lacs		0,01	7
Eaux souterraines		19,6	7
			172 ans
			4 mois
			5,6 ans
			8 250 ans

2 Eaux de pluie

La récupération de l'eau de pluie est une pratique généralisée dans beaucoup de pays. On distingue schématiquement deux types de dispositifs.

Des surfaces de captage artificielles ou naturelles sont utilisées pour la collecte des eaux de pluie. À l'échelle familiale, c'est généralement le toit de la maison qui tient lieu d'impluvium ; des chenaux collectent l'eau et l'amènent dans un réservoir de stockage : jarres, fûts de récupération ou réservoirs. Dans le sud de Madagascar et en Haïti, des impluviums collectifs sont constitués de dalles de béton armé coulées sur le sol, dont la pente permet le ruissellement

de l'eau jusque dans des réservoirs enterrés. La qualité bactériologique des eaux collectées dépend de la propreté de la surface de captage, des chenaux et des réservoirs, ainsi que des méthodes de stockage et de prélèvement.

La récupération d'eau de pluie se pratique également de façon directe : au Cambodge et au Myanmar, on creuse des bassins domestiques ou collectifs. Les eaux de pluies remplissent ces mares qui peuvent être pérennes ou temporaires, mais sont généralement turbides et polluées bactériologiquement. Pour plus de détails sur la qualité des eaux de pluie, voir le chapitre 4.

2.1 Concept de lame d'eau

Le concept de "lame d'eau" est utilisé pour exprimer la relation entre les précipitations et le débit produit par une aire de drainage. Une lame d'eau de 1 mm correspond à 1 l/m². Un toit de 100 m² captant 10 mm de pluie est donc théoriquement capable de fournir $100 \times 10 = 1 \text{ m}^3$ d'eau.

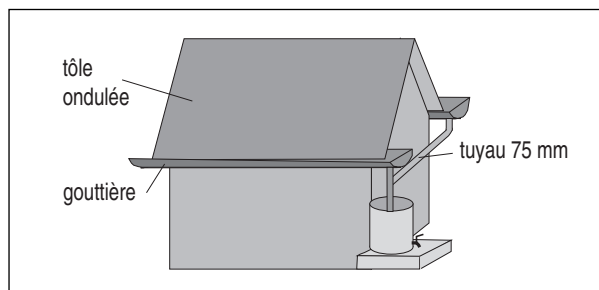


Figure 3.2 : Captage d'eau à partir d'un toit.

Dans la pratique, il n'est pas possible de collecter la totalité des précipitations qui, d'une part, s'évaporent, et d'autre part sont simplement perdues (fuites, débordements, etc.). Dans le cas de captages domestiques ou pour de petites collectivités, Pacey et Cullis (1986) proposent les rapports "eaux collectées /précipitations" suivants :

- tuiles : 0,8 à 0,9 ;
- tôle ondulée : 0,7 à 0,9 ;
- support plastique ; 0,7 à 0,8 ;
- béton : 0,6 à 0,8 ;
- brique : 0,5 à 0,6.

Par conséquent, une précipitation de 10 mm tombant sur un toit de tôle ondulée de 100 m² produit : $100 \times 10 \times 0,7 = 700$ litres d'eau (fig. 3.2). La collecte de données de pluviométrie est donc souhaitable pour concevoir un système de captage d'eau de pluie.

2.2 Mesure de la pluviométrie

La densité du réseau de pluviomètres est choisie en fonction de l'objectif recherché et des conditions de milieu. Pour une même zone climatique, la pluviométrie est fonction de nombreux facteurs : altitude, exposition du versant, éloignement de la mer, etc. Sur une zone peu étendue et relativement homogène, comme certains camps de réfugiés, on peut se contenter d'installer 1 ou 2 pluviomètres. À l'échelle d'un district, le réseau doit être plus important pour tenir compte des différences de milieu.

La séquence de mesure doit être aussi longue que possible, de plusieurs années pour une validité acceptable. Il est donc conseillé de mettre en place dès que possible un réseau de pluviomètres car de nombreux projets d'alimentation en eau perdureront plusieurs années, même si une installation de moyen terme n'avait pas été envisagée en début de programme. Une station qui permet d'enregistrer automatiquement les données pluviométriques et de température peut être installée pour faciliter les relevés.

Il faut ensuite attribuer à chaque pluviomètre un espace de représentation. Différentes méthodes peuvent être utilisées (voir Annexe 6), les principales étant les suivantes :

- moyenne arithmétique : méthode inadaptée aux zones à forts contrastes, mais simple d'application ;
- méthode de Thiessen (pondération par la surface) : utilisable en zone relativement plates ;
- méthode isohyète : la plus pertinente dans le cas d'un terrain accidenté.

3 Eaux de surface

Les typologies des eaux de surface et leurs méthodes d'exploitation sont variées. Une partie de l'eau de pluie qui atteint le sol ruisselle. Cette eau est parfois interceptée par des ouvrages construits par les populations, notamment dans les zones à climat sec. En zone sahélienne par exemple, le ruissellement qui se concentre dans des points bas de la topographie est retenu par une digue et exploité pour les besoins des animaux et des hommes. Ces *mares* (ou *retenues collinaires*) sont désignées par le terme anglais de *pond*. Elles peuvent être temporaires ou permanentes, mais sont généralement turbides et polluées par des matières fécales. Elles sont difficiles à protéger mais représentent parfois la seule ressource disponible : elles sont donc vitales. Le stockage s'effectue parfois dans des réservoirs souterrains comme les *birkad* d'Afrique de l'Est (Éthiopie, Somalie). Les animaux n'ont pas d'accès direct à la réserve (qualité préservée) et la reprise par évaporation est moindre.

Les cours d'eau temporaires, parfois appelés de leur nom arabe *oueds* ou *wadis*, sont caractérisés par leur écoulement souvent torrentiel, avec un fort pouvoir d'érosion en amont et une zone de sédimentation en aval. Il est fréquent qu'un écoulement souterrain pérenne accompagne ces cours d'eau temporaires. Leur exploitation est donc généralement liée aux eaux souterraines (voir chap. 5).

Les cours d'eau permanents sont utilisés partout dans le monde car ils sont pérennes et faciles à exploiter directement. Leur qualité est très différente selon le contexte : tous sont vulnérables aux pollutions de surface, mais ils possèdent une capacité d'auto-épuration liée aux conditions biologiques du milieu. Ils sont souvent en étroite relation avec les eaux souterraines, et peuvent être exploités de façon indirecte par des puits et forages réalisés dans leurs dépôts alluviaux.

Les lacs sont des étendues d'eau sans relation directe avec la mer. Ils se forment dans des dépressions topographiques alimentées par le ruissellement et la pluie, ou en amont de barrages qui s'opposent à l'écoulement superficiel. On parle donc de bassin d'alimentation, au même titre que pour les cours d'eau. Les lacs sont des ressources largement utilisées, présentant des qualités très variées. Comme toutes les eaux de surface, ils sont vulnérables aux pollutions. Pour de plus amples informations sur la qualité des eaux de surface, consulter le chapitre 4.

3.1 Concept de bassin versant

Les eaux de surface s'écoulent par gravité ; c'est donc la topographie qui donne la direction de l'écoulement. On définit ainsi la notion de *bassin versant* (ou *bassin hydrographique*) comme l'ensemble des pentes inclinées vers un même exutoire et qui y déversent les eaux de ruissellement. Ces bassins sont séparés par des lignes de partage des eaux. Le bassin hydrographique est déterminé sur la carte topographique par les lignes de crêtes. Il est généralement drainé par un cours d'eau, on parle alors de *bassin exoréique*, mais il peut être aussi fermé (sans exutoire) et on parle de *bassin endoréique*.

L'exploitation des eaux de surface peut être réalisée après estimation de leur qualité (voir chap. 4) et de la quantité d'eau disponible.

3.2 Estimation du ruissellement

Le ruissellement correspond à la fraction de pluie qui ne s'infiltre pas et qui n'est pas reprise par évapotranspiration ; il est donc nécessaire de connaître les différents termes du bilan pour le calculer. Une estimation rapide peut néanmoins être faite à partir du tableau 3.II, qui fixe des ordres de grandeur du ruissellement sur un terrain naturel en fonction de données moyennes annuelles. Il faut noter que ces indications ne prennent pas en compte ni la topographie du terrain ni l'intensité des précipitations. Elles doivent donc être utilisées avec précaution. La méthode du bilan est préférable ou, mieux encore, une observation directe des systèmes en fonctionnement.

Tableau 3.II : Estimation du ruissellement (d'après Nelson).

Un impluvium de 100 hectares ($1 \cdot 10^6 \text{ m}^2$) en terre compactée peu perméable, aménagé dans un climat à pluviométrie annuelle moyenne de 750 mm pour une ETP de 1000 mm (calcul de l'ETP : voir annexe 6), peut produire un ruissellement de $1 \cdot 10^6 \times 750 \times 10 \% = 75000 \text{ m}^3$.

Pluviométrie (mm)	Évapotranspiration potentielle (mm)	Ruissellement (en % de la pluviométrie)	
		terrain peu perméable	terrain très perméable
> 1100	–	16,5	6,5
900 à 1100	–	13	6,5
500 à 900	< 1300	10	5
500 à 900	1300 à 1800	10	3
400 à 500	1300 à 1800	8	1,5
250 à 400	< 1800	5	0
250 à 400	> 1800	3	0

3.3 Mesure de débit

Il existe différentes méthodes pour estimer le débit des cours d'eau. La technique doit être choisie en fonction de la gamme de débit à mesurer et des conditions d'écoulement (tabl. 3.III)

Tableau 3.III : Techniques de mesure du débit.

Mesure directe du débit (récipient et chronomètre)	Débit < 35 l/s
Mesure de la vitesse du courant (flotteur et chronomètre) ou moulinet	Écoulement laminaire
Mesure de hauteur d'eau (déversoir)	Écoulement laminaire
Mesure chimique (dilution de sel)	Écoulement turbulent
	100 l/s < débit < 3 m³/s

3.3.1 CHRONOMÈTRE ET RÉCIPIENT

Pour obtenir une bonne précision, la durée de remplissage doit être comprise entre 30 et 60 secondes (fig. 3.3). Le récipient est préalablement étalonné et sa capacité choisie en fonction du débit (tabl. 3.IV). Il est recommandé d'effectuer plusieurs mesures et de retenir la moyenne.

Figure 3.3 : Mesure de débit directe.

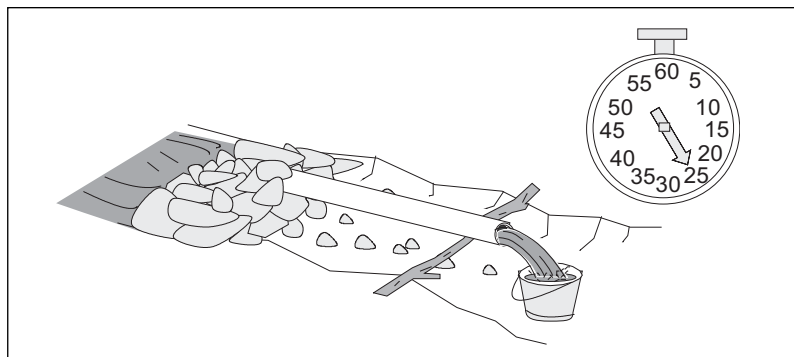


Tableau 3.IV : Volume du récipient en fonction du débit.

Débit Q (m³/h)	Volume du réservoir étalonné (litres)
$Q < 3$	20
$3 < Q < 9$	50
$7 < Q < 18$	100
$14 < Q < 36$	200

3.3.2 FLOTTEUR ET CHRONOMÈTRE

Le débit Q est proportionnel à la vitesse de l'eau et à sa section de passage. Cette méthode n'est valable que lorsque l'écoulement est laminaire (voir Annexe 6), et la précision de cette mesure est grossière car la vitesse n'est pas constante sur une section de l'écoulement.

Pratiquement, on mesure la section de passage du flux (section perpendiculaire à l'écoulement) puis, à l'aide d'un chronomètre, la vitesse de passage d'un corps flottant (bouchon, bois) sur une distance connue. Le flotteur doit être lancé en amont de la longueur de mesure, au milieu du canal. La vitesse obtenue est une vitesse de surface, en général supérieure à la vitesse moyenne. On corrige alors le calcul par un coefficient B tel que :

$$Q = B \cdot V \cdot S$$

où Q est le débit (m^3/s), V la vitesse (m/s), S la section normale au flux (m^2) et B un coefficient compris entre 0,6 et 0,8.

3.3.3 MESURE PAR DÉVERSOIR

Un déversoir est un dispositif qui permet d'estimer le débit à partir d'une hauteur d'eau. Le principe consiste à installer une planche ou une plaque métallique perpendiculairement à l'écoulement. L'épaisseur de la lame d'eau mesurée au-dessus de ce déversoir est proportionnelle au débit et dépend des caractéristiques du dispositif. Le flux doit être laminaire et peut être "tranquillisé" par un seuil suffisamment haut (hauteur de pelle). L'épaisseur de la lame d'eau doit être mesurée à une distance du seuil au moins égale à 5 fois l'épaisseur maximale de la lame d'eau (fig. 3.4).

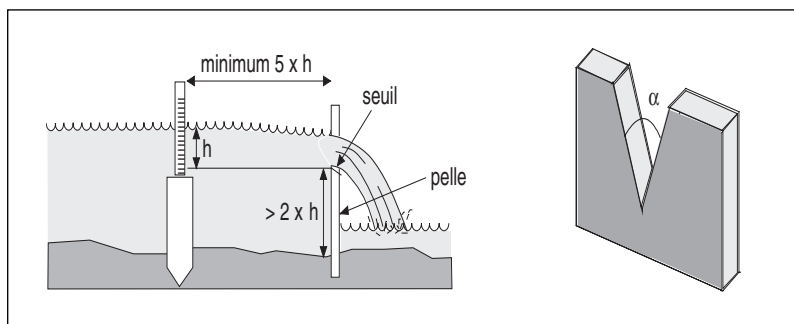


Figure 3.4 : Déversoir en paroi mince.

La forme du déversoir est choisie en fonction de la gamme de débit à mesurer : le déversoir doit permettre d'obtenir une grande variation de hauteur d'eau pour une petite variation de débit. Les formes les plus usuelles sont le triangle et le rectangle en mince paroi (voir encadré 3.1). Les déversoirs triangulaires sont classés en fonction de leur angle d'ouverture α . Le tableau 3.V présente les gammes de débits des déversoirs en mince paroi en fonction de leur forme.

Sur le terrain, après avoir choisi le type de déversoir il faut construire un abaque pour obtenir rapidement la valeur du débit en fonction de l'épaisseur de la lame d'eau (fig. 3.5). L'encadré 3.1 donne les formules les plus utilisées.

Débit à mesurer (l/s)		Type de déversoir
min	max	
0,3	40	T - $\alpha = 30^\circ$
1	100	T - $\alpha = 60^\circ$
20	150	T - $\alpha = 90^\circ$
20	200	R - L = 0,3 m
60	500	R - L = 1 m
300	1500	R - L = 2 m
800	4000	R - L = 5 m

Tableau 3.V : Choix du déversoir à paroi mince.
T, triangulaire. R, rectangulaire.
L, longueur seuil.

Les déversoirs sont dits *en mince paroi* lorsque l'épaisseur du seuil est inférieure à $h/2$, h étant l'épaisseur de la lame d'eau déversant. La formule générale du débit des déversoirs est :

$$Q = \mu \cdot l \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

où Q est le débit (m^3/s), μ le coefficient de débit du déversoir (sans dimension), l la longueur du déversoir (m), h la lame d'eau (m) et g l'accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$).

Déversoir rectangulaire sans contraction latérale

Lorsque la largeur du déversoir est la même que celle du canal d'amené, le déversoir ne réduit pas la largeur de la lame d'eau. La formule de Bazin, très utilisée, définit le coefficient μ :

$$\mu = 0,405 + \frac{0,003}{h} \left[1 + 0,55 \frac{h^2}{(h + P)^2} \right]$$

où P est la hauteur de la pelle (m). Cette formule est applicable à des valeurs de P comprises entre 0,2 et 2 m et pour des valeurs de h comprises entre 0,1 et 0,6 m.

La formule SIA est applicable quand P est supérieur à h , et que h est comprise entre 0,025 et 0,8 m :

$$\mu = 0,410 \left[1 + \frac{1}{1000 h + 1,6} \right] \left[1 + 0,5 \frac{h^2}{(h + P)^2} \right]$$

Déversoir rectangulaire avec contraction latérale

Lorsque le canal d'amené est plus large que le seuil, le SIA donne la formule de suivante :

$$\mu = \left\{ 0,385 + 0,025 \left(\frac{1}{L} \right)^2 + \left[\frac{2,41 - 2(l/L)^2}{1000 h + 1,6} \right] \right\} \left[1 + 0,5 \left(\frac{1}{L} \right)^4 \left(\frac{h}{h + P} \right)^2 \right]$$

où L est la largeur du canal d'amené et l la largeur du déversoir, toutes deux en mètres. Cette formule est utilisable lorsque $P \geq 0,3 \text{ m}$; $l > 0,31 L$; $0,025 L/l \leq h \leq 0,8 \text{ m}$ et $h \leq P$.

Déversoir triangulaire

La formule générale est :

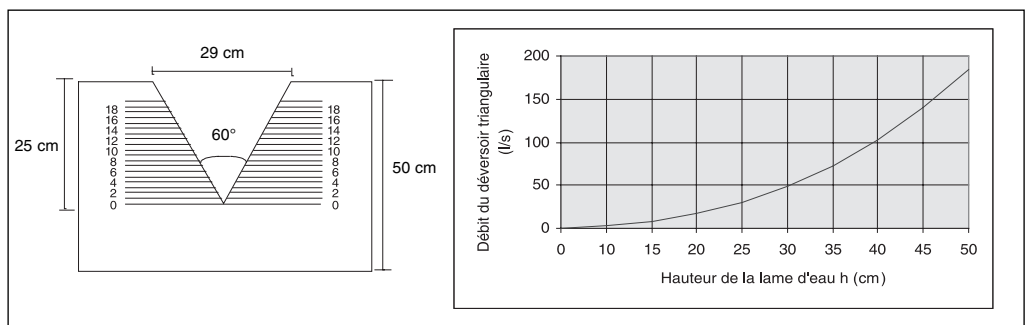
$$Q = \frac{4}{5} \mu h^2 \sqrt{2gh} \tan \frac{\alpha}{2}$$

où Q est le débit (m^3/s), μ le coefficient de débit du déversoir rectangulaire de Bazin, sans contraction latérale, h l'épaisseur de la lame (m) et α l'angle du déversoir.

Encadré 3.1

Déversoirs en mince paroi.

Figure 3.5 : Abaque pour un déversoir en mince paroi triangulaire (formule de Bazin, pelle de 20 cm).



3.3.4 JAUGEAGE CHIMIQUE

Cette méthode est bien adaptée à des conditions d'écoulement turbulent. Elle consiste à analyser les caractéristiques de passage d'un volume de solution saline introduit dans le cours d'eau (fig. 3.6 et encadré 3.2). Deux personnes doivent intervenir : un premier opérateur prépare une solution de sel puis l'introduit dans le cours d'eau ; en aval, un second opérateur mesure la variation de conductivité induite par le passage du sel, à l'aide d'un conductimètre de terrain.

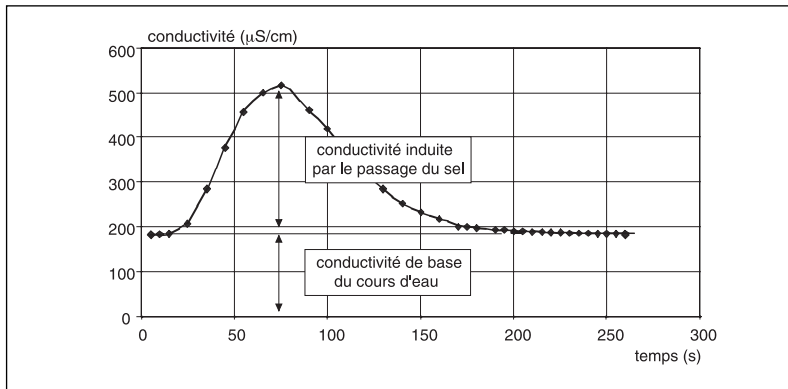


Figure 3.6 : Méthode du jaugeage chimique.

La solution de NaCl est préparée en veillant à ne pas dépasser le seuil de solubilité de 300 g/l à 20 °C. La quantité de sel à utiliser est fonction du débit de la rivière et de sa conductivité de base : l'objectif est de doubler la conductivité de la rivière afin de marquer clairement le passage du nuage. Pour des débits de 100 à 3000 l/s, une quantité de 1 kg de NaCl pour 100 l/s permet de multiplier par environ 2,5 la conductivité de base d'une rivière peu minéralisée (conductivité d'environ 200 $\mu\text{S/cm}$ à 25 °C).

La solution est injectée rapidement, dans une zone où les turbulences facilitent le mélange avec l'eau de la rivière.

La distance entre le point d'injection et le point de mesure est choisie de façon à obtenir une courbe de passage du nuage $\chi = f(t)$ à distribution gaussienne (fig. 3.6). Une distance moyenne de 80 à 100 mètres permet généralement d'obtenir de bons résultats.

Il est important de choisir une longueur de cours d'eau où les pertes et les zones mortes soient les plus faibles possibles afin de ne pas perdre ni immobiliser une partie du NaCl.

Le débit du cours d'eau est donné par la formule :

$$Q = \frac{M_{\text{NaCl}}}{k \cdot \bar{\chi} \cdot t}$$

où Q est le débit du cours d'eau (l/s), M la masse de sel utilisée pour préparer la solution (g), $\bar{\chi}$ la conductivité moyenne induite par NaCl sur la période t ($\mu\text{S/cm}$), k le facteur de conversion conductivité/concentration ($k \approx 5,48 \cdot 10^{-4}$) et t le temps de passage du nuage de sel.

3.3.5 MOULINET HYDROMÉTRIQUE

Le moulinet hydrométrique, appelé aussi *courantomètre*, comporte une hélice fixée à l'extrémité d'un axe. La rotation de l'hélice est libre et sa vitesse est proportionnelle à la vitesse du courant lorsque l'hélice est immergée.

Cette méthode n'est utilisée que dans des conditions d'écoulement laminaire. Elle consiste à mesurer le nombre de tours fait par l'hélice du moulinet entraînée par le flux, sur une section normale à l'écoulement, à différentes profondeurs et différentes distances de la berge.

Après transformation du nombre de tours en vitesse, il devient possible de calculer le débit qui transite dans la section mesurée.

Pendant le temps dt , la conductivité de l'eau mesurée lors du passage du nuage de sel est χ . Cette conductivité peut être exprimée en termes de concentration :

$$c = k \chi$$

où c est la concentration (g/l), χ la conductivité ($\mu\text{S/cm}$) et k un facteur de conversion.

Pendant le même temps dt , le volume d'eau qui s'écoule est $Q \cdot dt$. La masse moyenne de sel qui passe pendant dt est donc : $\chi \cdot k \cdot Q \cdot dt$. Sur l'ensemble de la période de passage du nuage de sel, on a :

$$M_{\text{NaCl}} = \Sigma \chi \cdot k \cdot Q \cdot dt$$

Ou :

$$M_{\text{NaCl}} = k \cdot Q \cdot \int \chi \cdot dt$$

Le débit du cours d'eau est donc donné par la formule :

$$Q = \frac{M_{\text{NaCl}}}{k \cdot \int \chi \cdot dt}$$

où Q est le débit (l/s), M la masse de sel (g), k le facteur de conversion et $\int \chi \cdot dt$ l'intégrale sur l'ensemble de la période de passage du nuage [$(\mu\text{S/cm}) \cdot \text{s}$].

Facteur de conversion k

Le facteur k varie avec la température et la minéralisation de l'eau. Pour une eau à 25 °C (correction automatique du conductimètre) et faiblement minéralisée ($\chi_{\text{eau brute}} \approx 200 \mu\text{S/cm}$), $k = 5,48 \cdot 10^{-4}$.

Concentration moyenne

La formule $Q = M_{\text{NaCl}} / k \cdot \int \chi \cdot dt$ est peu différente de $Q = M_{\text{NaCl}} / c \cdot t$ lorsque la courbe $\chi = f(t)$ est gaussienne, c étant la concentration moyenne de NaCl sur la période t ($c = k \cdot \chi$) et t le temps de passage du nuage de sel.

Il est conseillé de tracer la courbe $\chi = f(t)$ sur un papier millimétré et d'intégrer pour obtenir une précision correcte (méthode des petits carreaux). Le calcul par conductivité moyenne n'est justifiable que si la courbe est gaussienne.

Encadré 3.2

Méthode de jaugeage chimique au sel.

4 Eaux souterraines

D'après Castagny (1982), près de 60 % des réserves d'eau douce de la planète sont stockés sous forme de glace ou de neige, moins de 0,5 % sous forme d'eaux continentales de surface et 40 % sous forme d'eau souterraine. L'utilisation de cette ressource est donc une question vitale pour de nombreuses populations.

4.1 L'eau dans les roches

Les ensembles de roches capables de contenir et de laisser circuler de l'eau sont appelés *aquifères*. Un aquifère n'est pas forcément un ensemble géologique homogène, mais peut être composé de différentes roches ou strates. Un aquifère comporte une zone saturée en eau et parfois une zone non saturée. Il est limité dans l'espace par une roche imperméable à sa base (le mur ou substratum), parfois par une roche imperméable à sa surface (le toit), et par des limites latérales.

La nappe d'eau souterraine est l'ensemble de l'eau contenue dans l'aquifère, alimentée généralement par les précipitations utiles (part des précipitations qui s'infiltrent et alimentent la nappe) et les infiltrations d'eau de surface

comme les rivières et les lacs. Les nappes ne sont pas statiques mais en mouvement : une part de l'eau sort de l'aquifère sous forme de sources qui alimentent les eaux de surface (rivières, lacs, mers), par pompage ou par évaporation directe (fig. 3.7).

Pour décrire un aquifère, on utilise un ensemble de paramètres relatifs à sa nature, sa structure, sa géométrie et à ses deux fonctions : le stockage de l'eau et sa capacité à conduire le flux (encadré 3.3).

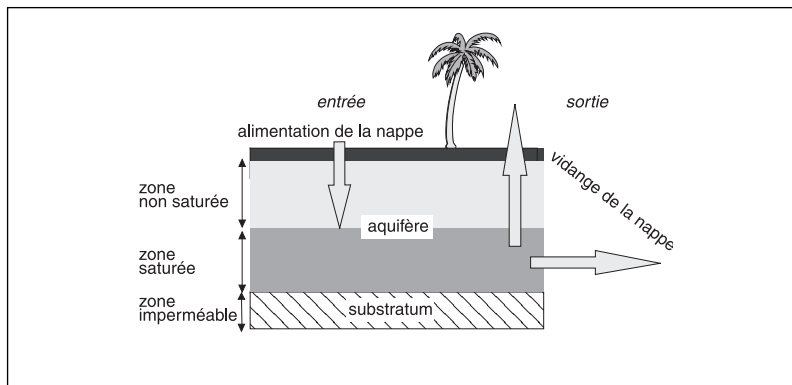


Figure 3.7 : Stockage et flux dans un aquifère libre.

Un milieu poreux peut être défini par trois caractéristiques :

- *continuité/discontinuité* : un milieu est continu si ses vides sont connectés entre eux dans le sens de l'écoulement ;
- *homogénéité/hétérogénéité* : un milieu est homogène si ses caractéristiques sont constantes dans le sens de l'écoulement ;
- *isotropie/anisotropie* : un milieu est isotrope lorsque ses caractéristiques physiques sont constantes dans les trois dimensions.

Les notions de porosité et de perméabilité définies dans les sections suivantes dépendent de l'échelle d'observation. En effet, une roche fissurée est considérée comme non homogène lorsqu'on l'observe à l'échelle du centimètre alors qu'elle peut être considérée comme homogène si on l'observe à une échelle kilométrique.

On définit la notion de *volume d'échantillon représentatif* (VER) pour décrire les caractéristiques d'un aquifère. On considère par exemple un VER à l'échelle du cm³ pour des sables ou des graviers, et du m³ ou du km³ pour une roche fissurée.

La notion de VER est couramment employée mais présente des inconvénients majeurs. Certains auteurs définissent alors la notion de fonction aléatoire et étudient le milieu comme la réalisation de phénomènes aléatoires (Marsily, 1986).

Encadré 3.3

Volume d'échantillon représentatif.

4.1.1 NOTION DE STOCK

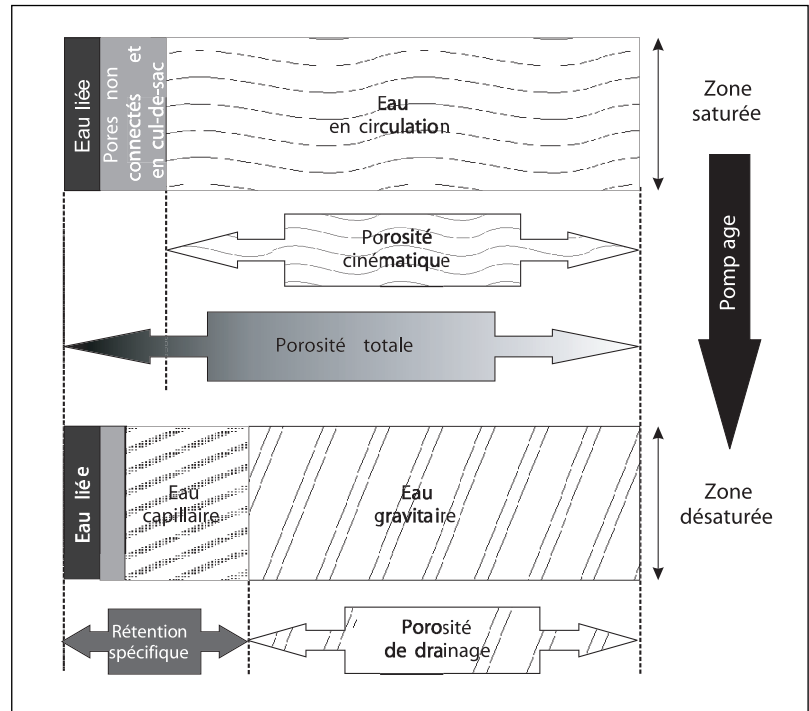
La quantité d'eau stockée dans un aquifère à un instant donné est fonction du volume du réservoir et de sa capacité à contenir de l'eau (fig. 3.8).

Porosité totale

La plupart des roches contiennent naturellement un certain pourcentage de vides qui peuvent être occupés par de l'eau. On appelle porosité totale n (fig. 3.8) :

$$n = \frac{\text{volume des vides}}{\text{volume total}}$$

Figure 3.8 : Type d'eau souterraine et capacité de stockage.



La porosité totale est généralement exprimée comme un pourcentage. Remarquons que les vides ne sont pas forcément reliés entre eux, et que l'eau n'est pas nécessairement libre de circuler dans la roche : la porosité totale est une condition nécessaire mais non suffisante pour permettre la circulation de l'eau.

On distingue généralement deux types de porosité, données par la nature géologique de l'aquifère. La *microporosité primaire* (ou porosité primaire, ou interstitielle) correspond à la porosité intrinsèque des roches, tandis que la *macroporosité* (ou porosité secondaire, ou de fracture) correspond à la porosité induite par les fissures, les fractures ou les développements karstiques de roches consolidées. Certains aquifères, constitués de grès ou de roches carbonatées, présentent à la fois une porosité primaire et secondaire.

La porosité totale d'une roche meuble (sable, gravier) est gouvernée par sa granulométrie, qui est généralement étudiée par tamisage d'un volume de roche et exprimée sur une courbe granulométrique normalisée (encadré 3.4). Plus la granulométrie est étagée, moins la porosité totale est élevée. Dans le cas d'une granulométrie uniforme, la taille des grains n'a pas d'influence sur la porosité totale : c'est l'arrangement des grains qui gouverne la porosité totale, qui peut varier théoriquement entre 26 et 48 %.

Relation entre eau et roche

En zone saturée, l'expérience montre qu'une partie de l'eau contenue dans l'aquifère ne peut pas être extraite facilement. On distingue alors l'eau liée à la roche par les forces d'attraction moléculaire et l'eau libre qui peut être mobilisée sous l'influence de la gravité ou de gradients de pression.

Selon Marsily (1986), l'eau liée correspond à une couche d'environ 0,1 mm d'épaisseur de molécules d'eau adsorbées sur la surface des grains de la roche, et d'une couche d'environ 0,4 mm d'épaisseur d'eau dite *pelliculaire* également sujette à une attraction non négligeable. La fraction d'eau liée est d'autant plus grande que la surface spécifique (S_p) du réservoir est importante :

$$S_p = \frac{\text{surface grain}}{\text{volume total}}$$

Un sable moyen présente, par exemple, une surface spécifique de 10 à 50 cm²/cm³, et une argile de 500 à 800 cm²/cm³. Ceci explique le fait que certaines argiles contiennent beaucoup d'eau, mais que cette eau est liée et n'est donc pas mobilisable par pompage : on considère alors que ces argiles sont imperméables.

Pour une roche meuble, la surface spécifique est bien entendu gouvernée par la granulométrie. On utilise en général le diamètre d_{10} et le coefficient d'uniformité pour caractériser l'échantillon (encadré 3.4). Notons également la présence d'eau capillaire suspendue juste au-dessus de la zone saturée par les forces de capillarité. Cette frange capillaire est bien connue des puisatiers car elle est le premier signe d'eau rencontré lors du creusage...

L'analyse granulométrique permet :

- l'étude des caractéristiques des grains et des vides d'un milieu poreux,
- la classification des roches suivant une nomenclature,
- le calcul des paramètres granulométriques caractéristiques,
- la définition précise du plan d'équipement des forages.

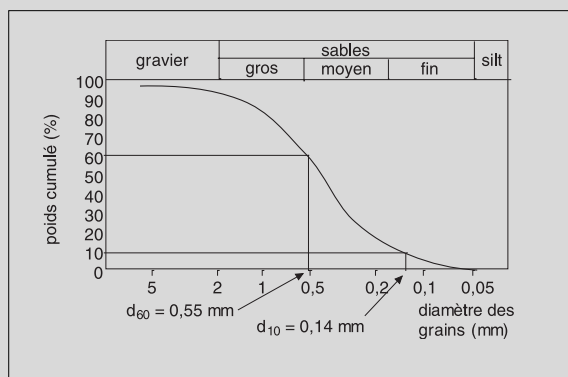
On procède à l'analyse granulométrique à partir d'un échantillon de terrain. Par tamisages successifs, on sépare les différentes tailles de grains puis on les pèse. On représente les résultats sur une courbe standard (fig. 1) : en abscisses logarithmiques la taille des grains en mm, en ordonnées les valeurs cumulées des pourcentages pondéraux des tamisages successifs.

Figure 1 : Courbe de granulométrie.

Classification des roches

Il existe différentes classifications des roches meubles en fonction de leur granulométrie, dont celle proposée par Castany (1982) :

Désignation	Diamètre des grains en mm
Caillou, pierre, bloc	> 16
Gravier	16 à 2
Sable grossier	2 à 0,5
Sable moyen	0,5 à 0,25
Sable fin	0,25 à 0,06
Silt	0,06 à 0,002
Argile	< 0,002



Paramètres caractéristiques

La plupart des échantillons naturels sont un mélange de différentes tailles de grains. La courbe granulométrique permet de qualifier l'ensemble.

Le coefficient d'uniformité, $CU = d_{60}/d_{10}$ permet d'estimer la pente de la courbe. Si $CU < 2$, la granulométrie est dite uniforme, dans le cas contraire elle est étagée. Le diamètre caractéristique d_{10} est un diamètre conventionnel souvent utilisé pour la représentation d'un échantillon.

Encadré 3.4

Analyse granulométrique.

Porosité cinématique

La porosité cinématique ω_c (ou *effective porosity*) représente la fraction d'eau qui circule dans la zone saturée. Elle se distingue de la porosité totale car une part de l'eau (eau liée et porosité non communicante) n'est bien sûr pas en circulation. La porosité cinématique joue un rôle important dans les phénomènes de flux et de transports.

Coefficient d'emménagement et porosité de drainage

Le coefficient d'emménagement (*storage coefficient or storativity*) représente la fraction d'eau souterraine stockée dans la zone saturée et disponible à l'exploitation, par pompage par exemple.

En nappe captive (voir section 4.2), la libération d'eau est liée aux effets de décompression de l'eau et de compaction de la matrice poreuse, induits par le changement de pression créé par le pompage. Cette libération

de l'eau, parfois qualifiée d'*élastique*, est quantifiée par le coefficient d'emmagasinement tel que (Marsily, 1986) :

$$S \approx \left[\rho \cdot g \cdot \left(n \cdot \beta_1 + \frac{\alpha}{n} \right) \right] \cdot e$$

où ρ est la masse volumique de l'eau, g l'accélération de la pesanteur, β le coefficient de compressibilité de l'eau, α le coefficient de compressibilité de la matrice poreuse, n la porosité totale et e l'épaisseur saturée du réservoir.

Lorsqu'une nappe libre est partiellement désaturée par pompage, la quantité d'eau extraite est liée à la fois au phénomène de libération élastique, mais également au processus de drainage gravitaire du réservoir. Le coefficient d'emmagasinement est alors :

$$S \approx \left[\rho \cdot g \cdot \left(n \cdot \beta_1 + \frac{\alpha}{n} \right) \right] \cdot e + n_e$$

où le terme $[r \cdot g \cdot (n \cdot \beta_1 + \alpha)]$ représente le phénomène élastique et n_e la porosité de drainage :

$$n_e = \frac{\text{volume d'eau gravitaire}}{\text{volume total}}$$

La porosité de drainage (*specific yield*) est parfois appelé *porosité efficace* ou *utile*. Dans la pratique, comme l'ordre de grandeur de l'emmagasinement élastique est de plusieurs fois inférieur à celui de la porosité de drainage, le coefficient d'emmagasinement d'un aquifère libre est sa porosité de drainage.

Notons qu'une nappe captive qui est désaturée par pompage devient partiellement libre (le niveau dynamique descend sous le toit imperméable). Le drainage spécifique S_d est le paramètre qui quantifie le volume d'eau qu'un réservoir captif pourrait libérer par drainage gravitaire (Lubczynski & Roy, 2003).

Estimation de la porosité

La porosité peut être mesurée par des tests réalisés en laboratoire. Dans le cadre des programmes ACF, il est cependant plus intéressant d'estimer la porosité par une méthode *in situ*. La méthode recommandée pour estimer le coefficient d'emmagasinement (S) et/ou la porosité de drainage (n_e) consiste à réaliser un essai hydraulique ou essai de pompage (voir chap. 6).

Des mesures géophysiques peuvent parfois permettre d'estimer la porosité du milieu dans les contextes favorables (voir chap. 5). La prospection électrique permet, au moyen de la formule d'Archie, d'établir une relation entre la résistivité électrique d'une roche et sa porosité, pour des roches meubles exemptes d'argile dont la conductivité est connue (cas peu fréquent). La teneur en eau obtenue à partir des sondages RMP, Raisonance Magnétique Protonique, permet également d'estimer le coefficient d'emmagasinement si un étalonnage est effectué avec des données d'essai de pompage.

Le tableau 3.VI présente quelques valeurs de porosité totale et de porosité de drainage pour différents réservoirs.

Tableau 3.VI : Porosité totale et porosité de drainage, diamètre d_{10} (d'après Castany, 1982).

Réservoir	d_{10} (mm)	n (%)	n_e (%)
Gravier moyen	2,5	45	40
Sable grossier	0,25	38	34
Sable moyen	0,125	40	30
Sable fin	0,09	40	28
Sable silteux	0,005	32	5
Silt 0,003	36	3	
Argile 0,0002	47	–	

4.1.2 NOTION DE FLUX

Au-delà de sa capacité de stockage, un aquifère est capable de conduire l'eau. Dans le réservoir, l'écoulement est déterminé par trois groupes de paramètres : la perméabilité et la transmissivité ; la charge hydraulique et le gradient ; la vitesse d'écoulement et le débit.

1) Perméabilité et transmissivité

La perméabilité est l'aptitude d'un réservoir à se laisser traverser par l'eau sous l'effet d'un gradient hydraulique. On distingue la *perméabilité intrinsèque* k , exprimée en m^2 ou en Darcy, qui est donnée par les caractéristiques du réservoir, et le *coefficient de perméabilité* K , exprimé en m/s et qui tient compte des caractéristiques du réservoir mais également du fluide, selon la formule :

$$K = \frac{g}{\nu} \cdot \frac{d^2}{a} = \frac{g}{\nu} \cdot k$$

où K est le coefficient de perméabilité, qui dépend à la fois du liquide (g/ν) et du milieu poreux (d^2/a), k la perméabilité intrinsèque, qui ne dépend que du milieu poreux (d^2/a) ; g l'accélération de la pesanteur ; ν la viscosité cinématique du fluide ; d^2 une dimension qui caractérise le milieu, et a une constante sans dimension.

En hydrogéologie, on considère souvent que les caractéristiques de l'eau sont constantes (viscosité dynamique et poids volumique), et qu'il est donc possible de travailler simplement avec le coefficient de perméabilité. Notons que le principal paramètre qui influe sur le coefficient de perméabilité en hydrologie est la température de l'eau (par le biais de sa viscosité). Son influence est grande puisqu'une réduction de la température de l'eau de 25 à 5 °C entraîne une diminution de 40 % du coefficient de perméabilité.

Le coefficient K peut être estimé par des méthodes *in situ* ou en laboratoire. Les méthodes *in situ* sont réalisées sur un forage :

- essais de pompage (voir chap. 6) : c'est la méthode recommandée ;
- essais Lefranc pour les milieux continus et essais Lugeon pour les milieux fracturés. Ces méthodes permettent d'estimer une perméabilité ponctuelle qui ne concerne que les alentours de l'ouvrage ;
- essais utilisés en assainissement (voir chap. 13).

Les méthodes de laboratoire comprennent l'utilisation des moyens suivants :

- *perméamètre à niveau constant* ($K < 10^{-4}$ m/s) ou à niveau variable ($K > 10^{-4}$ m/s) (voir expérience de Darcy).
- *formule de Hazen*, qui définit la perméabilité d'un milieu continu telle que : $K_{\text{Hazen}} = (0,7 + 0,03 t_F) \cdot d_{10}^2$ où t_F

est la température de l'eau (°F) et d_{10} le diamètre des grains (cm) tel que 10 % des grains sont de taille inférieure.

Le tableau 3.VII donne des ordres de grandeurs de la perméabilité.

Tableau 3.VII : Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité K (m/s) (d'après Brassington, 1998).

10 ⁻¹⁰ imperméable	10 ⁻⁹	10 ⁻⁸	10 ⁻⁷	10 ⁻⁶ semi-perméable	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³ perméable	10 ⁻²	10 ⁻¹
<i>Roches meubles</i>									
argile massive		silt, argile,		sable fin mélange silt/argile	sable propre, mélange sable/gravier			gravier propre	
<i>Roches consolidées</i>									
granites, gneiss, basaltes compacts		grès, calcaires compacts, schistes argileux		grès, roches fracturées				karst	

On considère généralement la limite de l'imperméable à partir du coefficient $K = 10^{-9}$ m/s. Enfin, la transmissivité est un paramètre qui permet d'exprimer la productivité d'un aquifère, telle que :

$$T = K \cdot e$$

où T est la transmissivité (m^2/s), K le coefficient de perméabilité (m/s) et e la puissance de l'aquifère saturé (m).

2) Charge hydraulique

En milieu poreux, l'énergie est en général exprimée sous forme de charge ou de hauteur dont l'unité est une longueur (voir Annexe 12). La charge hydraulique est exprimée par rapport au niveau de la mer, alors que la charge piézométrique est exprimée par rapport à une référence à préciser : on mesurera par exemple le niveau piézométrique par rapport au sol, au haut du tubage, etc.

3) Débit et vitesse d'écoulement

Henri Darcy a établi de façon expérimentale en 1856 la formule qui porte son nom (fig. 3.9). Elle définit le débit qui transite dans un milieu poreux :

$$Q = K \cdot A \cdot \frac{\Delta h}{L}$$

où Q est le débit qui s'écoule à travers d'un milieu poreux (m^3/s), K le coefficient de perméabilité (m/s), A la section de la formation poreuse normale au flux (m^2), L l'épaisseur de la formation sableuse traversée par le fluide (m) et Δh la différence entre les charges hydrauliques en amont et en aval de la longueur (m) considérée.

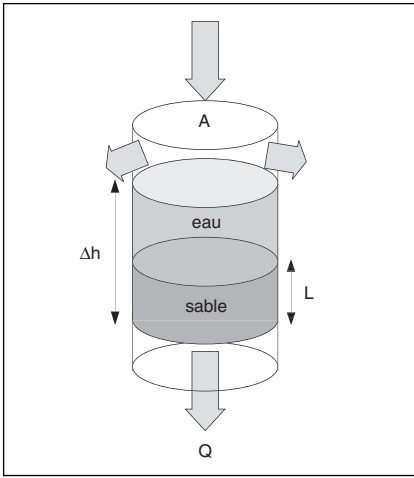
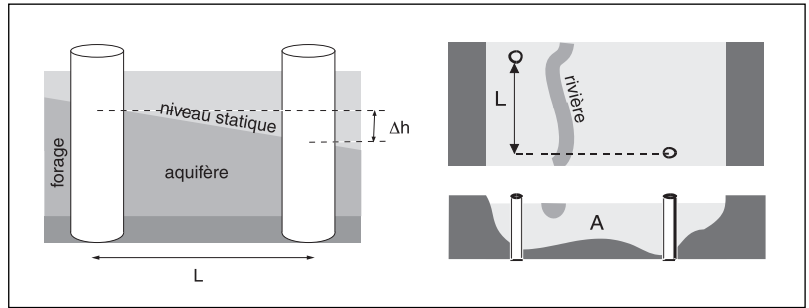


Figure 3.9 : Expérience de Darcy.

Figure 3.10 : Application de l'expérience de Darcy.



On définit le gradient hydraulique $i = \Delta h/L$, grandeur sans unité qui donne l'équation simplifiée de Darcy :

$$Q = K \cdot A \cdot i$$

L'équation de Darcy est valide dans les conditions suivantes :

- milieu continu, homogène et isotrope (encadré 3.3),
- écoulement laminaire,
- écoulement permanent (voir Annexe 6).

En pratique, les écoulements souterrains respectent ces conditions, exception faite des milieux très hétérogènes tels que les milieux karstiques ou aux alentours immédiats d'un puits en pompage. La transition du régime turbulent au régime laminaire peut être estimée à partir du gradient hydraulique à l'aide d'une formule empirique. Marsily (1986) définit le gradient limite tel que :

$$i = 1/15 (K)^{1/2}$$

Si l'on exprime l'équation de Darcy par unité de surface, on obtient la vitesse de filtration ou débit unitaire $q = K \cdot i$ (m/s). L'équation de Darcy permet d'estimer les débits qui transitent dans un aquifère. En effet, connaissant K , il est facile d'estimer le débit unitaire qui transite entre deux ouvrages à partir des niveaux statiques mesurés. De plus, si l'on est en mesure d'estimer la géographie de l'aquifère (forages, géophysique, relevés géologiques), on peut estimer le débit qui transite dans le réservoir (fig. 3.10).

Notons que la vitesse de filtration est une vitesse fictive, car elle considère que l'eau utilise toute la section de l'aquifère pour circuler. Or une partie de cette section est en fait occupée par le matériaux de l'aquifère lui même. Si on considère que l'eau circule non pas dans toute la section mais dans l'espace équivalent à la porosité cinématique, on obtient la vitesse effective :

$$V_e = \frac{q}{\omega_c}$$

Ces vitesses hydrodynamiques permettent d'obtenir des ordres de grandeur et aident à comparer les différents milieux, mais elles restent théoriques. Pour obtenir des vitesses réelles, il faut faire appel à l'hydrocinématique : on effectue des expériences de traçage qui mettent en évidence les réalités de l'écoulement.

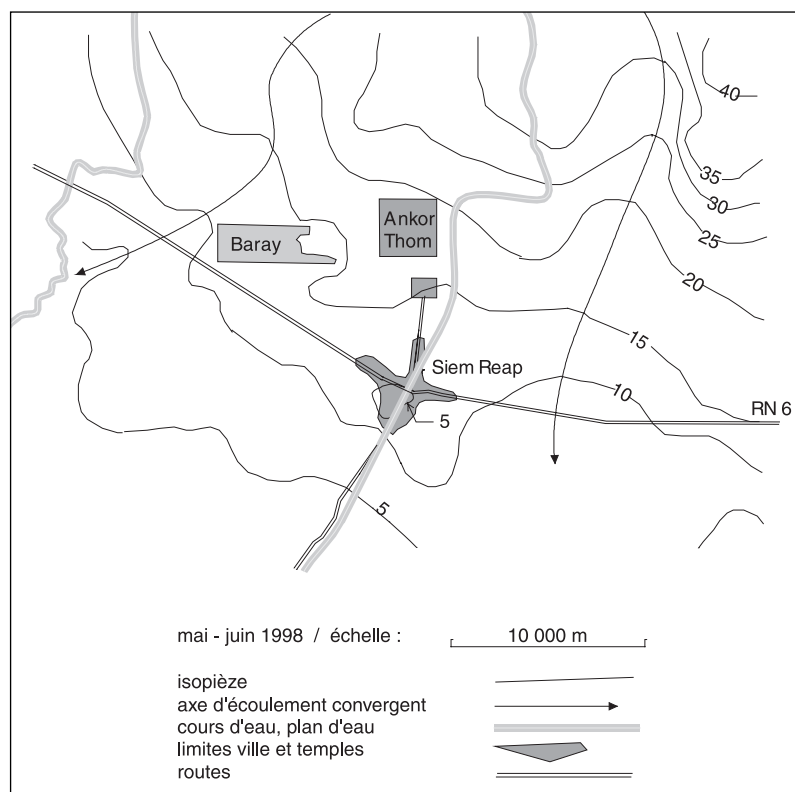
Piézométrie

La carte de la surface piézométrique est établie à l'aide de relevés effectués sur un ensemble d'ouvrages réalisés dans le même réservoir. C'est un document de base qui permet de comprendre le fonctionnement d'un aquifère. Une telle carte n'a de valeur qu'à un moment donné et n'a de sens que si elle est tracée à partir de relevés faits dans des puits, forages, sources, rivières ou lacs correspondant à un aquifère unique.

Dans le cadre des programmes humanitaires, les niveaux piézométriques peuvent être obtenus en mesurant les niveaux dans les ouvrages au repos. Les différents points de mesure doivent être repérés dans l'espace : coordonnées GPS pour x et y, nivellement ou carte topographique pour z. Ces valeurs permettent de tracer la carte piézométrique (fig. 3.11) : l'interpolation manuelle est la plus fiable (voir Annexe 6).

L'interprétation des cartes piézométriques se fait de la façon suivante :

- la courbure des lignes de même niveau (lignes isopièzes) permet d'identifier les écoulements divergents des écoulement convergents. Un *écoulement divergent* peut mettre en évidence une ligne de séparation des eaux souterraines ou une aire d'alimentation de la nappe, alors qu'un *écoulement convergent* souligne un axe de drainage préférentiel. L'écoulement rectiligne est rare, il est caractéristique d'une nappe plate, homogène et dont l'épaisseur est constante ;



- l'espacement des lignes isopièzes permet de savoir si l'écoulement est uniforme. Un resserrement des lignes signifie une augmentation du gradient hydraulique. D'après Darcy, $Q = KAi$. Donc, si i augmente et que le débit est constant, A diminue (remontée du substratum ou diminution de la largeur), ou K diminue (changement de faciès). Inversement, si les lignes isopièzes s'écartent et que Q est constant, A ou K augmentent.

Figure 3.11 : Carte piézométrique (district de Siem Reap, Cambodge, ACF, juin 1998).

Il est ainsi possible d'estimer la variation de certains paramètres de l'aquifère à partir de l'étude de la carte piézométrique. En effet, d'après Castagny (1982), les variations latérales de transmissivité (donc de K ou de e) sont plus fréquentes que les variations de débit dans la nappe (un changement flagrant de débit peut être identifié par une alimentation particulière, rivière, lac, etc.). Il en résulte que des lignes isopièzes dont la courbure indique un écoulement convergent et dont les espacements augmentent vers l'aval correspondent à un axe de drainage dont la perméabilité ou la puissance augmente vers l'aval : c'est un emplacement favorable à l'implantation d'un puits ou d'un forage (fig. 3.12).

La mise en place d'un suivi piézométrique mensuel sur les ouvrages réalisés permet également de mesurer l'impact des prélèvements sur l'aquifère et d'estimer les variations saisonnières du niveau piézométrique pour choisir au mieux les profondeurs d'installation des pompes et de construction des puits sur forages (voir chap. 6).

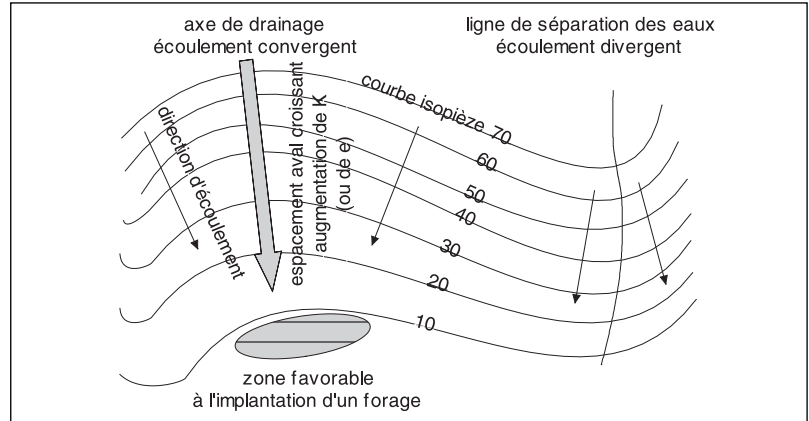


Figure 3.12 : Piézométrie.

4.2 Grands systèmes aquifères

Le tableau 3.VIII récapitule les principaux paramètres hydrodynamiques qui caractérisent les aquifères. Les aquifères sont également définis par leur nature, leur structure, leur géométrie et leurs limites.

La limite basale consiste en une couche imperméable (en théorie, $K < 10^{-9}$ m/s), appelée *mur* ou *substratum*. Quant à la limite haute, si l'aquifère est surmonté d'un terrain imperméable (appelé *toit*) ou très peu perméable (parfois appelé *aquiclude*), et si la charge hydraulique de l'eau est plus élevée que l'arête du toit, l'aquifère est *captif*. Un forage réalisé dans un aquifère captif présente un niveau piézométrique supérieur au toit de l'aquifère. Si le niveau piézométrique est supérieur au niveau topographique, le forage devient artésien (fig. 3.13A).

Un aquifère dont la partie supérieure est occupée par une zone non saturée est appelé *libre*. Dans ce cas, le niveau statique d'un forage coïncide avec le niveau de l'eau dans l'aquifère (fig. 3.13B). Une différence notable intervient dans le comportement de ces aquifères au cours d'un pompage. L'aquifère libre voit sa productivité diminuée car la transmissivité ($T = K \times e$) est réduite par la diminution de e .

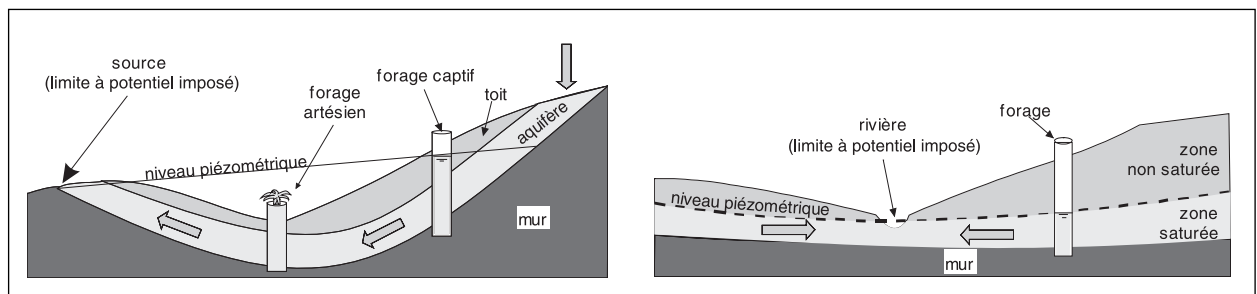


Figure 3.13 : Aquifères. A, captif. B, libre.

La transmissivité d'un aquifère captif ne change pas en cours de pompage tant que le niveau de rabattement reste supérieur au toit. En revanche, la porosité de drainage d'un aquifère libre est de plusieurs décades supérieure au coefficient d'emmagasinement d'un aquifère captif. On rencontre parfois des aquifères qui passent d'un état libre à un état captif en fonction de la topographie.

Les limites latérales d'un aquifère peuvent être géologiques (faille, passage latéral de faciès, etc.) et/ou hydrodynamiques, donc variables dans le temps et dans l'espace. Les limites à flux imposés correspondent à un débit entrant ou sortant imposé (alimentation par un lac, drainage par une ligne de source, etc.). Les limites à potentiels imposés agissent sur l'aquifère en imposant un niveau de charge (niveau d'un plan d'eau, d'une rivière, etc.).

Tableau 3.VIII : Principaux paramètres hydrodynamiques des aquifères.

	Paramètre	Symbole	Unité	Notes
Stockage	Porosité totale	n	%	$n = V_{\text{vide}}/V_{\text{total}}$
	Porosité cinématique	ω_c	%	$\omega_c = \text{vitesse de filtration} / v_{\text{effective}}$
	Porosité de drainage	S_y ou n_e	%	$S_y = V_{\text{eau gravitaire}} / V_{\text{total}}$
	Diamètre caractéristique	d_{10}	mm	10 % du plus petit échantillon
	Surface spécifique	S_s	cm ² /cm ³	$S_s = S_{\text{grain}}/V_{\text{total}}$
	Coef. d'emmagasinement	S	sans dimension	mesure <i>in situ</i>
	Puissance	e	m	
	Réserve	W	m ³	$W = S \times e$
Flux	Coef. de perméabilité	K	m/s	mesure <i>in situ</i>
	Perméabilité intrinsèque	k	m ² ou Darcy (D)	pour une eau à 20 °C :
			1 D = 0,98 10 ⁻¹² m ²	$k (D) = 0,966 \cdot 10^{-5} K$
	Transmissivité	T	m ² /s	$T = K \cdot e$
	Charge hydraulique	H	m de colonne d'eau	
	Niveau piézométrique ou statique	NS	m	mesuré à partir d'un horizon fondamental
	Gradient hydraulique	i	sans dimension	$i = (H_2 - H_1) / L$
	Débit unitaire ou vitesse de filtration	q	m/s	$q = K \cdot i$
	Débit de Darcy	Q	m ³ /s	$Q = K \cdot A \cdot i$
	Vitesse effective	V_e	m/s	$V_e = q/\omega_c$

4.2.1 AQUIFÈRES DE SOCLE

Les formations géologiques de socle sont très largement représentées et exploitées de façon importante depuis une trentaine d'années. Ces roches plutoniques et métamorphiques sont caractérisées par leur nature compacte et leur très faible porosité et perméabilité primaire. Toutefois, à la faveur de phénomènes d'origine tectonique et de processus d'altération physicochimique, elles ont acquis une perméabilité secondaire favorisant la constitution d'aquifère. Certaines roches sédimentaires anciennes se rapprochent, par leur comportement hydrogéologique, de ces roches magmatiques et métamorphiques : on a donc pris l'habitude de les inclure dans les roches de socle.

4.2.1.1 Formations géologiques

On distingue schématiquement trois types de formations qui présentent leurs caractéristiques propres : les granites, gneiss et migmatites, les schistes et roches vertes et les grès quartzites. Par souci de simplification, nous

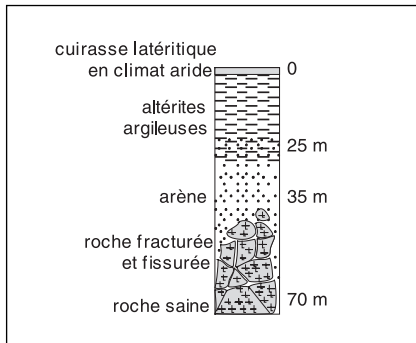


Figure 3.14 :
Profil d'altération des granites.

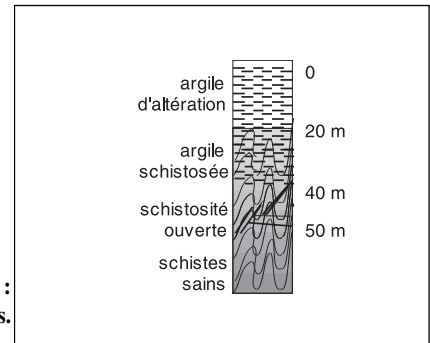


Figure 3.15 :
Profil d'altération des schistes.

parlerons ici des granites, schistes et grès tout en sachant que ces termes regroupent un ensemble de roches aux comportements hydrogéologiques proches.

1) *Les granites* sont des roches compactes et de faible élasticité. Elles sont fréquemment fracturées et présentent des réseaux de fissures et de fractures qui peuvent être ouvertes ou fermées. On considère généralement qu'au-delà de 50 ou 70 mètres de profondeur, la majorité des fissures sont fermées sous l'action du poids des terrains. Les phénomènes d'altération qui affectent les granites sont essentiellement liés à deux facteurs : l'eau et la température. On observe donc des variations importantes dans la nature et l'épaisseur de ces altérites, selon les zones climatiques et les conditions de drainage. Les granites s'altèrent en sables plus ou moins argileux dont la puissance peut atteindre plusieurs dizaines de mètres. À la base de ces résidus d'altération et au contact de la roche saine, une arène grossière sableuse au sein d'une zone fortement fissurée est souvent présente (fig. 3.14).

2) *Les schistes* se déforment plus facilement que les granites et ne présentent donc pas toujours de réseau de fracturations aussi bien développé (fig. 3.15). Ils peuvent néanmoins présenter une fissuration liée à leur schistosité. L'altération de ces roches peut être très épaisse, mais elle est le plus souvent argileuse.

3) *Les grès quartzites* sont généralement très consolidés et peuvent avoir subi une fracturation importante. Ils sont souvent moins altérés que les autres roches, mais présentent parfois des intercalations de nature différente (carbonates, pélites, etc.) susceptibles de jouer le rôle de drains.

4.2.1.2 Aquifères

On distingue schématiquement trois types de réservoirs :

1) *Les réservoirs composés de produits d'altération*, tels que des arènes sableuses, dont l'extension est parfois considérable dans les zones de socle africaines. Leur épaisseur est en moyenne de 10 à 20 mètres dans les granito-gneiss et de 15 à 40 mètres dans les schistes de l'Ouest africain. Elle est plus forte en zone équatoriale et diminue vers les tropiques ;

2) *Les réservoirs de fissures* se situent juste au-dessus de la roche saine. Ils correspondent à des zones partiellement altérées qui comportent de nombreuses fissures et diaclases généralement remplies de produits d'altération. Ces réservoirs peuvent présenter des développements de plusieurs dizaines de mètres ;

3) *Les réseaux de failles* ou de fractures majeures : ils peuvent être le siège de circulation d'eau souterraine.

De nombreuses études réalisées en Afrique de l'Ouest (Lachassagne *et al.*, 2001, Wright & Burgees, 1992, Université d'Avignon et des pays de Vaucluse, 1990) ont montré que ces différents réservoirs constituent généralement un aquifère unique dont la fonction capacitive (de stockage) est assurée par les altérites et la fonction conductrice par la zone fissurée. Le niveau statique se situe généralement dans les altérites. Cet ensemble peut à son tour être drainé par des fractures majeures à rôle essentiellement conducteur. Inversement, on peut rencontrer localement des aquifères d'altérites, de fissures ou de failles qui existent de façon isolée.

Une synthèse statistique des données en Afrique de l'Ouest montre que le taux de succès et la productivité des forages augmentent avec l'épaisseur de l'altération. Une relation empirique entre débit spécifique et épaisseur d'altération W_t est observée dans certaines régions. Il existe cependant un seuil critique de 35 mètres d'épaisseur au-delà duquel la productivité tend à diminuer.

Il en est de même dans la zone fissurée et altérée : à partir d'environ 30 m d'épaisseur, la productivité n'augmente plus et elle devient aléatoire au-delà de 50 m. Cette profondeur est sans doute plus importante dans le cas de massifs de grès. La figure 3.16 présente les classes de débits instantanés (donc légèrement surévalués) obtenus en fonction du type d'aquifère, en hydraulique villageoise de l'Afrique de l'Ouest.

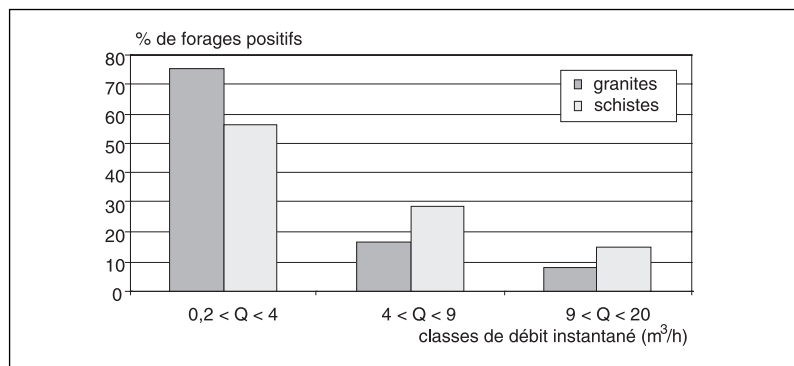


Figure 3.16 : Fréquences des débits instantanés dans des aquifères de socle (BRGM, 1992).

La productivité et le taux de succès des forages dépendent à la fois de la qualité des produits d'altération et des fissures : teneur en argiles, densité et ouverture ou colmatage des fissures, etc. À partir de tests de pompage effectués au Ghana et au Bénin, les travaux de l'Université d'Avignon (1990) suggèrent des transmissivités allant de 10^{-4} à 10^{-2} m²/s et des coefficients d'emménagement de $2 \cdot 10^{-5}$ à $5 \cdot 10^{-5}$ dans le cas de granito-gneiss. À la suite d'essais de pompage dans des granites et gneiss du Zimbabwe, Wright (1992) donne une transmissivité moyenne de $5 \cdot 10^{-5}$ m²/s et des coefficients de perméabilité allant de $1,15 \cdot 10^{-7}$ à $3 \cdot 10^{-5}$ m/s (données acquises sur de plus de 500 forages).

4.2.1.3 Ressources disponibles

La capacité de stockage d'une zone granito-gneissique peut être estimée à l'aide du coefficient d'emménagement. Si on considère une porosité de drainage de 5 % pour des altérites saturées sur 15 mètres d'épaisseur, et une porosité de drainage variant de 0,1 % en surface à 0 % à 35 mètres pour la roche fissurée, on obtient la répartition des réserves potentielles.

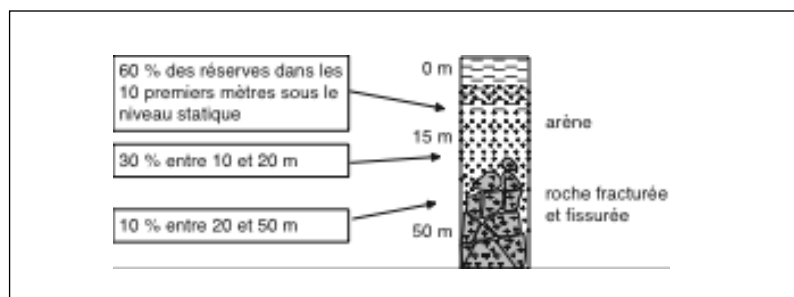


Figure 3.17 : Réserves en zone de socle.

Cette répartition, bien que fictive, met bien en évidence le rôle capacitif des altérites et le rôle conducteur de la zone fissurée. Cette réserve correspond à un volume disponible pour l'eau exploitable, encore faut-il qu'elle soit alimentée. Pour le réservoir d'altérites, on admet habituellement que le seuil d'alimentation directe est de 400 mm dans la zone sahélienne, de 600 à 800 mm dans les savanes plus au sud et de 1000 à 1200 mm en zones forestières côtières.

Une étude menée par le BRGM de 1984 à 1991 permet de fixer des ordres de grandeur concernant l'alimentation et les ressources exploitables en zone de schistes et de granites (tabl. 3.IX, Burkina Faso).

Climat	Pluie (mm/an)	Recharge exploitable (mm/an)	Volume exploitable (m³/km²/an)	Volume exploitable (m³/km²/jour)
Sahélien	500	50	50000	130
Sud-sahélien	800	65	65000	180
Soudanais	> 1000	160	80000	200

Tableau 3.IX : Recharge en zone de socle.

4.2.2 AQUIFÈRES LIBRES

4.2.2.1 Nappes phréatiques

La pluie efficace qui s'infiltre sur de larges étendues lorsque le sol est perméable alimente des nappes généralement libres. Ces nappes sont appelées *nappes phréatiques* car elles sont les premières que l'on rencontre lorsqu'on creuse un puits.

Les exutoires sont les points bas de la topographie : les sources, les rivières ou la mer. En climat aride, une reprise par évaporation de l'eau de la nappe se produit lorsque les niveaux piézométriques sont proches du sol (encadré 3.5).

Encadré 3.5
Chotts et sebkhas.

Les chotts et sebkhas sont des zones endoréiques, véritables “machines à évaporer”. Lorsque le niveau piézométrique d'un aquifère libre est situé à proximité de la surface, sous un climat aride extrême, l'eau est reprise par évaporation. La concentration de la nappe en minéraux dissous s'élève jusqu'au point de sursaturation et de précipitation de ces minéraux. On observe différents types d'évolutions et de conditions finales en fonction de la minéralisation initiale de l'eau.

Ce type de phénomène s'observe aussi bien en zones continentales que littorales (lagons sursalés).

Les conditions aux limites sont variées, mais la relation entre la rivière et la nappe est souvent essentielle : elle représente parfois une limite à flux entrant ou sortant.

Dans les zones arides, le ruissellement se concentre au niveau des rivières (ou des bas fonds) qui alimentent alors la nappe. Ces rivières souvent temporaires sont appelées *wadis* ou *oueds* (fig. 3.18A et C). En climat tempéré, c'est généralement la rivière qui draine la nappe (fig. 3.18B). Cependant, on observe souvent sur une même rivière des périodes d'alimentation de la nappe (saison humide, crues) et des périodes de drainage de la nappe (saison sèche, étiage). De même, une rivière peut passer d'une situation à l'autre le long de son cours. Il arrive également qu'une rivière ne soit pas en relation avec la nappe (fig. 3.18D). C'est généralement le cas lorsque le lit du cours d'eau est colmaté.

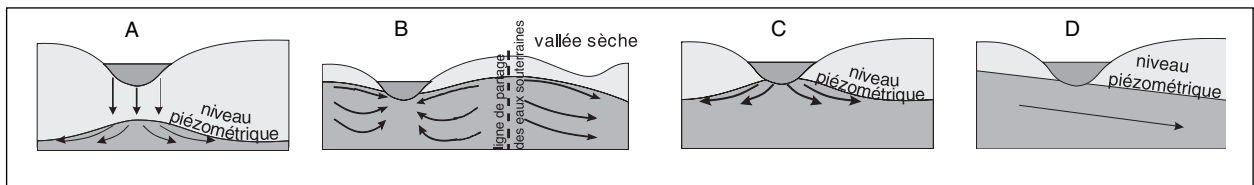
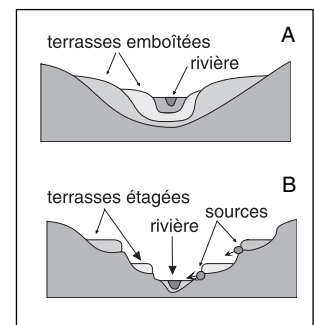


Figure 3.18 : Relations entre cours d'eau et nappes. A, rivière perchée, alimentation de la nappe. B, rivière drainant la nappe. C, rivière alimentant la nappe. D, rivière indépendante, lit colmaté.

4.2.2.2 Nappes alluviales

Ces nappes sont situées dans les alluvions déposées par un cours d'eau. Elles sont en équilibre avec l'eau de la rivière qui draine et alimente sa nappe en fonction des régimes saisonniers (crue et étiage). Une forme particulière de dépôts fluviaux est représentée par les terrasses alluviales. La formation de ces terrasses est due aux alternances des périodes d'érosion et d'alluvionnement induites par les variations climatiques (périodes glaciaires, pluviométrie) et par les mouvements tectoniques (soulèvement, subsidence). En fonction de la conjonction de ces différents facteurs, on obtient schématiquement deux types de terrasses :

Figure 3.19 : Terrasses alluviales. A, terrasses emboîtées. B, terrasses étagées



- les terrasses emboîtées qui constituent un aquifère unique mais hétérogène (fig. 3.19A) ;
- les terrasses étagées qui constituent des aquifères indépendants, parfois soulignés par des lignes de sources au contact du substratum (fig. 3.19B).

Lorsque les alluvions n'ont pas été remaniées récemment, il est fréquent qu'on trouve au sein de chaque terrasse un granulo-classement positif, c'est-à-dire les sédiments les plus grossiers en bas de la séquence. L'épaisseur de ces dépôts alluvionnaires peut être très importante, et la perméabilité est bien sûr donnée par la nature des remplissages. D'une façon générale, la perméabilité des matériaux les plus grossiers est très bonne et ce type d'aquifère se caractérise par une fonction capacitive faible, mais par une fonction conductrice importante. Le taux de renouvellement de ces eaux est en général rapide. La qualité de l'eau de ces nappes est à surveiller lorsque la rivière alimente la nappe.

Ce type d'aquifère est le plus évident, car il est souligné par la présence de la rivière. Il est généralement exploité de façon traditionnelle. Il est cependant nécessaire de bien mettre en évidence la relation rivière/nappe pour éviter de mauvaises surprises : des forages d'exploration réalisés par ACF dans les alluvions de la rivière Juba à Awdegle (Somalie, 1993) se sont révélés négatifs car le lit de la rivière était colmaté et la nappe alluviale absente dans cette partie de la région.

4.2.2.3 Nappes perchées

Ces nappes se rencontrent principalement dans des dépôts sédimentaires, lorsqu'une strate à faible perméabilité (le plus souvent argileuse) crée dans la zone non saturée une petite nappe au-dessus du réservoir principal (fig. 3.20). L'extension de ces aquifères peut être limitée et les réserves faibles. Ils peuvent être pérennes ou saisonniers. Lors de la réalisation de puits, il est important de ne pas confondre un aquifère perché avec l'aquifère libre recherché.

Un exemple est donné par les nappes perchées des grès des plateaux batékés du bassin du Congo (mission exploratoire ACF, 1998). Ces nappes sont créées par des horizons de roches silicifiées imperméables, et présentent par endroits des niveaux piézométriques de plusieurs dizaines de mètres supérieurs au niveau piézométrique de la nappe profonde des grès.

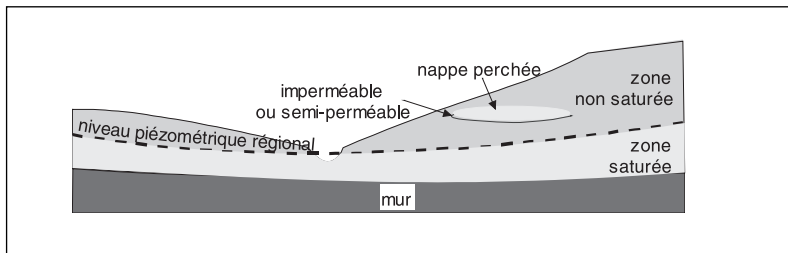


Figure 3.20 : Nappe perchée.

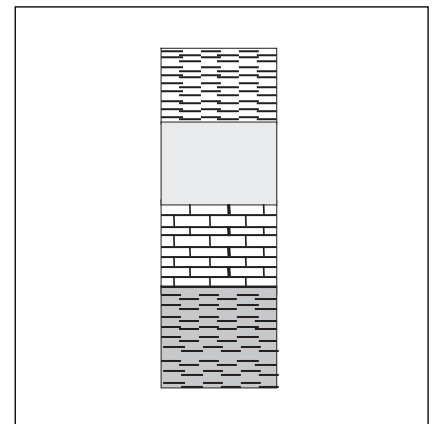
4.2.2.4 Cordons littoraux

Des cordons sableux se sont développés en de nombreux endroits le long des littoraux océaniques. L'épaisseur de ces sables peut être suffisante pour permettre la création d'un aquifère d'eau douce, véritable lentille en contact, d'un côté, avec l'eau salée de l'océan, et de l'autre, avec les eaux sursalées des lagunes. La géométrie de ces nappes dépend en grande partie des conditions de prélèvements et des précipitations, mais ces ressources sont très vulnérables car sujettes aux invasions salines.

4.2.3 AQUIFÈRES DES GRANDS BASSIN SÉDIMENTAIRES

Ces réservoirs sont constitués d'une succession de strates de nature diverse, plus ou moins hétérogènes et correspondant à des épisodes de sédimentation différents (fig. 3.21). Toutes les formations peuvent contenir des nappes, mais leur fonctionnement, leur qualité et les possibilités d'exploitation varient avec la profondeur.

Figure 3.21 : Profil stratifié d'un bassin sédimentaire.



Il existe principalement trois types de systèmes :

– *L'aquifère libre de surface* fonctionne généralement comme les aquifères phréatiques ou les nappes alluviales. Son aire d'alimentation est proportionnelle à son étendue, ce qui peut être considérable et permettre la constitution d'un aquifère à forte capacité d'emmagasinement.

– *L'aquifère multicouche* est constitué d'un ensemble de terrains perméables séparés par des niveaux moins perméables ou imperméables. Les phénomènes de drainance, qui permettent une relation entre deux niveaux aquifères séparés par un matériau semi-perméable, peuvent jouer un rôle important et permettent de considérer le système comme unique mais multicouche. L'aire d'alimentation de cet ensemble est généralement limitée aux zones d'affleurement, en bordure de bassin.

– *L'aquifère profond captif* est souvent faiblement alimenté mais peut présenter une capacité de stockage considérable. La qualité de l'eau n'est pas toujours propre à la consommation humaine car la minéralisation peut être excessive.

Les conditions aux limites, outre les cas déjà évoqués dans le chapitre précédent, sont parfois représentées par le contact eau douce/eau salée. En effet, l'écoulement de ces nappes se fait en direction des points bas représentés par les océans ou les mers alors que l'eau salée a tendance à s'infiltrer dans les terrains perméables. Si l'on considère que l'eau salée est immobile et que l'interface eau douce/eau salée est nette (sans zone de mélange importante), on admet la relation simplifiée dite *de Ghyben-Herzberg* :

$$H = 40 h$$

où h est l'élévation du niveau piézométrique au-dessus du niveau de la mer et H la profondeur de l'interface eau douce/eau salée en-dessous du niveau de la mer. Cette relation simplificatrice permet d'estimer le profil du biseau salé si l'on considère qu'il a une pente constante (fig. 3.22). On note ainsi qu'une baisse de niveau piézométrique de 1 mètre (pompage, par exemple) induit une remontée du biseau salé de 40 mètres.

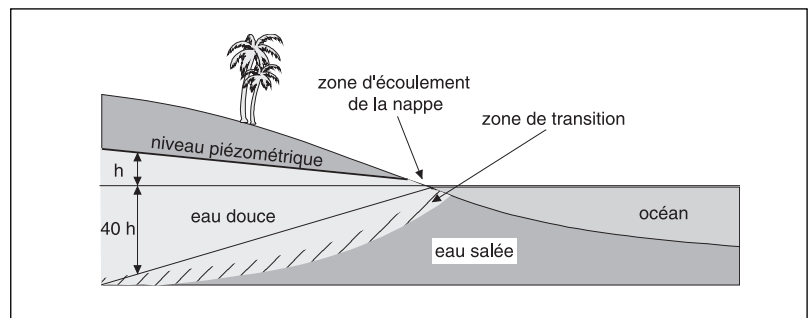


Figure 3.22 : Biseau salé.

Dans la réalité, les phénomènes mis en jeu sont plus complexes et l'interface eau douce/eau salée peut être très large, notamment lorsque le niveau de la mer change. Ce cas a été rencontré par ACF dans la plaine côtière de Mangdaw (Myanmar, 1993-1998), où l'amplitude importante des marées crée une zone de mélange d'autant plus grande que la remontée de l'eau salée par l'intermédiaire des fleuves se fait sur plusieurs dizaines de kilomètres.

4.2.4 AQUIFÈRES PARTICULIERS

Les milieux karstiques et volcaniques sont caractérisés par leur forte hétérogénéité, tant à l'échelle de l'aquifère que du point de vue des différences entre les systèmes eux-mêmes.

4.2.4.1 Karst

Il existe de nombreuses définitions et conceptions du karst. Il est cependant possible d'en exposer quelques caractéristiques importantes.

Le réservoir est constitué d'une roche carbonatée dont la perméabilité en petit peut exister, même si elle est en générale peu importante. C'est en effet la perméabilité en grand qui donne son originalité au karst : elle est due à la dissolution de la roche lors de la circulation de l'eau dans des passages préférentiels (diaclasses, fissures et fractures).

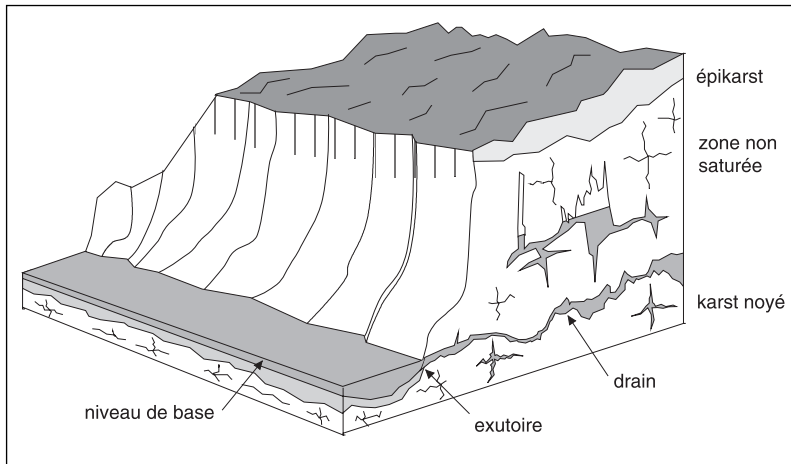


Figure 3.23 : Karst

On distingue généralement trois zones dans un massif karstique (fig. 3.23) :

- une zone affleurante (peu de recouvrement en général), parfois appelée *épikarst*, où la roche est relâchée (fissures ouvertes) et qui peut parfois contenir un petit aquifère de surface. Le ruissellement est quasi absent sur l'épikarst car l'infiltration est importante. L'activité biologique qui s'y développe permet également à l'eau de se charger en CO_2 , ce qui autorise une dissolution accélérée de la roche carbonatée ;

- une zone non saturée qui peut être très épaisse, et qui permet l'infiltration de l'eau provenant de l'épikarst. Cette infiltration se fait de façon rapide au travers de canaux de section importante, mais également de façon plus lente par des fissures, diaclases ou peut-être par la porosité en petit. La fonction de cette zone est une fonction de flux, mais elle peut être également une fonction de stock si son épaisseur est importante ou si des systèmes annexes de grande capacité s'y sont développés (cavités) ;

- une zone saturée, appelée *karst noyé*, dont les exutoires sont de toute nature mais certains très spectaculaires : il s'agit des sources karstiques au comportement changeant et au débit parfois très important.

Les réserves karstiques sont généralement importantes, bien que leur estimation soit difficile. La perméabilité et la porosité d'un milieu fortement anisotrope sont difficiles à estimer, et les résultats de pompage d'essai ne peuvent pas être exploités avec les outils classiques (voir chap. 6). L'étude de ces milieux se fait en utilisant une palette d'outils, généralement basée sur l'étude du comportement du système.

La gestion des karsts est difficile d'un point de vue quantitatif, mais encore plus d'un point de vue qualitatif. En effet, les écoulements très rapides permettent des transferts de pollution aisés et parfois peu prévisibles. La protection de la nappe en est rendue d'autant plus difficile.

4.2.4.2 Milieux volcaniques

Les matériaux volcaniques sont très variés. On distingue schématiquement les coulées, les projections et les intrusions.

Les coulées de lave peuvent couvrir de très grandes superficies et présenter des épaisseurs de plusieurs centaines de mètres. Ces coulées parfois compactes sont perméables en grand si elles sont fissurées. Les produits d'altération sont en général argileux. La mise en place par "tapis roulant" de coulées permet une certaine stratification du milieu. De même, les coulées peuvent être interstratifiées avec des matériaux de projection (cendres, tufs) dont la perméabilité en petit est en général assez bonne. On peut également rencontrer des tunnels de lave mis en place lors du refroidissement différentiel de coulée. Ils forment des zones à très grande perméabilité. D'une façon générale, les matériaux volcaniques sont plus favorables à la circulation qu'au stockage de l'eau.

Les filons et dykes de matériaux volcaniques (souvent de nature doléritique) sont parfois fracturés et altérés. Injectés dans des fractures, ils jouent alors le rôle de drain. Inversement, s'il ne sont pas altérés, ils peuvent être de véritables barrages souterrains.

4.3 Recharge des aquifères

L'estimation des caractéristiques de l'aquifère est faite à un moment donné, et il est imprudent de considérer qu'elle est valide tout au long de l'année, ou d'une année sur l'autre. Le meilleur exemple est sans doute celui de la puissance d'un aquifère libre influencé par son régime d'alimentation. On connaît ainsi de nombreux ouvrages dont la productivité a chuté, suite à une fluctuation piézométrique annuelle ou interannuelle. Les forages du sud de l'Angola à Kunene en constituent un exemple, la productivité étant devenue pratiquement nulle à la suite d'une diminution générale des niveaux piézométriques (ACF Angola, 1998).

De plus, il faut considérer l'eau souterraine comme une ressource renouvelable : c'est ainsi que l'eau pompée dans les puits et les forages déséquilibre le bilan naturel du cycle. Il convient alors d'estimer l'impact des prélèvements sur le système, et de vérifier qu'il ne conduit pas à l'épuisement de la ressource. Nous avons en effet de nombreux exemples de forages dont la productivité a diminué après plusieurs mois d'utilisation parce que le débit pompé était supérieur à l'alimentation et que les réserves du système ont été progressivement épuisées.

Afin d'estimer la recharge d'un aquifère, on calcule son bilan hydrologique. On considère que le volume d'eau entrant dans l'aquifère est égal au volume sortant, plus ou moins les variations du stock. L'expression du bilan est du type :

$$\text{Entrées} = \text{Sorties} \pm \text{Variation du stock}$$

Dans le cadre des programmes humanitaires, il n'est pas possible d'effectuer des bilans hydrologiques complexes, car cela représente un travail considérable qui demande une longue durée d'observation. De plus, les débits de prélèvement mis en jeu sont généralement assez faibles.

Dans les programmes qui s'échelonnent sur plusieurs années, il est cependant possible d'obtenir une estimation du bilan en utilisant des données disponibles ou en mesurant directement des paramètres simples sur le terrain. Ces investigations ne permettent pas de tirer de conclusions définitives, mais seulement d'émettre des recommandations (voir l'exemple au chap. 5B, section 4).

L'évaluation de la recharge se fait sur un système identifié : sa géométrie et son fonctionnement hydraulique doivent être connus par les investigations préalables (géologie, forages, géophysique, etc.). L'échelle de travail doit être le bassin hydrogéologique. L'échelle d'observation minimale est l'année, avec un pas de mesure mensuelle ou décadaire (10 jours). Cependant, des mesures réalisées sur une seule année ne permettent pas d'estimer les mécanismes pluriannuels de régulation. Ces résultats n'ont donc qu'une valeur indicative.

4.3.1 SUIVI PIÉZOMÉTRIQUE

La méthode la plus simple pour juger des effets de l'exploitation d'un aquifère est d'effectuer un suivi piézométrique. En effet, réalisé avec une fréquence mensuelle sur une période pluriannuelle, le contrôle de l'évolution piézométrique permet de vérifier le comportement de l'aquifère.

Il est réalisable dans la plupart des programmes. Les forages et puits doivent être choisis en fonction de leur localisation et du système considéré. Dans la pratique, il est possible de commencer le suivi piézométrique sur un grand nombre d'ouvrages afin de pouvoir dresser une carte aussi dense que possible. Pour alléger les contraintes logistiques, seuls les ouvrages jugés représentatifs sont ensuite suivis.

4.3.2 BILAN SIMPLIFIÉ

Compte tenu des contraintes liées à notre type d'intervention, il n'est possible d'estimer les bilans hydrologiques que sur des systèmes relativement simples, c'est-à-dire des systèmes dont les entrées et les sorties sont facilement quantifiables. De tels systèmes présentent un bilan similaire à celui présenté au tableau 3.X.

On procède en utilisant deux méthodes et en validant le bilan par la comparaison des deux résultats. L'approche "par l'amont" consiste à calculer la recharge en estimant les entrées dans le système. L'approche "par l'aval" permet d'évaluer la recharge à partir de la mesure des sorties de l'aquifère. Le bilan ne peut être considéré comme satisfaisant que si les deux méthodes donnent des résultats proches.

Entrée	=	Sortie	+/-	variation du stock
pluie utile (PU)		débit des sources		
+ infiltration eau de surface (Is)	=	+ débit de base des rivières (Qs) + pompages (Qp) (Ds)	+/-	variation du stock
(PU + Is)	=	(Qs + Qp)	+/-	(Ds)

Tableau 3.X : Bilan simplifié.

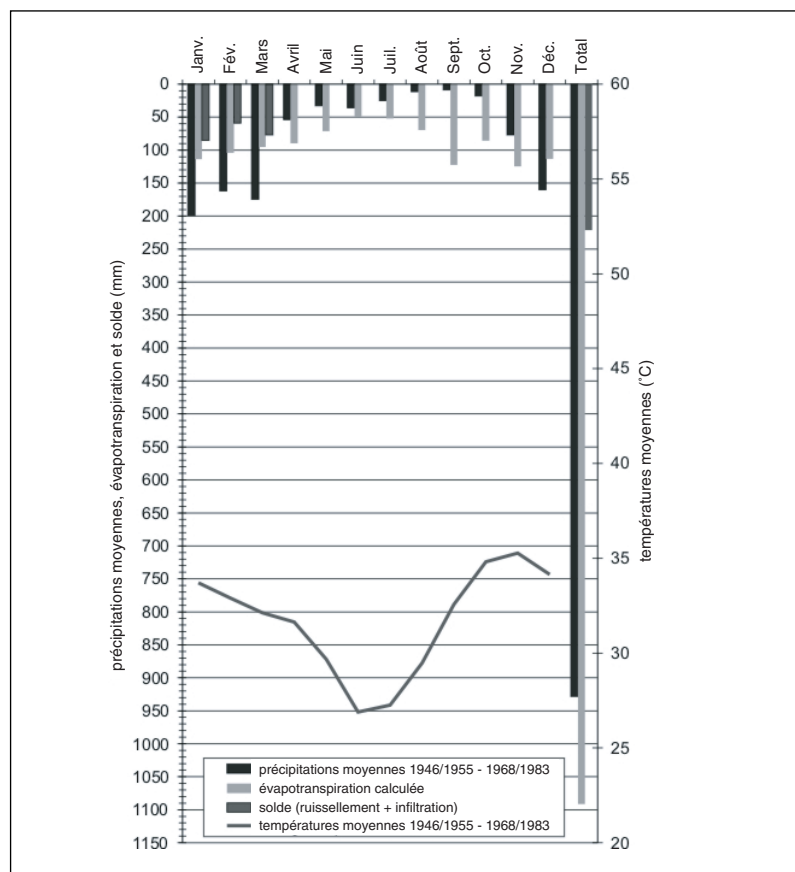


Figure 3.24 : Bilan sur le district de Caia (Mozambique, 2000) préparé par ACF à partir de données locales et au moyen de l'approche par l'amont. Le calcul est basé sur la méthode de Thornthwaite (voir Annexe 6) et sur un pas mensuel.

Le détail de la mise en œuvre de ces méthodes est présenté dans l'Annexe 6. Un exemple est donné à la figure 3.24.

4.4 Qualité des eaux souterraines

Les eaux souterraines sont réputées de bonne qualité pour la consommation humaine. Les risques de contaminations biologiques sont généralement limités dans les milieux continus, ce qui est un intérêt majeur dans le cadre de nos programmes. Cependant, la minéralisation particulière de l'eau des nappes (polluants naturels tels que l'arsenic ou le fluor) peut conduire à des problèmes sanitaires chroniques chez les consommateurs. Lorsque ce risque de pollution naturelle existe, les pluies ou les eaux superficielles deviennent des ressources alternatives. Les différents types d'analyse des eaux et leur interprétation, ainsi que les mesures de protection des eaux souterraines, sont présentés au chapitre 4 et dans l'Annexe 10.

4.4.1 ASPECTS SANITAIRES

Les éléments essentiels (appelés *ions majeurs*) ainsi que certains éléments-traces (fer, zinc, cuivre, manganèse, etc.) sont considérés comme importants pour la santé de l’homme. Les eaux souterraines fournissent l’essentiel de l’apport quotidien de certains de ces minéraux, mais une ration alimentaire diversifiée et équilibrée est la meilleure manière d’assurer des apports suffisants.

À l’exception des pollutions agricoles (pesticides, fertilisants), les pollutions chimiques des eaux souterraines sont principalement d’origine naturelle, résultat des interactions entre la roche et l’eau. Les éléments toxiques constituent un risque sanitaire aigu s’ils sont ingérés à haute dose (empoisonnement), ou peuvent conduire à des pathologies chroniques s’ils sont consommés à faible concentration mais sur une longue période. Le problème majeur reste néanmoins la contamination microbiologique des eaux.

Des normes de qualité des eaux destinées à la consommation, ainsi que des réglementations correspondantes, ont été définies sur la base des risques sanitaires connus ou supposés (recommandations de l’OMS et normes nationales, par exemple).

4.4.2 SIGNATURES CHIMIQUES

Une analyse des principaux éléments chimiques (les majeurs notamment) présents dans une eau permet de la caractériser. En comparant diverses analyses, il est possible d’identifier des “signatures” chimiques qui permettent de différencier différents aquifères, ou de mettre en évidence le fonctionnement de systèmes naturels (infiltration d’eau de surface, zone de mélange...). Le tableau 3.XI présente les valeurs moyennes de paramètres qui révèlent différents aquifères de socle en Afrique occidentale. Le tableau 3.XII résume les résultats d’un suivi de qualité des eaux réalisé par ACF en Ouganda.

Tableau 3.XI : Qualité des eaux souterraines de socle (d’après l’Université d’Avignon, 1990).

Niveau	Aquifère	pH	Conductivité (µS/cm)	Minéralisation (mg/l)
Moyen	gravier granitique	7,2	125	122
	gravier schisteux	7,6	172	165
Inférieur	schistes fissurés	7,9	404	326
	granites fissurés	6,6	380	386
	vieux grès	6,9	190	251

Table 3.XII : Qualité des eaux souterraines de socle (valeurs annuelles moyennes 1996-1998, ACF, Ouganda).

Origine de l’eau	Niveau	Aquifère	Conductivité (µS/cm)	Température (°C)
Forages (40)	moyen / inférieur	graviers de granito-gneiss	180–400	24–26
Sources (5)	supérieur	altérites	100–130	24–27

L'analyse des isotopes intrinsèques de l'eau (deutérium ^2H et oxygène ^{18}O) ainsi que de l'isotope stable ^{13}C permettent de retracer l'origine de l'eau souterraine. L'analyse des isotopes radioactifs (^3H et ^{14}C) permet d'estimer l'âge des eaux souterraines (temps de transit). Les programmes humanitaires sont parfois confrontés à des problèmes hydrogéologiques complexes. Les analyses chimiques et isotopiques sont des outils qui peuvent se révéler très utiles à la compréhension du fonctionnement de ces milieux naturels. L'assistance d'un laboratoire d'analyse est cependant indispensable.

Analyse et qualité de l'eau

1	Qualité de l'eau et stratégie d'intervention	96	3.3.5	<i>Oxygène dissous</i>	115
1.1	Qualité de l'eau et santé publique	96	3.3.6	<i>Dureté</i>	116
1.2	Qualité de l'eau et profil de programme	96	3.3.7	<i>Température</i>	116
1.2.1	<i>Programmes d'urgence</i>	96	3.3.8	<i>Turbidité</i>	117
1.2.2	<i>Programmes à long terme</i>	97	3.4	<i>Ions majeurs</i>	117
1.3	Qualité de l'eau aux différentes phases du programme	97	3.4.1	<i>Calcium et magnésium</i>	117
1.3.1	<i>Sélection de la ressource en eau</i>	98	3.4.2	<i>Chlorures</i>	117
1.3.2	<i>Contrôle de la qualité de l'eau</i>	99	3.4.3	<i>Fer</i>	117
1.4	Ressource en eau et qualité de l'eau	100	3.4.4	<i>Nitrates et composés azotés</i>	118
1.4.1	<i>Eau de pluie</i>	100	3.4.5	<i>Phosphates</i>	119
1.4.2	<i>Eaux de surface : cours d'eau</i>	101	3.4.6	<i>Sodium et potassium</i>	119
1.4.3	<i>Eaux de surface stagnantes : mares villageoises</i>	102	3.4.7	<i>Sulfates et hydrogène sulfuré</i>	119
1.4.4	<i>Eaux souterraines</i>	103	3.5	<i>Éléments-traces et minéraux toxiques</i>	119
2	Normes et directives	104	3.5.1	<i>Arsenic</i>	119
2.1	Concept de pollution	104	3.5.2	<i>Chlore</i>	120
2.2	Concept de toxicité	105	3.5.3	<i>Fluor</i>	120
2.3	Normes de qualité, directives et indicateurs	106	3.5.4	<i>Plomb</i>	120
2.3.1	<i>Application pratique des normes de qualité de l'eau</i>	106	3.5.5	<i>Manganèse</i>	120
2.3.2	<i>Directives de l'OMS</i>	107	3.5.6	<i>Autres éléments</i>	120
2.3.3	<i>Projet Sphère 2004</i>	107	3.6	<i>Indices biologiques</i>	121
3	Indicateurs de qualité	110	4	Analyse de l'eau	121
3.1	Enquêtes sanitaires et évaluation des risques liés à la qualité de l'eau	110	4.1	<i>Échantillonnage</i>	121
3.1.1	<i>Enquêtes sanitaires</i>	110	4.1.1	<i>Méthodologie</i>	121
3.1.2	<i>Inspections sanitaires</i>	112	4.1.2	<i>Récipients</i>	121
3.2	Analyses biologiques	112	4.1.3	<i>Modification des échantillons et conservation</i>	121
3.2.1	<i>Organismes pathogènes présents dans l'eau</i>	113	4.1.4	<i>Recommandations spécifiques</i>	122
3.2.2	<i>Analyses bactériologiques</i>	113	4.2	<i>Méthodes d'analyse</i>	123
3.3	Caractéristiques physico-chimiques	114	4.2.1	<i>Méthodes</i>	123
3.3.1	<i>Acidité (pH)</i>	114	4.2.2	<i>Utilisation d'un mini-laboratoire</i>	126
3.3.2	<i>Alcalinité</i>	114	4.3	<i>Présentation des résultats et interprétation</i>	126
3.3.3	<i>DBO, DCO, oxydabilité</i>	115	4.3.1	<i>Présentation des résultats</i>	126
3.3.4	<i>Conductivité et solides dissous totaux</i>	115	4.3.2	<i>Représentativité</i>	127
			4.3.3	<i>Interprétation</i>	128

La qualité de l'eau est déterminée par des paramètres physiques, chimiques et biologiques, mais elle est définie également par les caractéristiques de la ressource en eau, le système d'alimentation et son utilisation finale. Les normes de qualité de l'eau dépendent de l'usage qui en sera fait : consommation humaine (boisson, préparation des aliments, hygiène domestique et personnelle), production alimentaire (agriculture ou élevage), industrie et environnement.

Dans le cadre de programmes humanitaires, les aspects qualitatifs liés à la consommation humaine revêtent cependant une importance majeure du fait de leurs implications sanitaires. Différents systèmes normatifs coexistent, et la plupart des pays ont leurs propres normes de référence. Les directives internationales les plus largement reconnues quant aux normes de qualité de l'eau sont cependant données par l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS).

Le respect des normes de qualité de l'eau peut s'avérer une tâche difficile et impliquer la mise en place de systèmes non durables à l'échelle de la communauté. Dans de tels cas, un système produisant une qualité d'eau imparfaite peut se révéler approprié, mais des paramètres critiques de qualité doivent cependant être respectés pour faire face aux risques sanitaires majeurs. En tout état de cause, l'accès à l'eau en quantités suffisantes doit être considéré comme la priorité essentielle afin de garantir l'alimentation en eau, la production alimentaire et les activités relatives à l'hygiène.

Toutes les situations ne sont pas liées aux mêmes risques sanitaires. Un camp de réfugiés, au maximum de ses capacités, sans accès à l'eau et sans installations sanitaires représente une situation à haut risque ; la qualité de l'eau sera alors un point particulièrement important lors de la définition d'un programme. De même, l'attention portée aux normes sera plus stricte dans le cas de centres de santé ou de centres nutritionnels, que pour des points d'eau destinés à l'usage communautaire courant.

1 Qualité de l'eau et stratégie d'intervention

1.1 Qualité de l'eau et santé publique

Un apport d'eau de bonne qualité et en quantités suffisantes est essentiel pour la santé. Un grand nombre de maladies liées à l'eau sont à mettre sur le compte de sa faible qualité, caractérisée par une contamination chimique ou microbiologique (tabl. 4.I).

Les diarrhées sont un des problèmes de santé majeurs, avec environ 4 milliards de cas chaque année (OMS, 2000). L'impossibilité d'accéder à une eau propre est une des principales causes de transmission de la diarrhée. Un grand nombre de maladies infectieuses sont transmises par des agents pathogènes fécaux par la voie fécale-orale, qui représente le lien principal existant entre qualité de l'eau et santé publique. Le but de la plupart des programmes d'eau et assainissement est de bloquer les voies potentielles de transmission de ces maladies, la surveillance de la qualité de l'eau permet de contrôler ces voies et d'évaluer l'efficacité du programme.

Tableau 4.I : Groupes de maladies liées à la qualité de l'eau.

Groupe	Exemples de maladies
Maladies d'origine hydrique causées par l'ingestion d'eau biologiquement contaminée (<i>water borne</i>)	Diarrhées (dysenterie : diarrhée sanglante, choléra, giardiose, typhoïde, etc.) Hépatite infectieuse (A, E) Amibiase
Maladies d'origine aquatique, transmises par contact avec l'eau (<i>water based</i>)	Schistosomiase, dracunculose (ver de Guinée)
Maladies causées par l'ingestion d'eau de boisson chimiquement contaminée	Fluorose (fluor), cancer de la peau (arsenic), saturnisme (intoxication au plomb)

1.2 Qualité de l'eau et profil de programme

1.2.1 PROGRAMMES D'URGENCE

Les contextes d'urgence sont habituellement caractérisés par une forte vulnérabilité des populations et par un risque épidémique élevé. Une réponse rapide et efficace visant à couvrir les besoins essentiels de la population est donc prioritaire. C'est le cas de la mise en place de camps de réfugiés ou de personnes déplacées. Dans ces contextes, la

qualité microbiologique de l'eau est une question majeure si l'on considère que de nombreuses épidémies sont liées à la qualité de l'eau. Le traitement de l'eau est donc fortement recommandé et la méthode la plus couramment employée est la chloration.

Lorsque l'eau est claire, la chloration élimine efficacement les contaminations fécales (elle est cependant moins efficace contre la plupart des virus, des kystes de protozoaires et des œufs d'helminthes que contre les bactéries). Les eaux turbides nécessitent un traitement préliminaire avant chloration ; la pratique habituelle est la floculation chimique (cf. chap. 12).

Le chlore résiduel protégera l'eau des contaminations ultérieures durant une période de temps limitée suivant la désinfection initiale. Un contrôle du chlore résiduel doit être pratiqué quotidiennement au niveau des points de distribution.

Le contrôle de qualité de l'eau doit être systématique et faire l'objet d'un rapport en bonne et due forme :

- a) contrôle quotidien de l'eau traitée, par la mesure du chlore résiduel libre (avec *pool tester*) au niveau des sites de distribution (robinets) et des réservoirs de stockage des centres nutritionnels thérapeutiques et des centres de santé,
- b) contrôle aléatoire régulier de la contamination microbiologique (numération des coliformes fécaux), dans les cas où aucune chloration n'est pratiquée,
- c) analyse chimique quotidienne afin de déterminer la quantité de floculant nécessaire et de contrôler l'eau traitée, dans les cas où un prétraitement est réalisé (produits de floculation).

Remarque. – Les programmes d'urgence étant conduits sur le court terme (limités à quelques mois en général), le risque de développement de maladies chroniques par ingestion de polluants chimiques reste limité. Cette question n'est donc pas considérée comme une priorité. La vérification des paramètres organoleptiques, tels que le goût, l'odeur (y compris liés au chlore), la couleur de l'eau, et celle des paramètres physico-chimiques, est de peu d'intérêt. Elle ne doit être considérée que si la population juge la qualité de l'eau inacceptable.

1.2.2 PROGRAMMES À LONG TERME

Ces programmes suivent une approche plus communautaire et sont donc orientés en vue de l'autonomie des populations vis-à-vis de l'utilisation de la ressource en eau, mais aussi du maintien de la qualité tout au long de la chaîne de distribution : depuis les points d'eau jusqu'aux systèmes de stockage domestique. Dans ce contexte, la sélection appropriée de la ressource en eau (et son usage) doit permettre de remplir les conditions suivantes :

- a) la qualité chimique de l'eau ne doit pas avoir d'impact négatif sur la santé publique (une attention particulière doit être portée au risque potentiel de maladies chroniques dues à des toxiques chimiques tels que l'arsenic, le fluor, etc.),
- b) la population doit accepter de consommer l'eau qui lui est fournie (pas de problèmes liés au goût, y compris au chlore, à la salinité, à l'odeur ou à la coloration),
- c) l'utilisation de la ressource en eau doit inclure un contrôle durable du risque de contamination biologique (conception appropriée des points d'eau, participation de la communauté et des institutions à la maintenance de l'infrastructure et suivi de la qualité de l'eau).

Le maintien de la qualité biologique (protection de la ressource en eau face aux risques de recontamination et utilisation correcte de l'eau) dépendra de la gestion du point d'eau et des programmes de promotion de l'hygiène, par le biais d'une formation appropriée de promoteurs de l'hygiène. Ces programmes doivent conduire à une durabilité du suivi de la qualité de l'eau. Cette durabilité sera obtenue grâce à une collaboration appropriée avec les institutions attitrées (ministère du Développement rural, par exemple) ou les partenaires locaux (ONG ou groupes communautaires locaux, etc.).

1.3 Qualité de l'eau aux différentes phases du programme

Dans le cadre d'un programme standard d'approvisionnement en eau, l'analyse de la qualité de l'eau doit être prise en compte aux différentes étapes de mise en œuvre du projet : sélection de la ressource en eau, validation du point d'eau construit, et *monitoring* de la qualité de l'eau du point d'eau au niveau domestique (stockage) (tabl. 4.II et 4.XV).

Tableau 4.II : Objectifs de l'analyse de la qualité de l'eau selon l'étape du programme.

Lieu	Objectifs de l'analyse de qualité de l'eau
Ressource en eau	Confirmer la qualité de l'eau de la ressource et identifier, par le biais de ses caractéristiques, sa vulnérabilité à la contamination Déterminer les nécessités de traitement
Captage (eau de surface, puits, etc.)	Vérifier l'efficacité du captage Assurer une protection vis-à-vis des risques de contamination ou de recontamination
Système de traitement	Ajuster l'activité du traitement Vérifier l'efficacité du traitement
Système d'alimentation	Détecter les sources de contamination possibles et les causes correspondantes (maintenance, propreté, failles techniques, etc.) Contrôler l'utilisation de l'eau au niveau des points de distribution
Transport et stockage domestiques	Étudier les habitudes de la population quant à l'utilisation de l'eau (transport et stockage) Définir les messages de promotion de l'hygiène afin de favoriser une utilisation correcte de l'eau

Les paramètres de qualité de l'eau peuvent présenter des variations significatives, en particulier les paramètres microbiologiques. Ils doivent donc être contrôlés régulièrement, comme l'illustrent les exemples suivants :

- Dans le cas d'un camp de réfugiés ou de toute zone avec une forte concentration de population utilisant la même ressource en eau, un stress sur la quantité d'eau disponible peut avoir un impact sur la *qualité microbiologique* au niveau des points d'eau surexploités. Lorsque l'assainissement est inadéquat, il y a un risque de contamination de la ressource elle-même.

- Les variations saisonnières de la ressource, qu'il s'agisse d'une nappe phréatique, de sources ou de cours d'eau, peuvent avoir un impact direct sur la *qualité chimique* de l'eau. Des concentrations élevées en sels indiquées par une forte conductivité sont observées à la fin de la saison sèche ou au début de la saison des pluies ; ces sels sont libérés dans la nappe par lessivage des minéraux ou durant les crues (il en va de même de nombreux minéraux toxiques).

1.3.1 SÉLECTION DE LA RESSOURCE EN EAU

1.3.1.1 *Qualité des ressources en eau à l'échelle régionale*

Il est, dans la plupart des situations, extrêmement difficile de modifier de manière durable la qualité chimique de l'eau brute. Les paramètres chimiques doivent donc être évalués avec prudence avant toute mise en œuvre d'un programme, particulièrement dans le cas d'interventions sur le long terme, dans lesquelles les maladies chroniques représentent un risque réel (arsenic et cancers de la peau, par exemple).

Lors de l'évaluation des paramètres hydrologiques (ou hydrodynamiques) de la ressource en eau (par exemple en contrôlant au hasard des points d'eau existants), on examinera les aspects chimiques de la qualité de l'eau afin d'établir la faisabilité technique du projet et sa durabilité (la ressource en eau pourrait se trouver potentiellement affectée par des polluants naturels). Ce contrôle est susceptible d'influencer les choix techniques pour le développement de futurs points d'eau, et il est fondamental à l'heure de déterminer quelle ressource sera utilisée. On pourra par exemple donner la préférence à des puits peu profonds plutôt qu'à des forages, s'il existe une contamination potentielle par des toxiques minéraux comme l'arsenic ou le fluor.

Certains paramètres peuvent présenter une variabilité géographique. Les données correspondantes seront donc reportées sur des cartes où figureront chacune des substances chimiques (paramètres principaux, conductivité et,

éventuellement, minéraux toxiques). D'autre part, les paramètres chimiques tels que la conductivité ou les concentrations en minéraux toxiques sont soumis à des variations saisonnières. Ils doivent être contrôlés au niveau de sites sélectionnés clairement identifiés (stations) et enregistrés par le biais de la cartographie.

Afin de définir les risques majeurs liés à la qualité de l'eau, les données de contrôle de qualité seront croisées avec les données médicales (par exemple : taux de fluorose dentaire, distribution des cancers de la peau – dus à la présence d'arsenic libre –, etc.).

Dans la plupart des cas, les eaux de surface ou les eaux de pluie sont des alternatives à l'utilisation des eaux souterraines si celles-ci sont affectées par une pollution chimique. Mais si la seule ressource disponible est dangereuse pour la consommation humaine et qu'aucun traitement n'est accessible, l'agence responsable du programme doit décider de son annulation en appliquant le principe de précaution. Cette décision critique ne doit être prise qu'après que des discussions ont été menées au plus haut niveau. Elle doit être accompagnée d'actions de sensibilisation auprès des institutions nationales et internationales concernées, afin de créer une prise de conscience vis-à-vis des risques encourus et d'encourager la recherche de solutions alternatives.

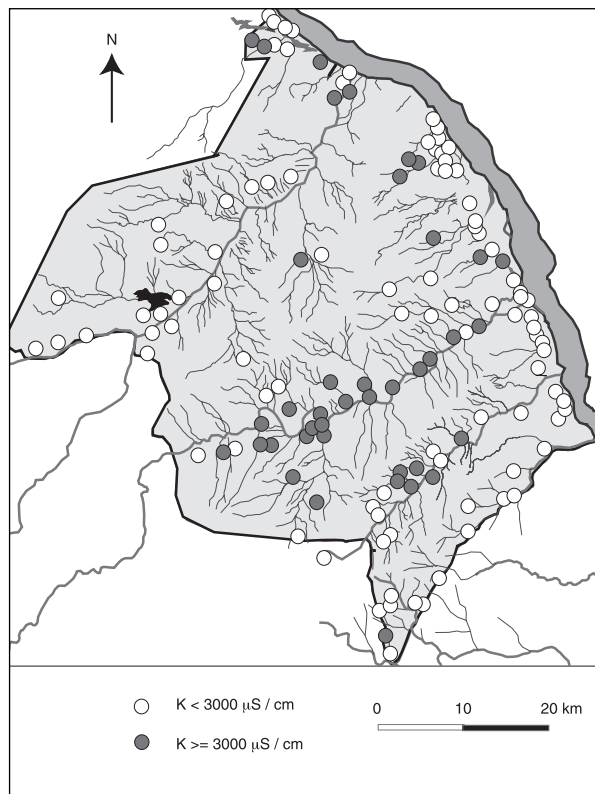
La carte présentée en figure 4.1 a été dressée dans le cadre d'une étude de faisabilité. Son objectif est d'identifier les zones présentant une conductivité $> 3000 \mu\text{S}/\text{cm}$ (cercles noirs) et donc un risque sérieux du point de vue de l'acceptation par les consommateurs. Sur ces sites, le choix d'une ressource alternative était recommandé : eaux de pluie, eaux de surface, etc.

1.3.1.2 Vérification de la qualité au point d'eau

Après réalisation de la partie technique du travail, et avant que l'installation ne soit livrée, on analysera les paramètres chimiques et microbiologiques afin de confirmer la qualité de l'eau (en partie aussi afin de respecter les objectifs contractuels vis-à-vis des institutions ou de la communauté locales). Dans le cas d'une réhabilitation d'un point d'eau ou d'un réseau, deux contrôles de qualité microbiologique (*E. coli*) doivent être faits, avant et après l'intervention technique, afin de mesurer l'efficacité de l'activité réalisée.

Remarque. – Certains paramètres peuvent être contrôlés durant la construction des points d'eau afin d'anticiper certains problèmes. Des mesures régulières de conductivité sont par exemple effectuées durant les forages. Dans les cas où la présence de substances toxiques est suspectée, des analyses plus spécifiques peuvent être entreprises. L'arsenic par exemple, qui est un problème potentiel dans les régions situées au long du delta du Mékong et au Népal, est donc maintenant contrôlé par ACF, au Cambodge, pendant la réalisation des forages.

Figure 4.1 : Carte de conductivité (Mozambique, ACF, 1999).



1.3.2 CONTRÔLE DE LA QUALITÉ DE L'EAU

1.3.2.1 Contrôle de la qualité de l'eau fournie

Le contrôle de la qualité de l'eau fournie concerne les risques de recontamination dans le système. L'objectif est de détecter toute source de contamination et de déterminer ses causes. Le contrôle doit être effectué à tous les niveaux du système : captage, stockage, conduites et points de distribution.

La contamination peut être due à des défauts techniques ou de maintenance. On citera, par exemple, les contaminations microbiologiques par réinfiltration de l'eau tirée à travers les fissures d'un aménagement de surface de puits (trottoir), suite à une étanchéité inadéquate autour de la dalle d'un forage, en cas d'absence de barrières délimitant un périmètre autour du puits, etc. La contamination d'un point d'eau ou d'un réseau de distribution peut aussi être causée par des problèmes liés à l'environnement de l'ouvrage, comme un assainissement inadéquat, l'utilisation de fertilisants dans des cultures à proximité, la présence de bétail, une activité industrielle proche de l'aire de captage, etc.

Les paramètres à contrôler au niveau du point d'eau ou du réseau de distribution sont essentiellement biologiques (algues, etc.) et microbiologiques (coliformes fécaux). Le contrôle peut être réalisé de la manière suivante :

- *contrôles de routine* de la qualité microbiologique de l'eau : la fréquence des analyses dépend de la probabilité des risques sanitaires spécifiques (épidémies) et de l'état du système,

- *inspections sanitaires* des points d'eau et du réseau de distribution : cette activité, à développer avec les institutions locales concernées, correspond à un protocole de contrôle complet, dépendant de chaque type d'approvisionnement en eau. Il permettra de vérifier l'état, l'utilisation et la maintenance de l'installation (par exemple, si le trottoir du puits est fissuré ou endommagé, etc., voir annexe 7B). Le comité de point d'eau doit être impliqué dans ces tâches.

En cas de *risque toxique régional*, le contrôle des paramètres chimiques majeurs est réalisé deux fois par an, après la fin de la saison sèche et de la saison des pluies, afin de vérifier que la ressource en eau est exploitable toute l'année.

1.3.2 2 Contrôle au niveau domestique (monitoring)

C'est l'aspect le plus important car il affecte directement la santé de la population-cible. Ce type de contrôle est aussi le plus difficile à réaliser car il est influencé par toutes les étapes de la chaîne de distribution (depuis le point d'eau jusqu'aux foyers), aussi pour réaliser un contrôle efficace il faut choisir un échantillon de foyers représentatif de la communauté. En effet, les modalités peuvent être différentes d'un foyer à l'autre, selon les pratiques de transport et de stockage de l'eau, les comportements d'hygiène, etc. De plus, ces pratiques peuvent aussi se modifier dans le temps ; durant la saison des pluies, par exemple, les populations pourront être amenées à utiliser de l'eau provenant de sources non protégées telles que des mares et des cours d'eau saisonniers, la qualité de cette eau doit donc aussi être contrôlée.

Le principal paramètre à prendre en compte est la *contamination fécale* (cf. § 3.2.2), indiquée par les numérations de coliformes fécaux. Ce contrôle de contamination fécale doit être complété par une *inspection sanitaire* (cf. § 3.1) : propreté, conditions du stockage domestique de l'eau, pratiques d'hygiène, etc..

Les interventions visant à préserver la qualité de l'eau au niveau domestique consistent essentiellement à promouvoir l'hygiène et à fournir les moyens de la pratiquer correctement, c'est-à-dire de disposer de conditions appropriées de stockage de l'eau et d'installations sanitaires correctes.

1.4 Ressource en eau et qualité de l'eau

1.4.1 EAU DE PLUIE

Remarques générales sur la qualité

Les principaux avantages de l'eau de pluie pour la consommation humaine sont les suivants :

- risque très faible de contamination biologique et chimique ;
- très faible conductivité ;
- très faible turbidité.

L'utilisation exclusive des eaux de pluie peut sur le long terme causer des problèmes de santé dus à leur faible teneur en minéraux.

Facteurs de pollution

- Particules de poussière issues des toits et des gouttières.
- Pollutions de surface directes et contaminations animales dans le cas des systèmes de stockage ouverts.
- Contamination biologique des tanks de stockage principaux (algues, parasites, bactéries).
- Développement d'une turbidité dans le cas d'un manque de maintenance des réservoirs, des impluviums, des gouttières (principalement au début de la saison des pluies).

- Alcalinisation par réaction de l'eau sur les enduits intérieurs des réservoirs neufs.
- Présence possible de résidus de combustion, d'émissions et de poussières industrielles en suspension dans l'atmosphérique, y compris des concentrations élevées en NO et SO₂ (pluies acides en Inde). Ce risque est minime dans la plupart des zones.

Même si la qualité des eaux de pluie, en elle-même, est bonne, les systèmes de captage et de stockage sont facilement contaminés et la qualité de l'eau fournie est habituellement médiocre. Les eaux de pluie sont donc essentiellement utilisées pour l'usage domestique.

Autres désavantages

Le développement de larves de moustiques et autres insectes dans les réservoirs de stockage implique un risque potentiel de *maladies liées aux insectes vecteurs* correspondants (malaria, etc.).

Analyses recommandées

- Contrôles microbiologiques réguliers au niveau des réservoirs de stockage et des points de distribution.
- Les concentrations en NO et SO₂ et les valeurs de pH doivent être vérifiées en début de programme, et par la suite à une fréquence annuelle.

1.4.2 EAUX DE SURFACE : COURS D'EAU

Remarques générales sur la qualité

Parmi les principales caractéristiques des eaux de surface, on peut citer les suivantes (cf. encadré 4.1) :

- La contamination biologique est habituellement élevée, particulièrement lorsque le cours d'eau traverse des zones habitées.
- Le risque toxique liés à des éléments minéraux est limité. Ceci implique que les eaux de surface représentent une alternative adaptée aux eaux souterraines naturellement contaminées.
- Elles fournissent une solution rapide, pour le court terme, dans le cas d'un problème temporaire (pollution, problème de pompage, etc.).
- Un certain nombre d'indicateurs biologiques (algues, plantes, poissons) facilitent l'identification des pollutions.
- La turbidité est habituellement élevée, avec un risque d'adsorption de pathogènes sur les particules en suspension.

Facteurs de pollution

- Protection faible vis-à-vis des risques de contamination directe (par exemple contaminations fécales animales ou humaines).
- Présence de matières organiques (dont la dégradation cause une diminution des niveaux d'oxygène dissous).
- Présence d'éléments nutritifs pour les végétaux (issus par exemple de pollutions agricoles) pouvant conduire à des processus d'eutrophisation.
- Présence possible de pesticides (organochlorés, organophosphatés, carbamates, etc.), si leur usage est habituel sur la zone.

Analyses recommandées

- Analyses régulières : biologiques, de turbidité, mais aussi de conductivité comme indicateur de pollution occasionnelle.
- Analyse complète des éléments majeurs et des minéraux toxiques en début de programme, puis deux fois par an (en fin de saison sèche et fin de saison des pluies, afin de prendre en compte les phénomènes de concentration ou de dilution).
- Analyses régulières des concentrations en PO₄, NO₃, K, essentiellement vis-à-vis des risques de pollution agricole, y compris pesticides et fertilisants ; ou encore dans les cas où le contrôle de conductivité montre une croissance inattendue des valeurs.

Évolution naturelle de la qualité des eaux de surface

La qualité de l'eau d'une rivière est soumise à un processus d'évolution naturelle depuis la source jusqu'à l'embouchure :

- Évolution du profil par érosion régressive : les courants en amont charrient les matériaux grossiers ; en aval, ils transportent des particules plus fines. La taille des dépôts est décroissante vers l'aval.
- Évolution physico-chimique et minéralisation : les concentrations en matières organiques et en minéraux dissous croissent de l'amont vers l'aval, conjointement à une diminution de l'oxygène dissous et à une augmentation de la température de l'eau.
- Évolution biologique : l'activité biologique et en particulier la présence de bactéries augmente de l'amont vers l'aval, avec des implications correspondantes pour la décomposition des matières organiques.

Pollution des eaux de surface par des matières organiques

L'introduction de matières organiques dans le cours d'une rivière modifiera en aval ses conditions environnementales naturelles :

- Diminution de l'oxygène dissous due à la dégradation aérobie de la matière organique : ce phénomène constitue sous des conditions spécifiques un processus d'auto-purification.
- Modification des paramètres physico-chimiques : augmentation de la température, du pH, et de la concentration en ammoniac (NH_3).
- Sédimentation des boues anaérobies, avec libération de gaz méthane (CH_4) et de sulfure de fer (pyrites de fer).
- Augmentation de la minéralisation pouvant causer une eutrophisation.

Eutrophisation

Ce phénomène peut être causée par des processus naturels (épisodes saisonniers de prolifération d'algues lacustres par exemple) ou artificiels (pollutions, excès d'éléments minéraux, phosphates provenant de détergents, etc.).

Les étapes du processus sont les suivantes : augmentation de la population de phytoplancton, augmentation de la turbidité, concentrations des algues dans les couches supérieures et mort soudaine de la végétation, suivie de l'installation de matières organiques, de la diminution des niveaux d'oxygène, et diagenèse.

L'eutrophisation conduit à une augmentation significative du pH liée à une libération de substances toxiques, telles que NH_3 , qui affecte négativement la qualité de l'eau destinée à la consommation.

Encadré 4.1

Phénomènes spécifiques relatifs à la qualité des eaux de surface.

1.4.3 EAUX DE SURFACE STAGNANTES : MARES VILLAGEOISES

Le chapitre 19 présente ces ouvrages, en différenciant notamment les mares alimentées par recueil des eaux de ruissellement (mares fortement contaminées) et les “mares impluvium” alimentées par collection directe des eaux de pluie (mares dont le niveau de contamination dépend de la maintenance de l'ouvrage).

Remarques générales sur la qualité

Parmi les caractéristiques relatives à la qualité chimique et biologique des eaux des mares, on peut citer les suivantes :

- La présence de parasites peut représenter un risque élevé par ingestion (par exemple la contamination de l'eau de boisson par la douve intestinale *Fasciolopsis*), ou par contact (c'est par exemple le cas de cercaires de *Schistosoma* qui traversent la barrière cutanée).

- La présence de bactéries (éventuellement pathogènes, par exemple *Salmonella sp.*) dépend des conditions naturelles et du mode d'approvisionnement en eau de la mare. Les risques de contamination fécale sont élevés dans le cas des mares alimentées par des écoulements de surface.

- La concentration en minéraux toxiques naturels est limitée (les mares peuvent représenter une alternative utile aux eaux souterraines minéralisées, cf. ACF au Myanmar).

- La minéralisation anaérobie active implique un recyclage rapide de la matière organique (auto-purification).

- Un grand nombre d'indicateurs biologiques (algues, plantes, poissons) facilitent l'identification des pollutions.

Facteurs de contamination

- Contamination fécale des mares villageoises, causée en particulier par la présence d'animaux domestiques et le partage de l'eau avec le bétail.
- En cas de crues ou de cyclones, les mares, tout comme les puits, sont particulièrement vulnérables à toute contamination de surface.
- Dans les cas de pollution agricole, les mares et les lacs peuvent concentrer les éléments toxiques (comme dans le cas de la mer d'Aral et des lacs qui lui sont liés dans le Karakalpakstan).

Analyses recommandées

- Observation directe des indicateurs biologiques, parasites et larves de moustiques.
- Observation directe de possibles contaminations fécales (excréments, traces d'animaux).
- Analyses bactériologiques régulières (indicateurs de contamination fécale).

Facteurs négatifs

Ces sites sont susceptibles de contribuer à l'insalubrité générale de la zone (malaria, moustiques, gaz des marais : CH₄).

Remarque. – Les mares diffèrent des lacs par leur profondeur limitée et leurs caractéristiques environnementales spécifiques :

- la lumière du jour peut atteindre le fond, autorisant la colonisation par des végétaux ;
- la température de l'eau est homogène (pas de thermocline, contrairement aux lacs) ;
- la présence d'éléments minéraux dissous est homogène ;
- en l'absence de vent, la couche d'eau superficielle bénéficie de l'action désinfectantes des UV solaires.

1.4.4 EAUX SOUTERRAINES

Remarques générales sur la qualité

Les eaux souterraines présentent généralement une bonne qualité microbiologique et sont peu vulnérables aux pollutions externes. Il faut faire exception des cas tels que celui des karsts ou de certains contextes fracturés (infiltration et circulation rapides de l'eau), ou encore des nappes superficielles non protégées par des terrains réalisant une filtration naturelle.

Cette bonne qualité microbiologique de l'eau souterraine, particulièrement si elle est exploitée par des forages, en fait une ressource idéale pour la consommation humaine. Le principal risque est celui de la contamination chimique, en particulier par la présence de minéraux toxiques en quantité (arsenic et fluor par exemple) dans des contextes très spécifiques.

Remarque. – L'excellente qualité biologique des eaux souterraines est due aux phénomènes suivants :

- filtration et fixation des éléments biologiques par le sol (cf. chap. 13, § 3.5) ;
- conditions anaérobies qui limitent la présence des bactéries (et des composés organiques) ;
- faible quantité de lumière, qui limite la présence de bactéries phototrophes ;
- température basse et stable et, généralement, très faible concentration en nutriments, ce qui limite la croissance bactérienne.

Facteurs de contamination

La bonne qualité biologique des eaux souterraines peut être menacée par des contaminations de surface, essentiellement liées à une exploitation inappropriée de la ressource ; conception inadéquate du point d'eau et manque de protection.

La vulnérabilité de la nappe est étroitement liée à la possibilité de transfert de polluants de surface à travers la zone non saturée et au comportement du "nuage" polluant dans la zone saturée (en relation avec la transmissivité de la nappe). L'eau s'écoulant à travers des dépôts minéraux (tels que des sulfates dans des dolomites, faciès du Trias, gypses) peut développer de hautes concentrations en solides dissous, rendant l'eau désagréable au goût.

Des concentrations en minéraux toxiques naturellement présents peuvent être dues au lessivage de roches ou de formations géologiques spécifiques (quartzites ou méta-sédiments contenant de fortes concentrations en fluor, et dépôts de sulfures libérant de l'arsenic). Les concentrations en éléments dissous sont souvent liées à des réactions d'oxydo-réduction. Au Cambodge, ces phénomènes conduisent à la création d'une zone contaminée en arsenic, à 20-70 m de profondeur, dans les sédiments deltaïques récents du Mékong.

Analyses recommandées

- Analyse complète des éléments majeurs et des principaux minéraux toxiques afin de valider la ressource et le point d'eau.
- Vérification de la conductivité et du pH lors du processus de validation du site.
- Contrôles microbiologiques des points d'eau afin d'identifier les principaux risques : contamination biologique (fécale).
- Contrôle du potassium, des phosphates, et particulièrement des nitrates (NO_3) et des pesticides (atrazine) dans les zones d'agriculture intensive (par exemple dans les champs de coton du Tadjikistan et de l'Ouzbékistan).

2 Normes et directives

2.1 Concept de pollution

La pollution correspond à tous les facteurs directs ou indirects qui peuvent altérer la qualité de l'eau. Cette définition doit prendre en compte le concept de flux polluant (évolution de la "quantité" de pollution avec le temps) et de pollution potentielle (par exemple, la construction de latrines à proximité d'une nappe peu profonde).

La pollution peut résulter d'activités humaines ou de phénomènes naturels, incluant l'impact des animaux et des plantes, et être responsable de la qualité médiocre de l'eau et du non-respect des normes établies pour son usage. Il existe différents types de pollutions :

- *pollutions domestiques* : la contamination fécale est la principale cause de pollution domestique de l'eau. Mais il faut aussi considérer l'abondance de matières organiques et les fortes concentrations en sels minéraux (composés de l'azote, phosphates, etc.), en détergents et en organochlorés ;

- *pollutions agricoles et par le bétail* : les pesticides et fertilisants sont les principales causes de pollution agricole. L'eau peut aussi être contaminée par *E. coli* ou d'autres pathogènes issus de contaminations fécales ;

- *pollutions industrielles* : les rejets industriels (hydrocarbures, produits chimiques, eaux rejetées à haute température etc.) représentent des risques limités dans le contexte des interventions humanitaires ;

- *pollutions naturelles* :

- *pollutions géologiques*, causées par la libération d'éléments solubles dans l'eau, par lessivage de minéraux spécifiques (fluoroapatite, sphalérite Pb-Zn, arsénopyrite et autres). Ces éléments peuvent diffuser à l'occasion d'événements spécifiques (crues), à partir de sources thermo-minérales et à partir de naphte naturel. Ces processus sont complexes et contextuels ; ils dépendent fortement de l'environnement chimique des eaux souterraines ;

- *pollutions microbiologiques et biologiques* (bactéries, virus, pollutions fongiques, protozoaires, helminthes) ;

- *pollutions physiques* (turbidité, température de l'eau, radioactivité).

Les principales sources de pollution de l'eau dans le contexte des programmes humanitaires sont liées aux activités humaines et au cycle fécal-oral de transmission de maladies. Les causes peuvent être, essentiellement : des problèmes d'assainissement (absence de latrines, de ramassage d'ordures, etc.), la contamination de la ressource en eau, une conception inappropriée des points d'eau, une maintenance insuffisante des installations, ou encore des pratiques d'hygiène médiocres (liées à un manque de connaissances ou de ressources pour appliquer des principes d'hygiène).

Dans d'autres cas, une pollution chimique spécifique due à des minéraux toxiques d'origine naturelle peut aussi apparaître et, plus rarement, une pollution due à l'usage de pesticides (par exemple dans le contexte d'activités agricoles intensives dans certains pays d'Asie centrale).

La pollution est décrite en termes de distribution spatiale et temporelle. Elle peut être représentée par un système mathématique différentiel dans lequel le réservoir d'eau est considéré comme une "boîte noire" dont la concentration en

polluants peut être déterminée à partir du bilan des polluants qui y pénètrent et qui en sortent (fig. 4.2). Les principaux paramètres de pollution à considérer sont : son intensité, sa distribution physique (pollution diffuse ou localisée, variabilité verticale, etc.), et son évolution dans le temps.

La pollution peut être chronique (addition continue de polluants), occasionnelle ou cyclique (par exemple un flux polluant lié à la quantité de précipitations). La pollution est souvent spécifique du type de ressource en eau (eaux de surface ou eaux souterraines).

Figure 4.2 : Évolution de la diffusion d'un polluant dans une nappe.

2.2 Concept de toxicité

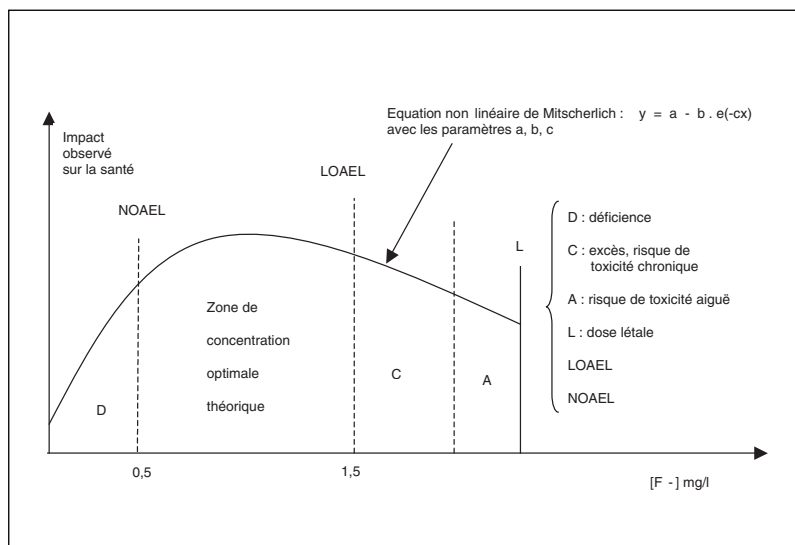
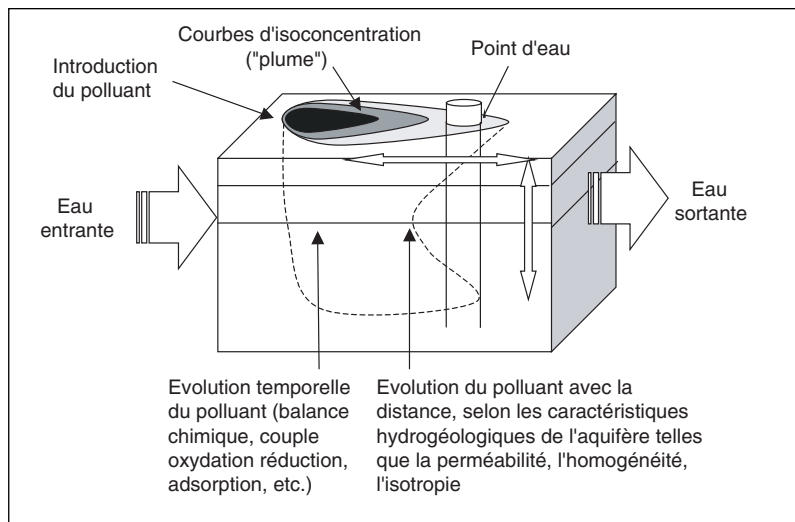
Un élément est dit *toxique* lorsqu'il agit comme un poison, c'est à dire son ingestion (inhalation ou contact) est létale ou produit une maladie grave. Un élément devient toxique dans l'eau au-dessus d'une concentration spécifique, mais il peut être bénéfique, voire essentiel pour la santé de l'homme à des concentrations plus faibles, comme l'illustre le diagramme de Misterlich (fig. 4.3).

Ce type de diagramme peut être illustré par le cas du fluor, problématique rencontrée par ACF sur la côte orientale du Sri-Lanka. Le manque de fluor, en dessous d'une concentration de 0,5 mg/l (zone D sur le diagramme) accroît le risque de carie dentaire. Cependant, au-dessus de 1,5 mg/l (directives OMS, 2003), le fluor cause une fluorose, avec formation de taches colorées sur l'émail dentaire, et affecte le développement du squelette par un processus de toxicité chronique qui touche principalement les enfants en-dessous de 8 ans. Différentes valeurs de toxicité sont définies par l'OMS. Elles varient en fonction du poids de chaque individu. On a en particulier : la dose journalière tolérable (DJT ou *Tolerable Daily Intake*, TDI), la dose sans effet nocif observé (DSENO ou *No Observed Adverse Effect Level*, NOAEL) et la dose minimale pour laquelle un effet nocif a été observé (DMENO ou *Lowest Observed Adverse Effect Level*, LOAEL).

La toxicité a des conséquences différentes en fonction de la concentration de la substance chimique dans l'eau :

- *toxicité aiguë* : maladie ou mort violente et immédiate ;
- *toxicité sub-aiguë* : un certain pourcentage seulement de la population est affectée ;
- *toxicité chronique* : les conséquences apparaissent après une exposition à long terme à des concentrations limitées, avec un effet cumulatif sur l'organisme (cas du fluor et de l'arsenic).

Figure 4.3 : Diagramme de Misterlich.



Les principaux éléments chimiques affectant la santé humaine et rencontrés dans l'eau peuvent être classifiés de la manière suivante :

- éléments essentiels : Na, Mg, K, Ca, Si, P, S, Cl, H, C, O ;
- éléments toxiques : As, Pb, Cd, Al, Ag, Sb, Hg, U, Rn ;
- éléments essentiels toxiques à forte concentration : N, F, Cr, Mn, Fe, Co, Ni, Cu, Zn, Se, Mo, Ba, Be.

2.3 Normes de qualité, directives et indicateurs

2.3.1 APPLICATION PRATIQUE DES NORMES DE QUALITÉ DE L'EAU

Les normes de qualité de l'eau concernent des substances et des paramètres qui peuvent avoir des conséquences sur la santé ou qui peuvent affecter l'acceptabilité (acception ou refus de boire une eau, en fonction de propriétés organoleptiques). Néanmoins, l'OMS, dans ses commentaires (encadré 4.2), souligne que les directives pour la qualité de l'eau de boisson doivent être utilisées en prenant en considération le contexte local ou le niveau des services locaux (qualité moyenne de l'eau distribuée, normes nationales, couverture des besoins en eau de boisson). Des circonstances exceptionnelles (guerres, catastrophes naturelles, etc.) peuvent restreindre l'observation stricte des directives.

Il est donc essentiel que les normes soient suivies avec un certain bon sens, en enquêtant sur les régulations locales et en comparant la qualité de l'eau traditionnellement consommée avec celle de l'eau qui doit être fournie. Il est préférable d'avoir accès à une eau raisonnablement propre mais en quantités suffisantes, plutôt que de disposer d'une eau de haute qualité mais en quantité insuffisante. Un manque d'eau est un frein à l'hygiène personnelle et domestique, et entraîne un risque sanitaire plus important que l'utilisation d'une eau de qualité moyenne.

Dans beaucoup de pays développés et en développement, une forte proportion des systèmes d'approvisionnement en eau des petites communautés n'arrivent pas à respecter les normes de qualité locales ou nationales. Cependant, on doit reconnaître que condamner un large nombre de ressources n'est pas une mesure particulièrement utile et que cela peut même s'avérer contre-productif. Dans de telles circonstances, il est important que des objectifs réalistes pour une amélioration progressive soient décidés en accord avec les distributeurs et prestataires, et mis en œuvre en conséquence. Reconnaisant le fait que la conformité aux directives peut être difficile à atteindre dans certaines situations d'urgence, il peut s'avérer pratique de catégoriser des résultats de qualité de l'eau en les mettant en relation avec des actions prioritaires.

Encadré 4.2

Mise en pratique des normes selon l'OMS, 2003.

Cette flexibilité s'applique en particulier à la contamination microbiologique : les coliformes fécaux sont un indicateur de contamination fécale et leur présence indique seulement un risque potentiel de contamination de l'eau par des pathogènes (cf. § 3.2.2). La norme de 0 col/100 ml pouvant être impossible à atteindre pour de nombreux systèmes d'approvisionnement (par exemple les puits ouverts), une approche binaire – eau polluée/non polluée – n'a qu'une pertinence limitée. L'évaluation du risque de contamination, afin de déterminer notamment des mesures sanitaires additionnelles, s'avère l'approche la plus efficace (cf. § 4.3.3). Cette approche est aussi recommandée par l'OMS (encadré 4.2).

Le niveau de risque relatif à la présence de pathogènes liés à une contamination fécale peut être considéré selon la classification suivante (il ne faut pas perdre de vue que la présence de certains pathogènes particuliers et la susceptibilité de la population à l'infection doivent aussi entrer en ligne de compte lorsque l'on considère le risque sanitaire) :

Risque de pathogènes	Coliformes fécaux /100 ml
Risque faible	0 à 10*
Risque significatif	10 à 50
Risque élevé	50 à 100
Risque très élevé	> 100

* Certains pathogènes ne sont pas liés à des risques fécaux (par exemple certains virus, certains protozoaires, le ver de Guinée, etc.).

Un contrôle sanitaire s'avère nécessaire pour compléter les analyses biologiques afin de déterminer le niveau de risque sanitaire.

2.3.2 DIRECTIVES DE L'OMS (3^e ÉDITION, 2003)

Les tableaux 4.III à 4.V ont été établis à partir de la nomenclature de l'OMS. Les directives couvrent les principaux paramètres relatifs à la qualité de l'eau de boisson, elles sont divisées en deux catégories selon qu'elles sont liées ou non à des questions de santé. Les directives non liées à la santé s'intéressent aux éléments chimiques dont la toxicité n'a pas été démontrée.

Pour ces éléments, l'OMS fournit des recommandations quant aux valeurs maximales acceptables. Dans certains pays, ces éléments sont couverts par les normes fixées dans les directives officielles (cf. annexe 7A, l'exemple des directives françaises "Alimentation en eau potable (AEP)", 1989).

Les paramètres dont la mesure est difficile et qui ne sont pas cause de problèmes fréquents ne sont pas mentionnés dans ce chapitre (le cadmium par exemple). Il est cependant nécessaire de rester vigilant, particulièrement dans des zones urbaines ou industrielles, et de prendre contact avec des spécialistes quand des problèmes particuliers sont suspectés.

De même, il est important de se reporter aux différentes directives pour les substances dangereuses pour la santé, non traitées dans ce livre.

L'application des directives de l'OMS pour la qualité de l'eau de boisson doit être la référence des programmes pour l'eau de boisson, avec une attention toute particulière vis-à-vis de celles traitant des risques sanitaires majeurs. Lorsque ces directives OMS ne peuvent être appliquées, l'action doit être guidée par le principe de précaution (cf. § 1.3.1.1).

2.3.2.1 Directives liées à la santé

Tableau 4.III : Qualité microbiologique de l'eau de boisson. O, origine. S, santé.

Paramètres	Valeurs des directives OMS	Interprétation
<i>E. coli</i> ou coliformes thermotolérants	0 colonie/100 ml	O, S : indicateurs de contamination fécale

Remarque. – Selon l'OMS, l'indicateur de contamination fécale le plus précis est la présence d'*Escherichia coli*, membre du groupe des coliformes thermotolérants (ou fécaux). Dans la pratique, la détection des bactéries coliformes fécales est une alternative acceptable et facile à mettre en œuvre.

2.3.2.2 Directives non liées à la santé (recommandations)

Voir tableau 4.V, pages suivantes.

2.3.3 PROJET SPHÈRE 2004

Le projet Sphère définit les normes à utiliser dans les contextes d'urgence (cf. chap. 2). Les normes Sphère relatives à la qualité de l'eau sont basées sur les directives de l'OMS pour l'eau de boisson, mais incluent aussi certains commentaires et spécifications utiles pour les contextes d'urgence. Des extraits du projet Sphère sont présentés dans l'encadré 4.3.

Paramètres	Valeurs des directives OMS	Interprétation
Arsenic (As)	0,01 mg/l	O : roches, déchets industriels (fer et acier, industries de traitement des métaux précieux) S : effet cancérigène démontré (cancer de la peau)
Chlore (Cl ₂)	5 mg/l	O : produits de désinfection de l'eau
Cuivre (Cu ⁺⁺)	2 mg/l	O : corrosion du cuivre des canalisations d'eau, agriculture NS : couleur et amertume au goût si > 5 mg/l
Fluorure (F ⁻)	1,5 mg/l	O : roches, fertilisants, alimentation (poissons), pollutions industrielles (industrie de l'aluminium) S : fluorose dentaire et osseuse
Plomb (Pb)	0,01 mg/l	O : naturel (galène), industrie chimique, corrosion de canalisations en plomb, traitements de surface S : toxicité neurologique cumulative
Manganèse (Mn)	0,4 mg/l	O : roches contenant du fer S : effets toxiques sur le système nerveux si > 20 mg/l. – NS : turbidité et sapidité si > 0,3 mg/l
Nitrates (NO ₃ ⁻)	50 mg/l	O : contamination fécale, matières organiques, lessivage des sols, fertilisants, eaux usées S : cf. nitrites
Nitrites (NO ₂ ⁻)	3 mg/l	O : matières organiques S : méthémoglobinémie de l'enfant

Tableau 4.IV : Substances chimiques importantes du point de vue sanitaire pour l'eau de boisson.

O, origine. S, santé. NS, non lié à la santé.

Paramètres	Recommandations OMS	Interprétation
Aluminium (Al)	0,2 mg/l	O : coagulants utilisés dans le traitement de l'eau, origine industrielle ou naturelle NS : couleur et problème d'acceptabilité si > 0,2 mg/l
Ammoniaque (NH ₄)	1,5 mg/l	O : matière organique azotée (déchets, eaux usées, plantes, etc.) NS : sapidité et odeur si > 1,5 mg
Chlorure (Cl ⁻)	250 mg/l	O : naturelle (environnement saumâtre), humaine (urine), industrielle S : effet laxatif – NS : goût saumâtre si > 250 mg/l, indicateur de contamination
Dureté	200 mg/l	O : présence de calcium et de magnésium NS : seuil de goût, usage de détergent en excès pour permettre le lavage
Hydrogène sulfuré (H ₂ S)	0,05 mg/l	O : roches, matière organique en conditions anaérobies. S : pas de problèmes en cas d'ingestion, léthal en cas d'inhalation à haute dose.
Sodium (Na ⁺)	200 mg/l	O : Naturelle, industrielle. S : Peut indiquer une contamination (Na est présent dans l'urine) – NS : seuil de goût
Sulfates (SO ₄ ⁻⁻)	250 mg/l	O : naturelle (roches), industrielle S : effet laxatif, problème de goût – NS : eau corrosive pour le béton si > 250 mg/l
Fer (Fe ⁺⁺)	0,3 mg/l	O : roches, coagulants (sulfate ferrique/chlorure ferrique) NS : esthétique, acceptabilité (couleur rouge, goût métallique, odeur de poisson pourri). Les bactéries ferrugineuses peuvent obstruer les canalisations
Zinc (Zn)	3 mg/l	O : industrielle, corrosion des canalisations NS : devient une pollution agricole lorsqu'il est concentré dans le sol

Tableau 4.V : Substances et paramètres de l'eau de boisson pouvant conduire à des problèmes d'acceptabilité.

O, origine. S, santé. NS, non lié à la santé.

PARAMÈTRES ORGANOLEPTIQUES

Paramètres	Recommandations OMS	Interprétation
Couleur	15 TCU	Néant
Conductivité	1000 mg/l 1400 µS/cm	O : solides dissous NS : sapidité
Turbidité	5 UNT	O : matières en suspension, colloïdes, matières dissoutes S : peut impliquer la présence de bactéries dans l'eau suite à leur adsorption sur les particules

Tableau 4.V suite : Substances et paramètres de l'eau de boisson pouvant conduire à des problèmes d'acceptabilité. O, origine. S, santé. NS, non lié à la santé.

Norme de qualité de l'eau

L'eau est agréable au goût, et sa qualité est suffisante pour qu'elle puisse être bue et utilisée pour l'hygiène personnelle et domestique sans que cela ne comporte de risques significatifs pour la santé.

Indicateurs-clés

- Une enquête sanitaire indique un faible risque de contamination fécale.
- Pas de présence de coliformes fécaux pour 100 ml au point de distribution finale.
- Les personnes consommeront l'eau collectée à une source protégée ou traitée, de préférence à celle issue d'autres sources plus faciles d'accès.
- Des mesures sont prises pour minimiser la contamination post-distribution.
- Lorsqu'elle est fournie par le biais de canalisations, ou par tout autre moyen s'il s'agit d'une situation de risque ou d'épidémie diarrhéique, l'eau sera traitée par un désinfectant de telle sorte que le résidu de chlore libre au robinet soit de 0,5 mg par litre et que la turbidité soit inférieure à 5 UNT (unité de turbidité néphélométrique).
- Aucun effet négatif sur la santé ne doit être détecté suite à l'utilisation à court terme d'eau contaminée par des sources chimiques (y compris des résidus de produits chimiques de traitement) ou radiologiques, et les évaluations doivent mettre en évidence une probabilité non significative de ce type d'effet.

Notes d'orientation

- *Qualité microbiologique de l'eau* : les bactéries coliformes fécales (*E. coli* dans plus de 99 % des cas) constituent un indicateur du niveau de contamination de l'eau par des fèces humains/animales, et de la présence possible de pathogènes nocifs. L'eau devra être traitée si des coliformes fécaux sont présents.
- *Contamination post-distribution* : l'eau doit être échantillonnée régulièrement aux points d'utilisation afin de contrôler tout risque de contamination post-distribution.
- *Désinfection de l'eau* : pour que l'eau puisse être désinfectée correctement, la turbidité doit être < 5 UNT.
- *Contamination chimique et radiologique* : ces risques seront évalués rapidement au moyen d'une analyse chimique. Une décision doit alors être prise à partir du bilan des risques et des avantages à court terme pour la santé publique. La décision d'utiliser une eau potentiellement contaminée pour un approvisionnement à plus long terme devra être prise sur la base d'une évaluation et d'une analyse professionnelles approfondies des implications sanitaires.
- *Sapidité* : bien que le goût ne soit pas en soi un problème directement lié à la santé (par exemple une eau légèrement salée), une ressource en eau saine mais au goût désagréable pourra conduire la population à consommer de l'eau provenant de sources non protégées et à mettre ainsi leur santé en danger. Ce risque existera également lorsque de l'eau chlorée est fournie : dans ce cas, des activités de promotion devront être menées afin d'assurer que seules seront utilisées les ressources saines.
- *Qualité de l'eau pour les centres de santé* : toutes les eaux fournies aux hôpitaux, aux centres de santé et aux centres nutritionnels devront être traitées au moyen de chlore ou d'autres désinfectants à effet rémanent.

Encadré 4.3

Extraits des normes Sphère relatives à la qualité de l'eau.

Test	Normes Sphère (2004) : indicateurs-clés
Turbidité	5 UNT (dans le but d'une désinfection)
Coliformes fécaux	0 col. / 100 ml au point de distribution (voir note de la Section 2.3.1)
Chlorure, fluorure, fer (FeII), manganèse, nitrates, nitrites, arsenic	a) Aucun effet négatif sur la santé détecté suite à une utilisation à court terme d'eau contaminée par des sources chimiques ou radiologiques b) Note d'orientation sur les contaminations chimiques et sulfates, radiologiques
Produits désinfectants résiduels (chlore)	a) Pour les eaux canalisées, et pour toutes les eaux distribuées dans les cas d'épidémie diarrhéique : eau traitée, taux de chlore résiduel de 0,5 mg/l, et turbidité < 5 UNT b) Note d'orientation sur la qualité de l'eau pour les centres de santé, sur le chlore et autres désinfectants rémanents

Tableau 4.VI : Indicateurs Sphère.

3 Indicateurs de qualité

La première méthode d'estimation de la qualité de l'eau sur le terrain est la réalisation d'enquêtes sanitaires, incluant des inspections sanitaires (cf. § 3.1), complétées par des analyses bactériologiques et physico-chimiques. Le type d'analyse est choisi sur la base des objectifs suivants :

- identifier une contamination possible de l'eau (essentiellement bactériologique) ;
- caractériser l'eau avant traitement, ou déterminer l'efficacité du traitement ;
- caractériser le contexte ou la ressource avant son exploitation ;
- caractériser un point d'eau par une approche d'évaluation de risque.

Les principaux paramètres mesurés pour atteindre ces objectifs sont énumérés dans le tableau 4.VII.

3.1 Enquêtes sanitaires et évaluation des risques liés à la qualité de l'eau

3.1.1 ENQUÊTES SANITAIRES

Une enquête sanitaire est un exercice élaboré qui inclut les inspections sanitaires (cf. § 3.1.2) mais aussi une analyse d'autres paramètres liés à la santé, telles que la prévalence des maladies, les pratiques d'hygiène, etc. L'enquête sanitaire fournit une approche complète et significative de la situation. Elle révèle la vulnérabilité des eaux vis-à-vis des pollutions, et reste valide dans le temps.

L'enquête sanitaire permet d'effectuer les tâches suivantes :

- identifier les sources de contamination afin de définir les actions permettant d'y remédier ;
- valider le système d'approvisionnement en eau ;
- estimer la gravité d'une situation au moyen d'une analyse de risque ;
- définir les actions prioritaires ;
- identifier les problèmes récurrents afin d'adapter les stratégies et les méthodologies.

Objectifs	Indicateurs
Analyse générale de la ressource	Analyse complète de l'eau
a) Caractérisation d'une eau souterraine	Conductivité Température pH Cations (calcium, magnésium, potassium, sodium, métaux à l'état de traces) Anions (halogénure, sulfate, carbonate, nitrate, alcalinité) Éléments à l'état de traces (manganèse, fluorure, arsenic)
b) Caractérisation d'une eau de surface	Conductivité Température Turbidité pH Cations (ammonium liquide, potassium) Anions (nitrate, nitrite) Éléments à l'état de traces (fer, manganèse) Oxydabilité et DBO Oxygène dissous Index biologique
Risques majeurs pour la santé	Contrôle sanitaire Évaluation des risques agricoles et industriels : usages et polluants potentiels (pesticides : carbamates, organophosphatés, organochlorés, etc.)
Contrôle de la contamination fécale	Contrôle sanitaire Analyse bactériologique
Analyse avant traitement (filtration, chloration, floculation)	Analyse bactériologique Demande en chlore pH Turbidité Conductivité
Analyse après traitement	Analyse bactériologique Chlore résiduel Aluminium (ou autre produit résiduel de floculation) pH Turbidité Conductivité
Analyses en vue de caractériser l'aptitude à l'irrigation	Conductivité Cations (calcium, magnésium, sodium)

Tableau 4.VII : Principaux indicateurs de la qualité de l'eau.

Toutes les situations permettant un contact des fèces avec l'eau représentent une source potentielle de contamination (directe comme dans le cas de défécation dans l'eau, ou indirecte s'il y a transport par ruissellement). L'enquête sanitaire cherche à déterminer ces situations à risque (fig. 4.4). Elle doit être réalisée sur tout le système d'approvisionnement, depuis le point d'eau jusqu'aux foyers des usagers.

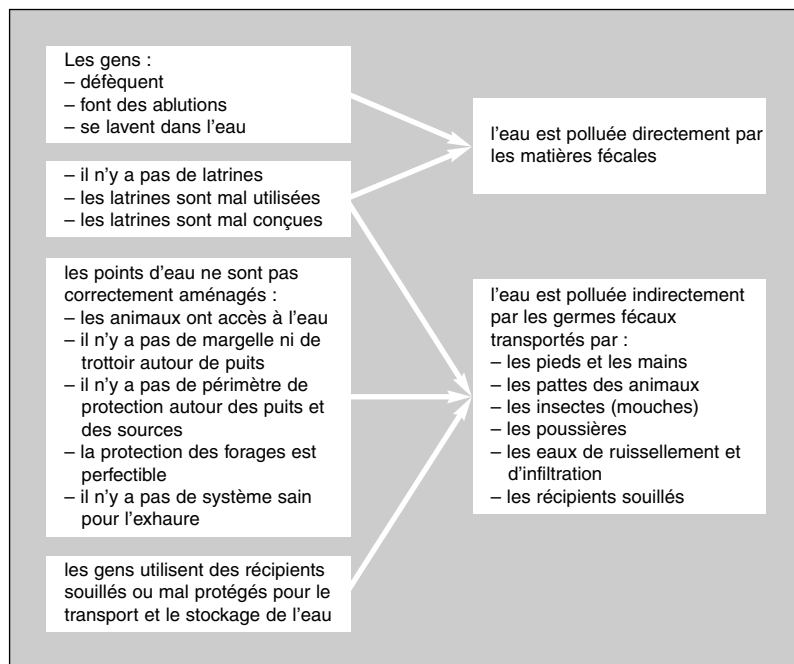


Figure 4.4 : Risque fécal.

3.1.2 INSPECTIONS SANITAIRES

Les inspections sanitaires des ressources en eau et des infrastructures considèrent uniquement l'état du système de distribution d'eau en cours et les risques potentiels de contamination sur le long terme. Elles permettent d'identifier quelles interventions sont nécessaires et constituent un outil qui pourra être utilisé par les comités de points d'eau afin de réaliser le suivi des systèmes de distribution. Trois principaux types de facteurs de risques sont pris en compte dans les inspections sanitaires :

- *facteurs de risques à la source* : il s'agit des sources de contamination fécale dans l'environnement (par exemple latrines, égouts, décharges de déchets solides et élevage) ;
- *facteurs de risques liés à la distribution* : ce sont les facteurs qui permettent à la contamination microbiologique d'atteindre le circuit de distribution de l'eau, mais qui ne sont pas des sources directes de contamination (par exemple des canalisations non étanches, des zones de captages érodées ou des ouvrages de protection endommagés) ;
- *facteurs de risques indirects* : ce sont les facteurs qui favorisent le développement des risques précédents mais qui n'entraînent pas la contamination de la ressource (absence de clôture, drainage par dérivation d'eau de surface défectueux).

Les inspections sanitaires peuvent être conduites à l'aide de formulaires standardisés adaptés selon le système d'approvisionnement, comme présenté dans l'annexe 7B. Ces formulaires peuvent être adaptés dans le cas de contextes et situations spécifiques.

Dans la majorité des cas, l'inspection sanitaire peut à elle seule donner une idée raisonnablement correcte de la qualité bactériologique de l'eau et de sa vulnérabilité aux contaminations. Il est cependant important de compléter cette information avec des analyses de qualité de l'eau. L'information sanitaire peut être croisée avec les données de qualité de l'eau sous forme d'une analyse de risque, comme le montre aussi l'annexe 7B. Cette annexe présente un exemple d'analyse de risque adapté des directives pour la qualité de l'eau de boisson (vol. 3, OMS, 1997). Avant utilisation, ce type d'outil doit être testé et adapté aux conditions locales.

3.2 Analyses biologiques

L'analyse bactériologique de l'eau révèle les contaminations fécales, mais elle est aussi un outil précieux pour déterminer l'efficacité des mesures de protection, de traitement et de prévention (hygiène). Elle constitue un instrument complémentaire de l'enquête sanitaire et des inspections sanitaires. Elle n'indique la qualité de l'eau qu'au moment de

l'échantillonnage et perd sa valeur avec le temps ; elle nécessite donc d'être interprétée à la lumière des données de l'enquête sanitaire.

3.2.1 ORGANISMES PATHOGÈNES PRÉSENTS DANS L'EAU

Les organismes pathogènes pouvant être présents dans l'eau sont très nombreux et variés. Le tableau 4.VIII énumère la plupart d'entre eux. Les infections par voie fécale-orale peuvent être transmises par des mécanismes de type "origine hydrique" (*water borne*) ou de type "pénurie d'eau" (*water washed*). La transmission hydrique (*water borne*) au sens strict a lieu lorsqu'un pathogène est présent dans de l'eau ingérée par une personne ou un animal qui, par ce biais, peuvent être contaminés. Cependant, toutes les pathologies d'origine hydrique peuvent être aussi transmises par d'autres voies, si elles conduisent à l'ingestion de matières fécales ; par exemple par le biais d'aliments contaminés.

Tableau 4.VIII : Principales infections et infestations liées à l'eau (d'origine hydrique ou aquatique) et transmises par voie fécale-orale (d'après Sandy Cairncross & Richard G. Feachem, *Environmental Health Engineering in the tropics*, 1990).

Infection		Agent pathogène
Diarrhées et dysenteries	<i>Campylobacter</i> , entérite	Bactérie
	Choléra	Bactérie
	<i>E. coli</i> , diarrhée	Bactérie
	Salmonellose	Bactérie
	Shigellose (dysenterie bacillaire)	Bactérie
	Yersiniose	Bactérie
	Rotavirus, diarrhée	Virus
	Giardiase	Protozoaire
	Dysenterie amibienne	Protozoaire
	Balantidiase	Protozoaire
Fièvres entériques	Typhoïde	Bactérie
	Paratyphoïde	Bactérie
Poliomyélite		Virus
Hépatite A		Virus
Leptospirose		Spirochète
Ascariadiase		Helminthe
Trichocéphalose		Helminthe

3.2.2 ANALYSES BACTÉRIOLOGIQUES

De nombreux pathogènes peuvent être trouvés dans l'eau (tabl. 4.VIII). Tester directement leur présence n'est pas réalisable si ce n'est au moyen de méthodes longues et coûteuses. La plupart des pathogènes présents dans l'eau étant issus de fèces humaines ou animales, l'approche consiste donc à rechercher les bactéries révélant qu'une contamination fécale humaine ou animale a eu lieu. On parle de bactéries indicatrices. Leur présence dans l'eau ne prouve pas celle d'organismes pathogènes, mais elle en donne un solide indice (cf. § 2.3.1).

La bactérie la plus significative de contamination fécale, utilisée en analyse de routine, est *Escherichia coli* (selon l'OMS). Cette espèce est présente dans les fèces des animaux à sang chaud, y compris l'homme, et appartient à la flore intestinale normale des individus sains. Elle est abondante dans les fèces humaines (jusqu'à 1 milliard de bactéries par gramme de matière fraîche) et suffisamment résistante pour être détectée (sa durée de détection dans de l'eau à 20 °C est comprise entre une semaine et un mois). *E. coli* est l'espèce la plus fréquente du groupe des *coliformes thermotolérants* ou *coliformes fécaux* (plus de 99 % des coliformes fécaux présents dans l'eau sont des *E. coli*). D'un point de vue pratique, les coliformes fécaux sont couramment utilisés pour révéler des contaminations fécales.

Les résultats des analyses bactériologiques ne fournissent pas une information décisive quant à la présence ou l'absence de pathogènes. Certains virus et protozoaires sont trouvés dans des systèmes d'approvisionnement en eau de boisson qui ne contiennent pas de coliformes fécaux . Une eau exempte de coliformes fécaux doit donc être considérée comme présentant un risque faible, plutôt que comme une eau saine. Par ailleurs, si la présence de coliformes fécaux indique une contamination fécale, elle ne prouve pas la présence d'organismes pathogènes, même s'ils sont fortement suspectés, la section 2.3.1 présente une estimation des risques.

Les coliformes fécaux ne sont généralement pas associés à des pathologies. Des sérotypes particuliers de *E. coli* (O157:H7) sont cependant la cause d'affections sévères. Ainsi, certaines souches pathogènes de *E. coli* sont responsables d'infections du tractus urinaire, de bactériémies, de méningites et de maladies diarrhéiques chez l'homme. Les animaux ; essentiellement le bétail et, dans une moindre mesure, les volailles, chèvres et porcs, sont les principaux réservoirs de *E. coli* pathogènes.

Remarque. – Les *coliformes totaux* constituent un groupe beaucoup plus large de bactéries coliformes qui sont présentes dans les fèces de l'homme et des animaux à sang froid et à sang chaud. Cependant, tous les coliformes totaux n'ont pas une origine fécale et beaucoup sont présents dans la plupart des sources non traitées des régions tropicales, en particulier dans des eaux enrichies en matières organiques. Ils ne sont pas systématiquement identifiés car leur présence n'indique pas nécessairement un risque sanitaire ; cependant ils peuvent être utilisés pour mesurer l'efficacité d'un processus de traitement.

3.3 Caractéristiques physico-chimiques

Les paramètres à étudier sont définis selon les objectifs de l'analyse.

3.3.1 ACIDITÉ (pH)

Le pH (potentiel hydrogène) est un indice qui indique la concentration en ions H⁺ dans l'eau, et représente ainsi l'équilibre entre acidité et alcalinité sur une échelle de 0 à 14, la valeur 7 étant celle d'un pH neutre. Il caractérise un grand nombre d'équilibres physico-chimiques et dépend de plusieurs facteurs, dont l'origine de l'eau (tabl. 4.IX).

Il peut avoir une influence directe sur la toxicité d'autres éléments. Ainsi, le soufre est présent en milieu acide sous la forme toxique H₂S, mais il précipite sous forme de S₂ inoffensif pour un pH > 13. Le pH modifie aussi l'efficacité de la chloration (les meilleurs résultats sont obtenus dans des eaux acides, pH < 7), et celle des floculations chimiquement assistées (le sulfate d'aluminium est plus efficace entre les 6 < pH < 8).

Les analyses doivent être effectuées *in situ* avec un pH-mètre ou un colorimètre.

Recommandation OMS : 6,5– 8,5.

pH < 5	Acidité forte (Coca Cola® : pH = 3 ; jus d'orange : pH = 5) Présence d'acides minéraux ou organiques dans l'eau à l'état naturel
pH = 7	pH neutre
7 < pH < 8	La plupart des eaux de surface (proches de la neutralité)
5,5 < pH < 8	La plupart des eaux souterraines
pH > 8	Alcalinité, évaporation intense

Tableau 4.IX : Classification de l'eau selon son pH.

3.3.2 ALCALINITÉ

L'alcalinité correspond à la mesure de concentration des constituants du groupe des acides anioniques faibles, capables de réagir avec H⁺. L'alcalinité de l'eau est une mesure de sa capacité à neutraliser les acides. Ce paramètre joue

un rôle majeur dans la propriété d'effet tampon de l'eau. Il détermine de quelle façon le pH est modifié par l'addition d'acides ou de bases faibles, en particulier durant les processus de traitement (floculation et désinfection).

3.3.3 DBO, DCO, OXYDABILITÉ

Ces paramètres permettent d'estimer la quantité de matière organique présente dans l'eau.

La DBO (demande biochimique en oxygène) exprime, pour des conditions définies, la quantité d'oxygène nécessaire à la dégradation de matière organique dans l'eau grâce au développement de micro-organismes. Les conditions les plus fréquemment considérées sont : une durée de 5 jours à 20 °C (une dégradation partielle est alors entamée) en absence d'air et de lumière. Elles définissent la DBO₅. Cette mesure est largement utilisée pour le contrôle des effluents de stations de traitement d'eaux usées car elle fournit une estimation de la charge en matières organiques biodégradables. Elle s'exprime en mg/l (mg de O₂ consommé par litre).

La DCO (demande chimique en oxygène) exprime la quantité d'oxygène nécessaire à l'oxydation de la matière organique présente dans l'eau (biodégradable ou non) au moyen d'un oxydant (bichromate de potassium). Le résultat est exprimé en mg/l.

L'oxydabilité est une mesure similaire à la DCO. Elle est utilisée dans le cas de faibles concentrations en matière organique (DCO < 40 mg/l). L'oxydant utilisé est le permanganate de potassium.

3.3.4 CONDUCTIVITÉ ET SOLIDES DISSOUS TOTAUX

La plupart des matières dissoutes dans l'eau sont présentes sous forme d'ions électriquement chargés. La concentration en ions dépend du pH et de l'Eh de l'eau (potentiel redox). Selon la composition des différents ions positivement et négativement chargés, et selon leur concentration, ceux-ci peuvent aussi réagir pour former des solides inertes. Les *solides dissous totaux* (SDT) sont définis comme la quantité de matières dissoutes dans l'eau. Ils dépendent principalement de la solubilité des minéraux contenus dans le sol et les roches en contact avec l'eau, dans des conditions normales de pH et de Eh. Par exemple, l'eau s'écoulant à travers des calcaires ou des gypses dissout du calcium, des carbonates et des sulfates, produisant des niveaux élevés de solides dissous totaux.

La *conductivité* est une mesure de la capacité de l'eau à laisser passer un courant électrique. Elle est affectée par la présence de solides dissous. La conductivité augmente avec l'élévation du niveau de SDT. Des modifications de la conductivité peuvent indiquer une contamination. Ainsi, la pollution d'une ressource en eau par des eaux usées peut élever la conductivité suite à la présence de chlore, de phosphates et de nitrates. Une utilisation intensive de fertilisants aura des conséquences similaires.

La conductivité s'accroît aussi avec la température de l'eau, et les mesures doivent donc être présentées de manière standardisée à 20 ou 25 °C. Habituellement, les appareils de mesure utilisés sur le terrain effectuent cette conversion automatiquement. Les différences de conductivité, comme les variations de température, peuvent indiquer des zones de pollution, de mélange ou d'infiltration. Les conductivités des eaux de surface sont normalement inférieures à 1500 µS/cm. D'un point de vue pratique, les problèmes d'acceptation par le consommateur apparaissent au-dessus d'une valeur de 1500 µS/cm (tabl. 4.X). Ce facteur est néanmoins fortement dépendant des habitudes de la population concernée. Ainsi, la valeur de 1,5 g/l de SDT est la norme pour l'eau de boisson en France, elle est équivalente à environ 2000 µS/cm. Dans certaines régions d'Ogaden (Éthiopie), les populations sont réduites à boire, de façon quotidienne, une eau atteignant 5000 µS/cm. La conductivité est mesurée en micro-siemens par cm (µS/cm) et la SDT en milligrammes par litre (mg/l). La relation entre ces deux paramètres n'est pas linéaire.

L'analyse doit être réalisée *in situ* avec un conductivimètre électrique.

Recommandation OMS : < 1000 mg/l (≈ 1400 µS/cm).

3.3.5 OXYGÈNE DISSOUS

L'oxygène dissous permet de mettre en évidence la présence de matière organique. L'eau absorbe l'oxygène jusqu'à un point où les pressions partielles dans l'air et dans l'eau s'équilibrent. La solubilité de l'oxygène dans l'eau

Tableau 4.X : Classification de l'eau selon sa conductivité χ .

χ ($\mu\text{S}/\text{cm}$)	Type d'eau
0,005	Eau déminéralisée
$0 < \chi < 80$	Eau de pluie
$30 < \chi < 100$	Eau légèrement minéralisée, contexte granitique
$300 < \chi < 500$	Eau relativement bien minéralisée, contexte carbonaté
$500 < \chi < 1000$	Eau minéralisée
$1000 < \chi < 1500$	Eau fortement minéralisée
$1500 < \chi < 3000$	Eau saumâtre
$\chi > 20000$	Eau de mer

dépend de la pression atmosphérique et donc de l'altitude, mais aussi de la température et de la minéralisation de l'eau. Ainsi, la saturation en O_2 décroît avec l'augmentation de la température et de l'altitude.

Ce paramètre est essentiellement utilisé pour les eaux de surface. Au niveau de la mer et à 20°C , la concentration en oxygène en équilibre avec la pression atmosphérique est de $8,8 \text{ mg/l}$ de O_2 ou 100 % de saturation. Une eau fortement aérée, par exemple dans des torrents de montagne, est généralement sursaturée en oxygène, tandis qu'une eau chargée en matière organique dégradable par des micro-organismes est sous-saturée. Une présence significative de matière organique dans un volume d'eau permettra la croissance de micro-organismes qui consommeront l'oxygène. L'oxygène dissous est donc un paramètre intéressant pour le diagnostic de l'environnement aquatique.

L'analyse doit être menée *in situ*.

3.3.6 DURETÉ

La dureté de l'eau est le résultat de la dissolution du calcium et du magnésium, et est habituellement exprimée en mg/l de CaCO_3 , ou degré de dureté ($^\circ\text{F}$). 1 degré de dureté français ($^\circ\text{F}$) = $10,3 \text{ mg/l CaCO}_3$.

La dureté ne représente jamais un problème pour la consommation humaine, mais une dureté élevée peut conduire à l'entartrage des canalisations, et des eaux à dureté faible (douces) peuvent être corrosives.

Limite inférieure de la norme AEP : 15°F (155 mg/l CaCO_3). Recommandation OMS : 100 à 300 mg/l .

3.3.7 TEMPÉRATURE

Gradients de température

On considère généralement que le gradient géothermique est de 1°C pour 33 m. Cela signifie que l'eau souterraine est d'autant plus chaude qu'elle est profonde.

On peut généralement établir la classification suivante :

- profondeur entre 2 et 5 m : zone de variation de température journalière ;
- profondeur entre 15 et 40 m : zone de variation de température annuelle ;
- profondeur supérieure à 40 m : zone de température constante.

Classification

Des facteurs particuliers tels que des effets volcaniques ou thermaux ont une influence significative sur la température de l'eau. Il existe trois types de sources d'eau, selon la différence existant entre la température moyenne annuelle de l'eau et celle de l'air :

- $T_{\text{eau}} > 4^\circ\text{C}$ de plus que T_{air} : source thermique ;
- $T_{\text{eau}} = T_{\text{air}}$: source normale ;
- $T_{\text{eau}} < 4^\circ\text{C}$ de moins que T_{air} : source hypothermale.

Les variations de température de l'eau dans un environnement donné fournissent des indications sur son origine et son écoulement. La température de l'eau est habituellement liée à d'autres paramètres, en particulier la conductivité et le pH (encadré 4.4). L'analyse doit être menée *in situ* avec un thermomètre.

Encadré 4.4

Température de l'eau souterraine.

3.3.8 TURBIDITÉ

La turbidité caractérise la présence d'un trouble dans l'eau causé par des particules en suspension : résidus organiques, argiles, organismes microscopiques, etc. Du point de vue de l'utilisateur, la turbidité pose des problèmes d'acceptation. Une forte turbidité permet aussi la fixation de micro-organismes aux particules en suspension (par adsorption). La qualité bactériologique de l'eau trouble est donc suspecte, d'autant plus qu'une forte turbidité protégera les micro-organismes fixés sur les particules contre les produits de désinfection.

La turbidité est une contrainte majeure pour la chloration car les pathogènes associés aux particules sont protégés des processus d'oxydation. Un autre problème est celui de la formation d'organochlorés, qui sont des composés toxiques. Le projet Sphère recommande des valeurs de turbidité inférieures à 5 UNT, afin de permettre une chloration efficace.

L'analyse doit être menée *in situ* (recommandée) avec un turbidimètre. Unités : 1 UNT (unité de turbidité néphélométrique) = 1 JTU (unité de turbidité Jackson) = 1 UTF (unité de turbidité formazine).

Recommandation OMS : < 5 UNT et < 0,1 UNT pour une désinfection efficace.

3.4 Ions majeurs

Le contenu minéral de la plupart des types d'eau est dominé par plusieurs éléments communément appelés ions majeurs. Ces éléments ne sont généralement pas liés à des problèmes de santé publique, à l'exception des nitrates (cf. tabl. 4.IV). Les valeurs des normes françaises (AEP) sont données dans le cadre de cet ouvrage, la plupart des ions majeurs n'étant pas considérés dans les directives de l'OMS :

– *cations* (charge positive) : calcium (Ca^{2+}), magnésium (Mg^{2+}), sodium (Na^+), potassium (K^+), fer (Fe^{2+} , Fe^{3+}), manganèse (Mn^{2+}) et ammonium (NH_4^+) ;

– *anions* (charge négative) : chlore (Cl^-), sulfate (SO_4^{2-}), nitrate (NO_3^-) et nitrite (NO_2^-), phosphate (PO_4^{3-}).

3.4.1 CALCIUM ET MAGNÉSIUM

Le calcium Ca^{2+} et le magnésium Mg^{2+} sont présents dans les roches sédimentaires et cristallines : calcite (CaCO_3), dolomite (CaMgCO_3), magnésite (MgCO_3), gypse (CaSO_4), apatite ($\text{Ca}_5(\text{PO}_4)_3$) et fluorite (CaF_2), ainsi que dans les grès et les roches détritiques à ciment carbonaté. Ce sont des substances très solubles présentes dans la plupart des types d'eau. Leur concentration et le rapport Ca/Mg informent sur l'origine de l'eau et la nature du réservoir. L'ion calcium est sensible aux phénomènes d'échange de bases. La dureté totale est la concentration en Ca^{2+} et Mg^{2+} . La dureté carbonatée est la concentration en bicarbonates et carbonates (HCO_3^- , CO_3^{2-}).

Limite supérieure pour le Mg^{2+} dans la norme française AEP : 50 mg/l, en raison de l'effet laxatif de cet ion.

Il n'existe pas de norme AEP pour le Ca^{2+} .

3.4.2 CHLORURES

L'ion Cl^- est présent en faibles quantités sur terre. La principale source de chlorures dans l'eau est la mise en solution à partir de roches sédimentaires déposées dans des environnements marins qui n'ont pas été totalement lessivées, ainsi que les évaporites. Les entrées d'eau de mer (où Cl^- est présent en grandes quantités) et les phénomènes d'évaporation dans les bassins endoréiques sont aussi des sources possibles de chlorures (la contribution des précipitations est d'autant plus importante que la distance à la mer est faible). La contribution de l'homme, par exemple par l'urine, est faible.

Limite supérieure des normes AEP : 250 mg/l.

Recommandation OMS (goût) : < 250 mg/l.

3.4.3 FER

La présence de fer dans l'eau souterraine a plusieurs origines. Sous forme de pyrites (FeS_2), le fer est habituellement associé avec des roches sédimentaires déposées dans des environnements réducteurs (marnes, argiles) et avec des

roches métamorphiques. Il atteint habituellement des concentrations élevées dans les eaux issues de roches de socle altérées. ACF a enregistré les concentrations suivantes dans des eaux souterraines :

- sédimentaires (Cambodge, 1998) : 3-15 mg/l ;
- socle (Ouganda, 1996) : 0,5-1,5 mg/l.

Lorsqu'il est présent sous forme réduite ferreuse (Fe(II) ou Fe^{2+}), le fer est oxydé par l'oxygène atmosphérique et, lors du pompage, il précipite sous sa forme oxydée ferrique (Fe(III) ou Fe^{3+}). Ce phénomène crée des taches de rouille sur les dalles des puits ou des forages, et les utilisateurs peuvent être amenés à rejeter l'eau parce qu'elle colore le linge et qu'elle a un goût prononcé lorsqu'elle est consommée directement ou sous forme de boissons chaudes.

Les traitements visant à supprimer le fer impliquent une aération de l'eau afin d'oxyder le Fe^{2+} dissous en Fe^{3+} , qui précipite et peut alors être retiré par filtration.

Limite supérieure de la norme AEP : 0,2 mg/l Fe (analyse in situ recommandée).

Recommandation OMS : < 0,3 mg/l.

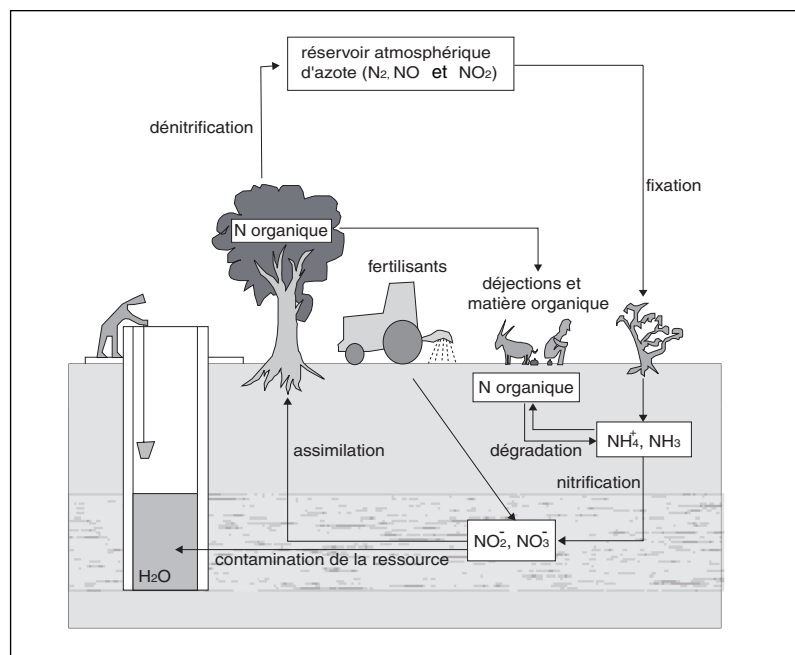
3.4.4 NITRATES ET COMPOSÉS AZOTÉS

Les nitrates (NO_3^-) entrent dans le cycle de l'azote (fig. 4.5). Le principal réservoir d'azote est l'atmosphère. L'azote trouvé à l'état naturel dans l'eau provient essentiellement de la pluie ($1 < C < 3$ mg/l) et du drainage des sols.

Les micro-organismes décomposent la matière organique présente dans le sol et l'azote minéral alors produit est transformé en nitrates par les bactéries aérobies. Cette transformation, appelée *nitrification*, s'effectue en deux étapes : la *nitrosation*, qui produit des nitrites (NO_2^-), et la *nitratation*, qui transforme les nitrites en nitrates (NO_3^-). Lorsque les conditions environnementales le permettent, les nitrates sont utilisés comme source d'énergie par des bactéries anaérobies et transformés en azote gazeux. Les nitrates peuvent aussi être adsorbés et se fixer sur les argiles et l'humus.

La concentration en nitrates dans le sol puis dans l'eau est fortement liée à la quantité de matière organique et aux conditions environnementales. La contribution des activités humaines résultant de l'utilisation de fertilisants nitrates et d'engrais ou de fumiers est donc significative. De même, les déchets issus des stations de traitement des eaux usées, des latrines et de fosses septiques contribuent aux apports de matières organiques susceptibles de produire des nitrates.

Les nitrates et les nitrites sont considérés comme dangereux pour la santé. Les nitrates ingérés avec l'eau sont réduits en nitrites dans les intestins et se fixent sur l'hémoglobine, diminuant ainsi sa capacité de transfert de l'oxygène. Cette affection, connue sous le nom de méthémoglobinémie, touche surtout les enfants, particulièrement en-dessous de l'âge de 6 mois.



L'intervalle de variation des concentrations en nitrates dans l'eau est très large. Une eau souterraine dans un environnement facilitant le processus de dénitrification peut être exempte de nitrates, tandis qu'une eau "polluée" par un apport significatif de matière organique, de fertilisants ou d'eaux usées, peut contenir jusqu'à plusieurs centaines de mg de NO_3^- / litre.

Limites supérieures des normes AEP : 50 mg/l pour NO_3^- (nitrates), 0,1 mg/l pour NO_2^- (nitrites).

Directives OMS (liées à la santé) : 50 mg/l NO_3^- (nitrates), 3 mg/l NO_2^- (nitrites).

Figure 4.5 : Cycle de l'azote.

3.4.5 PHOSPHATES

Les principales sources de phosphates sont : le lessivage des roches dans des environnements carbonatés, les contaminations fécales, les pollutions domestiques par l'utilisation de détergents et les pollutions agricoles. Ils ne sont pas toxiques mais peuvent conduire à des problèmes d'acceptation (goût et coloration). Ils peuvent aussi participer à la prolifération microbienne en produisant un sel nutritif. Ils sont aussi utiles comme indicateurs de contamination fécale.

Limite supérieure de la norme AEP : 5 mg/l de P_2O_5 .

3.4.6 SODIUM ET POTASSIUM

Le sodium (Na^+) est très abondant sur terre et présent dans les roches cristallines et sédimentaires (sables, argiles, évaporites). L'halite ou sel gemme, est une forme commune du sel ($NaCl$) hautement soluble dans l'eau. En revanche, le sodium n'est habituellement pas rencontré dans les roches carbonatées (tabl. 4.XI). Les argiles peuvent être saturées en Na^+ par le processus d'échange de bases.

Le potassium (K^+) est relativement abondant sur terre mais peu abondant dans l'eau. Il est aisément adsorbé et recombinaison dans le sol, particulièrement dans les argiles. Il provient des roches cristallines (mais de minéraux moins susceptibles d'altération que ceux contenant du sodium), des évaporites (sylvinite), et des argiles (tabl. 4.XI).

Normes AEP pour le sodium et le potassium : 150 mg/l de Na et 12 mg/l de K.

Recommandation OMS : < 200 mg/l de Na.

Tableau 4.XI : Variations des concentrations en sodium et en potassium.

Contexte	Na ⁺ (mg/l)	K ⁺ (mg/l)
Eaux souterraines dans des formations calcaires	1 < C < 4	0,3 < C < 3
Eaux souterraines dans des formations cristallines	2 < C < 15	1 < C < 5
Eau de mer	C > 10000	380

3.4.7 SULFATES ET HYDROGÈNE SULFURÉ

Les sulfates proviennent à l'état naturel des eaux de pluie et de la mise en solution de roches sédimentaires évaporitiques, particulièrement du gypse ($CaSO_4$), mais aussi de la pyrite (FeS_2) et, plus rarement, de roches ignées (galénite, blende, pyrite). Les apports dus à l'homme résultent essentiellement de l'utilisation de fertilisants chimiques et de détergents. La présence de sulfates dans des eaux naturelles non polluées indique généralement la présence de gypse ou de pyrite. Sous des conditions anaérobies, les sulfates sont transformés par des bactéries en hydrogène sulfuré, qui est un composé toxique et corrosif. La présence de soufre dans l'eau peut entraîner des problèmes d'acceptation. L'hydrogène sulfuré (H_2S) est un gaz reconnaissable à faible concentration à son odeur d'œuf pourri. À plus forte dose, il devient inodore et est extrêmement nocif s'il est inhalé, causant des accidents mortels fréquents chez les égoutiers, et pouvant aussi être cause de problèmes dans des puits contenant du gypse (Laos, ACF, 1996).

Limite supérieure de la norme AEP : 250 mg/l de SO_4 .

Recommandation OMS : < 250 mg/l pour SO_4 .

3.5 Éléments-traces et minéraux toxiques

3.5.1 ARSENIC

L'arsenic d'origine naturelle est associé principalement avec des contextes sédimentaires récents en relation avec des milieux deltaïques étendus : Burkina-Faso, Cambodge, Inde, Bangladesh, Népal, Vietnam et Zimbabwe. Les insecticides et les industries chimiques sont d'autres sources d'arsenic. L'arsenic est un poison cumulatif causant des cancers de la peau, des cancers du foie et des leucémies. Il est présent dans l'eau sous sa forme réduite libre et toxique $As(III)$, ou sous sa forme oxydée $As(V)$, qui est moins soluble et non toxique.

L'arsenic est présent essentiellement dans les eaux souterraines. Ainsi, dans le bassin alluvial du Mékong, au Cambodge, les plus fortes concentrations dans la nappe sont rencontrées entre 20 et 70 m de profondeur. Les couches supérieures présentent des concentrations plus faibles en arsenic libre (oxydation), de même que les couches plus profondes (précipitation). Cette variabilité verticale dépend à la fois des conditions géologiques et hydrologiques, et elle doit être contrôlée afin de trouver des ressources en eau alternatives pour des projets à long terme.

Les concentrations en arsenic peuvent varier en fonction d'épisodes saisonniers (crues, saison sèche) et montrer aussi une très forte variabilité géographique (certains forages d'un même village seront contaminés et d'autres non). Les pathologies causées par l'arsenic sont généralement liées à une consommation de l'eau sur une période de 10 à 15 ans.

Valeur maximale des directives de l'OMS : 0,01 mg/l (certaines normes nationales peuvent être très différentes, par exemple au Cambodge : 0,05 mg/l). Analyse in situ recommandée.

3.5.2 CHLORE

Le chlore est un produit de désinfection de l'eau (cf. chap. 12). Les analyses en laboratoire montrent qu'une ingestion de chlore correspondant à une concentration de 5 mg/l sur 2 ans n'entraîne pas de problèmes de santé. Au-delà de ce seuil, et bien qu'il n'existe pas d'effet démontré, l'OMS propose une valeur guide dans le cadre des directives liées à la santé. Seuil de sapidité du chlore : 0,3-0,6 mg/l ; seuil d'olfaction : 2 mg/l.

Valeur de la ligne directrice de l'OMS : 5 mg/l.

3.5.3 FLUOR

Les principales sources de fluor dans l'eau souterraine sont les roches sédimentaires (par exemple la fluorapatite des bassins à phosphate), mais aussi les roches ignées (granites) et les filons. Les zones thermales sont aussi fréquemment impliquées. Le temps de contact entre la roche et l'eau souterraine ainsi que les interactions chimiques déterminent les concentrations en F⁻ libre. Ces concentrations sont extrêmement variables et peuvent atteindre des valeurs de 5 à 8 mg/l dans les bassins sédimentaires (Travi, Sénégal).

Le fluor est reconnu comme un élément essentiel pour la prévention de la carie dentaire (pâtes dentifrice fluorées). Cependant, l'ingestion régulière d'eau présentant une concentration en fluor supérieure à 1,5 mg/l peut causer des problèmes tels que la fluorose osseuse et dentaire (coloration brune des dents pouvant conduire à leur perte). Les enfants sont particulièrement vulnérables.

Valeur maximale de la ligne directrice de l'OMS : 1,5 mg/l de fluor (F⁻).

3.5.4 PLOMB

La présence de plomb est fréquente dans les roches (galène) et il est souvent associé à l'industrie chimique (explosifs). C'est un poison cumulatif causant des troubles neuro-psychologiques et des maladies cardiovasculaires. Sa présence peut être mesurée avec un colorimètre.

Valeur maximale de la ligne directrice de l'OMS : 0,01 mg/l. Analyse in situ recommandée.

3.5.5 MANGANÈSE

La présence de manganèse dans l'eau souterraine a des origines essentiellement naturelles (pyrites) ou agricoles (amendements pour l'amélioration de la texture des sols). Sa présence dans l'eau de boisson peut créer des problèmes d'acceptation (eau de couleur foncée, et goût). Au-dessus de 0,1 mg/l, le manganèse pose des problèmes de coloration (tout comme le fer), et des dépôts noirs peuvent se former dans les canalisations. Certains organismes concentrent le manganèse, créant des problèmes de turbidité et de goût.

Limite supérieure de la norme AEP : 0,05 mg/l de Mn. Analyses in situ recommandées. Directives OMS, 2003 (santé) : 0,4 mg/l.

3.5.6 AUTRES ÉLÉMENTS

D'autres éléments, tels que le cadmium, le sélénium, le brome, etc. peuvent représenter des risques sérieux pour la santé humaine. Leur mesure est extrêmement longue et coûteuse et ils ne sont testés qu'exceptionnellement dans les situations rencontrées par ACF.

3.6 Indices biologiques

Certaines informations pertinentes qui ne sont pas recueillies par des analyses chimiques peuvent l'être au moyen d'indices biologiques. Ceux-ci permettent de caractériser un environnement aquatique en fonction des organismes que l'on y trouve.

Les espèces ont des nécessités environnementales qui leur sont propres. Les milieux aquatiques sont donc colonisés par des populations d'animaux et de plantes selon une structure correspondant à un certain équilibre. Lorsque l'environnement est perturbé, on peut observer des modifications correspondantes dans la structure des populations.

- Certains vertébrés (poissons, etc.) préfèrent une eau claire et ne peuvent survivre dans des eaux appauvries en oxygène. Une mortalité massive des poissons indique un manque d'oxygène sévère (forte charge organique) ou une pollution toxique.

- La présence d'un grand nombre de plantes et d'algues (souvent de couleur vert foncé) indique un niveau de nutriments élevé, c'est-à-dire la présence de polluants tels que des fertilisants, des eaux usées, des déchets industriels, etc.

- Une eau ayant l'aspect d'une "soupe de pois" contient des algues bleu-vert qui synthétisent des substances pouvant la rendre impropre à la consommation.

- La présence de moisissures dans les égouts indique une forte pollution organique.

4 Analyse de l'eau

Une analyse de l'eau correctement réalisée implique trois stades : l'échantillonnage, l'analyse et la présentation des résultats avec leur interprétation.

4.1 Échantillonnage

4.1.1 MÉTHODOLOGIE

L'échantillonnage est fondamental car il conditionne la validité de l'analyse. Des protocoles stricts doivent être appliqués afin d'obtenir des échantillons représentatifs de l'objet de l'analyse (cf. annexe 7C). Le protocole d'échantillonnage dépendra du type d'analyse (cf. § 4.1.4).

4.1.2 RÉCIPIENTS

Le polyéthylène est recommandé pour tous les types d'échantillonnage. Bien qu'il ne soit pas totalement étanche aux gaz et que le verre doive lui être préféré pour l'échantillonnage et la préservation d'eaux fortement gazeuses, le polyéthylène est moins fragile (et la diffusion des gaz reste lente).

Le chlorure de polyvinyle, qui est utilisé pour les sacs d'échantillonnage stériles à usage unique, présente le désavantage de libérer du chlore si les sacs sont exposés trop longtemps à la lumière. Les sacs stériles sont fragiles et doivent être protégés durant le transport des échantillons.

Les récipients en verre sont adaptés à la plupart des analyses. Des flacons de couleur marron doivent être utilisés car ils réduisent les réactions photosensibles.

4.1.3 MODIFICATION DES ÉCHANTILLONS ET CONSERVATION

Le fait de prélever un échantillon d'eau et de le soustraire à son environnement naturel va inévitablement le modifier, plus ou moins fortement selon les paramètres concernés. Certains de ces paramètres peuvent être considérés comme stables à l'échelle de temps de l'analyse. D'autres, en revanche, se modifient très rapidement, à la suite de processus d'oxydation ou de réactions chimiques particulières, par exemple. Ainsi, température, conductivité, pH, gaz dissous, nitrates, sulfates, arsenic et minéraux toxiques peuvent voir leurs valeurs changer rapidement.

Une variation de température modifie les constantes d'équilibre des éléments en solution. Le rétablissement des équilibres à la nouvelle température implique de nombreuses réactions chimiques pouvant entraîner la précipitation de

sels, favoriser la mise en solution des gaz, etc. Cependant, une température faible (autour de 4 °C) ralentit suffisamment les réactions. Le contact avec l'air et la décompression peuvent aussi entraîner des modifications dans la solution.

Chaque type d'ion contribue à la conductivité totale d'une solution. Toute modification des équilibres chimiques et donc des proportions relatives des éléments dissous entraîne une modification de la conductivité. Par ailleurs, plus la température est élevée, plus le CO₂ dissous tendra à être libéré. Une perte de CO₂ provoque la précipitation des carbonates, entraînant une modification du pH. Enfin, les nitrates et les sulfates peuvent être réduits par une activité bactérienne intervenant après l'échantillonnage.

Dans certaines conditions défavorables, les modifications interviennent en seulement quelques heures. Des agents de conservation peuvent empêcher ces modifications mais pour des raisons logistiques et pratiques, leur utilisation est parfois impossible sur le terrain (acides concentrés, par exemple). Le tableau 4.XII présente une liste des récipients et des agents de conservation utilisés pour déterminer les principaux paramètres.

Tableau 4.XII : Conservation de l'échantillon.

Détermination	Récipient	Agent de conservation	Filtration nécessaire ?	Temps max. avant analyse
Acidité ou alcalinité	Plastique ou verre	Aucun	Oui	14 jours
DBO	Plastique ou verre	Aucun	Non	6 heures
Chlorure	Verre	Aucun	Oui	28 jours
Chlore résiduel	Plastique ou verre	Aucun	Non	<i>In situ</i>
Conductivité, pH	verre	Aucun	Non	28 jours/ <i>in situ</i>
Fluorure	Plastique	Aucun	Oui	28 jours
Dureté	Verre	HNO ₃ à pH < 2	Oui	6 mois
Métaux, éléments trace	Plastique	HNO ₃ à pH < 2	Oui	6 mois
Ammoniac azote	Verre	H ₂ SO ₄ à pH < 2	Oui	28 jours
Nitrate & nitrite azote	Verre	H ₂ SO ₄ à pH < 2	Oui	28 jours
Nitrate & nitrite	Verre	Aucun	Oui	48 heures
Phosphate, sulfate	Verre	Aucun	Oui	28 jours
Sulfure	Verre	Aucun	Oui	7 jours

En règle générale, il est préférable d'analyser les échantillons le plus tôt possible après leur collecte. Des recommandations spécifiques pour les situations de terrain sont données à la section 4.1.4.

4.1.4 RECOMMANDATIONS SPÉCIFIQUES

4.1.4.1 Échantillonnage pour analyses bactériologiques et DBO

Les échantillons des analyses bactériologiques et de DBO doivent toujours être prélevés et conservés dans des récipients stériles. L'utilisation de sacs stériles à usage unique peut être intéressante. Les analyses biologiques sont réalisées au maximum dans les 6 heures suivant le prélèvement des échantillons si ceux-ci sont maintenus au froid (4 °C), ou en moins d'une heure s'ils sont à température ambiante et à l'obscurité. Même si l'on peut réaliser des analyses biologiques sur le terrain (par exemple avec le kit DelAgua), l'utilisation d'un mini-laboratoire est fortement recommandée.

Recommandations spécifiques pour l'échantillonnage en vue d'analyses bactériologiques (voir aussi l'annexe 7C) :

- Utilisez des récipients extrêmement propres et adaptés (cf. § 4.1.2) pour l'échantillonnage, lavez vos mains avec du savon.
- Rincez le récipient plusieurs fois avec l'eau à analyser.
- Pour une pompe, actionnez la pompe durant un temps suffisant pour renouveler et rincer les tubes d'entrée et de sortie, et le corps de la pompe.

- Pour un robinet, nettoyez-le avec de l'alcool ou du savon, laissez-le couler à plein régime durant environ 30 secondes, flambez-le avec un tampon imprégné d'alcool, et laissez-le couler encore 30 secondes.
- Remplissez toujours les récipients à ras bord et fermez-les de telle manière qu'aucun volume d'air ne soit laissé au-dessus de l'échantillon. Celui-ci favoriserait l'émission de gaz dissous dans l'eau et en modifierait l'équilibre chimique.
- Étiquetez le récipient (ou le sac stérile).
- Prélevez systématiquement trois échantillons pour une analyse bactériologique afin de prendre en compte la forte variabilité attendue dans les résultats.
- Enregistrez l'échantillonnage dans un carnet.
- Maintenez l'échantillon dans un conteneur froid (glacière par exemple), à 4 °C pendant 6 heures maximum avant analyse.

4.1.4.2 Paramètres chimiques

La température, le pH, la conductivité, l'alcalinité, les résidus de chlore libres et l'oxygène dissous doivent être systématiquement mesurés *in situ*. Si pour effectuer certains tests chimiques en laboratoire (par exemple pour l'arsenic, les métaux, les minéraux toxiques ou les éléments traces), une préparation complexe est nécessaire au transport des échantillons. C'est pourquoi ces tests devront être réalisés *in situ* afin de simplifier la procédure.

L'analyse doit être effectuée le plus tôt possible et moins de 72 heures après échantillonnage. Si ce délai ne peut être respecté, les échantillons seront préparés pour leur conservation (tabl. 4.XII) : passés sur un filtre de 0,45 µm (le système de filtration pour les analyses bactériologiques peut être utilisé), puis acidifiés jusqu'à un pH proche de 2 (tabl. 4.XII). Les échantillons pourront ainsi être conservés durant 3 mois à température ambiante ou, préférablement, à 4 °C.

4.2 Méthodes d'analyse

4.2.1 MÉTHODES

4.2.1.1 Analyses bactériologiques

L'analyse bactériologique implique essentiellement la détermination de la présence de *coliformes fécaux*, *thermotolérants*, comme indicateurs de contamination fécale (cf. § 3.2.2). La méthode la plus communément utilisée sur le terrain est la filtration à travers une membrane et la culture des colonies de bactéries sur un milieu favorable. Elle est relativement facile à mettre en œuvre sur le terrain selon le protocole suivant :

- a) Un volume d'eau connu est filtré à travers une membrane poreuse conçue pour retenir les bactéries (0,45 µm).
- b) Cette membrane est placée dans des conditions permettant le développement des coliformes thermotolérants ou fécaux (qui résistent à des températures de 44 °C) mais limitant celui d'autres bactéries (qui ne résistent pas à ces températures) : incubation durant 16-24 h à 44 °C sur un milieu nutritif favorable à la multiplication des coliformes thermotolérants. On réalise une incubation à 37 °C si l'on souhaite faire l'identification des coliformes totaux.
- c) Après 16-24 h, les colonies formées par les bactéries sont visibles à l'œil nu et présentent une couleur spécifique (fig. 4.6). Elles peuvent être comptées. Les résultats sont exprimés en nombre de colonies pour 100 ml d'eau échantillonnée.

La température, la durée d'incubation et la couleur développée par les colonies de chaque type de bactérie sont étroitement liées au milieu de culture choisi, qui peut être plus ou moins sélectif. On se reportera aux instructions fournies avec les produits utilisés. Les caractéristiques des milieux de culture les plus courants sont présentés au tableau 4.XIII.

Remarque. – Des analyses bactériologiques sont couramment réalisées sur le terrain mais les résultats sont souvent extrêmement variables, et une analyse correcte requiert des conditions stériles. Trois échantillons seront donc prélevés pour chaque site.

Matériel de test bactériologique

L'utilisation du kit DelAgua (cf. annexe 7D) s'est répandue pour l'incubation des analyses bactériologiques. ACF utilise un kit DelAgua modifié, incluant une alimentation de 220 V et 12 V intégrée au lieu d'une batterie interne. Le milieu de culture employé est le bouillon Millipore m-FC (membrane pour coliformes fécaux), qui développe une coloration spécifique en présence de coliformes fécaux. ACF utilise aussi des sachets plastique à usage unique pour l'échantillonnage stérile de l'eau.

La désinfection du matériel se fait en priorité par la méthode préconisée (méthanol). L'éthanol n'a pas les mêmes vertus que le méthanol et n'est par conséquent pas utilisé en désinfection. En cas de difficulté d'approvisionnement en méthanol (soumis à des contraintes logistiques, en particulier relatives au transport aérien), il est en général possible de demander ce produit auprès de centres médicaux. Dans le cas où le méthanol n'est pas disponible, l'ébullition* du matériel est une bonne (mais contraignante) alternative. L'utilisation convenable d'un petit chalumeau est également possible.

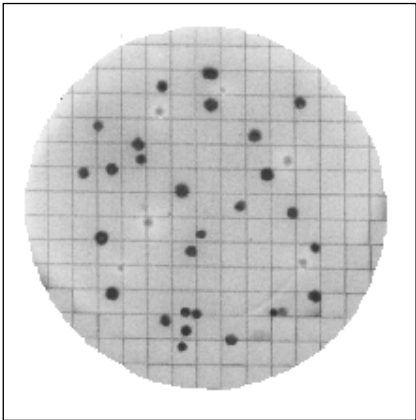


Figure 4.6 : Exemple de résultat d'analyses bactériologiques.

Produit	Préparation	Incubation	Détection	
			<i>E. coli</i>	Coliformes fécaux
Bouillon Lauryl sulfate	Température ambiante 3 à 4 heures	44 °C ± 0,5 °C 16-18 heures		Jaune
Bouillon Millipore m-FC	35 °C ± 0,5 °C 4 heures	44,5 °C ± 0,2 °C 14-16 heures		Bleu
Bouillon Coliscan—MF	Température ambiante 20-30 min	35 °C ± 0,5 °C 18-24 heures	Noir	Bleu-gris, rouge-rose, crème
Easygel, Coliscan	Température ambiante 20-30 min	35 °C ± 0,5 °C 24 heures	Pourpre-noir	Bleu clair, bleu-vert, blanc

Tableau 4.XIII : Caractéristiques des milieux de culture habituels utilisés pour détecter les coliformes par incubation

Plusieurs pays, entre autres l'Inde et le Pakistan, produisent des incubateurs précis avec contrôle de température et alarme électronique, de grande capacité (environ 100 boîtes de pétri), et à des prix compétitifs.

Réfrigérateurs et glacières

Ils sont essentiels pour le transport et la conservation des échantillons mais aussi des milieux de culture.

4.2.1.2 Analyses chimiques

Il existe différentes techniques d'analyse chimique (cf. tabl. 4. XIV), utilisées chacune dans un but particulier :

Les techniques colorimétriques ou d'interprétation visuelle (par exemple un ruban pH) ne sont pas très précises mais sont appropriées pour des situations où la rapidité et la simplicité sont plus importantes qu'une exactitude extrême.

Les analyses avec des sondes électrochimiques spécifiques sont simples, mais les sondes sont fragiles, elles ont une durée de vie limitée (≈ 1 an) et sont coûteuses.

* La durée d'ébullition préconisée est de 5 minutes pour détruire la majorité des micro-organismes, et de 30 minutes pour détruire les spores bactériennes et virus.

Afin d'obtenir des résultats exacts pour les ions majeurs, il est judicieux de prendre contact avec un laboratoire ou une université. Les analyses réalisées avec des équipements de terrain pourront ainsi être vérifiées, par exemple afin de valider un risque spécifique pour la santé qui aurait été identifié au moyen d'un colorimètre ou d'un photomètre, comme dans le cas d'une présence significative d'arsenic ou de fluor.

Tableau 4.XIV : Méthodes sur site et matériels d'analyse de l'eau.

Analyse chimique	Méthode de titration digitale (type HACH) ou par tablettes	Méthode colorimétrique/comparateur (Palintest, Lovibond)	Méthode au papier testeur	Méthode avec sonde portable électrochimique
Calcium/dureté	x			
Magnésium	x			
Fer		x		
Manganèse		x		
Plomb		x		
Chrome		x		
Zinc		x		
Cuivre		x		
Chlorures Cl^-	x	x		
Sulfate		x	x	
Fluor		x		
Nitrate		x	x	
Nitrite		x	x	
Ammonium		x	x	
Phosphate		x		
Cyanure		x		
Arsenic		x		
Alcalinité	x			
Chlore Cl_2		x		
Caractéristiques physico-chimiques				
pH		x	x	x
Potentiel redox				x
Conductivité				x
Température				x

Matériel fondamental pour les tests physiques et chimiques

– *Pool tester, kit de poche* : méthode colorimétrique. Des pastilles sont dissoutes dans l'échantillon et la coloration produite est lue sur une échelle colorée (éléments majeurs).

– *Testeur à sonde électronique* : petit appareil électronique donnant une lecture digitale lorsque la sonde est immergée. Il doit être régulièrement calibré (pH, conductivité). Ce matériel est bon marché, simple à utiliser et robuste, mais sa précision est généralement limitée.

– *Éprouvette de turbidité* : le tube est rempli, puis l'eau est versée jusqu'à ce que le cercle de référence situé au fond du tube apparaisse.

– *Comparateur à disque colorimétrique* : des pastilles sont dissoutes dans un petit tube. L'échantillon contenu dans le tube est visualisé dans le comparateur par rapport à la graduation de couleur d'un disque interchangeable (pH).

– *Photomètre* : méthode colorimétrique. Appareil électronique à affichage digital. Des pastilles sont dissoutes dans l'échantillon et l'intensité de la coloration est lue électroniquement. L'appareil est utilisé avec un blanc et doit être calibré (F, As).

Remarque. – Les appareils d'analyse de terrain (pH-mètre, GPS) peuvent être pris pour des objets dangereux dans certains contextes. Les équipes doivent adapter leur comportement et rester prudentes dans la manipulation de ces équipements, particulièrement aux *check points* et dans les zones de conflit.

4.2.2 UTILISATION D'UN MINI-LABORATOIRE

Un mini-laboratoire consiste en une petite salle (3 m × 3 m) contenant tous les équipements nécessaires aux analyses chimiques et bactériologiques. Il peut être annexé à une installation existante dans le cas de programmes à long terme. Il sera utilisé pour toutes les analyses hors site et pour le stockage sûr des produits chimiques, du matériel et des échantillons. Il sera particulièrement utile pour les analyses microbiologiques qui nécessitent un grand soin et un environnement aussi propre que possible. Il contiendra :

- un réfrigérateur pour les échantillons et les milieux de culture ;
- un plan de travail telle qu'une paillasse blanche ou une table qui sera facilement désinfectée avec de l'alcool ;
- un évier et un égouttoir ;
- toute la documentation technique nécessaire ;
- l'équipement et la vaisselle de laboratoire ou médicale spécifiques ;
- les étuves et les récipients pour la stérilisation.

L'opérateur devra toujours porter une blouse de laboratoire et des gants chirurgicaux pour les analyses microbiologiques. Il devra se déchausser et utiliser des sandales en plastique avant d'entrer dans le mini laboratoire. Le mini-laboratoire sera désinfecté régulièrement.

Remarque. – Dans certains pays, il n'est pas convenable pour une femme de travailler dans une salle fermée à proximité d'un homme.

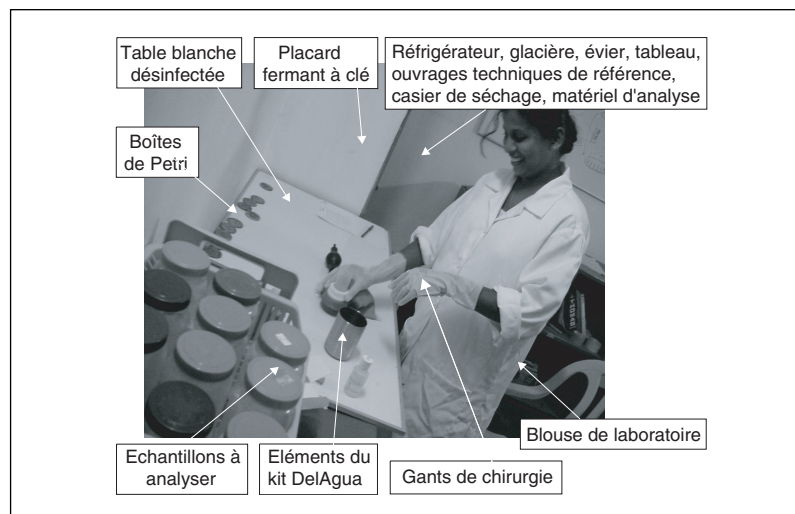


Figure 4.7 : Mini-laboratoire pour les analyses biologiques (Sri Lanka, ACF, 2000).

4.3 Présentation des résultats et interprétation

4.3.1 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

L'enregistrement et la conservation des résultats d'analyse sont essentiels, en particulier si un risque sanitaire est identifié. On recommande normalement une feuille d'enregistrement par site analysé (cf. annexe 7E). Les points suivants doivent figurer parmi les informations rapportées :

- localisation du site (avec données GPS) ;
- données d'échantillonnage et d'analyse ;
- type de site (rivière, forage, puits, réservoirs) ;
- personne chargée de l'échantillonnage/analyse ;
- tableau complet d'analyse ;
- commentaires sur le site et sur la qualité de l'eau.

Le tableau complet d'analyse comprend trois colonnes : trois échantillons sont pris sur chaque site, de manière systématique pour les analyses biologiques mais aussi, idéalement, pour les autres types d'analyse. Chaque résultat est donné avec la moyenne des trois échantillons et la valeur maximale.

Si les trois échantillons ne donnent pas des résultats suffisamment homogènes, alors l'ensemble de l'analyse doit être répété, y compris l'échantillonnage.

La variation observée est en effet probablement due à un échantillonnage non représentatif ou à une erreur en cours d'analyse. L'enregistrement et la conservation des membranes filtrantes dans un fichier est une bonne pratique (dans le cas des analyses bactériologiques). Elle permettra de revenir aux données initiales pour vérifier des résultats suspects.

4.3.2 REPRÉSENTATIVITÉ

L'analyse est effectuée sur une eau échantillonnée à un moment donné, sur un lieu donné, et selon une méthodologie donnée. La question est de savoir dans quelle mesure l'échantillon est représentatif de la ressource ou du point d'eau à analyser. Il est important de définir clairement ce que l'analyse exprime et quels sont les facteurs pouvant affecter sa représentativité.

Une variabilité spatiale ou temporelle des concentrations chimiques peut, par exemple, indiquer durant la saison sèche une absence de risques liés aux minéraux toxiques, tandis que le lessivage entraînera la diffusion des contaminations chimiques durant la saison des pluies. Un mauvais échantillonnage peut aussi réduire la représentativité réelle d'une analyse. On se reportera à l'encadré 4.5 qui présente deux exemples de représentativité spécifique pour les analyses de l'eau.

Puits et forages

L'analyse d'une eau ayant stagné durant un temps relativement long n'est pas représentative de la nappe, mais du puits, et à un moment défini dans le temps. L'eau peut aussi avoir été affectée par les matériaux constituant le tubage ou les canalisations (métaux), ou encore par des éléments externes (pollutions, pluies, etc.). Afin d'obtenir un échantillon moyen représentatif de l'horizon étudié, il est conseillé d'effectuer un pompage suffisamment long pour permettre de renouveler l'eau contenue dans les canalisations et les réservoirs. Si l'étude couvre plusieurs horizons aquifères, l'échantillon correspondra à un mélange des eaux issues des différents niveaux, dans des proportions qui seront en rapport direct avec les transmissivités de ces niveaux. Afin d'obtenir des échantillonnages ponctuels à différentes profondeurs, on pourra utiliser des conteneurs lestés équipés d'un système de fermeture actionné depuis la surface. Pour limiter le brassage d'eau lors de l'échantillonnage, il est judicieux d'utiliser des collecteurs dont le diamètre est très inférieur à celui de l'ouvrage, mais aussi de les manipuler avec une extrême lenteur. L'utilisation de collecteurs descendus en position ouverte permet d'en effectuer le rinçage au cours de la descente.

Eaux de surface

Les échantillons seront prélevés en évitant au maximum les effets aux limites ; par exemple dans le cas d'une rivière, l'oxygénation à proximité de la surface, les matières solides en suspension dans le fond, les eaux stagnantes à proximité des rives, etc. Il peut s'avérer nécessaire de créer un échantillon "moyen" en mêlant des échantillons prélevés sur des sections différentes d'un cours d'eau afin de permettre une meilleure compréhension de la chimie moyenne de l'eau sur une section donnée. Les eaux de surface sont souvent sujettes à une variabilité temporelle et spatiale extrême.

Encadré 4.5

Exemples de représentativité spécifique.

Objectifs de l'analyse (phases du programme)	1) Étude régionale de la qualité de la ressource en eau (étude de faisabilité)	2) Analyse de la qualité de l'eau au point d'eau (validation)	3) Contrôle de la qualité de l'eau au point de distribution (<i>monitoring</i>)	4) Contrôle de la qualité de l'eau entre la collecte et le foyer (<i>monitoring</i>)
Lieu	Région/village	Point d'eau (source, forage, puits ou réseau de distribution)	Au point de distribution de l'eau pour le foyer	Dans les récipients utilisés pour le transport de l'eau, le stockage et la consommation
Moment	Durant la sélection de la zone du programme	Durant le chantier et après achèvement des travaux techniques, avant la passation	À une fréquence régulière après la passation	À une fréquence régulière après s'être assuré que la population utilise le point d'eau/le système de distribution
Paramètres à vérifier	Paramètres chimiques, minéraux toxiques, caractéristiques physico-chimiques (conductivité, pH, etc.) Une étude parallèle sur les données de morbidité doit être menée	Caractéristiques chimiques (minéraux toxiques) et physico-chimiques, qualité microbiologique	Qualité microbiologique de l'eau (chimique si risque régional) Une inspection sanitaire et technique du point d'eau doit être menée en parallèle	Qualité microbiologique de l'eau Une inspection d'hygiène des récipients utilisés pour le transport de l'eau, le stockage et la consommation doit être menée en parallèle
Rapport	Cartographie (GPS)	Profil chimique inclus dans les documents contractuels de passation	Format standard d'analyse de l'eau Formulaire d'inspection sanitaire	Format standard d'analyse de l'eau Formulaire d'inspection sanitaire
Entités responsables	Agence de mise en œuvre	Agence de mise en œuvre, comité de point d'eau, institutions gouvernementales, ONG locales, entreprises privées		
Interprétation	Comparaison avec les normes pertinentes (adaptée au contexte)			
Implications pour le programme	Validation de la sélection de la ressource en eau ; sinon : – choix et conception d'un traitement de l'eau – sélection d'un type alternatif de ressource – application du principe de précaution	Validation du point d'eau ; sinon : – réhabilitation/reconstruction de l'ouvrage – choix et conception d'un traitement de l'eau – abandon du point d'eau et recherche d'une autre zone ou d'un autre type de ressource en eau	Validation d'un fonctionnement correct ; sinon : – réparation de l'équipement d'approvisionnement en eau – définition (ou ajustement) du processus de traitement (temporaire ou permanent) – restructuration du comité de point d'eau – redéfinition des activités de maintenance	Validation des pratiques d'hygiène ; sinon : – conception d'un programme spécifique de promotion de l'hygiène – distribution de kits d'hygiène

Tableau 4.XV : Modalités d'analyse de l'eau et leur interprétation.

4.3.3 INTERPRÉTATION

L'interprétation d'une analyse de qualité de l'eau peut aussi être questionnée dans un sens plus large : qu'est-ce que nous analysons ? Pourquoi ? Quand et à quelle fréquence ? Quel est l'objectif général de l'analyse ? Quelles normes ont été choisies pour caractériser la qualité de l'eau ? Les normes de qualité sélectionnées pour le programme sont-elles

réalistes si l'on considère l'eau consommée par la population en général ? Etc. Ces questions montrent qu'une analyse de l'eau n'est pas représentative en elle-même, mais qu'elle doit être interprétée avec un certain sens critique, et être correctement utilisée. Le tableau 4.XV propose une vision générale de l'interprétation des analyses d'eau.

L'interprétation, la sélection des paramètres et des normes, dépendront essentiellement du contexte. La section 1.2 explique de quelle manière la qualité de l'eau sera perçue dans des projets d'urgence ou des projets à long terme. Cette perception dépendra aussi de la phase de mise en œuvre où se trouve le projet (cf. § 1.2 et tabl. 4.XV).

Une contamination fécale indique un risque de contamination de l'eau par des pathogènes (cf. § 2.3.1 : risque faible, risque significatif, risque élevé). Cependant, l'interprétation ne concerne pas uniquement les risques sanitaires. Elle peut aussi être utilisée pour identifier des problèmes techniques dans le système d'approvisionnement en eau. Par exemple :

- *puits ouverts* : l'utilisation de seaux ou de cordes sales peut entraîner une contamination fécale. Des désinfections régulières et une promotion de l'hygiène peuvent réduire le risque de contamination ;

- *forages ou puits équipés de pompes* : aucune contamination fécale ne doit être tolérée, même si elle est faible et ne présente aucun risque sanitaire. Une telle contamination indique souvent une faille dans l'installation qui permet la contamination de la ressource par infiltration (par exemple une étanchéité imparfaite des aménagements de surface), ou bien une contamination de l'eau souterraine (par exemple à partir de latrines situées à proximité). Dans de tels cas, il est nécessaire de réhabiliter l'installation ou d'éliminer la source de contamination ;

- *réseaux de distribution* : une contamination fécale indique une faille technique dans le système qui pourra être localisée au niveau : des canalisations (par exemple des conduites enterrées fissurées ou corrodées et qui laissent entrer de l'eau contaminée), de la station de traitement ou du captage (contamination de la source). Dans de tels cas, le système sera inspecté afin d'identifier la source de contamination.

Prospection des eaux souterraines

A ÉTUDES HYDROGÉOPHYSIQUES

1	Questions posées au prospecteur	131	4.3	Méthodes électromagnétiques	155
2	Outils préliminaires	132	4.3.1	<i>Principe</i>	155
2.1	Informations disponibles	132	4.3.2	<i>Mesure</i>	156
2.2	Cartographie	133	4.3.3	<i>Méthode VLF</i>	156
2.3	Images satellite	133	4.3.4	<i>Méthode Slingram</i>	158
2.4	Photo-interprétation	134	4.3.5	<i>Sondages TDEM (Time Domain Electro-Magnetism)</i>	161
3	Enquêtes de terrain	135	4.4	Résonance magnétique protonique (RMP)	162
3.1	Visite préliminaire	135	4.4.1	<i>Principe</i>	162
3.2	Rendez-vous techniques et investigations complémentaires	135	4.4.2	<i>Prise de mesures</i>	163
			4.4.3	<i>Interprétation</i>	165
4	Hydrogéophysique	136	5	Procédures de prospection	168
4.1	Méthodes hydrogéophysiques	136	5.1	Forages d'exploration	168
4.1.1	<i>Principe</i>	136	5.2	Évaluation de la ressource	168
4.1.2	<i>Choix des méthodes</i>	137	5.3	Archivage des résultats et outils d'analyse	170
4.1.3	<i>Procédures géophysiques</i>	139	5.4	Élaboration des procédures de prospection	170
4.2	Méthode des résistivités électriques	139	5.4.1	<i>Questions hydrogéologiques</i>	171
4.2.1	<i>Principe</i>	139	5.4.2	<i>Choix des méthodes géophysiques</i>	172
4.2.2	<i>Mesure</i>	141	5.4.3	<i>Apport des différentes méthodes géophysiques</i>	173
4.2.3	<i>Mise en œuvre</i>	144			

La réussite d'un forage ou d'un puits dépend pour beaucoup de la qualité de son implantation. La prospection des eaux souterraines consiste à utiliser différents outils qui permettent de caractériser les ressources à un niveau local, puis d'implanter de façon précise les ouvrages. Ces outils sont mis en œuvre dans le cadre d'un processus continu : les résultats obtenus sont confrontés aux hypothèses émises, et la stratégie d'implantation est corrigée.

1. Questions posées au prospecteur

Les principales questions auxquelles doit tenter de répondre le "prospecteur ACF" peuvent être classées en fonction de la géométrie du réservoir, de ses fonctions hydrauliques et de la pérennité des ressources.

– *Géométrie du réservoir* :

- localisation des épaisseurs et des extensions latérales des zones productrices,
- estimation de la qualité du recouvrement (argileux ou perméable),
- définition du niveau statique en nappe libre.

– *Stockage de l'eau* :

- estimation de la quantité d'eau stockée accessible à l'exploitation (porosité de drainage ou coefficient d'emmagasinement),

- estimation de la qualité de l'eau.
- *Conduite du flux* :
 - estimation du coefficient de perméabilité,
 - estimation de la transmissivité et d'un débit d'exploitation théorique.
- *Pérennité des ressources* :
 - estimation du potentiel d'exploitation à différentes échelles de temps,
 - estimation de la vulnérabilité qualitative de la ressource.
- *Équipement des forages* :
 - localisation des zones productrices avant la mise en place de l'équipement.

Pour tenter de répondre à ces questions, il est nécessaire de définir un protocole qui correspond à un enchaînement de phases pouvant être interrompu en cas d'échec, et dont la mise en place se fait graduellement (tabl. 5.I).

Tableau 5.I : Protocole de prospection.

Phases	Objectifs	Principaux outils
Étude préliminaire	Sélectionner ou exclure la solution eaux souterraines Préciser les solutions techniques proposées pour répondre aux besoins	Synthèse des données disponibles Cartographie Imagerie satellite Enquête de terrain
Étude d'implantation	Confirmer l'intérêt de l'aquifère identifié Implanter précisément les ouvrages	Photo-interprétation Géologie et géomorphologie de terrain Piézométrie Géophysique Hydrochimie
Construction d'ouvrages – puits ou forages		
Évaluation de la ressource	Simuler le comportement du forage dans le temps Estimer la réserve et le potentiel de production de l'aquifère	Pompage d'essai Piézométrie Bilan hydrologique Modélisation hydrodynamique
Perfectionnement des procédures	Évaluer les hypothèses émises en fonction des résultats obtenus	Tous les outils dont l'intérêt a été démontré sont utilisés

La protocole de prospection est défini en fonction du contexte hydrogéologique. Il convient donc, avant tout, d'identifier le système naturel d'intérêt ; il s'agira ensuite de préciser les axes de recherche et de choisir les outils d'investigation adaptés.

2 Outils préliminaires

Des outils simples peuvent être mis en œuvre rapidement pour permettre de confirmer ou d'écarter la solution eaux souterraines, puis de préciser les solutions techniques à utiliser. L'objectif est donc de prendre une décision et de proposer un budget.

2.1 Informations disponibles

Devant la complexité et l'urgence de certaines situations, il est important de construire l'étude sur la recherche, la synthèse et la hiérarchisation des informations existantes. Ces informations sont disponibles au niveau local auprès

des services de l'état, des autres ONG, des universités, mais également au niveau international (agence des Nations Unies, universités, bureaux de recherches géologiques, etc.). Les questions principales auxquelles cette recherche d'informations doit permettre de répondre sont résumées dans le tableau 5.II.

Tableau 5.II : Principales questions préliminaires.

Type de milieu	Alluvial, bassin sédimentaire, zone de socle...
Données climatiques	Pluviométries et températures mensuelles moyennes
Ressource en eau souterraine	Profondeur moyenne, production des ouvrages existants
Solutions techniques possibles	Puits ou forages (ou captage de sources) Techniques de construction Profondeur et diamètre moyens Procédures d'implantation routinières
Coûts/moyens	Technique Humain Logistique

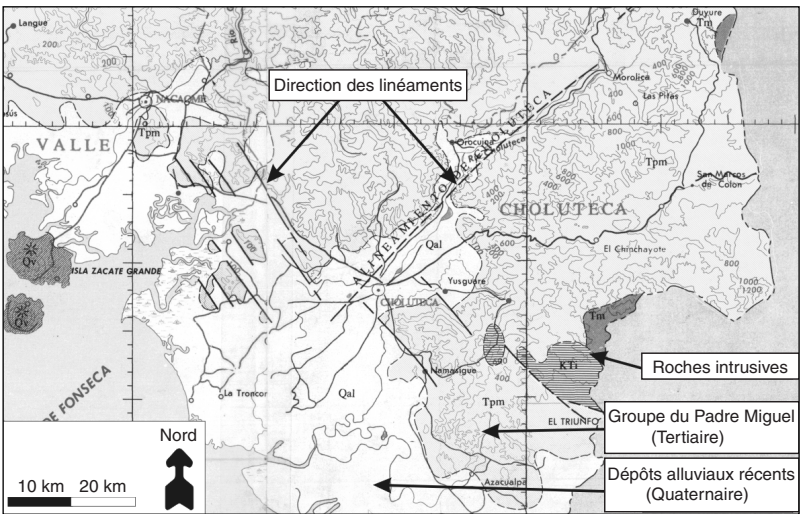
2.2 Cartographie

Même si les échelles disponibles ne permettent pas toujours une vision détaillée de la zone étudiée, les cartes topographiques et géologiques permettent d'appréhender les caractéristiques majeures du milieu à une échelle régionale.

La figure 5.1 présente l'extrait d'une carte géologique de la région de Choluteca au Honduras, dans laquelle ACF souhaitait mettre en œuvre un programme de forages. Malgré sa petite échelle (1:500000), cette carte permet de mettre en évidence :

- le contact entre les sédiments non consolidés (quaternaire) et les roches volcaniques consolidées (tertiaire) ;
- les directions principales des linéaments (N45° et N330°) ;
- le relief ;
- le réseau hydrographique (sur la carte topographique de la région, le tracé en baïonnette de la rivière Choluteca indique également un milieu consolidé et fracturé).

Figure 5.1 : Carte géologique du sud du Honduras (extrait de *Mapa geologico de Honduras*, M.J. Kozuch, 1991).



2.3 Images satellite

L'analyse visuelle des images satellite concerne généralement les critères liés à la végétation, les traits structuraux et la géomorphologie. La figure 5.2 présente l'extrait d'une image SPOT de la ville de Choluteca au Honduras. Les informations apportées sont complémentaires de celles données par la carte géologique (fig. 5.1) :

- les contrastes dans la couverture végétale soulignent des ensembles géologiques/pédologiques différents (alluvions et recouvrements récents, roches volcaniques du groupe *Padre Miguel*), des zones humides et d'autres plus sèches ;
- les linéaments plurikilométriques sont nettement identifiables au travers du réseau hydrographique (ils sont également mis en évidence sur les cartes topographiques) ;
- les réseaux de drainage (concentration du ruissellement) et les zones de ruissellement (pentes) sont également soulignés par la géomorphologie.

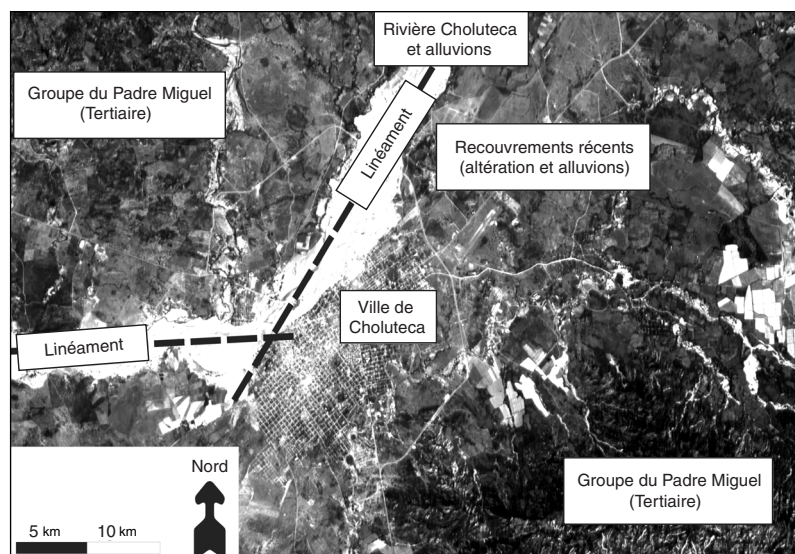


Figure 5.2 : Extrait image SPOT (KJ 615-323) du 30 novembre 1998 centré sur la ville de Choluteca, Honduras.

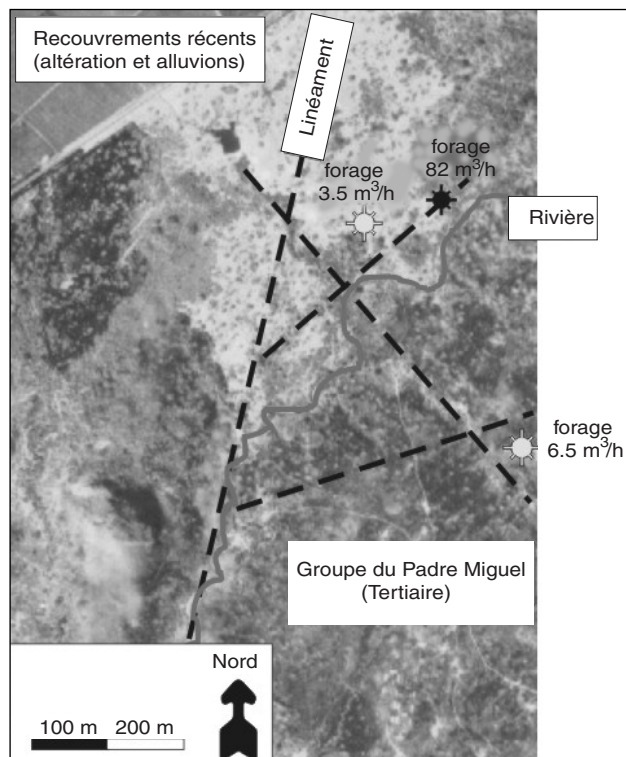
2.4 Photo-interprétation

L'interprétation des photos aériennes repose sur l'analyse des formes de relief perçues soit directement en vision stéréoscopique, soit indirectement par l'étude du réseau hydrographique et des variations de niveaux de contrastes de la photographie.

- *En zone de socle*, les informations recherchées portent essentiellement sur la fracturation et sur l'altération :
 - le réseau hydrographique s'inscrit souvent dans le réseau de fracture : son étude en vision stéréoscopique peut alors apporter des renseignements structuraux. D'une façon générale, on peut considérer qu'un chevelu hydrographique est d'autant plus dense et ramifié que le terrain est imperméable. En zone de socle, cela signifie généralement que l'altération est importante et argileuse. Au contraire, un tracé hydrographique en baïonnettes traduit une zone fracturée, parfois peu altérée ;
 - les linéaments ne sont pas uniquement soulignés par le réseau hydrographique : ils peuvent également s'inscrire dans le paysage au travers du relief ou de la végétation ;
 - les linéaments repérés doivent être étudiés à la lumière de leur direction : on choisira bien entendu les directions reconnues comme ouvertes, ou parfois les points d'intersection de deux linéaments (nœud) ;
 - l'étude des photos aériennes en zone de socle permet également d'identifier les zones d'infiltration préférentielle (bas fond, oued) des zones drainantes (réseau hydrographique).
- *En zone sédimentaire non consolidée*, les éléments recherchés sont différents. On s'attachera essentiellement à identifier :
 - les unités géologiques soulignées par la végétation et le relief ;
 - les zones inondables, les zones drainantes ;
 - le réseau hydrographique dont les anciens cheminements parfois visibles sont favorables à l'implantation d'ouvrages (paléo-chenaux).

Figure 5.3 : Photo aérienne, région de Choluteca, Honduras
(Marcelinot Champagnat, ACF, 2000).

La figure 5.3 présente l'analyse structurale réalisée à partir des photos aériennes du campement de Marcelinot Champagnat (nord-est de l'image satellite de la figure 5.2). Le contexte géologique correspond à des ignimbrites rhyolitiques du tertiaire (groupe *Padre Miguel*) recouvertes au nord de la photo par des alluvions quaternaires et des produits d'altération (colluvions). Le linéament N45° correspond à une direction principale de fracturation régionale marquée sur la carte géologique (fig. 5.1) et sur l'image satellite (fig. 5.2). Le forage qui a été implanté sur cette structure produit un débit instantané de 82 m³/h pour une profondeur totale de 32 mètres, alors que les forages anciens qui avaient été implantés en dehors de zones fracturées présentent des débits très inférieurs pour des profondeurs supérieures (6,5 et 3,5 m³/h pour 55 et 96 mètres de profondeur).



3 Enquêtes de terrain

Les analyses menées au bureau doivent être validées et complétées lors des visites de terrain.

3.1 Visite préliminaire

La visite préliminaire doit commencer par une rencontre avec les responsables (traditionnels et/ou administratifs) et les populations locales. Il s'agit avant tout de se présenter, puis de tenter d'obtenir les informations nécessaires à la compréhension du contexte : observation, écoute, questionnement sans suggestion des réponses, questionnement réitéré en changeant de formulation... Il faut appréhender un ensemble de réalités, aussi bien humaines que techniques (voir chapitre 2) :

- le contexte climatique : pluviométrie et rythme des saisons des pluies, températures, vents, etc. ;
- le contexte géologique : affleurements, pendages, direction des fractures identifiables, coupes observées dans les puits, etc. ;
- le contexte géomorphologique : relief, réseau hydrographique, zones d'infiltration potentielle, zones inondables, etc. ;
- le contexte hydrogéologique : visite des ressources en eau, salubrité, pérennité, mesure des niveaux statiques et dynamiques, estimation des débits, localisation des ouvrages positifs mais également négatifs, qualité de l'eau (mesure de la conductivité), observations "particulières" comme les alignements de termitières, l'association de certains arbres avec les points d'eau existants, la position des points d'eau les plus productifs par rapport à la géomorphologie, au réseau hydrographique, etc.

Le résultat de cette visite préliminaire peut être synthétisé graphiquement sur les cartes ou l'image satellite digitalisées (par exemple, à l'aide d'un logiciel SIG).

3.2 Rendez-vous techniques et investigations complémentaires

Dans cette phase des investigations, il est indispensable de rencontrer les entreprises, les départements techniques régionaux et nationaux et les autres organisations afin de compléter les informations recueillies lors de la visite préliminaire : rapport de forage, essai de pompage, hydrochimie, etc. Le dialogue avec les populations locales

reste primordial : les habitants de la zone ont une connaissance certaine et un historique de ce qui a déjà été entrepris, réussi mais aussi raté...

En zone de socle, une visite des sites mis en évidence par l'interprétation des photo aériennes, permet de vérifier la présence des linéaments. Il arrive en effet qu'un alignement identifié par image ou photo s'avère être une piste ou une tranchée. On s'efforce de remarquer sur le terrain tous les signes qui peuvent confirmer la présence d'une anomalie : alignement de termitières, de gros arbres, changement de végétation, affleurements, etc.

En zone alluviale, il convient d'estimer la relation nappe/rivière (alimentation/drainage/colmatage, cf. chap. 3).

Une visite systématique des ouvrages existants doit être faite, afin de mesurer les profondeurs totales, les niveaux statiques et dynamiques, et la production (relation débit/rabattement). Les mesures de la conductivité de l'eau dans différents ouvrages sont comparées à celles des eaux de surface et de pluie : l'unicité ou la pluralité des systèmes, ainsi que les processus de recharge et de circulation des nappes peuvent parfois être précisés. D'éventuels problèmes de minéralisation excessive de l'eau, voir de salinité, peuvent également être mis en évidence.

4 Hydrogéophysique

Les méthodes géophysiques appliquées à l'hydrogéologie (méthodes hydrogéophysiques) sont des outils utilisés dans une étape donnée de la procédure hydrogéologique pour tenter de répondre à des questions d'ordre géologique. Ces questions sont spécifiques au contexte d'étude, mais elles peuvent être regroupées en fonction de la typologie des aquifères et classées en deux catégories : la géométrie des réservoirs d'une part, et les paramètres descriptifs des fonctions de stockage et de flux d'autre part. Dans les contextes de salinité des eaux souterraines, le prospecteur peut également être amené à évaluer la conductivité électrique de l'eau de la nappe.

Action contre la Faim a conduit de 2000 à 2003 un programme de recherche et développement pour mesurer la capacité des méthodes géophysiques à caractériser les aquifères dans les grands contextes géologiques (milieu non consolidé, zone de socle et roches carbonatées). Ce travail a notamment porté sur la méthode nouvelle des sondages RMP (Résonance Magnétique Protonique) dont les principaux résultats sont présentés dans ce chapitre (Vouillamoz, 2003).

4.1 Méthodes hydrogéophysiques

Abréviations utilisées

Méthode en courant continu

Trainé électrique

Sondage électrique

Imagerie électrique 2D

Potentiel spontané

Méthode électromagnétique

Very Low Frequency

Électromagnétisme en domaine temporel

Résonance magnétique protonique

Diagraphie électrique de forage

Émetteur

Récepteur

Méthode DC (*Direct Current*)

RP (*Resistivity Profiling*)

ES (*Electrical Sounding*)

ERI (*Electrical Resistivity Imagery*)

SP (*Spontaneous Potential*)

Méthode EM (*Electromagnetic method*)

VLF (*Very Low Frequency*)

TDEM (*Time Domain Electromagnetism*)

RMP (ou MRS pour *Magnetic Resonance Sounding*)

BEL (*Borehole Electrical Logging*)

Tx (*Transmitter*)

Rx (*Receiver*)

4.1.1 PRINCIPE

Les méthodes hydrogéophysiques mesurent les variations spatiales et temporelles des propriétés physiques du sous-sol. Les propriétés physiques des roches étudiées sont conditionnées par la nature du réservoir (géologie), le volume des vides qu'il renferme (sa porosité) et le volume et la nature des fluides d'imbibition (saturation et qualité de l'eau).

– Pour l'ensemble des méthodes géophysiques traditionnelles, l'eau souterraine influence certains des paramètres

mesurés mais elle n’est cependant jamais le seul facteur responsable. Aussi, les grandeurs physiques enregistrées par le géophysicien ne permettent pas une lecture directe de la présence ou de la qualité de l’eau souterraine, mais contribuent dans le meilleur des cas à imaginer la nature et la structure des aquifères.

– En comparaison avec ces méthodes traditionnelles, la résonance magnétique protonique (RMP ou MRS pour l’abréviation anglaise) est une méthode géophysique qualifiée de directe car elle mesure un signal émis par un ensemble de noyaux atomiques de la molécule d’eau. L’apport de la RMP à l’hydrogéologie s’entend ainsi comme la possibilité de mesurer directement un signal indicateur de l’eau souterraine.

Parmi les nombreuses méthodes géophysiques susceptibles d’être utilisées pour l’hydrogéologie, trois ont été retenues par ACF en fonction des contraintes propres aux programmes humanitaires :

– *les méthodes de mesure des résistivités électriques par courant continu* sont les méthodes de référence, car elles peuvent être utilisées dans un grand nombre de contextes suivant des protocoles 1D et 2D ;

– *la mesure des résistivités électriques avec les méthodes électromagnétiques* et notamment la méthode VLF, la méthode Slingram et les sondages TDEM, est plus simple à mettre en œuvre qu’avec les méthodes DC. Ces méthodes sont cependant moins polyvalentes et ne peuvent pas toujours être utilisées sur les terrains dits “bruités” ;

– *la méthode des sondages RMP* est assez délicate à mettre en œuvre, mais elle est la seule technique qui permet d’obtenir des informations directes sur l’eau souterraine.

Enfin, rappelons que pour l’ensemble des méthodes la valeur de l’étude dépend de la qualité des mesures réalisées sur le terrain, ainsi que de la richesse des observations et des autres analyses qui y sont associées.

4.1.2 CHOIX DES MÉTHODES

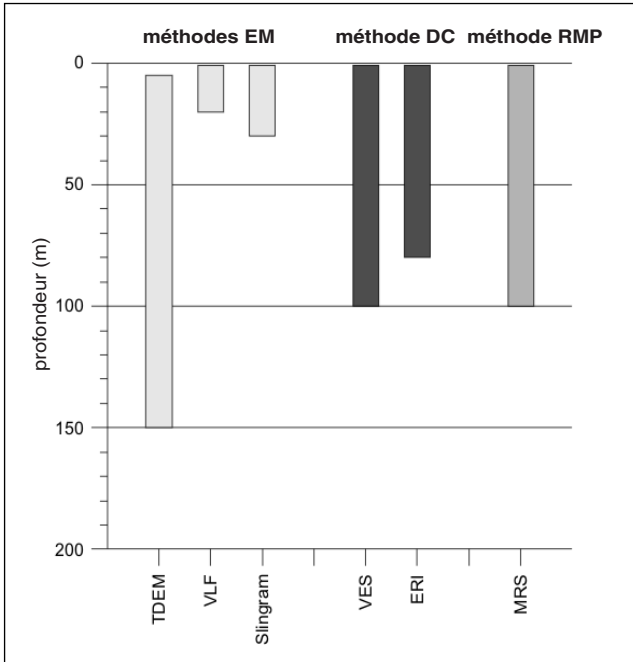
Le choix des méthodes géophysiques dépend des contextes géologiques et des questions posées. La méthode, ou la combinaison de méthodes retenue, doit s’inscrire dans une procédure de prospection dont la mise en place est présentée à la Section 5. Les principaux critères de choix sont les suivants :

– *La nature de la cible recherchée* : elle doit provoquer une variation suffisante du paramètre géophysique mesuré, qui est lui-même fonction de paramètres opérationnels (tabl. 5.III). Par exemple, l’eau d’une nappe alluviale est susceptible d’engendrer des signaux de relaxation magnétique protonique mesurés par RMP ; ou encore, les contrastes de salinité des eaux souterraines sur un front de biseau salé peuvent créer des contrastes de résistivité électrique susceptibles d’être révélés par sondages TDEM. Ainsi, le tableau 5.III souligne que seule la méthode RMP mesure un paramètre géophysique directement lié à l’eau souterraine.

Tableau 5.III : Méthodes géophysiques usuelles pour l’hydrogéologie (modifié d’après Kearey & Brooks, 1984).
Entre parenthèses, les propriétés dont l’effet est secondaire.

Méthode	Paramètre géophysique mesuré	Propriété physique opérationnelle	Influence de l’eau souterraine
Électrique DC	Différence de potentiels due aux courants de conduction	Résistivité électrique	Indirecte
Électromagnétisme	Signaux électromagnétiques dus à des inductions	Conductivité électrique (susceptibilité magnétique et permittivité diélectrique)	Indirecte
RMP	Signaux de relaxation magnétique des noyaux d’hydrogène de l’eau	Spin et moment magnétique du noyau atomique de l’hydrogène	Directe

– *La précision recherchée* : elle doit être en adéquation avec le pouvoir de résolution de la méthode et de l’équipement sélectionnés. La résolution exprime la capacité d’une méthode à mettre en évidence une cible et à la caractériser. La résolution est fonction de la sensibilité du dispositif, mais elle est également limitée par la sensibilité de l’équipement



utilisé et par les conditions de mesures (rapport signal sur bruit). Il n'est donc pas possible de proposer une résolution standard pour chaque méthode, mais plutôt une gamme de profondeurs de résolution usuelle pour l'hydrogéologie (fig. 5.4).

Figure 5.4 : Profondeur d'investigation usuelle des méthodes et équipements utilisés par ACF.

– *L'échelle à laquelle doit être réalisée l'étude* : elle conditionne le cadre de la mise en œuvre de la méthode qui passe par le déploiement sur le terrain d'un équipement. Chaque équipement possède ses propres modalités d'utilisation et peut être déployé suivant plusieurs configurations en fonction de l'objet recherché. Le tableau 5.IV synthétise cette multitude de possibilités et présente les principales applications et utilisations des dispositifs usuels à ACF.

– *Le coût de la géophysique* : il s'entend comme l'impact de la mise en œuvre d'études géophysiques sur le coût total du projet. Deux postes principaux sont à évaluer : le coût de la réalisation des études géophysiques d'une part, et l'économie engendrée par la réduction du nombre d'ouvrages négatifs grâce à l'emploi de la géophysique d'autre part. À partir du coût des études géophysiques et du coût d'un forage négatif calculé sur la même base, il est possible de définir les domaines d'utilisation économique des différentes méthodes ou des combinaisons de méthodes. En effet, on peut écrire :

$$r \cdot bh = r \cdot bh^+ + (1 - r) \cdot bh^- + \rho$$

$$\Leftrightarrow bh = bh^+ + \frac{1 - r}{r} \cdot bh^- + \frac{\rho}{r}$$

avec r le taux de succès des forages (%), bh le coût moyen d'un forage d'exploitation, bh^+ le coût moyen d'un forage positif, bh^- le coût moyen d'un forage négatif et ρ le coût moyen des études géophysiques par ouvrage. Les études géophysiques systématiques permettent d'économiser de l'argent à l'échelle du programme dès que :

$$r \leq bh^- \cdot \left[\frac{r_p}{r} - 1 \right]$$

avec r le taux de succès sans géophysique, et r_p le taux de succès avec géophysique. Ces taux peuvent être estimés à partir de l'expérience des acteurs locaux ou à la lumière des programmes ACF.

Cependant, l'évaluation économique des programmes n'est pas suffisante pour décider des actions à entreprendre dans le cadre des programmes ACF : ce calcul ne prend pas en compte la possibilité souvent vérifiée qu'apportent les études géophysiques de réaliser des ouvrages positifs dans des zones difficiles où les besoins en eau des populations sont importants. Au-delà des questions de coût, l'objectif d'ACF est bien de répondre aux besoins des populations vulnérables.

Méthode	Dispositif	Application	Domaines d'utilisation
Méthodes DC	RP (simple et double longueur de ligne)	Étude préliminaire : profil de résistivité, interprétation qualitative 1D	Tous sauf difficulté de planter et d'assurer un bon contact électrodes-terrain
	ES (Schlumberger, Wenner, pôle-dipôle, pôle-pôle)	Étude complémentaire : log de résistivité, interprétation quantitative 1D	Profondeur d'investigation limitée si terrains de surface très conducteurs (argile, eau salée)
	Sondage multidirectionnel	Étude complémentaire : log de résistivité directionnelle, interprétation qualitative 2-3D	
	ERI (Wenner, pôle-pôle, pôle-dipôle, dipôle-dipôle)	Étude complémentaire : section de résistivité, interprétation quantitative 2D	
Méthode EM	VLF (mode inclinaison et résistivité)	Étude préliminaire : profil et carte d'isorésistivité, interprétation qualitative 1-2D	Tous sauf si terrains très résistants
Slingram	Étude préliminaire : (multi-écartements)	profil et carte d'isoconductivité, interprétation qualitative 1-2D	
	Sondages TDEM	Étude préliminaire et complémentaire : log de résistivité, interprétation quantitative 1D	
RMP	Sondage 1D	Étude complémentaire : interprétation qualitative 1D ou quantitative si calibration	Milieu pseudo-continu Impossibilité si roches magnétiques

Tableau 5.IV : Dispositifs géophysiques et domaines d'application hydrogéologiques usuels.

4.1.3 PROCÉDURES GÉOPHYSIQUES

À partir des éléments de choix des méthodes et de l'expérience d'ACF, des procédures géophysiques types peuvent être proposées. Ces procédures doivent s'inscrire dans une démarche hydrogéologique dont l'élaboration est présentée à la section 5 ; ces propositions ne sont donc qu'indicatives (tabl. 5.V) et sont illustrées par des exemples au chapitre 5B.

4.2 Méthode des résistivités électriques

Afin de faciliter la lecture, les références scientifiques utilisées dans cette section ne sont pas mentionnées. Elles peuvent être trouvées en bibliographie.

4.2.1 PRINCIPE

Le principe consiste à utiliser les propriétés liées à la circulation des courants continus pour mesurer la résistivité apparente des terrains. La nature et la structure des aquifères sont ensuite imaginées à partir des contrastes de résistivité calculée.

MILIEU	Continu (sédimentaire non consolidé)	Cartographie de résistivité EM VLF ou Slingram	Délimitation des domaines hydrogéologiques Estimation du recouvrement (argile)
		ES si milieu résistant TDEM si milieu conducteur	Description 1D des structures Estimation de la minéralisation de l'eau
		ERI	Description 2D des structures Estimation de la minéralisation de l'eau
		RMP	Confirmation de la présence d'eau souterraine Caractérisation de l'emmagasinement et de la perméabilité des réservoirs
		BEL	Localisation des zones productives Choix de l'équipement du forage
	Discontinu (socle)	Profil de résistivité Slingram ou RP	Estimation de l'épaisseur et de la nature de l'altération
		ES (rarement TDEM)	Description 1D des structures
		ERI	Description 2D des structures
		RMP	Confirmation de la présence d'eau souterraine Caractérisation de l'emmagasinement de la perméabilité des réservoirs
		BEL	Localisation des zones productives Choix de l'équipement du forage
	Karstique	Cartographie de résistivité EM VLF ou Slingram	Caractérisation des sols, teneur en argile Mise en évidence de fractures peu profondes
		ERI	Estimation 2D des structures
		RMP	Localisation zones saturées (épikarst et figures de dissolutions peu profondes)

Tableau 5.V : Procédures géophysiques types.

La résistivité électrique d'un milieu est la propriété physique qui détermine la capacité de ce milieu à s'opposer au passage d'un courant électrique. Dans les roches, la circulation du courant par déplacement d'électrons est rare (conductivité électronique ou métallique de certains gisements métalliques), et le déplacement des charges est essentiellement assuré par les ions en solution (conductivité électrolytique). Ainsi, la résistivité des roches dépend essentiellement de :

- la nature et l'altération de la roche (mode de distribution de l'électrolyte) ;
- la teneur en eau (saturation en électrolyte) ;
- la qualité de l'eau (minéralisation de l'électrolyte) ;
- la température (viscosité de l'électrolyte et mobilité des ions).

Les valeurs de résistivités vraies rencontrées généralement sur le terrain sont présentées dans le tableau 5.VI.

**Tableau 5.VI : Résistivités réelles
généralement rencontrées dans différentes
formations.**

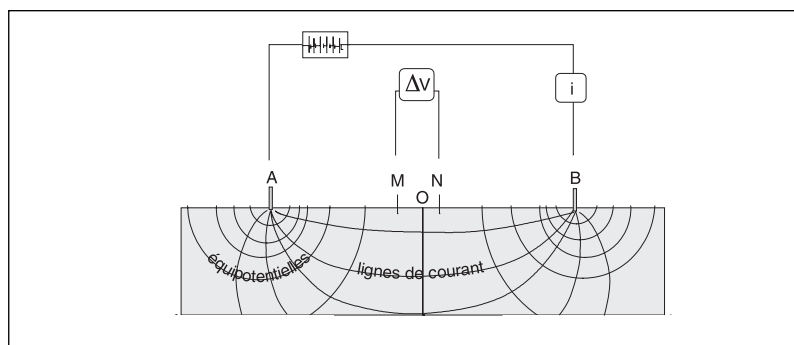
Formations	Résistivités de formations saturées* (Ωm)	Résistivité** (Ωm)
Argiles	5 à 10	0,5 – 5
Sables	50 à 400	40 à 300
Graviers	150 à 500	200 à 500
Schistes cristallins		100 à 10000
Gneiss sains		1000 à 10000
Gneiss altérés secs		300 à 600
Gneiss altérés humides		120 - 200
Granites sains	100 à 50000	1000 à 10000
Granites altérés secs		300 à 1000
Granites altérés humides		100 - 300
Craie	100 à 10000	50 - 300
Eau de mer	< 0,2	
Eau saline souterraine		< 1
Eau douce de surface	10 à 300	
Limite de potabilité	2 à 6	

* D'après Meyer de Stadelhofen, 1991. ** Données expérimentales ACF.

4.2.2 MESURE

Pour mesurer les résistivités, un courant continu est injecté dans le sol au moyen de 2 électrodes A et B, et la différence de potentiel (ΔV ou ddp) associée au flux de charge est mesurée entre deux électrodes M et N (fig. 5.5).

**Figure 5.5 : Principe des mesures
électriques.**



La résistivité électrique des terrains traversés est calculée par la formule $\rho_a = K \cdot \Delta V_{MN} / I_{AB}$, avec ρ_a la résistivité apparente en ohms mètres (Ωm), ΔV_{MN} la différence de potentiel en volts (V), I_{AB} l'intensité du courant continu en ampère (A) et K un facteur géométrique tel que :

$$K = \frac{2\pi}{1/AM - 1/BM - 1/AN + 1/BN}$$

La résistivité ρ_a est appelée *résistivité apparente*, car elle correspond à la résistivité de l'ensemble des terrains traversés par les lignes de courants ; elle est différente des résistivités vraies de chaque terrain, qui seront calculées à partir des résistivités apparentes au cours du travail d'interprétation. La profondeur de pénétration des lignes de courant, et donc la profondeur d'investigation, est fonction de l'écartement des électrodes A-B.

Il existe quatre types de mesures, associés chacun à un champ d'investigation propre :

- le *sondage électrique* (*Electric Sounding* ou ES) permet d'identifier la succession en profondeur des terrains compris entre les électrodes M et N. La résistivité est mesurée en fonction de la profondeur en augmentant progressivement la taille du dispositif (sondage unidimensionnel).

- le *trainé électrique* (*Resistivity Profiling* ou RP) permet d'identifier l'évolution d'un horizon de terrain (à profondeur quasi-constante) le long d'un profil. Les variations de résistivité sont mesurées le long du profil en translatant

l'ensemble du dispositif AMNB. La profondeur d'investigation est donnée par la taille AB maintenue constante pendant tout le traîné (traîné unidirectionnel) ;

- l'*imagerie électrique 2D (Electrical Resistivity Imagery* ou ERI) permet d'obtenir une coupe de résistivités mesurées et interprétées suivant un protocole 2D. Elle réunit donc les informations données par le sondage (variation verticale) et par le traîné (variation horizontale) ;

- le *sondage carré* permet de mettre en évidence les anisotropies. On calcule un coefficient et une direction d'anisotropie, ainsi qu'une résistivité moyenne.

Plusieurs dispositifs d'électrodes sont habituellement utilisés :

- Le *dispositif Schlumberger* est le plus utilisé pour les ES. Il comprend quatre électrodes placées en ligne de telle sorte que $AB > 5 MN$ (fig. 5.6). Son intérêt sur le dispositif Wenner est que seules deux électrodes sont déplacées (A et B) entre chaque mesure. Il offre également une bonne profondeur de pénétration.

- Le *dispositif Wenner* avec quatre électrodes en ligne, telles que $AM = MN = NB$ (fig. 5.7), est largement utilisé en RP (système symétrique). Il présente un bon compromis entre sensibilité verticale, horizontale et longueur de ligne.

- Le *dispositif pôle-pôle* consiste à placer deux électrodes (M et A) "à l'infini" et à ne déplacer que B et N (fig. 5.8). Il permet d'atteindre des profondeurs d'investigation supérieures aux dispositifs Schlumberger et Wenner pour des longueurs de lignes équivalentes. Il est par contre moins sensible que ces dispositifs quadripôles.

- Le *dispositif pôle-dipôle ou semi-Schlumberger* peut être utilisé en ES et en ERI. En effectuant deux mesures "inversées", on peut rapidement obtenir des informations sur l'hétérogénéité de la formation (fig. 5.9) ;

- Le *dispositif carré*, avec $AB = MN = AM = BN$ (fig. 5.10), est utilisé essentiellement pour la réalisation de sondages. Il permet d'estimer l'anisotropie, en particulier les directions de fracture, mais sa mise en œuvre est lourde sur le terrain.

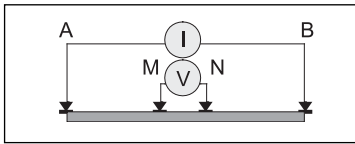


Figure 5.6 :
Dispositif Schlumberger.

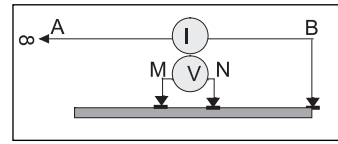


Figure 5.9 :
Dispositif pôle-dipôle.

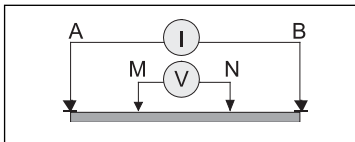


Figure 5.7 :
Dispositif Wenner.

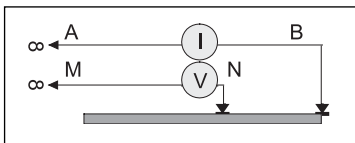


Figure 5.8 :
Dispositif pôle-pôle.

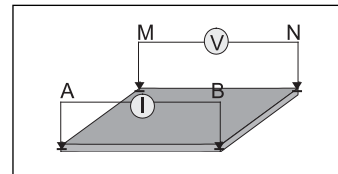


Figure 5.10 :
Dispositif carré.

Pour l'ensemble de ces configurations, il est possible d'inverser la position des électrodes de courant A-B avec celle des électrodes de potentiels M-N sans que cela change rien aux résultats théoriques. Un grand espacement des électrodes de potentiel permet d'obtenir un signal mesuré fort (ddp). C'est un avantage dans les environnements peu bruités où le rapport signal sur bruit sera ainsi amélioré, mais c'est un inconvénient dans les zones bruitées (courants vagabonds, courants telluriques) où le signal du bruit sera également augmenté.

Sur un terrain (1/2 espace infini) homogène de résistivité ρ , si deux électrodes A^+ et B^- sont traversées par un courant I , on peut mesurer entre deux autres électrodes M et N la différence de potentiel due à l'action conjuguée de A et B, telle que :

$$V_M = V_A + V_B = \frac{\rho I}{2\pi AM} - \frac{\rho I}{2\pi BM} = \frac{\rho I}{2\pi} \left(\frac{1}{AM} - \frac{1}{BM} \right)$$

$$V_N = V_A + V_B = \frac{\rho I}{2\pi} \left(\frac{1}{AN} - \frac{1}{BN} \right)$$

Résistivité

Le courant qui traverse un conducteur est proportionnel à la tension, divisée par une constante, la résistance.

La loi d'Ohm s'exprime ainsi :

$$U = RI$$

où U est la tension (volts), R est la résistance (ohms) et I l'intensité du courant (ampères). Cette loi n'est strictement valide que pour la conduction métallique, mais elle constitue une approximation acceptable dans le cas de la conduction électrolytique pour les milieux naturels exempts d'argile.

La relation entre la résistance R et la résistivité est :

$$R = \rho \cdot \frac{L}{S}$$

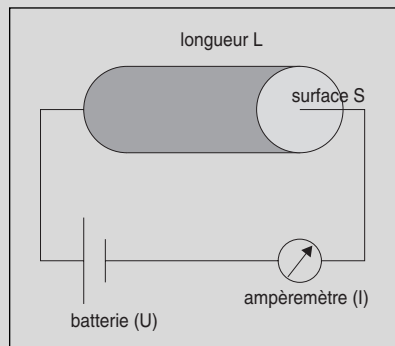


Figure 5.11 : Résistivité, fonction de la géométrie du conducteur.

où R est la résistance (Ω), ρ est la résistivité (Ωm), L est la longueur du conducteur (m) et S est la surface de la section du conducteur (m^2) normale au flux (fig. 5.11).

La plupart des roches sont généralement considérées comme isotropes : elles ont la même résistivité dans toutes les directions. Certaines cependant, comme les roches métamorphiques, présentent des structures orientées et sont suffisamment anisotropes pour que cette simplification ne soit plus valide.

Coefficient géométrique K

Un courant I qui traverse une électrode localisée dans un espace infini et isotrope (fig. 5.12) crée en un point M situé à une distance r , un potentiel V tel que :

$$V_M = RI = \rho (r/4\pi r^2) I = (\rho I) / (4\pi r)$$

Dans le demi-espace limité par la surface du sol :

$$V_M = \rho \frac{1}{2\pi r}$$

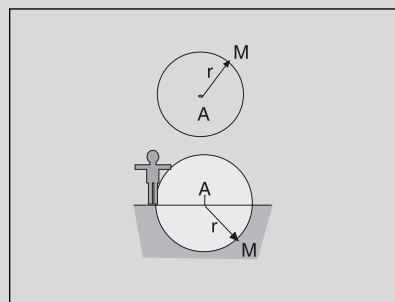


Figure 5.12 : Espaces infini et semi-infini.

Encadré 5.1

Géophysique électrique.

$$\Delta V_{MN} = V_M - V_N = \frac{\rho I}{2\pi} \left(\frac{1}{AM} - \frac{1}{BM} - \frac{1}{AN} + \frac{1}{BN} \right)$$

La valeur de la résistivité est donc calculée sur le terrain, tel que :

$$\rho = \frac{\Delta V_{MN}}{I} K$$

où K est un coefficient géométrique tel que :

$$K = \frac{2\pi}{1/AM - 1/BM - 1/AN + 1/BN}$$

4.2.3 MISE EN ŒUVRE

4.2.3.1 Matériel et personnel



Figure 5.13 : Résistivimètre Ω mega (Cambodge, ACF, 1998).

ACF a développé avec l'association Aquifer un équipement adapté aux conditions d'intervention humanitaire : le résistivimètre Ω mega (fig. 5.13). Son mode d'emploi est donné dans l'annexe 8A.

Le mode opératoire consiste à prendre des mesures successives pour différents écartement d'électrodes. Sur le terrain, une ddp spontanée, c'est-à-dire sans injection de courant, est toujours mesurable entre M et N ; elle est due à la circulation de courant dans le sol dont l'origine est naturelle ou anthropique. Cette ddp spontanée est mesurée avant l'injection de courant et est notée PS (potentiel spontané). La valeur de ΔV mesurée doit bien évidemment être corrigée de la PS. Les fiches de mesures fournies à

l'annexe 8B permettent de noter sur le terrain les valeurs mesurées de I, de PS et de ΔV ($\Delta V = \Delta V_{\text{luc}} - PS$), puis de calculer la résistivité apparente (pa) pour chaque point de mesure. Les valeurs du coefficient géométrique K sont pré-calculées pour des pas de mesure proposés en standard. En fonction de votre expérience, il est bien sûr possible de les changer et de refaire une feuille adaptée à vos besoins. Il est important de calculer les valeurs de résistivité apparente et de dessiner la courbe point par point directement sur le terrain pour vérifier la cohérence et valider la qualité des mesures et si besoin refaire la mesure. Le résistivimètre Ω mega est utilisé pour réaliser des mesures 1D (ES et RP).

Il est bien sûr possible de réaliser des mesures sur le terrain avec d'autres équipements. Ainsi, ACF utilise également des résistivimètres Syscal de la société Iris Instruments (fig. 5.14). Ce matériel permet d'automatiser les mesures, d'enregistrer les valeurs de I, ΔV et pa dans une mémoire interne et d'augmenter de façon sensible la qualité

des mesures (meilleure sensibilité du voltmètre, correction avancée de la PS, analyse de dispersion des mesures etc.). Grâce à ces possibilités, et à une puissance supérieure, cet équipement est particulièrement bien adapté aux mesures 2D (ERI).



Figure 5.14 : Résistivimètre Syscal R1 (Mozambique, ACF, 2000).

On utilise une boussole pour déterminer la direction des lignes, et des rubans métriques de 100 m suffisamment robustes pour mesurer les distances qui séparent les électrodes. Pour réaliser un ES ou un RP, une vingtaine d'électrodes sont mises en place avant de commencer les mesures : on évite ainsi les problèmes d'instabilité de la PS dus aux charges statiques créées par de la mise en place des électrodes. Pour un ERI, le nombre d'électrodes dépend de la longueur de la section souhaitée et de la capacité de l'équipement utilisé : en général, 64, 72 ou 96 électrodes.

Une équipe de cinq personnes peut réaliser entre 2 et 5 séries de mesures par jour en fonction des contraintes et du milieu ; il faut environ 2 heures à une équipe entraînée pour réaliser un ES ou un ERI de 300 à 800 mètres de lignes. L'équipe est composée de 4 manœuvres pour la mise en place du dispositif et d'un hydrogéophysicien pour la réalisation des mesures.

4.2.3.2 Contraintes

Les études sur le terrain sont limitées par l'étendue de la zone à explorer. Il est donc essentiel de choisir une zone potentiellement favorable plutôt que de tenter de couvrir un secteur très large. De même, il est plus aisé de mener ces études sur un terrain relativement plat, où la végétation et les constructions ne seront pas susceptibles d'empêcher la mise en place de lignes A-B suffisamment longues (300 à 800 m). On évitera également les zones inondées et les épisodes de forte pluie.

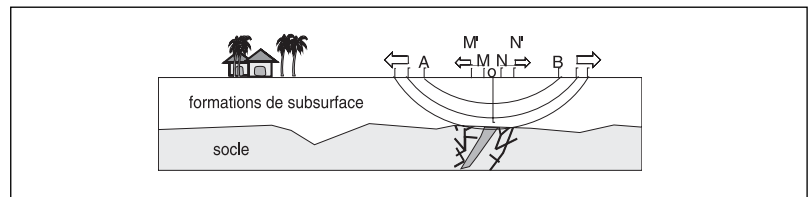
La nature et l'épaisseur des terrains de recouvrement sont parfois des facteurs qui limitent l'emploi de cette technique. Des formations de surface électriquement très conductrices canalisent les lignes de courant et requièrent des puissances d'injection très importantes pour augmenter la profondeur d'investigation. Par exemple, des résistivités de terrain de surface de 5 à 10 Ωm sur 5 à 10 mètres d'épaisseur ne permettent pas des profondeurs de prospection supérieures à 30-50 m avec le résistivimètre Ω mega, pour une configuration Schlumberger (ACF Cambodge, 1998). À l'inverse, dans les sables des surface secs, il est nécessaire d'arroser les électrodes avec une eau saline pour réduire les résistances de prise (résistance électrode-terrain) et faciliter le passage du courant.

4.2.3.3 Sondage électrique (Electrical Sounding ou ES)

Mise en œuvre

Les sondages Schlumberger sont réalisés en écartant progressivement les électrodes A et B, sans toucher M et N. On augmente ainsi le volume de terrain traversé par les lignes de courant et la profondeur d'investigation (fig. 5.15).

Figure 5.15 : Mise en œuvre du ES Schlumberger.



Lorsqu'on augmente l'écartement A-B en maintenant la même puissance d'injection, la valeur mesurée de ΔV décroît progressivement. Aussi, il devient nécessaire à un moment d'augmenter la puissance d'injection pour maintenir le ΔV mesuré à un niveau acceptable, c'est-à-dire au-dessus du seuil de sensibilité de l'équipement utilisé (typiquement, entre 1 et 5 mV). Lorsque la puissance du résistivimètre devient insuffisante pour obtenir des valeurs de ΔV acceptables, on réalise un embrayage (chevauchement de mesures). L'embrayage consiste à augmenter la distance entre les électrodes M et N pour mesurer ΔV à travers un plus grand volume de terrain. Les valeurs de résistivités apparentes calculées peuvent alors être comparées avec celles obtenues pour la valeur d'espacement M-N précédent (A-B identique). Il est essentiel de réaliser l'embrayage sur au moins deux points (deux espacements A-B) pour contrôler la qualité des mesures.

L'exemple présenté en fig. 5.16 correspond à une prospection effectuée au Soudan dans des gneiss. Deux embrayages ont été réalisés :

- le premier lorsque ddp = 26 mV pour MN = 2 mètres, les électrodes MN ont été écartées à 10 mètres et la ddp obtenues a été 266 mV. Cet embrayage a été réalisé sur 3 points de mesures ($AB/2 = 15 - 20$ et 25 mètres) ;

– le second lorsque ddp = 5,6 mV pour MN = 10 mètres, les électrodes M et N ont été écartées à 40 mètres. Cet embrayage a été fait sur deux points.

On note que les deux embrayages sont corrects dans la mesure ou les pentes des courbes avant/après embrayage sont proches (fig. 5.16).

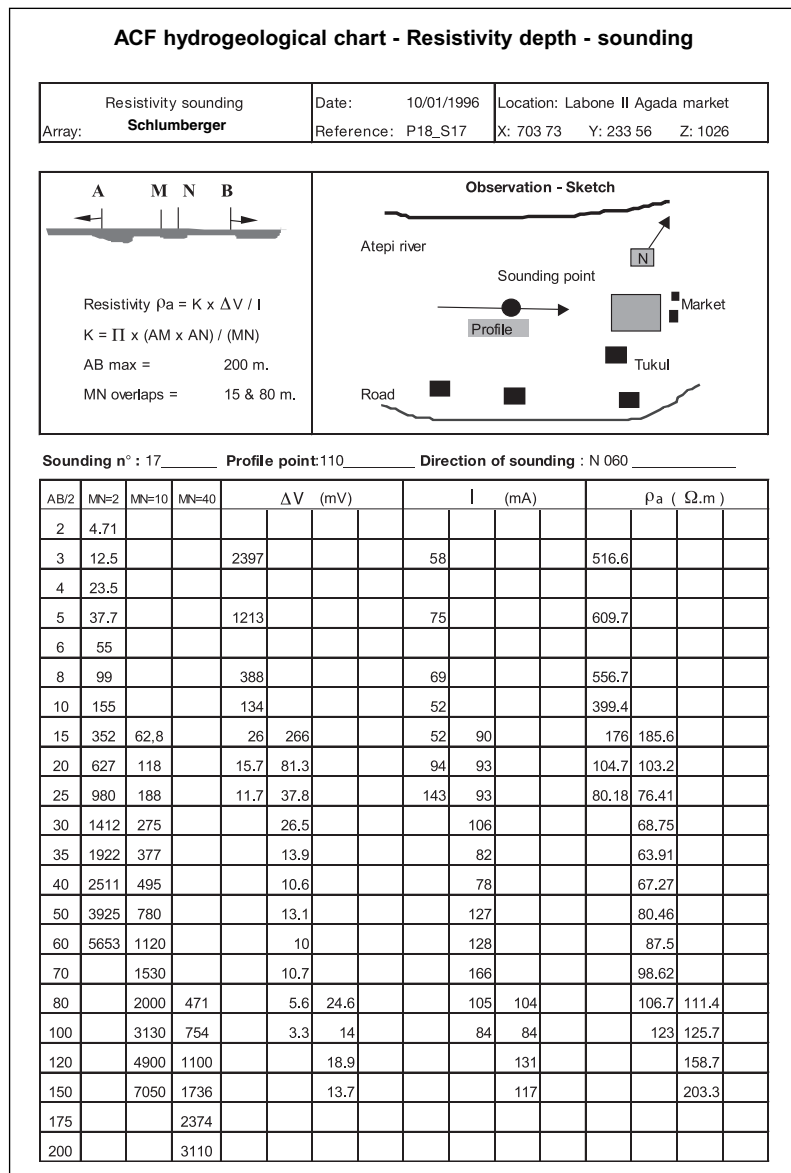


Figure 5.16 : Exemple de ES Schlumberger dans des roches de socle (Soudan, ACF, 1996).

Le dispositif Wenner permet de ne pas réaliser d’embrayage car pour chaque écartement de AB les électrodes MN sont également écartées.

Le dispositif pôle-pôle est rarement utilisé en sondage électrique car sa résolution n’est pas aussi bonne que celle des dispositifs quadripôles Schlumberger ou Wenner. De plus, il implique que deux électrodes soient situées “à l’infini” (A et M), la condition d’infini étant satisfaite lorsque la distance à ces électrodes est au moins vingt fois supérieure à la distance B-N maximale ; cette condition est parfois difficile à respecter sur le terrain. La profondeur d’investigation est donnée par l’espacement (a) des électrodes mobiles B et N.

Les principaux avantages du dispositif pôle-pôle sont sa rapidité d’exécution (seulement deux électrodes à déplacer, pas d’embrayage) et sa profondeur de pénétration importante au regard de (a).

Des exemples de sondages pôle-pôle et Schlumberger réalisés par ACF au Cambodge sont présentés fig. 5.17. Les résultats des interprétations sont comparables pour les deux configurations. Il est aussi remarquable que, pour a = 80 m, la profondeur d’investigation de la méthode pôle-pôle est largement supérieure à celle de la méthode Schlumberger pour AB/2 = 40 m. La méthode Schlumberger permet en revanche une définition beaucoup plus claire des contrastes de résistivités.

Le dispositif pôle-dipôle, ou semi-Schlumberger, permet de réaliser deux sondages sur le même site en inversant simplement la position de l’électrode à l’infini (fig. 5.18). Dans un milieu homogène, les deux sondages sont identiques ; une différence significative indique donc que le milieu est hétérogène et que les sondages 1D sont hors de leur contexte d’utilisation (voir encadré 5.2).

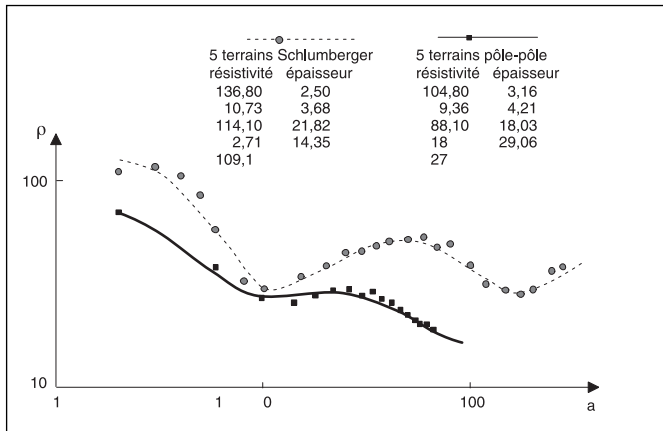


Figure 5.17 : Prospection pôle-pôle (Siem Reap, Cambodge, ACF, 1998).

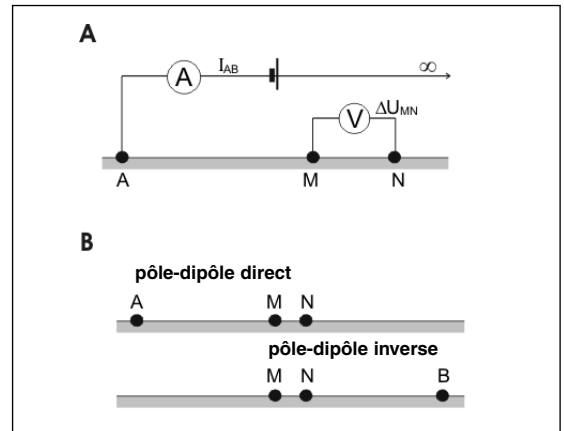


Figure 5.18 : Sondage pôle-dipôle. A, principe. B, dispositif.

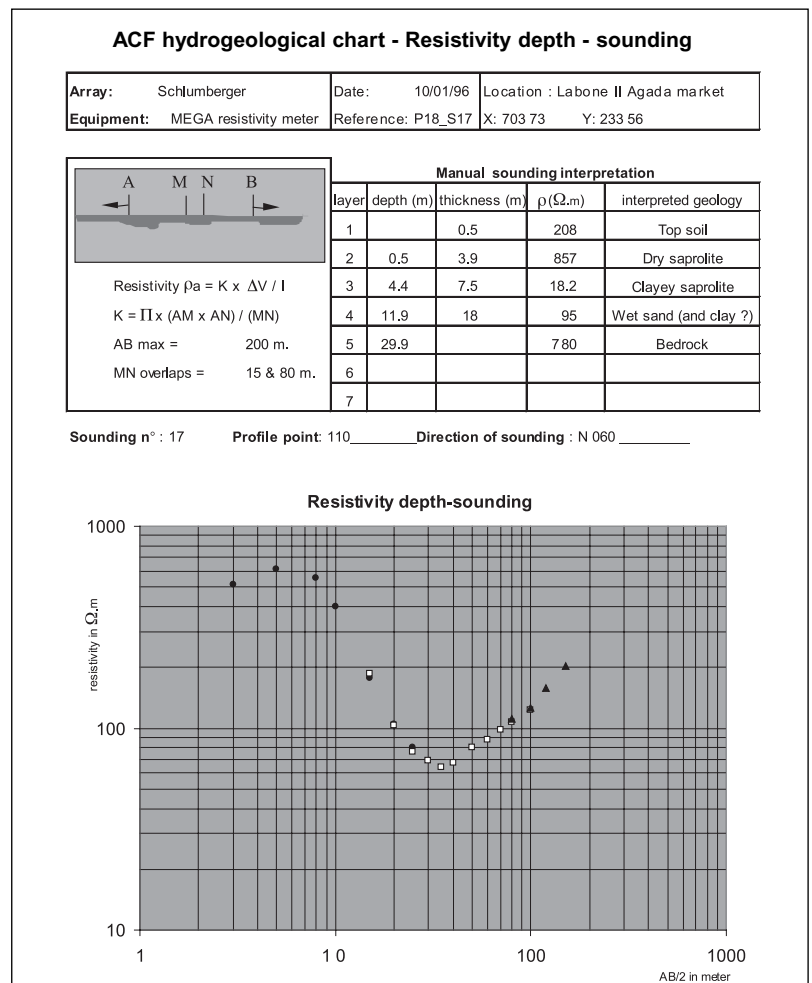
Interprétation

On peut estimer le nombre de couches, leurs résistivités propres et leurs épaisseurs respectives à partir des mesures de résistivité apparente en fonction de l'écartement des électrodes. Il existe plusieurs méthodes d'interprétation. La plus ancienne est celle des courbes auxiliaires ou méthode de Hummel, mais des logiciels d'interprétation sont aussi disponibles (voir encadré 5.2).

Avant tout, et pour toute nouvelle zone de travail, il est indispensable de réaliser des sondages de calibration à proximité de forages existants et d'affleurements. Il sera alors possible d'établir une relation empirique entre les valeurs de résistivité et la nature des roches. Ce n'est qu'après ce processus de calibration que l'interprétation des mesures géophysiques prendra son sens.

L'exemple présenté à la fig. 5.19 est tiré d'un contexte de roches cristallines de socle au Soudan. L'aquifère potentiel est représenté par un terrain de 18 m d'épaisseur et de 95 Ωm de résistivité. Ce terrain "géophysique" correspond certainement à la zone de socle fissurée et altérée. Il semble que ce réservoir soit recouvert par une altération argileuse (résistivité de 18 Ωm sur 7,5 m) qui protège efficacement les eaux souterraines des pollutions de surface : il est donc probable que cette nappe soit captive.

Figure 5.19 : Résultats de l'interprétation d'un ES (Soudan, ACF, 1996).



On reporte sur un papier bilogarithmique les valeurs de $AB/2$ (abscisses en mètres) en fonction des valeurs de résistivités apparentes mesurées sur le terrain (ordonnées en Ωm). On obtient ainsi la courbe expérimentale du sondage. Cette courbe est ensuite comparée à des courbes théoriques qui permettent d'estimer les résistivités dites vraies et les épaisseurs des différents terrains.

Nomenclature

- Résistivité apparente : ρ_a
- Résistivité calculée de la formation n : ρ_n
- Résistivité calculée de la formation théorique : ρ_f
- Épaisseur de la formation n : e_n

Courbes

Un sondage électrique réalisé dans un terrain unique isotrope se traduit par une courbe expérimentale en forme de droite horizontale (ρ constant en fonction de la profondeur donnée par $AB/2$) fig. 5.20).

Un sondage réalisé dans un terrain à deux couches donne une courbe relativement simple. Le premier palier correspond au premier terrain (courbe à un terrain), et la pente de la zone d'influence des deux terrains est donnée par le rapport ρ_2/ρ_1 . Lorsque $\rho_1 < \rho_2$, la courbe est ascendante, si $\rho_1 > \rho_2$ elle est descendante. Le deuxième palier, si $AB/2$ tend vers l'infini, est donné par la résistivité du deuxième terrain (fig. 5.21).

Une prospection réalisée sur trois couches est aussi caractérisée par le rapport des résistivités. L'exemple correspond à une courbe pour laquelle $\rho_1 < \rho_2 < \rho_3$ (fig. 5.22).

Principes d'interprétation manuelle : abaques

Le principe de la méthode consiste à comparer la courbe expérimentale avec des courbes théoriques regroupées sur des abaques. Il existe différents abaques permettant d'interpréter les sondages électriques. Les modes opératoires sont néanmoins très proches. Les abaques dits de CAGNIARD, pour le dispositif Schlumberger, sont donnés en annexe 8C. On distingue deux séries d'abaques : l'abaque "deux terrains" et les quatre abaques auxiliaires.

L'abaque "deux terrains" est un ensemble de courbes théoriques, tracées sur papier bi-logarithmique, qui représentent ρ_a en fonction de $AB/2$ pour différents rapports ρ_2/ρ_1 .

Lorsque le terrain comporte plus de deux couches, on utilise la méthode dite des "abaques auxiliaires" qui consiste à réduire n'importe quel sondage de n couches à une succession de sondages à deux couches. Tous les sondages commencent par l'interprétation d'un sondage à deux couches. On remplace ensuite ces deux premières couches par une couche fictive électriquement équivalente. Cette couche fictive forme avec la troisième couche un terrain à deux couches (principe de réduction). On procède ainsi itérativement jusqu'à la dernière couche.

– Mode opératoire

1) *Tracer la courbe expérimentale* sur papier bi-logarithmique transparent de même échelle que les abaques ($AB/2$ en abscisses, ρ_a en ordonnées).

2) *Estimation de ρ_1 , ρ_2 et e_1* : l'interprétation se fait par simple superposition de l'abaque "deux terrains" et du début de la courbe expérimentale. On choisit la courbe théorique qui correspond au mieux à la courbe expérimentale, tout en maintenant les axes parallèles. L'origine des courbes de l'abaque, appelée croix à gauche, donne en abscisse l'épaisseur du premier terrain e_1 et en ordonnée la résistivité vraie du premier terrain ρ_1 . Sur la courbe théorique choisie on lit le rapport ρ_2/ρ_1 qui nous permet de calculer ρ_2 . Tracer l'emplacement de la croix à gauche sur la courbe expérimentale.

3) *Estimation de ρ_3* : choisir l'abaque auxiliaire à utiliser en fonction du rapport ρ_3/ρ_1 . Superposer la courbe expérimentale avec l'abaque auxiliaire choisi en faisant coïncider son origine avec celle de la croix à gauche tracée précédemment. Tracer sur la courbe expérimentale la courbe de l'abaque auxiliaire qui correspond au rapport ρ_2/ρ_1 précédent. Cette courbe représente le lieu géométrique de l'origine de l'abaque deux terrains. Reprendre alors l'abaque deux terrains en maintenant son origine sur cette courbe, et en l'ajustant à la suite de la courbe expérimentale. Marquer d'une nouvelle croix l'origine de l'abaque deux couches qui donne en ordonnée ρ_f du terrain fictif (électriquement équivalent aux deux premiers terrains). À partir du rapport ρ_3/ρ_f lu sur la courbe théorique sélectionnée, on obtient ρ_3 .

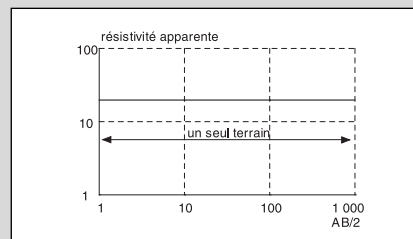


Figure 5.20 : Courbe d'une couche unique.

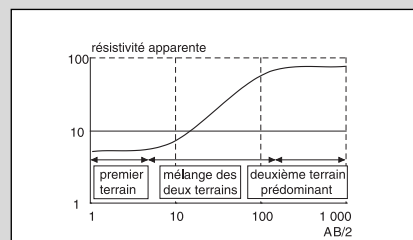


Figure 5.21 : Courbe de deux couches.

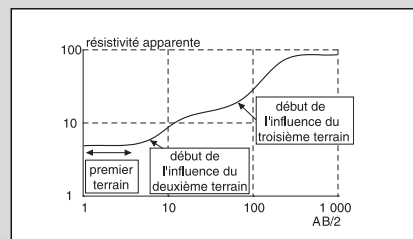


Figure 5.22 : Courbe de trois couches.

4) Estimation de e_2 : replacer l'abaque auxiliaire sur la courbe expérimentale en faisant coïncider son origine sur l'origine de la première croix à gauche. L'emplacement de la seconde croix à gauche de l'abaque deux terrains donne en abscisse le rapport e_2/e_1 .

5) Ce processus est répété jusqu'à la fin de la courbe expérimentale afin d'obtenir l'ensemble des valeurs de résistivité réelle des couches (ρ_n = ordonnée de la croix de gauche \times rapport ρ_{fn}/ρ_f) et l'ensemble de leurs épaisseurs (e_n = abscisse de la croix de gauche \times rapport e_n/e_f), à l'exception de la dernière couche.

– Erreurs et incertitudes

Un peu d'habitude dans le maniement des abaques permet de rendre leur emploi aisé et pratique. Une des erreurs communément commises est de tenter de faire coïncider parfaitement la courbe expérimentale avec l'abaque. On a alors tendance à multiplier le nombre de couches. Il est en fait préférable de retenir une courbe théorique qui inclut un maximum de points de la courbe expérimentale et qui retrace correctement sa tendance. Si cela s'avère difficile, il est toujours possible de sélectionner une courbe qui correspond à une valeur intermédiaire du rapport ρ_2/ρ_1 qui n'est pas tracée sur l'abaque.

L'interprétation ne conduit pas à une solution unique. Il existe en fait plusieurs solutions, connues comme sous le nom de solutions équivalentes ; elles correspondent à des couches d'épaisseur et de résistivité différentes, mais qui conduisent à la même courbe expérimentale. Une solution unique ne peut être choisie sans information extérieure : épaisseur d'une formation confirmée par un forage, résistivité déterminée par la mesure sur un affleurement, etc.

La présence d'une formation peut aussi passer inaperçue à l'interprétation. Ce phénomène de "suppression" est rencontré dans le cas de couches peu épaisses et contenues entre deux formations de résistivités proches. Là encore, seules des informations extérieures permettent de révéler ces situations.

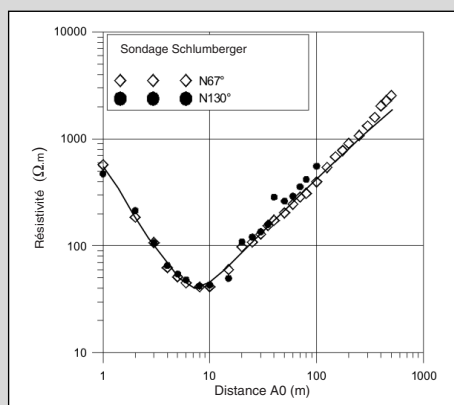


Figure 5.23 : Vérification du caractère homogène de la zone.
Deux sondages Schlumberger sont centrés sur le même point (o) mais réalisés suivant des directions quasi perpendiculaires (zone de socle du Burkina Faso, ACF 2003).

Les sondages mis en œuvre dans des environnements fortement anisotropes conduisent souvent à des interprétations 1D erronées (couches non parallèles et non horizontales, fortes variations latérales...). C'est souvent le cas lorsque les pentes croissantes des courbes expérimentales sont supérieures à 45°, ou que les courbures des minima et maxima sont trop prononcées pour être traitées avec les abaques. La réalisation d'un nouveau sondage centré précisément sur le même point mais dont la direction des lignes est tournée d'environ 90° confirme le problème d'anisotropie si les courbes des deux sondages sont différentes. L'exemple de la figure 5.23 indique que la simplification 1D est dans ce cas acceptable (courbes similaires).

Enfin, c'est souvent le bon sens qui permet d'éliminer certaines solutions possibles (valeurs aberrantes de ρ , nombre de couches qui ne correspond pas au contexte géologique, etc.) et de conduire à la solution correcte.

Interprétation assistée par ordinateur

De nombreux logiciels permettent une interprétation rapide des sondages électriques. Tous sont cependant confrontés aux mêmes problèmes que les interprétations manuelles : suppression, équivalence... Les logiciels ne permettent pas la même compréhension "intuitive" qu'une interprétation manuelle, mais ils offrent de nombreux avantages, en particulier la vitesse et la flexibilité. On peut notamment changer de modèle aisément et visualiser les équivalences et les suppressions.

suppressions.

Leur usage est recommandé aux opérateurs peu expérimentés pour vérifier la validité des solutions déterminées manuellement. Ceux qui possèdent une bonne pratique de l'interprétation manuelle pourront bénéficier pleinement et directement de la rapidité des interprétations informatisées. ACF a choisi d'utiliser le logiciel IPI2WIN développé par le Laboratoire de géophysique de l'Université d'État de Moscou. Ce programme est particulièrement adapté à un usage sur le terrain et il peut être téléchargé et utilisé gratuitement (http://geophys.geol.msu.ru/rec_lab3.htm).

Il a été modifié pour s'adapter aux nécessités d'ACF et est maintenant tout à fait convivial et hautement performant : comparaison entre sondages, exploration des domaines d'équivalence, etc. Il permet aussi d'interpréter les données acquises par le biais des différents dispositifs : Schlumberger, Wenner, pôle-pôle, pôle-dipôle.

Encadré 5.2

Interprétation manuelle d'un ES.

Mise en place

Le sondage carré peut être utilisé en complément du sondage classique dans les milieux anisotropes. Le principe est le même que pour le sondage simple. La différence réside dans le fait que l'on cherche à mesurer, pour chaque profondeur d'investigation, la résistivité apparente à l'aplomb d'un point O suivant différentes directions. On est donc amené à faire tourner le dispositif avant d'écarter les électrodes A et B pour prospecter plus en profondeur.

Le dispositif est défini par $AB = MN$ et $OA = OB = OM = ON$. Il est mis en place de la façon suivante, les directions étant mesurées depuis le centre O (fig. 5.24) :

- électrode A positionnée à N315,
- électrode N positionnée à N135,
- électrode B positionnée à N045,
- électrode M positionnée à N225.

En effectuant une mesure dans cette configuration, la direction de résistivité mesurée est N090/N270 (parallèle à la direction AB et MN). On définit alors l'angle formé par le nord et la direction de résistivité mesurée, $\alpha = 90^\circ$. En inversant les électrodes M et B au niveau du branchement du résistivimètre (fig. 5.25), on obtient une nouvelle configuration telle que la direction de résistivité apparente est N000. On définit alors l'angle $\beta = 00^\circ$. Pour obtenir des directions supplémentaires, il suffit de faire pivoter le dispositif carré d'un angle de 30° par exemple (fig. 5.26).

Le dispositif A_1, B_1, M_1, N_1 , donne les résistivités apparentes pour les directions $\alpha_1 = 90^\circ$ et $\beta_1 = 0^\circ$. Le dispositif A_2, B_2, M_2, N_2 , donne les résistivités apparentes pour les directions $\alpha_2 = 120^\circ$ et $\beta_2 = 30^\circ$, et le dispositif A_3, B_3, M_3, N_3 , donne les résistivités apparentes pour les directions $\alpha_3 = 150^\circ$ et $\beta_3 = 60^\circ$.

Sur le terrain, la direction de mise en place du dispositif est choisie en fonction du contexte et de la direction de fracturation recherchée. L'angle de rotation du dispositif est choisi en fonction de la précision recherchée : il est en général de 30° ou de 45° . Si par exemple, la direction de la fracturation qui nous intéresse est N000 et que l'angle choisi entre chaque mesure est 30° , on obtient les paramètres présentés dans le tableau 5.VII.

Lorsque les mesures ont été prises pour une longueur AB donnée suivant toutes les directions, on peut augmenter le côté du carré pour investiguer plus en profondeur. Les profondeurs d'investigations peuvent être définies à l'avance par l'exécution d'un sondage simple.

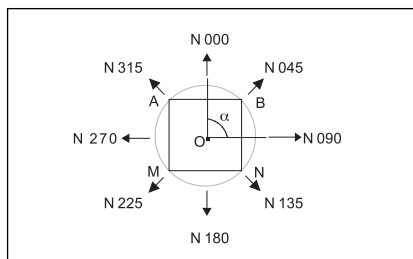


Figure 5.24 : Disposition d'un sondage carré.

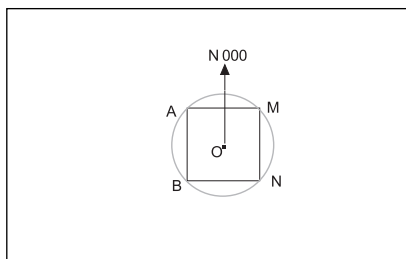


Figure 5.25 : Disposition d'un carré inversé.

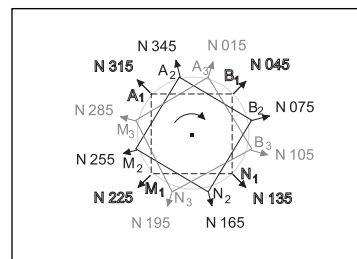


Figure 5.26 : Rotation du carré.

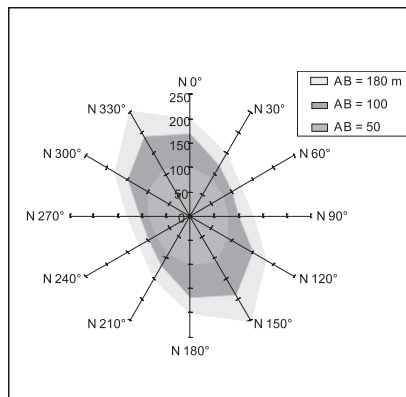


Figure 5.27 : Résultat d'un sondage carré.

Tableau 5.VII : Paramètres du sondage carré en rotation

Directions des lignes mises en place (direction OB)	Directions des lignes obtenues en inversant M et B (direction OB)	Directions des résistivités mesurées par rapport à N000°
N 045	N 225	$\alpha_1 = 90^\circ, \beta_1 = 0^\circ$
N 075	N 255	$\alpha_2 = 120^\circ, \beta_2 = 30^\circ$
N 105	N 285	$\alpha_3 = 150^\circ, \beta_3 = 60^\circ$

Tableau 5.VIII : Valeurs de K

AB (mètres) (= MN = AM = BN)	K
180	1931
140	1502
100	1073
70	751
50	536

Interprétation

Les résistivités vraies sont calculées avec la formule classique :

$$\rho_a = \frac{\Delta V}{I} \times K \quad \text{et} \quad K = \frac{2\pi AB}{2 - \sqrt{2}}$$

Le tableau 5.VIII donne quelques valeurs de K pour des longueurs AB usuelles. Les valeurs de résistivité sont portées sur un diagramme, en fonction de leur direction (fig. 5.27). La direction d'anisotropie en fonction de la profondeur est bien mise en évidence graphiquement. Sur la figure 5.27, l'anisotropie (qui correspond à une zone de socle fracturée) de direction N 60° est plus marquée en profondeur qu'en surface. On définit les paramètres descriptifs suivants :

- la direction de l'anisotropie θ ;
- le coefficient d'anisotropie $\lambda = \rho_\alpha / \rho_\beta$. Plus ce coefficient est élevé, plus l'anisotropie est forte ;
- la résistivité moyenne $\rho_m = (\rho_\alpha \rho_\beta)^{1/2}$.

Pour chaque direction et profondeur d'investigation il est donc possible de connaître l'importance de l'anisotropie (λ), sa direction (θ) et la résistivité moyenne (ρ_m).

4.2.3.5 Trainé électrique

Mise en place

En déplaçant un dispositif de longueur invariable AB–MN selon une direction donnée (fig. 5.28A), on obtient un profil des résistivités apparentes d'une épaisseur de terrain quasi constante. La direction de déplacement est choisie en fonction des directions supposées des anomalies, repérées sur le terrain ou en photo-interprétation. L'idéal est de recouper perpendiculairement l'anomalie afin de pouvoir préciser sa largeur et estimer son pendage (fig. 5.28B).

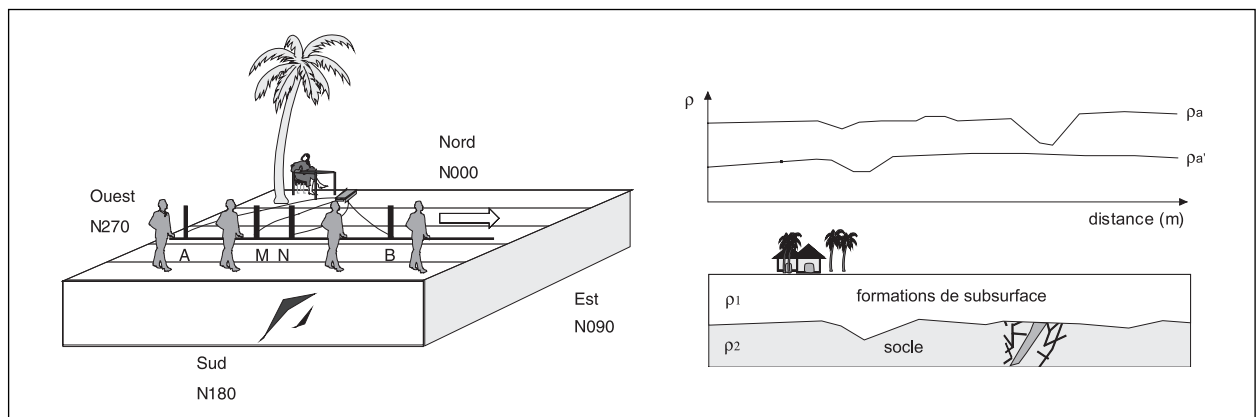


Figure 5.28 : Trainé électrique. A, mise en place. B, exemple.

Le profil ρ_a présenté sur la figure 5.28B est obtenu pour une longueur AB petite, alors que le profil ρ_a correspond à un AB plus grand ($\rho_1 < \rho_2$). L'écartement des électrodes A et B est donc donné par la profondeur d'investigation recherchée. Le pas de mesure est fonction de la précision souhaitée. Un pas de 10 mètres peut être choisi en standard.

Interprétation

Les mesures de résistivité apparente sont portées sur un papier millimétré de cordonnées semi-logarithmiques : longueur AB/2 en abscisses en arithmétique et résistivités apparentes en ordonnées en logarithmique (fig. 5.29).

En zone de socle, une étude menée par le *Burgeap* (1984) montre que les anomalies mises en évidence par les traînées électriques sont d'autant plus favorables que :

- la largeur de l'anomalie (mesurée entre les deux points d'inflexion) est inférieure à une cinquantaine de mètres ;
- la résistivité apparente minimale est comprise entre 50 et 120 Ωm^* ;
- le contraste de résistivité (valeur du rapport entre la résistivité apparente de l'encaissant et celle minimale de l'anomalie) est supérieur à 1,5. Cette valeur doit être plus élevée si la largeur de l'anomalie est plus grande.

L'exemple de la figure 5.29 concerne le Sud-Soudan, et a été réalisé dans des formations granito-gneissiques avec peu de recouvrement. Le dispositif Schlumberger choisi était de AB = 200 m, MN = 20 m avec un point de mesure tous les 10 m.

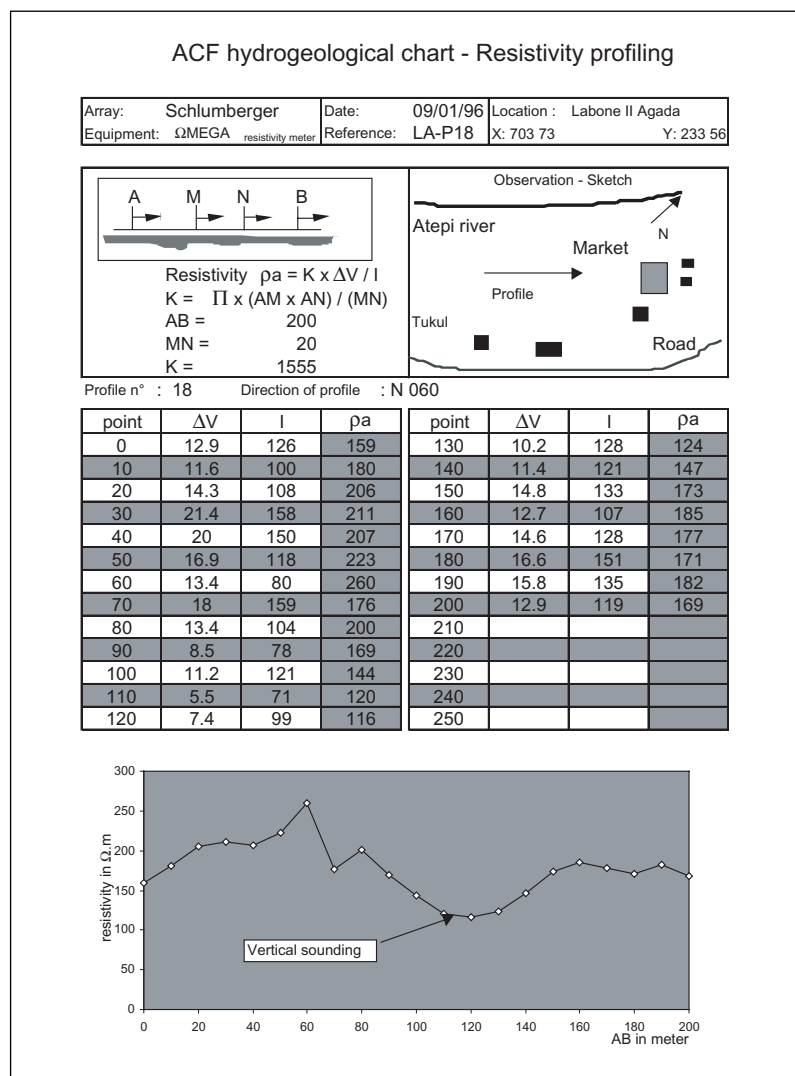


Figure 5.29 : Profil en zone de socle (Soudan, ACF, 1996).

Réalisé dans une zone de socle, l'objectif était d'identifier la plus grande épaisseur d'altération susceptible d'être aquifère. Le socle sain (et stérile) est très résistant. Les altérations en eau étant plus conductrices, on identifie sur le profil, au droit de la mesure à 110 mètres, une zone dont la résistivité apparente est plus faible, donc susceptible d'être altérée sur une plus grande profondeur. Le ES de la figure 5.29 a été réalisé sur ce point 110 mètres.

4.2.3.6 Imagerie électrique 2D (Electrical Resistivity Imagery, ERI)

Mise en place

L'imagerie par résistivité électrique est réalisée en mettant en œuvre des mesures en deux dimensions. Dans ce but, on place une série d'électrodes le long du profil, 64 pour l'exemple présenté figure 5.30. Chaque électrode est connectée au résistivimètre via une adresse particulière et peut être utilisée comme électrode d'injection (A ou B) ou pour une mesure de potentiel (M ou N). Une séquence est enregistrée dans la mémoire du résistivimètre pour définir

* Cette fourchette de résistivités est indicative car elle dépend du contexte. Un peu d'expérience acquise sur une zone donnée permet de la redéfinir aisément.

quelles électrodes seront utilisées pour chaque mesure ; toutes les combinaisons possibles peuvent être employées pour explorer différentes profondeurs et différentes zones le long de la section. On utilise en général des dispositifs symétriques de type Wenner (sensibilité à la fois aux variations latérales et verticales) et de type dipôle-dipôle (plus forte sensibilité aux anomalies verticales) mais aussi des dispositifs de type pôle-dipôle qui fournissent la meilleure résolution latérale et verticale, mais qui nécessitent une électrode à l'infini.

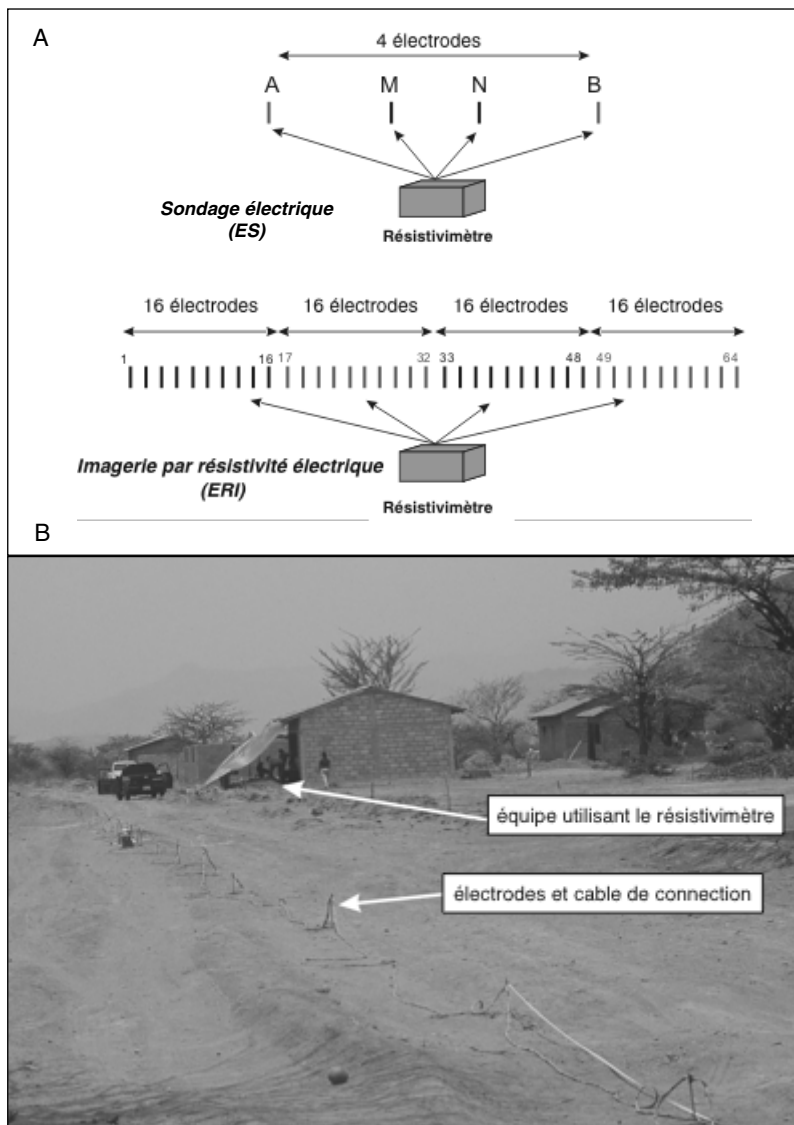


Figure 5.30 : Dispositif de mesure ERI.
A, comparaison entre un dispositif ES normal et un dispositif ERI.
B, dispositif Wenner, 64 électrodes et espacements de 4 mètres (Honduras, ACF, 2000).

Interprétation

On interprète la série de mesures au moyen d'un logiciel qui calcule les résistivités des terrains à partir des données expérimentales, et attribue ces valeurs de résistivité à des cellules spatialement distribuées. La figure 5.31 présente un résultat obtenu par ACF au Mozambique. Le dispositif de type Wenner (128 électrodes, espacements de 4 mètres) est utilisé sur une formation de grès argileux. L'apport de cette méthode est évidente pour ce type de contexte hétérogène : les contrastes de résistivité calculée révèlent les structures géologiques qui sont interprétées sur cet exemple comme une zone de grès argileux non aquifère au sud-ouest, et une zone de sables potentiellement aquifères au sud-est.

La méthode ERI est la seule méthode opérationnelle qui puisse être utilisée de façon routinière dans le cadre de programmes humanitaires pour effectuer des mesures en 2 dimensions. C'est donc une méthode de choix dans tous les contextes hétérogènes.

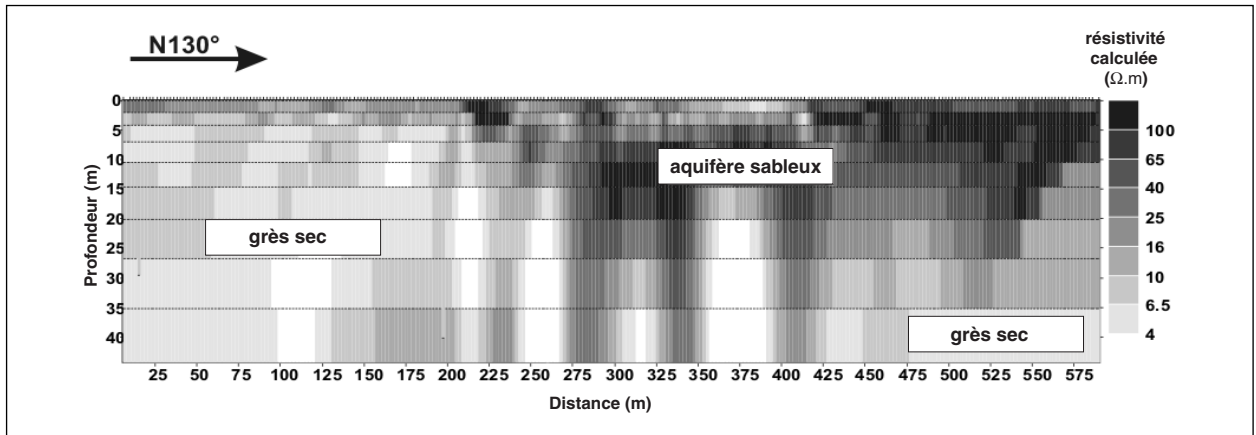


Figure 5.31 : Imagerie par résistivité électrique (Mozambique, ACF, 2000).

Deux logiciels sont utilisés par ACF pour réaliser les ERI. Le logiciel gratuit X2IPI développé par le laboratoire de géophysique de l'Université d'État de Moscou (<http://geophys.geol.msu.ru/rec.lab3.htm>) permet de préparer les séquences de mesures qui seront enregistrées dans le résistivimètre (utilisation des électrodes pour chaque de mesure), puis de contrôler et traiter les enregistrements effectués (analyse des mesures, suppression de données bruitées, etc.). Le logiciel RES2DINV permet d'interpréter les résistivités apparentes (mesures de terrain préalablement traitées par X2IPI) et d'obtenir une section de résistivité calculée (fig. 5.31). Une version gratuite de ce logiciel, bridée mais suffisante pour les interprétations simples, est disponible à l'adresse <http://www.geoelectrical.com>.

La réalisation d'un ERI nécessite de mettre en place toutes les électrodes avant de commencer les mesures qui durent environ 45 minutes pour une séquence Wenner de 64 électrodes.

4.2.3.7 Diagraphie électrique de forage (Borehole Electrical Logging, BEL)

La diagraphie de forage n'est pas à proprement parler une méthode d'exploration des eaux souterraines, mais elle est une des méthodes de la géophysique électrique. Basée sur le même principe que les méthodes de surface, elle consiste à utiliser différents dispositifs pour mesurer les résistivités des terrains autour de l'ouvrage en descendant des électrodes directement dans le trou. Lorsqu'elle est mise en œuvre immédiatement après la foration, elle permet une localisation précise des zones de production d'eau, et donc un choix optimal dans la position des crépines. Le principal intérêt de cette méthode est d'obtenir le maximum d'informations sur des ouvrages moyennement productifs en zones sédimentaires, où les transitions entre formations sableuses et argileuses sont progressives et difficilement identifiables par l'observation des cuttings. Elle fournit aussi une indication claire quant aux problèmes de minéralisation de l'eau et donc de salinité.

Mise en place

Plusieurs types de mesures sont possibles en diagraphie électrique. L'expérience d'ACF au Cambodge a montré que les sondes normales et les mesures de résistivité du fluide permettent de collecter la majeure partie de l'information recherchée.

Les dispositifs de sondes dites normales (fig. 5.32) sont utilisés dans une configuration pôle-pôle. Les électrodes B et N sont donc positionnées à l'infini, c'est à dire lorsque $MN > 14 AM$ (Chapellier, 2000). L'espacement AM détermine la "profondeur latérale" d'investigation. Un espacement de 20 cm (sonde N20) donne une bonne précision pour définir les limites verticales des couches mais est fortement affectée par la résistivité du fluide qui remplit le forage. La sonde N80 qui correspond à un espacement de 80 cm, est moins précise du point de vue de la définition verticale, mais donne une résistivité mesurée plus proche de la résistivité réelle (moins d'influence du fluide).

Le dispositif de mesure de la résistivité de fluide correspond à une configuration Wenner ($a = 2$ cm), les quatre électrodes étant immergées dans le fluide. La mesure de résistivité du fluide est essentielle pour l'interprétation des autres mesures de diagraphie. Elle indique aussi parfois la zone de production d'eau si elle montre des variations de résistivité.

La sonde développée par ACF en collaboration avec l'association Aquifer permet de réaliser des mesures de température et de résistivité de fluide, de potentiels spontanés (SP), de résistivité par des dispositifs de sondes normales de 8, 16 et 32 pouces, et de résistance du circuit par une mono-électrode. Cette sonde est descendue manuellement dans le forage. Le pas de mesure est généralement de 50 cm mais est bien sûr adapté aux objectifs recherchés. Les mesures sont prises en surface en utilisant un résistivimètre spécifique.

En saisissant directement les données sur le site dans une feuille de calcul Excel, l'opérateur obtiendra la courbe des paramètres mesurés en fonction de la profondeur. Il est important de mesurer la résistivité, la température du fluide et les SP durant la descente de la sonde car l'eau n'a pas été trop agitée dans l'ouvrage ; on mesure durant la remontée la résistivités des sondes normales et la résistance de la mono-électrode.

Interprétation

Les valeurs de résistivité sont calculées *in situ*. Le coefficient géométrique K correspond à une sphère complète (espace infini) et non à une demi-sphère (demi-espace). Il est donc donné par :

$$K = \frac{4\pi}{1/AM - 1/BM - 1/AN + 1/BN}$$

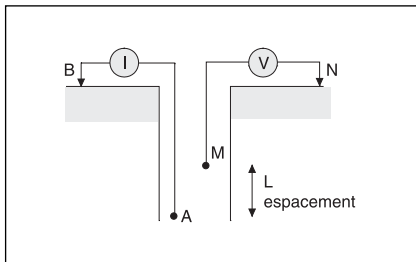
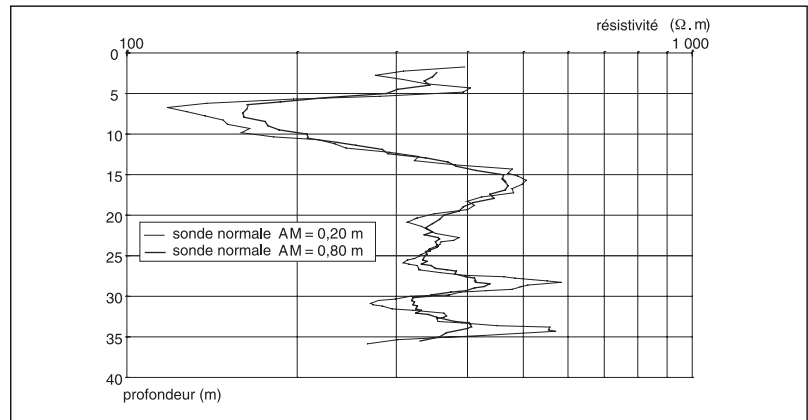


Figure 5.32 : Diagraphie électrique (Siem Reap, Cambodge, ACF, 1998).



Un exemple de diagraphie électrique est donné figure 5.32 pour les sondes N20 et N80. Les mesures ont été réalisées dans un ouvrage foré au rotary à la boue polymère (voir chap. 8) dans une zone argilo-sableuse (Cambodge, ACF, 1998). Au cours de la descente, la sonde de résistivité du fluide n'a révélé aucun contraste significatif sur les 35 m de profondeur (diagraphie réalisée quelques minutes après le retrait des tiges de forage), et propose une valeur de résistivité moyenne de 280 Ωm pour les boues de forage (environ 35 μS/cm). Les sondes normales utilisées à la remontée ont mis en évidence deux zones : une zone conductrice centrée autour de 7 m de profondeur, interprétée comme argileuse (150 Ωm), et une zone résistante entre 12 et 35 m (350 Ωm) interprétée comme sableuse. Au sein de cette zone sableuse, trois passages sont plus résistants encore (> 400 Ωm) et sont interprétés comme des sables plus grossiers et aquifères. Cette interprétation est confirmée par l'analyse de la coupe lithologique et a permis un équipement et une exploitation optimum de l'ouvrage (Q = 5 m³/h).

Pour une exploitation plus complète et quantitative des informations de BEL, les mesures doivent être interprétées après différentes corrections (diamètre du trou, épaisseurs des couches, résistivités, etc., consulter la bibliographie pour plus de détails).

4.3 Méthodes électromagnétiques

4.3.1 PRINCIPE

Les méthodes électromagnétisme (EM) utilisent les propriétés associées aux courants variables dans le temps pour étudier la distribution des conductivités dans le sol (la conductivité est l'inverse de la résistivité).

Les phénomènes EM sont classiquement décrits par les équations de Maxwell qui stipulent que tout courant électrique qui varie dans le temps produit une onde EM qui se manifeste dans l'espace par un champ électrique et un champ magnétique oscillant à la même fréquence et perpendiculaire l'un à l'autre.

Contrairement à la méthode électrique de mesure de résistivité qui utilise un courant continu (DC) et nécessite l'emploi d'électrodes, les méthodes EM utilisent les propriétés d'induction des ondes électromagnétiques et n'ont pas besoin de contact direct avec le sol. Leur mise en place est donc plus rapide. Ces méthodes ont généralement une meilleure résolution que la méthode DC pour les terrains conducteurs (le phénomène d'induction prend naissance dans les terrains conducteurs), alors que les terrains résistants sont moins bien définis.

4.3.2 MESURE

Il existe un grand nombre de techniques pour mesurer la réponse du sous-sol à une excitation EM. La plupart se fondent cependant sur le schéma suivant :

- *Excitation* : un courant électrique dit primaire qui varie dans le temps (généralement oscillant) est mis en circulation dans une boucle de câble électrique. Ce courant crée un champ magnétique qualifié également de primaire.
- *Réaction* : lorsque ce champ magnétique primaire traverse les formations du sous-sol, une force électromotrice et un courant qui lui est associé sont créés par induction dans les formations. Ce courant dit secondaire crée à son tour un champ magnétique secondaire.
- *Réception* : le champ magnétique secondaire traverse lui aussi les formations du sous-sol et induit dans un récepteur placé en surface (généralement une boucle de câble électrique) un signal. Différentes grandeurs peuvent ainsi être enregistrées : le champ résultant du primaire et du secondaire, le champ secondaire seul, les composantes électriques ou magnétiques, etc. Ce sont ces grandeurs qui seront ensuite analysées pour obtenir une information sur la conductivité du sous-sol.

ACF utilise différentes méthodes EM dans le cadre de ses programmes : la méthode VLF, la méthode Slingram, les sondages TDEM.

4.3.3 MÉTHODE VLF

Les antennes VLF (*Very Low Frequency*) sont parcourues par un courant électrique oscillant de fréquences comprises entre 15 et 30 kHz et utilisées à des fins militaires pour les communications longues distances.

Les équations de Maxwell stipulent que tout courant électrique oscillant produit une onde électromagnétique qui se manifeste par un champ électrique et un champ magnétique perpendiculaire de même fréquence (fig. 5.33).

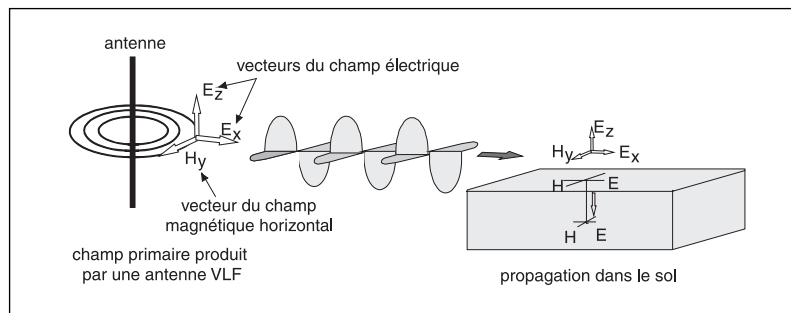


Figure 5.33 : Champ électromagnétique primaire.

Le vecteur E_x correspond à la composante horizontale du champ électrique primaire (même direction que l'antenne). Le vecteur E_z correspond à la composante verticale de ce même champ. Le vecteur H_p (ou H_y dans un système de coordonnées x,y,z) correspond à la composante horizontale du champ magnétique primaire (orthogonal à la direction de l'antenne).

Contraintes principales

La limitation principale de la méthode VLF réside dans sa dépendance au champ primaire. En effet, l'émission de champs VLF semble de moins en moins fréquente (certains émetteurs ont été arrêtés) et cette méthode pourrait ne plus être réellement opérationnelle d'ici quelques années. De plus, la direction des profils de mesures VLF sur le terrain doit être choisie en fonction de la position de l'antenne d'émission du champ primaire, ce qui peut être assez contraignant. Enfin, la profondeur d'investigation de la méthode VLF excède rarement la vingtaine de mètres, et peut même être de quelques mètres seulement si les terrains de couverture sont très conducteurs (argile, eau salée).

Cependant, la rapidité de mise en œuvre des mesures VLF incite à toujours essayer de l'utiliser, soit pour effectuer des profils de mesures dans des milieux fracturés (application de l'équipement Wadi), soit pour construire des cartes d'isorésistivité apparente en milieu sédimentaire (application du TVLF).

Mesures du champ magnétique avec l'équipement Wadi

Conçu à l'origine pour les recherches de minerais, le domaine d'activité du Wadi (de ABEM) a été étendu à la recherche d'eau notamment en zone fracturée, où les discontinuités sont importantes. Son utilisation en terrain sédimentaire tabulaire ne donne pas de résultats exploitables (les structures sédimentaires sont trop laminaires et les discontinuités pas suffisamment marquées). Comme les autres équipements VLF, si le recouvrement argileux est important le signal des anomalies devient trop faible et ne peut plus être mesuré (les valeurs affichées sont de l'ordre de 0).

Lorsque le champ électromagnétique primaire recoupe une "cible" conductrice, ce conducteur crée à son tour un champ électromagnétique dit secondaire (H_s), de même fréquence que le primaire mais déphasé. Lorsqu'on mesure l'effet conjugué du champ primaire et du champ secondaire on constate que le champ résultant, au lieu d'osciller linéairement, décrit une ellipse (dite ellipse de polarisation) (fig. 5.34).

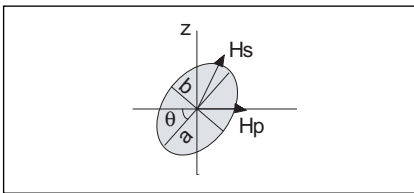


Figure 5.34 : Ellipse de polarisation du champ résultant de l'interaction entre champs primaire et secondaire.

Les appareils de mesure donnent :

- le rapport b/a du petit axe sur le grand axe de l'ellipse (en %), qui permet d'obtenir des informations sur la conductivité de l'anomalie rencontrée. Ce rapport est approximativement identique au rapport réel/imaginaire donné par le Wadi ;

- l'angle θ entre l'horizontale et le grand axe de l'ellipse de polarisation. Cet angle correspond à une valeur approximative de la composante réelle donnée par le Wadi.

Ces mesures sont les plus utilisées car elles permettent de situer les anomalies.

Le domaine d'utilisation du Wadi est essentiellement la localisation des fractures en zones de socle à faible recouvrement. Comparativement aux méthodes électriques, la mise en œuvre est beaucoup plus rapide et permet ainsi de couvrir des zones de prospection plus importantes.

Le logiciel d'interprétation donne des informations sur les profondeurs des anomalies ainsi que des indications sur le pendage d'une éventuelle fracture. Ces mêmes informations peuvent être obtenues sous une forme plus schématique directement au niveau de l'appareil. Toutefois, il est fortement conseillé de faire des sondages électriques au niveaux des anomalies retenues pour préciser les profondeurs (encadré 5.3).

La figure 5.35 présente un exemple d'implantation de puits à partir de l'analyse de mesures effectuée avec le Wadi au Mali.

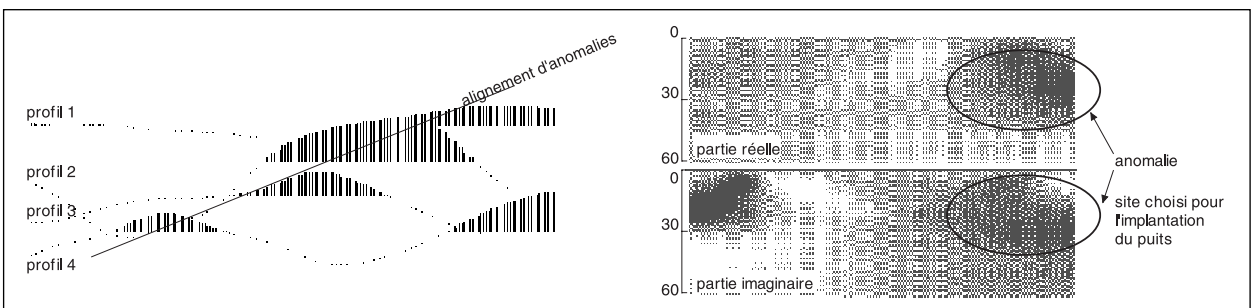


Figure 5.35 : Forage de puits après prospection Wadi (Mali, ACF, 1998). LS = 10,2 m ; profondeur = 15,2 m. A, profils multiples Re. B, section verticale.

Mesure du champ électrique par l'équipement TVLF

La mesure des composantes horizontales des champs électrique (Ex) et magnétique (Hy) résultants permet de calculer la résistivité apparente des couches traversées, telle que :

$$\rho_a = \frac{1}{2\pi \cdot \mu_0 \cdot f} \times \frac{E_x^2}{H_y^2}$$

où μ_0 est la perméabilité magnétique dans le vide ($= 4\pi \cdot 10^{-7}$ H/m) et f la fréquence du signal.

Le TVLF (de Iris Instruments) peut mesurer simultanément Ex et Hy et calculer la résistivité apparente, pour la fréquence de l'antenne utilisée. Pour mesurer Ex, on utilise deux électrodes qui sont plantées dans le sol à chaque station : si le point de mesure est l'électrode n° 1, l'électrode n° 2 est plantée à 10 m dans la direction de l'antenne (et donc du profil). Hy est mesuré perpendiculairement à la direction du profil par une bobine située à l'intérieur de l'appareil.

Le déphasage est mesuré par la valeur φ . En terrain homogène sa valeur est de 45° ou encore -135° suivant le sens du profil ou le branchement des électrodes ($45^\circ - 180^\circ$). Il donne une indication sur l'évolution de la résistivité : lorsque $\varphi < 45^\circ$ ou -135° , la résistivité augmente avec la profondeur ; inversement, si $\varphi > 45^\circ$ ou $> -135^\circ$, la résistivité diminue avec la profondeur.

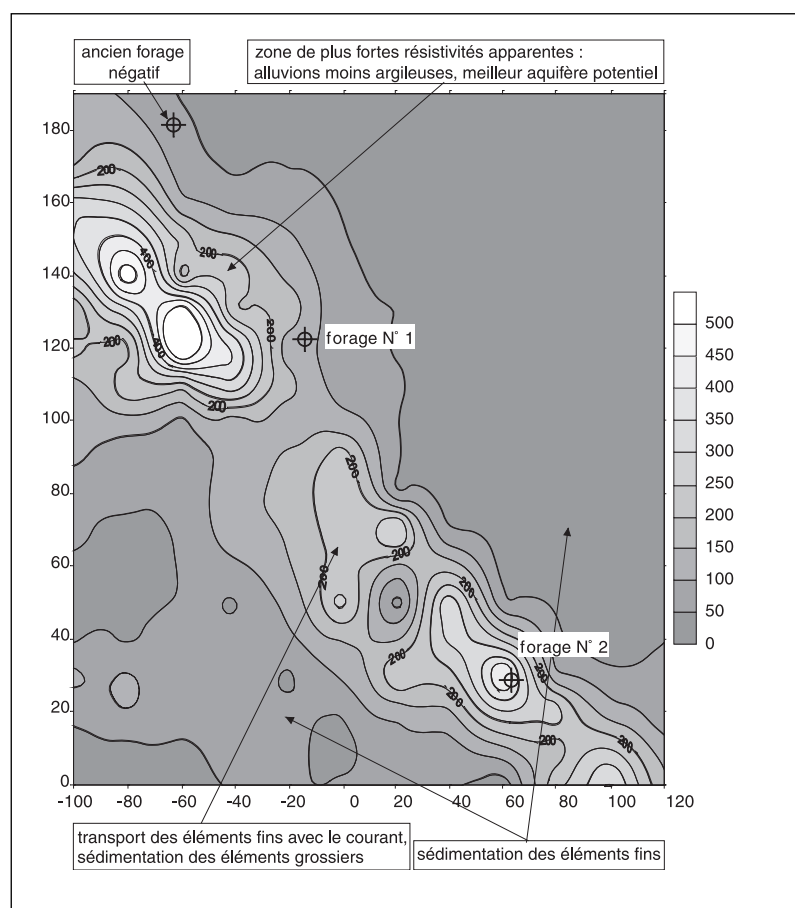


Figure 5.36 : Carte d'isoresistivité (ferme Saint-André, France, ACF, 1995).

La TVLF dans le mode résistif est utilisée principalement dans les environnements sédimentaires pour cartographier rapidement les variations de résistivité apparente des terrains de couvertures. Un exemple d'implantation de forage dans des dépôts alluviaux, à la ferme Saint-André (France, ACF, 1995), est donné en figure 5.36. Le forage n° 1 a été abandonné (terrain présentant des sédiments silto-sableux avec des bancs de graviers de granulométrie extrêmement variable et incluant aussi des galets). Le forage n° 2 a présenté le même type de terrains (galets plus abondants), avec des venues d'eau entre 44 m à 52 m de profondeur. L'ancien forage n'avait présenté ni galets ni graviers, mais des terrains beaucoup plus argileux jusqu'à une profondeur de 60 m. On peut interpréter la carte d'isoresistivité comme révélatrice de la présence d'un ancien lit de rivière dont les dépôts les plus grossiers sont situés où le courant était le plus fort (galets, graviers, sable). Les éléments plus fins (silts) sont rencontrés sur les rives.

4.3.4 MÉTHODE SLINGRAM

Cette méthode consiste à mesurer le rapport entre le signal émis dans un émetteur et le signal reçu dans un récepteur séparé de quelques mètres à quelques dizaines de mètres (fig. 5.40).

Mise en place Wadi

Le Wadi mesure l'amplitude de la résultante des champs primaire et secondaire, transformée sous forme de fonction de nombre complexe avec ses composantes imaginaire et réelle. La partie imaginaire est en déphasage de 90° avec le champ primaire, alors que la partie réelle est en phase avec ce même champ.

Pour permettre la mise en évidence d'une anomalie conductrice, le champ magnétique primaire doit recouper l'anomalie, c'est-à-dire que la direction de l'anomalie à l'émetteur doit correspondre à la direction d'extension latérale de l'anomalie. Ainsi, la direction d'antenne doit être perpendiculaire à la direction du déplacement et parallèle à celle de l'anomalie. Pour recouper les informations, il faut réaliser des profils multiples. Il est important de conserver la même direction de déplacement pour une série de profils, mais le sens importe peu. Il n'est pas nécessaire de revenir au niveau du point initial pour faire un nouveau profil, il peut commencer à hauteur du point terminal du précédent.

Une distance de 10 mètres entre chaque mesure est un bon compromis. La distance entre chaque profil dépend de la largeur de l'anomalie, de la surface à couvrir, et de la précision recherchée. Attention, le-Wadi travaille dans un système de coordonnées propre, il est donc recommandé de respecter les distances programmées, et de faire correspondre le "nord" du Wadi avec la direction de déplacement initiale.

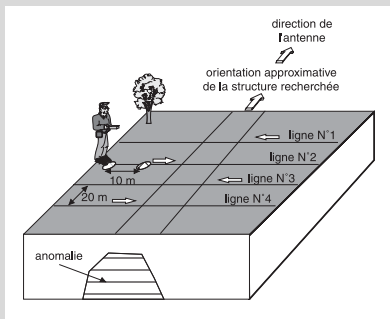
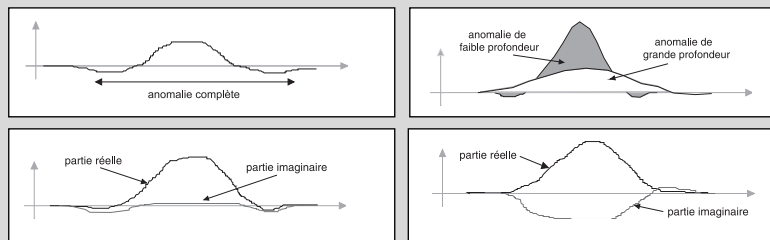


Figure 5.37 : Directions anomalie/antenne/profil VLF.

Les résultats peuvent apparaître sous deux formes : réelle ou imaginaire, chacune pouvant être filtrée ou non filtrée. La courbe réelle filtrée permet de faire une première interprétation et indique les anomalies observées sur le terrain. L'anomalie doit être couverte complètement pour permettre une bonne interprétation (fig. 5.38). Le signe (+ ou -) de la courbe imaginaire dépend en grande partie de l'épaisseur des formations de surface et de leur conductivité. Il faut donc s'attacher à observer les variations d'amplitude de la courbe plutôt que son signe.

Figure 5.38 : Courbes réelle et imaginaire des anomalies détectées par le Wadi.

A, courbe réelle d'une anomalie observée. B, modification de la forme de la courbe réelle en fonction de la profondeur de l'anomalie. C, comparaison des courbes réelle et imaginaire dans le cas d'une partie imaginaire de forte amplitude indiquant une anomalie de forte conductivité (eau salée, argile, etc.). D, comparaison des courbes réelle et imaginaire dans le cas d'une partie imaginaire proche de zéro indiquant la présence d'un terrain peu conducteur (fracture emplie d'eau faiblement minéralisée).



Mise en place du TVLF

On réalise une série de profils parallèles orientés dans la direction de l'antenne, cette direction étant perpendiculaire à la structure recherchée. Sans information relative à la direction des structures (pas d'indices géomorphologiques, pas d'affleurements, etc.), on peut réaliser deux profils avec deux antennes orthogonales, et choisir la fréquence qui offre le plus de renseignements.

Dans la plupart des cas, on ne choisit qu'une fréquence (antenne) par série de mesures. La direction des profils doit être vérifiée à l'aide d'une boussole et les données doivent être entrées dans les TVLF de façon rigoureuse. On propose par exemple un espacement de 10 m entre stations et de 20 m entre profils, pour l'enregistrement d'un profil de 300 m (fig. 5.39). Si le profil n° 1 est défini comme Line = 00100 m, le profil n° 2 sera défini comme Line = 00120 m. Attention : lors de la saisie des données, la Station 10 de la Line 00120 correspondra à la Station 290 (profil de 300 m) de la Line 00100.

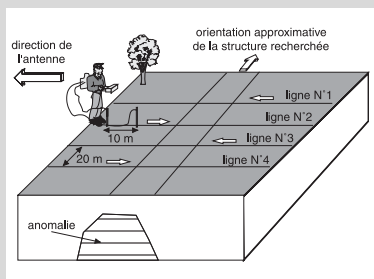


Figure 5.39 : Profil TVLF en mode résistivité.

Encadré 5.3
Mise en place du VLF.

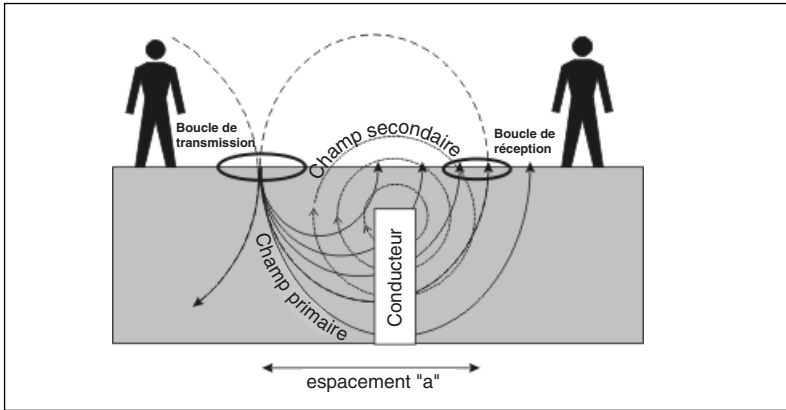


Figure 5.40 : Configuration Slingram (VD), EM 34.

L'émetteur et le récepteur du matériel utilisé par ACF (EM34 de la société Geonics) sont des cerceaux qui contiennent des boucles de câble multispire d'un mètre de diamètre environ. Les mesures peuvent être réalisées suivant 3 fréquences (6,4 ; 1,6 et 0,4 kHz) choisies en fonction de 3 distances émetteur-récepteur possibles ($a = 10, 20$ et 40 mètres) et suivant 2

dispositions : le dipôle magnétique horizontal (HD) correspondant aux émetteur et récepteur est maintenu verticalement dans le même plan, le dipôle magnétique vertical (VD) est obtenu lorsqu'ils sont placés à l'horizontale sur le même plan. Ces différentes configurations permettent de varier la profondeur d'investigation de quelques mètres (HD et $a = 10$ mètres) à quelques dizaines de mètres (VD et $a = 40$ m).

Cette méthode peut être utilisée pour réaliser des profils de résistivité apparente ou des cartes d'isoresistivité apparente. La figure 5.41 présente deux cartes réalisées par ACF dans le nord de l'Ouganda (Gulu), dans un contexte de socle de granito-gneiss altéré. Les mesures sont faites avec le même écartement récepteur-émetteur $a = 20$ m, mais suivant les configurations HD et VD. Ces cartes soulignent le développement en profondeur (une vingtaine de mètres environ pour le VD) d'une zone conductrice à l'est qui correspond vraisemblablement à une altération argileuse, alors que la zone plus résistante à l'ouest pourrait être une altération aquifère.

La figure 5.42 correspond à deux profils réalisés en EM 34 sur l'abscisse $x = 0$ de la figure 5.41. Sur ce même graphe est également représenté un traîné électrique mis en œuvre suivant la configuration Wenner avec une distance $AB/2 = 40$ mètres. Les profondeurs d'investigation du traîné électrique et des mesures EM34 VD sont comparables, et les informations portées par les profils sont similaires. La mise en œuvre des profils EM est cependant beaucoup plus rapide à réaliser (500 m par heure dans ces conditions contre 200 m par heure pour le traîné électrique) et nécessite 2 personnes (1 pour la bobine de réception, 1 pour la bobine d'émission) contre 4 pour le traîné (1 par électrodes).

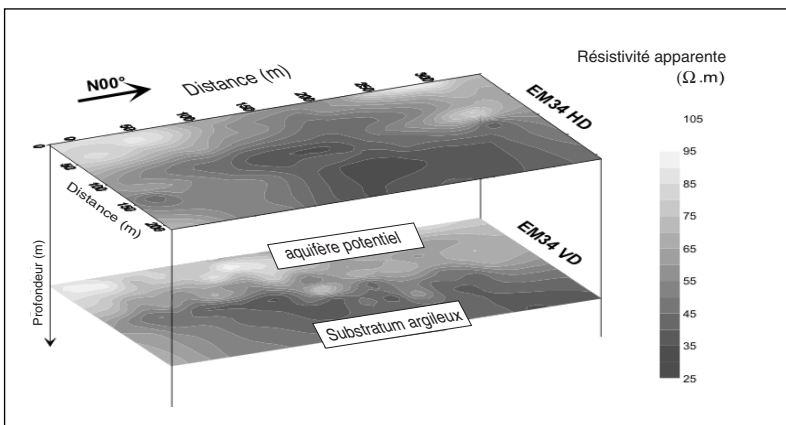


Figure 5.41 : Carte d'isoresistivité apparente (Ouganda, ACF, 1999). EM34 $a = 20$ m, pas : 20 m.

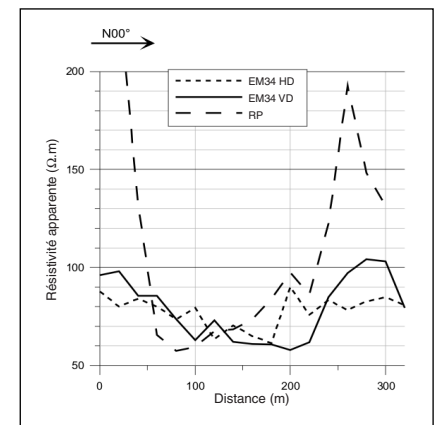


Figure 5.42 : Comparaison entre traîné électrique et profil EM34. Profil réalisé sur l'abscisse $x = 0$ de la Figure 5.41. EM34 $a = 20$ m, EP $aAB/2 = 40$ m, pas : 20 m.

La méthode Slingram peut avantageusement remplacer la méthode des traînés électriques pour les faibles profondeurs d'investigation (10 à 40 mètres maximum) si les terrains de surface ne sont pas trop conducteurs ; dans le cas contraire, la profondeur est réduite et ne permet pas d'atteindre les cibles hydrogéologiques classiques. Par contre,

cette méthode est plus polyvalente que la méthode VLF (facilité d'effectuer des mesures à différentes profondeurs, pas de problème d'orientation des profils, etc.) et ne dépend pas d'émetteur externe parfois difficile à capter pour le VLF.

4.3.5 SONDAGES TDEM (TIME DOMAIN ELECTRO-MAGNETISM)

La méthode TDEM se distingue des méthodes EM précédentes car elle utilise la variable temps pour contrôler la profondeur d'investigation (contre les variables fréquence/distance pour les autres méthodes présentées). Elle permet ainsi de réaliser facilement des sondages de grande profondeur.

L'émetteur (Tx) est habituellement constitué par une boucle carrée de câble électrique (fig. 5.43). Elle est placée sur le sol, et ses dimensions sont choisies en fonction de la profondeur d'investigation requise. Les dimensions peuvent aller de 10 mètres de côté pour des investigations peu profondes, jusqu'à 200 mètres de côté pour des sondages profonds. Un courant de 1 à 30 A est envoyé dans la boucle. Il est interrompu soudainement pour produire une variation de flux et un champ magnétique primaire qui induit à son tour des courants secondaires dans le terrain. L'amplitude de ces courants induits décroît rapidement avec le temps. Cette variation génère elle-même une autre induction, mais à une plus grande profondeur. L'excitation primaire est donc capable de se propager à de très grandes profondeurs.

Les courants induits suscitent des champs magnétiques secondaires qui sont mesurables en surface. Puisque les champs pénètrent plus profondément au fur et à mesure du temps, les mesures des champs secondaires en surface donnent des informations provenant de profondeurs croissantes. Le récepteur (Rx) est habituellement une boucle multispire (bobine) ou une simple boucle de câble placée sur le sol qui peut être la même boucle que celle utilisée comme Tx (on parle alors de boucles coïncidentes).

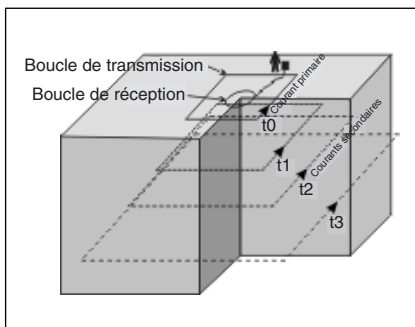


Figure 5.43 : Principe du sondage TDEM.

La ligne discontinue représente le courant secondaire pour différentes valeurs de temps ($t_1, t_2, t_3...$) après interruption du courant primaire (t_0).

La cadence d'injection du courant primaire est choisie en fonction de la profondeur d'investigation requise. En pratique, les mesures commencent le plus rapidement possible après interruption du courant primaire, afin de ne pas perdre l'information initiale représentative des formations peu profondes.

Ce processus est contrôlé depuis un poste émetteur/récepteur qui enregistre les mesures. La durée de la mise en place d'un sondage TDEM est d'environ 15 minutes pour 2 personnes, le temps de mesure étant d'une dizaine de minutes. La profondeur d'investigation maximale est comprise entre 100 et 300 m, selon les dimensions de la boucle Tx, l'amplitude du courant primaire et le rapport signal sur bruit local.

ACF a utilisé deux types d'équipements : le système Protem (de Geonics, fig. 5.44) et le système Temfast (<http://www.aemr.net>). La puissance du Protem peut être supérieure (1 à 30 A selon le générateur) mais son poids total est compris entre 50 kg (batterie de 12 V comme générateur) et 100 kg (générateur AC de 220 V). Le Temfast produit un courant primaire de 1 ou 4 A, selon le modèle, pour un poids total inférieur à 10 kg.

L'interprétation des résultats est réalisée au bureau grâce à un logiciel. Le protocole est similaire à celui utilisé pour l'interprétation des sondages électriques et produit différentes familles de courbes : enregistrements de terrain (tension/temps et résistivité apparente/temps) et courbes interprétées (résistivité calculée/profondeur). La figure 5.45 présente un exemple de sondage TDEM mis en œuvre par ACF au Cambodge dans une formation sablo-argileuse. La boucle Tx est de 75 m de côté et la surface de la

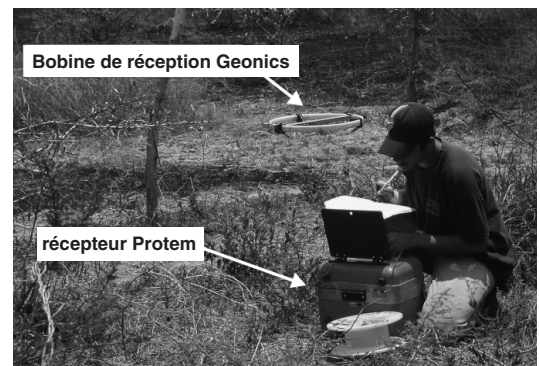


Figure 5.44 : Équipement Protem (Honduras, ACF, 2000).

bobine Rx est de 31,4 m². Ce sondage recoupe quatre niveaux dont le premier, de 0 à 40 m de profondeur, montre la plus forte résistance (= 80 Ωm) et pourrait être aquifère. Les autres apparaissent très conducteurs et sont probablement argileux (20 à 2 Ωm).

Cet exemple illustre clairement les avantages et les inconvénients de la méthode dans la configuration utilisée par ACF. Elle est rapide, aisée à mettre en œuvre, et autorise des sondages assez profonds sans nécessité de planter des électrodes ou de déployer de grands longueurs de câbles. Dans les formations conductrices, elle donne une résolution supérieure à la méthode DC. Cependant, le TDEM ne résout pas les niveaux les plus superficiels car les temps de coupure du courant primaire, même très courts, ne permettent pas de commencer instantanément les mesures du champ induit. Le premier terrain identifié sur la figure 5.45 est de 40 m d'épaisseur pour une résistivité de 80 Ωm, mais il est en fait composé de différents niveaux. L'utilisation d'une boucle d'émission plus petite permet de réduire le temps de coupure du signal primaire et donc de commencer les mesures plus tôt. Mais même dans ce cas, il n'est pas possible d'obtenir une image détaillée des premiers mètres. Par ailleurs, la TDEM n'est pas performante dans les environnements résistants où l'induction est faible.

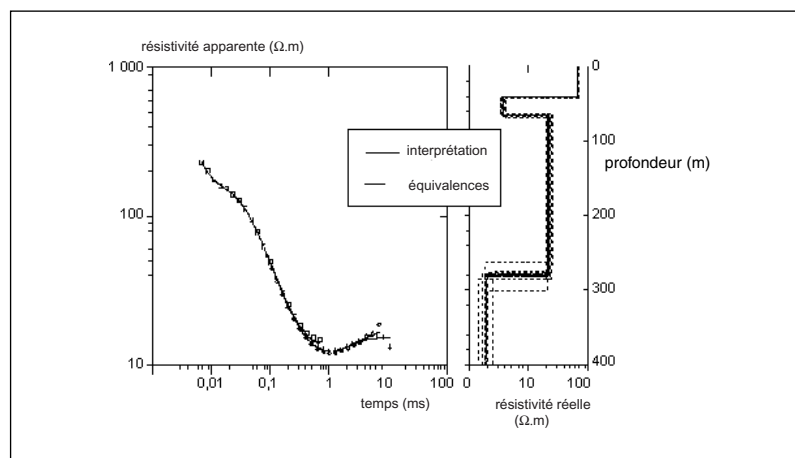


Figure 5.45 : Sondage TDEM (Cambodge, ACF, 1998).

4.4 Résonance magnétique protonique (RMP)

La résonance magnétique protonique (RMP) se distingue des méthodes géophysiques traditionnelles par la mesure d'un signal émis par des noyaux atomiques de la molécule d'eau. Dans le cadre d'applications hydrogéologiques, cette propriété de sélectivité sur la molécule d'eau conduit à qualifier la RMP de méthode géophysique directe. Aujourd'hui, cette méthode n'est utilisable que pour caractériser la zone saturée des aquifères ; elle ne renseigne donc pas sur la zone non saturée.

4.4.1 PRINCIPE

La physique nucléaire a montré que les noyaux d'hydrogènes (protons) possèdent un moment cinétique (spin) et un moment magnétique μ . Placés dans le champ géomagnétique terrestre B_0 (champ magnétique statique), les protons sont animés d'un mouvement de précession autour de B_0 avec une vitesse angulaire ω_0 connue comme fréquence de Larmor (fig. 5.46A).

Pour réaliser un sondage RMP, on crée un champ d'excitation B_1 en faisant circuler dans une boucle Tx un courant oscillant à une fréquence donnée. Si cette fréquence est égale à la fréquence de Larmor, il se crée par résonance magnétique une interaction entre les moments cinétiques des protons et le champ d'excitation B_1 . Cette interaction écarte les moments magnétiques des protons de leur position d'équilibre (fig. 5.47B).

Lorsque le champ d'excitation B_1 est coupé, les moments magnétiques reviennent à leur position d'équilibre en émettant un signal de relaxation qui est enregistré par une boucle réceptrice à la surface du sol (fig. 5.47C). L'enveloppe exponentielle de ce signal décroît avec le temps (encadré 5.4). Ce signal de relaxation fournit trois types d'information :

- son amplitude initiale est directement liée au nombre de noyaux d’hydrogène qui ont participé à son émission, et donc à la quantité d’eau souterraine ;
- la constante de temps de décroissance du signal de relaxation est liée à la taille moyenne des pores qui contiennent l’eau, et donc à une porosité ;
- le déphasage entre le signal de relaxation et le courant primaire est lié à la résistivité des terrains.

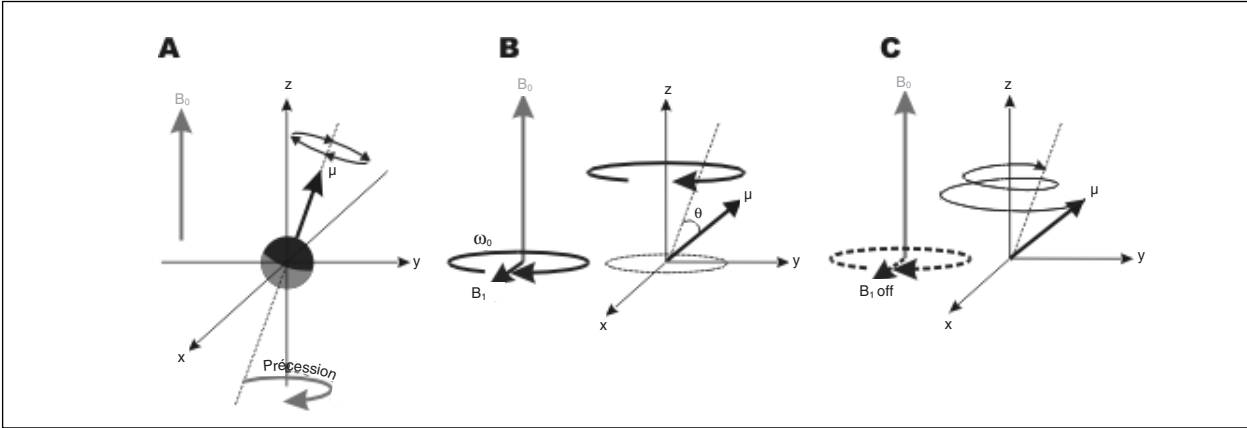


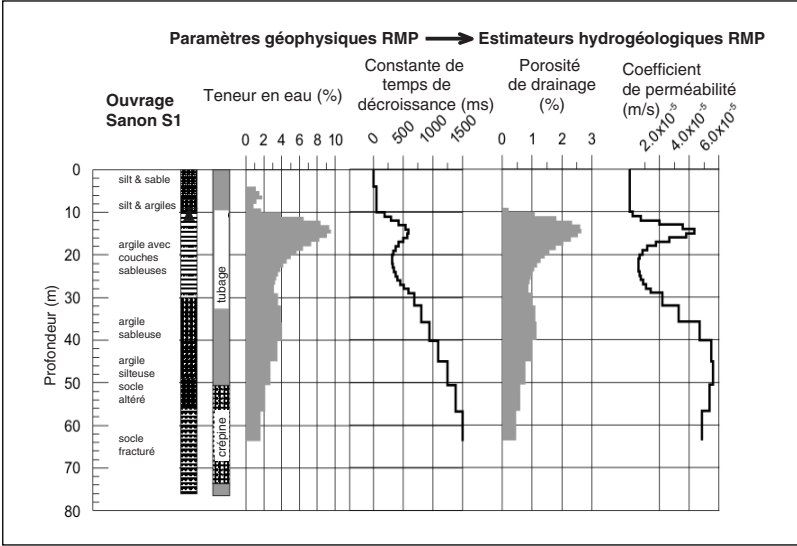
Figure 5.46 : Principe schématique de la RMP.
A, mouvement de précession du noyau d’hydrogène autour du champ statique B_0 .
B, excitation du noyau d’hydrogène par un champ oscillant B_1 .
C, relaxation du noyau d’hydrogène.

Deux paramètres géophysiques sont obtenus après interprétation des enregistrements de terrain : la distribution de la teneur en eau et du temps de décroissance du signal en fonction de la profondeur (fig. 5.47). Si on réalise une calibration des mesures RMP, c’est-à-dire une comparaison entre les paramètres RMP obtenus autour de forages, avec les paramètres hydrodynamiques estimés à partir d’essais de pompage, il devient possible de proposer des formulations du coefficient d’emmagasinement et de la transmissivité à partir des signaux RMP. Autrement dit, si ce travail de calibration peut être correctement effectué, il est possible d’estimer la productivité des aquifères continus avant de forer.

Figure 5.47 : Paramètres géophysiques de RMP (le temps de décroissance représenté est T_1 , voir encadré 5.4) et indicateurs hydrogéologiques.
Exemple de l’ouvrage Sanon S1 au Burkina Faso, granite altéré (ACF, 2002).

4.4.2 PRISE DE MESURES

Pour produire le champ d’excitation B_1 , on place sur le sol une boucle de câble électrique qui est énergisée par une impulsion de courant alternatif à la fréquence de Larmor (fig. 5.48). La fréquence de Larmor dépend de l’amplitude du champ géomagnétique local (encadré 5.4) qui doit être mesurée sur site au moyen d’un magnétomètre à protons (fig. 5.49A). La figure 5.50 donne la fréquence de Larmor théorique au niveau de la mer pour l’année 2002.



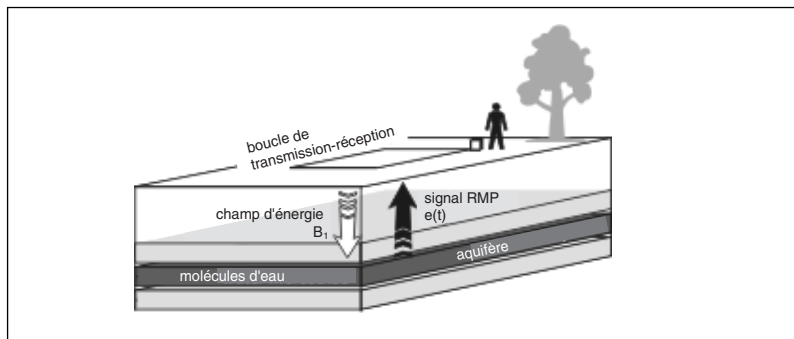


Figure 5.48 : Schéma du dispositif de mesures RMP.

Pour réaliser un sondage, c'est-à-dire pour effectuer des mesures à différentes profondeurs, on augmente l'amplitude du courant d'excitation : plus l'intensité du courant primaire est forte, plus le sondage est profond. Un sondage type est réalisé en 16 paliers de profondeur, mais il est bien entendu possible de choisir le nombre de paliers en fonction de la résolution souhaitée. Lorsque l'impulsion d'excitation est coupée, le signal de relaxation magnétique est enregistré généralement dans la même boucle que celle utilisée pour générer l'impulsion Tx. Le seul équipement aujourd'hui commercialisé pour réaliser des sondages RMP est la gamme Numis (de Iris Instruments, fig. 5.50B). Le modèle le plus utilisé à des fins hydrogéologiques par ACF est le puissant système Numis Plus. Il est contrôlé par un ordinateur portable qui commande à la fois les séquences d'excitation et d'enregistrement des signaux RMP.

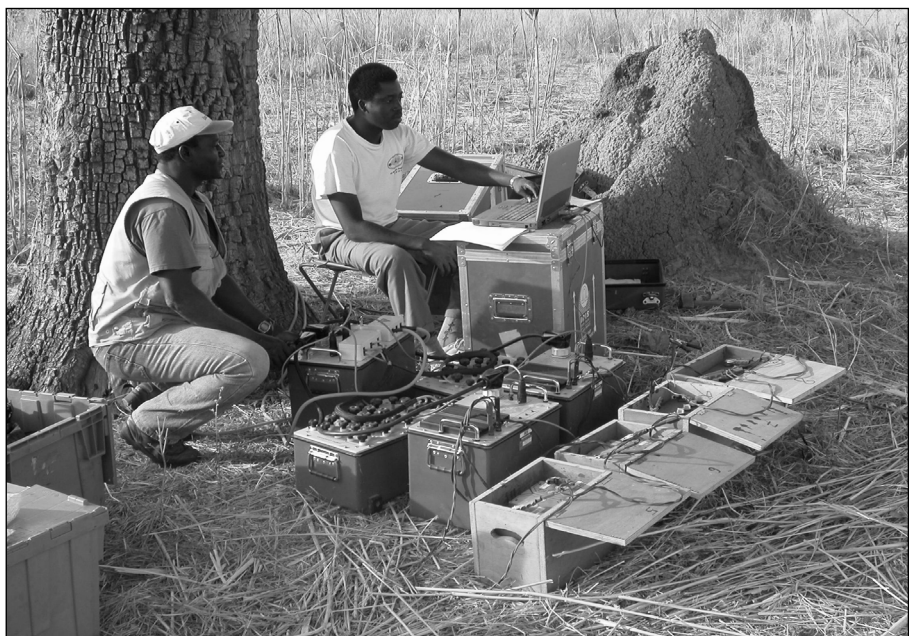
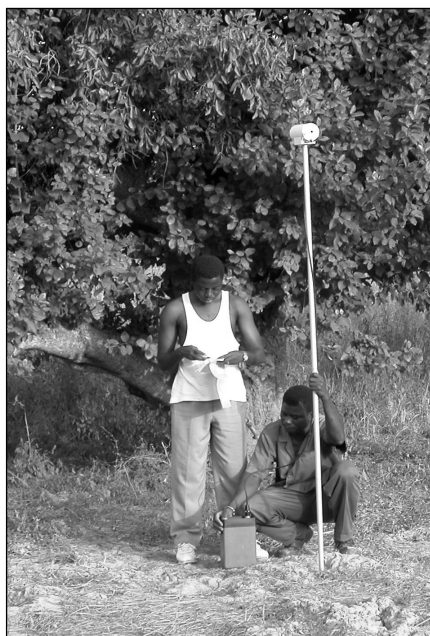


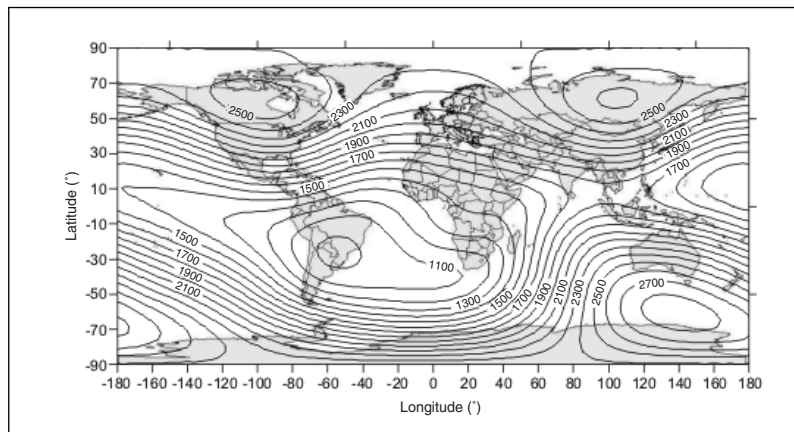
Figure 5.49 : Équipement de RMP.

A, mesure de champ géomagnétique par un magnétomètre à protons. B, équipement Numis Plus, ACF 2002.

La boucle Tx/Rx est typiquement de forme carrée (facile à mettre en place sur le terrain) et de 40 à 150 m de côté. Sur un site donné, la taille de la boucle détermine la profondeur d'investigation maximale, qui est à peu près égale au côté du carré à 1.5 x le côté du carré.

Le temps de mise en place du dispositif de mesure (boucle et instrumentation) est de 30 minutes environ pour 4 personnes, et la durée d'acquisition des données d'un sondage dépend essentiellement du rapport signal sur bruit. Dans les conditions favorables, cette durée était d'environ 1 heure au Cambodge (signaux forts car teneur en eau de sables élevée et bruit EM faible) alors qu'environ 20 heures étaient nécessaires au Burkina Faso (signaux faibles car teneur en

Figure 5.50 : Fréquence de Larmor théorique au niveau de la mer, année 2002.



eau d'altération granitique faibles et bruit EM parfois importants). Le poids total de l'équipement grande puissance utilisé est proche de 350 kilos. Son transport nécessite donc un véhicule. Une équipe de 4 personnes est nécessaire pour une mise en place aisée : 2 manœuvres et 1 technicien pour le déploiement de l'équipement, et 1 hydrogéophysicien pour diriger l'intégralité du processus. L'expérience d'ACF montre qu'il est possible de former une équipe locale pour réaliser des mesures routinières en 1 mois environ.

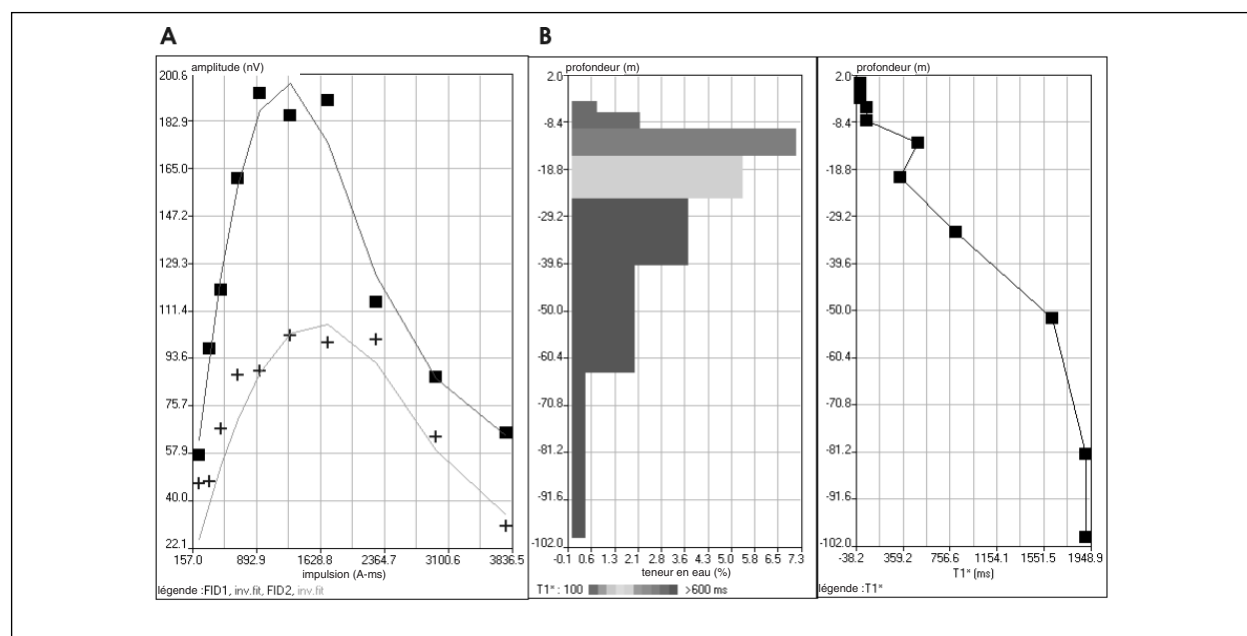


Figure 5.51 : Courbes RMP.

A, enregistrements de terrain (données brutes). B, courbes d'interprétation géophysique, exemple de l'ouvrage Sanon S1 au Burkina Faso, granite altéré (ACF 2002).

4.4.3 INTERPRÉTATION

L'interprétation des enregistrements est faite directement sur le site en seulement quelques secondes grâce au logiciel fourni avec l'équipement (Samovar). On obtient les courbes suivantes :

- *la courbe de sondage* : elle représente l'amplitude initiale du signal de relaxation en fonction du moment d'impulsion, c'est-à-dire d'une pseudo-profondeur (voir encadré 5.4). Elle renseigne en termes qualitatifs sur la distribution de l'eau souterraine en fonction de la profondeur (fig. 5.51A) ;

– les courbes d'enregistrement de terrain (fréquence, phase, constantes de temps de décroissance en fonction du moment d'impulsion, etc.) : elles permettent de vérifier la qualité des enregistrements, puis celle du modèle d'interprétation ;

– les courbes d'interprétation géophysique : elles expriment la teneur en eau et le temps de décroissance en fonction de la profondeur (fig. 5.51B) ; Ces paramètres géophysiques permettront ensuite d'estimer les coefficients d'emménagement et de perméabilité si une calibration est réalisée (fig. 5.47).

ACF a évalué les possibilités de caractériser les réservoirs saturés par sondages RMP dans différents contextes géologiques. La géométrie, les coefficients d'emménagement et de perméabilité estimés par sondages RMP ont été comparés aux valeurs obtenues par des forages et des essais de pompage. Les principaux résultats sont présentés ci-dessous.

Géométrie de réservoirs saturés

La figure 5.52 compare la géométrie en 1D de réservoirs saturés estimée par RMP, avec celle déduite de la lithologie des forages. La localisation du toit du réservoir saturé est évaluée par RMP avec une différence moyenne de 24 % par rapport à la valeur donnée par le forage, c'est-à-dire 3,9 m. Pour la base du réservoir, la différence moyenne est de 13 %, soit 11,4 m. Ces résultats montrent que les sondages RMP renseignent de façon satisfaisante sur la géométrie de la zone saturée, mais ne peuvent pas remplacer de véritables piézomètres. En fait, les sondages RMP ne renseignent pas sur les niveaux statiques mais seulement sur les profondeurs des zones saturées : les deux sont confondus en nappe libre, mais sont bien sûr différents en nappe captive.

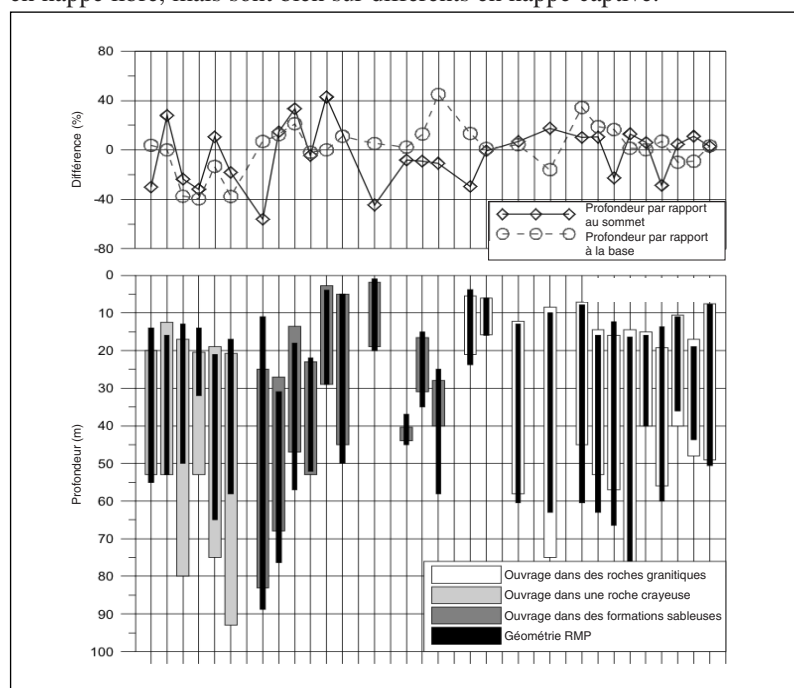


Figure 5.52 : Comparaison entre les géométries de réservoirs saturés déduites de sondages RMP et de forages.

Paramètres géophysiques : teneur en eau et constantes de temps de décroissance

Par comparaison avec la porosité totale, la teneur en eau RMP est définie par $w = V_{\text{long}} / V_{\text{total}} \cdot 100$ où V_{long} est le volume d'eau dont la constante de relaxation est suffisamment longue pour pouvoir être mesurée avec l'instrumentation actuelle (T^*_2 , voir encadré 5.4), et V_{total} est le volume total de l'échantillon. La teneur en eau RMP est différente de la porosité totale du milieu saturé car l'effet de relaxation peut rendre une part du signal RMP trop court pour être mesuré aujourd'hui. En

effet, le "temps mort" instrumental qui correspond à la période qui sépare la fin de l'impulsion Tx du début de l'enregistrement Rx est actuellement de 40 ms environ. Comme la constante de temps de relaxation de l'eau libre est typiquement de quelques dizaines à quelques milliers de ms, contre quelques ms à quelques dizaines de ms pour l'eau liée, on considère généralement que la teneur en eau RMP est une estimation de l'eau libre de la zone saturée, c'est-à-dire une estimation grossière de la porosité cinématique pour les milieux poreux peu argileux.

Paramètres hydrogéologiques : estimateurs du coefficient d'emménagement, de la perméabilité intrinsèque et du coefficient de perméabilité

La distribution en profondeur de la teneur en eau $w(z)$ et du temps de relaxation $T_1(z)$ déduits des enregistrements RMP, peut être utilisée pour estimer le coefficient d'emménagement S , le coefficient de perméabilité K , et la

transmissivité T des réservoirs saturés. Dans le cas des nappes captives, le coefficient d’emménagement peut être estimé par la formulation suivante :

$$S_{MRS} = (w \cdot \Delta z) \cdot C_1$$

Pour les nappes libres, le coefficient d’emménagement est proche de la porosité de drainage, qui pourrait être estimée par :

$$n_{e-MRS} = w \cdot C_2$$

Le coefficient de perméabilité peut être estimé par :

$$K_{MRS} = C' \cdot w(z) \cdot T_1^2(z)$$

La transmissivité est donc calculée telle que :

$$T_{MRS} = \int_{\Delta z} K_{MRS}(z) \cdot dz$$

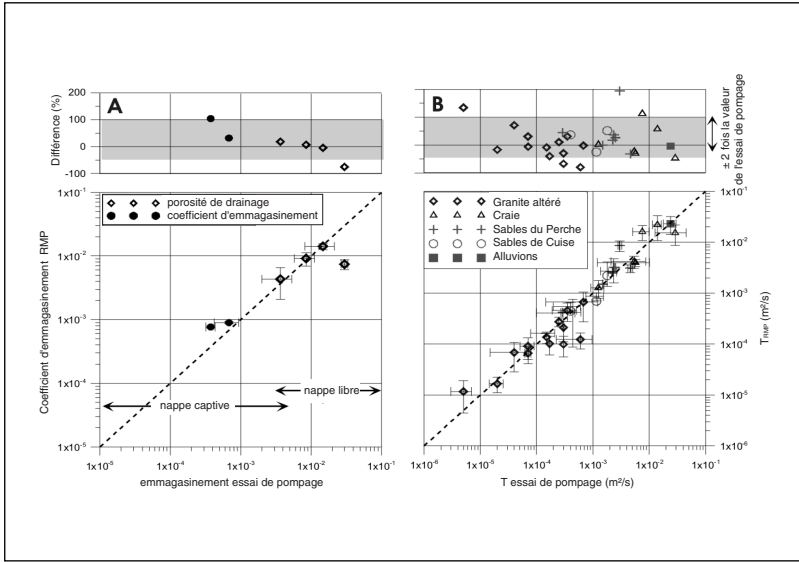
où w est la teneur en eau RMP, T_1 la constante longitudinale de décroissance du signal RMP, Δz l’épaisseur saturée du réservoir, et C_1 , C_2 et C' des constantes empiriques à déterminer à partir d’un travail de calibration (comparaison avec des données issues de forages et de pompages d’essai). Les valeurs de ces constantes proposées par ACF sont présentées tableau 5.IX, mais la calibration doit être faite pour chaque nouvelle région hydrogéologique (fig. 5.53) :

Tableau 5.IX : Constantes empiriques de calibration des estimateurs hydrogéologiques RMP.

	C_1	C_2	C'
Granite altéré au Burkina-Faso	$4,3 \cdot 10^{-2}$	0,28	$1,3 \cdot 10^{-9}$
Sédiment meuble (silts, sables, graviers) en France et en Birmanie	$2,4 \cdot 10^{-4}$		$4,9 \cdot 10^{-9}$
Craie en France			$3,5 \cdot 10^{-8}$

L’estimateur de transmissivité est assez robuste puisqu’il permet d’estimer la productivité dans une fourchette de ± 2 fois la valeur retenue lors de l’interprétation de l’essai de pompage dans 75 % des cas ; de plus, la gamme de transmissivité est étendue puisqu’elle correspond à des débits d’exploitation de quelques centaines de litres par heure ($T = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$) à plusieurs centaines de m^3/h ($T = 0,1 \text{ m}^2/\text{s}$).

Figure 5.53 : Estimateurs hydrogéologiques RMP. A, estimateurs du coefficient d’emménagement pour les granites altérés au Burkina-Faso. B, estimateurs du coefficient de perméabilité.



Les estimateurs du coefficient d'emmagasinement demandent encore à être confirmés (peu de données d'étalonnage) et restent délicats d'utilisation puisqu'il s'agit de savoir *a priori* si la nappe est libre ou captive pour choisir l'estimateur "porosité de drainage" ou "coefficient d'emmagasinement de nappe captive".

Analyse qualitative

Le processus de calibration n'est pas toujours réalisable, notamment lorsque le contexte géologique n'est clairement pas 1D ou lorsqu'on ne dispose pas de données d'essais de pompage. L'approche qualitative reste alors possible par l'utilisation d'estimateurs normalisés k_x et T_x qui sont les estimateurs normalisés pour la perméabilité intrinsèque et la transmissivité ; ils sont utilisés comme indicateurs de contraste entre plusieurs (n) sondages. Un exemple d'approche qualitative est présenté au chapitre 5B. Les estimateurs sont calculés de la façon suivante :

– Perméabilité intrinsèque :

$$k_x(z) = \frac{w_x(z) \cdot T_{lx}^2(z)}{w_r(z) \cdot T_{lr}^2(z)}$$

– Transmissivité :

$$T_x = \frac{\int_{\varpi} w_x(z) \cdot T_{lx}^2(z) \cdot dz}{\int_{\Delta z} w_r(z) \cdot T_{lr}^2(z) \cdot dz}$$

où x et r sont deux stations RMP parmi n. La station de référence est notée r.

5 Procédures de prospection

La suite des investigations est un processus dynamique qui permet de tester les hypothèses émises à la lumière des résultats obtenus. C'est également à ce stade que commencent les investigations plus poussées sur la ressource en eau.

5.1 Forages d'exploration

Les forages de reconnaissance permettent de vérifier les hypothèses émises, et apportent des informations indispensables pour, par exemple, calibrer les ES et sondages RMP. Ils permettent également d'effectuer des essais de pompage.

Chaque réalisation est utilisée comme source d'information : un forage sec doit être "utilisé" au même titre qu'un ouvrage en eau car le raisonnement qui a conduit à implanter ce forage doit être revu ou enrichi. C'est cet "aller-retour" entre les schémas proposés et les résultats obtenus qui permet d'être plus pertinent.

5.2 Évaluation de la ressource

Cette évaluation se fait principalement à partir des résultats obtenus par les forages et par mesures géophysiques. Les pompages d'essai doivent permettre d'estimer les potentialités des forages (essai de puits), et les caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère (essai de nappe, voir chap. 6). Il devient possible à ce stade de proposer une carte de zonation des potentiels en eau souterraine, à partir de la géométrie des réservoirs, des débits des ouvrages et des paramètres hydrodynamiques (K et S).

Le suivi piézométrique doit également être mis en œuvre à ce stade. Il permet de suivre l'évolution des ressources soumises à une nouvelle exploitation, et d'estimer les variations saisonnières. Une esquisse de carte piézométrique peut être dessinée pour visualiser les écoulements. Ce suivi peut être réalisé conjointement avec les campagnes de mesures

Le noyau d'hydrogène (c'est-à-dire un proton) possède un moment angulaire S et un moment magnétique μ . Ces deux quantités sont liées par l'expression $\mu = \gamma \cdot S$, où le rapport gyromagnétique γ est une caractéristique intrinsèque du noyau d'hydrogène. Dans un champ magnétique homogène B_0 , le moment magnétique tend à s'aligner dans la direction du champ statique, mais le moment angulaire crée un couple qui entraîne le proton dans un mouvement de précession autour de B_0 , avec une vitesse angulaire connue comme fréquence de Larmor : $\omega_0 = \gamma B_0 / 2\pi$.

Pour réaliser les conditions de résonance, on crée dans une boucle Tx un champ d'excitation B_1 de fréquence égale à la fréquence de Larmor, au moyen d'une impulsion de courant alternatif $i(t) = I_0 \cos(\omega_0 t)$, $0 < t \leq \tau$, où I_0 et τ sont, respectivement, l'amplitude et la durée de l'impulsion. Il y a alors interaction entre le moment angulaire nucléaire et le champ d'excitation B_1 , qui écarte le moment magnétique μ de sa position d'équilibre.

Lorsque le champ d'excitation B_1 est coupé, le moment magnétique revient à sa position d'équilibre en émettant un signal de relaxation qui est enregistré par une boucle réceptrice. Ce signal oscille à la fréquence de Larmor et possède une enveloppe exponentielle qui décroît avec le temps et qui peut être approchée par la relation (fig. 5.54A) :

$$e(t, q) = E_0(q) \exp(-t/T^*_2(q)) \cos(\omega_0 t + \phi_0(q)) \quad (1)$$

où $q = I_0 \tau$ est le moment de l'impulsion Tx, ϕ_0 la phase, T^*_2 le temps de décroissance du signal (appelé temps de relaxation transversale dans la terminologie usuelle), et $E_0(q)$ l'amplitude initiale du signal telle que :

$$E_0(q) = \omega_0 M_0 \int_V B_{1\perp} \sin(1/2 \gamma_p B_{1\perp} q) w(r) dV(r) \quad (2)$$

où M_0 est le moment magnétique à l'équilibre thermique (M_0 est connu), B_1 la composante du champ magnétique primaire (normalisée à 1A) perpendiculaire au champ statique B_0 , r le vecteur coordonné, et $w(r)$ la teneur en eau du volume élémentaire dV .

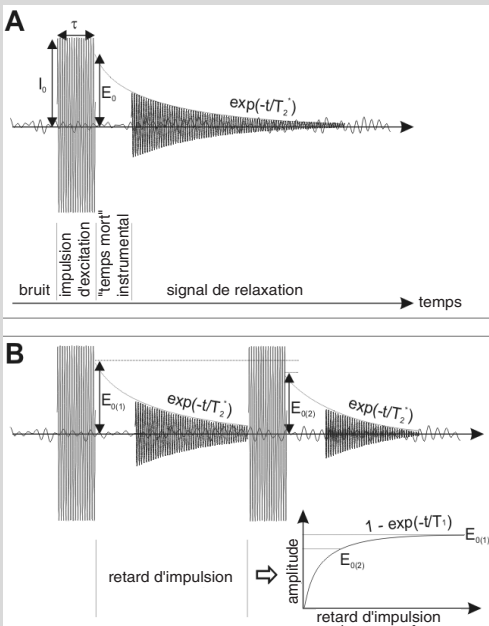


Figure 5.54 : Séquence temporelle de mesure du signal RMP.

A, séquence à une impulsion (estimation de T_2^*). B, séquence à 2 impulsions (estimation de T_1).

Les équations (1) et (2) montrent que :

- l'amplitude initiale du signal E_0 est liée à la teneur en eau $w(r)$. La résolution de l'équation (2) donne une estimation directe de la teneur en eau du volume étudié ;
- la contribution spatiale du signal est fonction de q , c'est-à-dire que toute chose étant égale par ailleurs à la profondeur d'investigation est contrôlée par l'intensité de l'impulsion I_0 ;
- le signal décroît avec le temps et cette décroissance est caractérisée par T_2^* . Cette constante est liée à la taille moyenne des pores qui contiennent l'eau, mais elle est aussi influencée par les hétérogénéités locales du champ statique, généralement créées par les propriétés magnétiques des roches.

Pour accéder à un paramètre plus fiable lié à la taille moyenne des pores, on peut utiliser une séquence d'excitation modifiée, avec deux impulsions, et connue comme séquence de saturation-récupération (fig. 5.54B). Elle permet d'accéder à une estimation de T_1 , (appelée habituellement constante de temps de relaxation longitudinal) qui est liée à la taille moyenne des pores telle que : $T_1 = V_p / \rho \cdot S_p$, où V_p et S_p sont le volume et la surface du pore, et ρ l'indice de relaxation de surface des roches.

Lorsque l'impulsion d'excitation est coupée, on enregistre le signal de relaxation magnétique pour chaque moment q . Dans l'hypothèse d'une stratification horizontale, on utilise une forme modifiée des équations (1) et (2) pour obtenir des signaux enregistrés $E_0(q)$ et $T_2^*(q)$, les valeurs de teneur en eau $w(z)$ et de temps de décroissance $T_2^*(z)$ et $T_1(z)$ en fonction de la profondeur.

Principaux facteurs limitant de la méthode des RMP

Comme l'ensemble des méthodes géophysiques, les sondages RMP sont sujets à différentes limitations :

- **Les équivalences.** Deux modèles sont équivalents lorsqu'ils produisent le même signal. En RMP, les couches 1 et 2 sont équivalentes si leur produit "épaisseur saturée" \times "teneur en eau" sont proches. Autrement dit, il n'est pas possible de connaître indépendamment la teneur en eau et l'épaisseur d'une couche saturée.

– **La résolution et la profondeur d'investigation.** La résolution est la capacité de la méthode à détecter et à caractériser un niveau saturé. Elle est fonction de différents facteurs dont les principaux sont l'intensité et l'inclinaison du champ géomagnétique, la résistivité électrique des terrains et la taille de la boucle Tx-Rx. Prenons l'exemple d'un réservoir de faible extension, équivalent à une couche de 1 mètre d'eau libre, c'est-à-dire un sable fin à 15 % de porosité cinématique et 6,5 m d'épaisseur, ou une figure géologique équivalente à un tuyau cylindrique remplie d'eau de 10 mètres de diamètre qui traverserait la totalité d'une boucle Tx-Rx de 100 mètres de côté. Dans les cas les plus défavorables (proximité de l'équateur magnétique et terrains électriquement conducteurs), cet aquifère saturé pourrait être détecté par RMP jusqu'à une profondeur équivalente à 40 % du diamètre de la boucle Tx-Rx. Dans les cas les plus favorables (proximité des pôles magnétiques et terrains électriquement résistants), ce même réservoir pourrait être détecté jusqu'à une profondeur équivalente à 150 % du diamètre de la boucle Tx-Rx. Cependant, détecter n'est pas caractériser : l'erreur commise dans l'estimation de la teneur en eau et de l'épaisseur de la zone saturée est importante même pour les faibles profondeurs, mais l'erreur commise sur l'estimation de leur produit (équivalence) est inférieure à 5 % pour les profondeurs correspondant à la moitié de la taille de boucle Tx-Rx et 15 % au-delà. Dans le cadre des programmes ACF, cela signifie qu'il est généralement possible de détecter des niveaux saturés jusqu'à environ 100 mètres de profondeur maximum, et de les caractériser correctement jusqu'à 70 mètres environ.

– **La sensibilité et le caractère 1D.** Le volume maximal intégré par un sondage RMP peut être estimé à 1,5 fois le diamètre de la boucle Tx-Rx par une profondeur équivalente à ce même diamètre. Pour une boucle de 100 m de diamètre, le volume ainsi intégré est d'environ 1,8 millions de m^3 . Ce fort pouvoir intégrateur ne permet bien sûr pas de rendre compte des hétérogénéités au sein de ce volume, ni de mesurer des signaux créés par un trop petit nombre de noyaux d'hydrogènes.

– **La suppression.** Lorsque le volume d'eau est très petit au regard du volume exploré par le sondage RMP, le signal est de trop faible amplitude et ne peut pas être mesuré : c'est le phénomène de suppression. C'est le cas pour les milieux fracturés ou les figures de dissolution qui contiennent peu d'eau en volume mais qui sont cependant très productifs.

– **Les roches magnétiques.** Le signal RMP mesuré aujourd'hui est un signal macroscopique qui résulte de l'ensemble des signaux émis chacun par un noyau d'hydrogène. Lorsque le champ géomagnétique est hétérogène à l'échelle de la mesure, les noyaux d'hydrogène sont soumis à des fréquences de Larmor différentes qui créent des déphasages entre signaux unitaires et réduisent ainsi la constante de temps mesurée jusqu'à interdire la mesure du signal résultant. C'est ainsi qu'ACF n'a pas pu mesurer de signaux RMP dans des réservoirs très productifs au Honduras (2000) car les propriétés magnétiques des roches volcaniques en présence perturbaient fortement le champ géomagnétique. Il s'agit donc d'estimer la faisabilité des mesures avant la mise en œuvre du sondage (variation du champ mesuré en surface, susceptibilité magnétique des affleurements et stabilité de la fréquence de Larmor).

Encadré 5.4 Principe de la RMP.

de la qualité de l'eau. Le contrôle de la chimie des eaux souterraines est aussi très riche d'informations quant aux systèmes d'écoulement, aux relations entre les différentes nappes, aux mécanismes de recharge, et aux liens existant entre les eaux souterraines et les eaux de surface (voir chap. 4).

Les bases de la construction d'un bilan hydrologique peuvent également être posées : mise en place de suivi pluviométrique, piézométrique, de débit, définition du bassin d'étude.

5.3 Archivage des résultats et outils d'analyse

Pour limiter la perte d'informations importantes lors des changements d'équipes, mais aussi pour capitaliser les expériences acquises et partager l'information, il est indispensable d'archiver les résultats de façon relativement standardisée. Un bon archivage permet également de traiter l'information de manière plus rigoureuse.

ACF a développé un certain nombre d'outils de gestion et d'analyse des informations hydrogéologiques. Ce processus est bien entendu en constante évolution, et les principaux outils présentés dans le tableau 5.X ne sont qu'indicatifs.

Tableau 5.X : Outils d'analyse et de gestion de l'information hydrogéologique.

Documentation existante	Bibliothèques techniques comprenant des ouvrages de références dans les différents domaines, à Paris et Madrid Rapports et synthèses des différents programmes, archivés aux sièges d'ACF Expériences techniques d'ACF synthétisées sous forme de manuels et de rapports spécifiques
Cartes géologiques	Fonds de cartes géologiques disponible au siège parisien d'ACF. La plupart des pays d'intervention sont ainsi couverts, généralement à des échelles régionales
Logiciels d'interprétation d'essais de puits et de nappe	Logiciel WHI AquiferTest Pro® recommandé (de Waterloo Hydrogeologic Inc.)
Pochette "géophysique électrique" ES et RP	Cette pochette développée par ACF contient des fiches de mesures de terrain, des fiches de présentation des résultats et l'ensemble des abaques Cagniard
Logiciel d'interprétation des mesures géophysiques	Logiciel recommandé IPI2Win®, pour l'interprétation et la visualisation des ES Logiciel X2IPI®, recommandé pour la construction des protocoles et le traitement de données de ERI Logiciel RES2DINV®, recommandé pour l'interprétation des données de ERI
Base de données et système d'information géographique	Modèles de bases de données réalisés sur Excel® (nombre limité de données, bonne convivialité) Logiciel Mapinfo® pour les analyses géographiques (cartes thématiques)
Kit de matériel	Ensemble de matériels et d'équipements testés et développés par ACF : résistivimètre Omega, diagraphie par sondes électriques, équipements de forages, kits d'essais de pompage

5.4 Élaboration des procédures de prospection

L'élaboration d'une procédure de prospection s'effectue à partir de l'ensemble des éléments abordés dans ce chapitre : quelles sont les questions hydrogéologiques ? Quels sont les outils à utiliser pour y répondre ? Comment mesurer l'apport de ces différents outils ? Chaque contexte est bien entendu particulier, et cette section illustre au travers d'un travail réalisé par ACF au Mozambique, la démarche qui conduit à proposer une procédure pour prospecter les eaux souterraines.

5.4.1 QUESTIONS HYDROGÉOLOGIQUES

ACF a conduit un programme d'approvisionnement en eau potable dans la province du Sofala au Mozambique de 1994 à 2001. En décembre 2000, 178 points d'eau avaient été réalisés (143 forages et 35 puits) avec un taux de succès moyen de 44,5 %. Le nombre important de forages négatifs est représenté par des ouvrages secs ou dont le débit est insuffisant ($Q < 500 \text{ L/h}$), mais également par des forages qui délivrent une eau trop minéralisée pour la consommation humaine (12 % des forages).

Une étude a été conduite d'octobre à décembre 2000 pour améliorer la connaissance des aquifères et proposer une méthode de prospection visant à augmenter le taux de succès des campagnes de forage.

Contexte général de l'étude

Les districts de Caia et Chemba sont localisés dans la partie nord de la province du Sofala, sur la rive ouest du Zambèze (fig. 5.55).

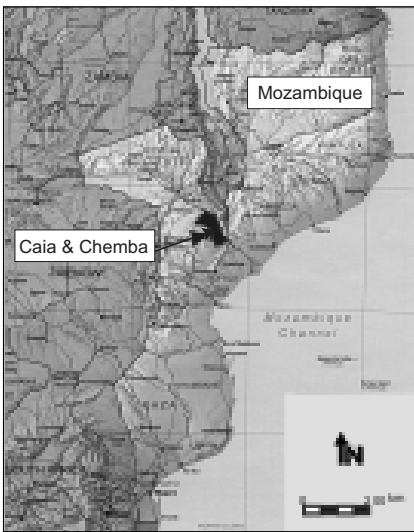


Figure 5.55 : Situation de la zone d'étude au Mozambique.

La région appartient au bassin sédimentaire "nord de Save". Les formations géologiques dites de Sena sont datées du Crétacé supérieur et sont constituées de grès continentaux dont l'épaisseur peut atteindre 2500 m (informations recueillies au Mozambique, National Directorate for Water Affairs, fig. 5.56). Des lames minces réalisées par ACF à partir d'échantillons de grès montrent une formation siliceuse à ciment calcique, dont la porosité semble très faible à nulle. Cette observation est confirmée par le taux d'échec élevé des forages réalisés dans les grès.

La région est recoupée par des rivières temporaires suivant la direction ouest/sud-ouest est/nord-est ; elle est limitée à l'est par le Zambèze. La synthèse des informations provenant des campagnes de forages de ACF montre que les sédiments déposés par ces eaux de surface sont des réservoirs très hétérogènes. Les alluvions du Zambèze sont par endroit argileuses mais produisent généralement une eau peu minéralisée ; les sédiments déposés par

les rivières temporaires sont plus grossiers mais peuvent produire des eaux très concentrées au nord, alors que dans le sud les milieux sont moins perméables et l'eau souvent moins minéralisée.

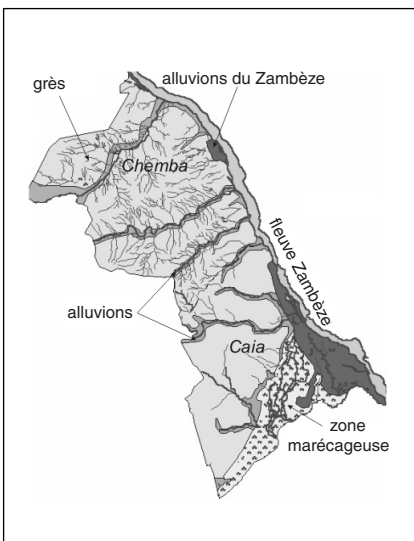


Figure 5.56 : Esquisse géologique des districts de Caia et Chemba (Mozambique).

Une campagne de prélèvement des eaux de la région (pluie, eaux de surface et eaux souterraines) a été mise en œuvre par ACF pour réaliser des analyses hydrochimiques des ions majeurs. L'interprétation de ces analyses montre que la forte minéralisation des eaux souterraines (conductivité électrique de 1500 à 9000 $\mu\text{S/cm}$) est due à la mise en solution par les eaux d'infiltration de minéraux néoformés présents dans les horizons superficiels. Cette interprétation est confirmée par l'observation *in situ* de précipités carbonatés dans les fissures superficielles des grès, et par la présence de halite dans les zones mortes des rivières temporaires où la reprise par évaporation est intense.

Les bilans hydrologiques réalisés par ACF, à partir de données récoltées auprès de ses partenaires locaux, sont également en cohérence avec l'ensemble des observations : ils indiquent que la zone nord est le siège d'une importante évapotranspiration qui explique certainement la forte minéralisation des eaux

souterraines (tabl. 5.XI). Il n'a pas été possible de mesurer les écoulements de surface, il n'est donc pas possible d'estimer la part de l'infiltration efficace dans l'écoulement total. Sous réserve d'un bilan complet, il semble cependant que l'exploitation d'ouvrages à petit débit (pompe à main) perturbe peu le renouvellement des ressources car aucun assèchement de forage ni aucune baisse anormale des niveaux statiques n'ont été rapportés durant la période 1994 à 2000.

Tableau 5.XI : Conductivité électrique des eaux et données hydrologiques (formule de Thornwaite, pas mensuel, période 1946 à 1955).

Zone	Conductivité électrique moyenne des eaux souterraines ($\mu\text{S}/\text{cm}$)	Précipitation interannuelle moyenne (mm)	Température interannuelle moyenne ($^{\circ}\text{C}$)	Écoulement total interannuel moyen (mm)
Nord (Chemba)	3700	728	34	56
Sud (Caia)	1500	954	32,3	200

Selon les résultats d'une enquête exhaustive conduite par ACF en 1999 et 2000, les districts de Caia et Chemba comptent respectivement 157 000 et 52 000 habitants pour des taux de couverture en eau potable de 27 et 15 %. Dans ce contexte, l'accès à l'eau potable s'entend comme la possibilité pour une famille de s'approvisionner à une infrastructure aménagée, donnant une eau de qualité potable, située à moins de 1 heure de marche et desservant au maximum 300 utilisateurs (soit une moyenne de 20 litres d'eau disponibles par personne et par jour pour un ouvrage équipé d'une pompe à main).

L'accès à l'eau est un enjeu majeur pour ces populations rurales, et les seules ressources mobilisables tout au long de l'année sont les eaux souterraines.

Questions hydrogéologiques : formulation des questions adressées au prospecteur

Les aquifères recherchés pour l'implantation de nouveaux ouvrages sont les niveaux perméables des alluvions et les réservoirs de fissures et d'altération des grès, chacun devant contenir une eau dont la minéralisation autorise la consommation humaine. Dans le cadre de cette recherche, les questions posées au prospecteur sont les suivantes :

- quelles zones dans un rayon moyen de 1 km autour des villages sont aquifères ?
- au sein de ces zones, quelle est la géométrie des réservoirs (où implanter les forages) ?
- quelles sont ses caractéristiques hydrodynamiques (quelle sera la productivité du forage) ?
- quelle est la conductivité électrique de l'eau (l'eau sera-t-elle consommable par la population) ?

Les outils classiques n'ont pas permis de répondre de façon satisfaisante à ces questions car le taux de succès moyen des forages est faible (moins de 50 %) et même nul pour certaines zones (plateau gréseux). Aussi, l'outil géophysique peut être utilisé pour tenter d'y répondre. Il s'agit dans un premier temps de sélectionner les méthodes géophysiques qui seront utilisées, puis d'évaluer à partir des expériences de terrain l'apport technique et économique des méthodes utilisées seules ou en combinaison, et enfin de proposer une procédure hydrogéophysique éprouvée.

5.4.2 CHOIX DES MÉTHODES GÉOPHYSIQUES

Le choix *a priori* des méthodes est guidé par la nature des cibles recherchées, la précision souhaitée et l'échelle des zones à prospecter (voir section 4). Dans ce contexte de minéralisation très contrastée des eaux, le paramètre physique de la résistivité est susceptible d'apporter des informations pertinentes car il est très réactif à la conductivité électrique de l'eau.

La forte probabilité de rencontrer des niveaux argileux au sein des alluvions, et la connaissance *a priori* de l'existence de nappes très minéralisées permettent d'imaginer que les milieux sont électriquement très conducteurs. Dans ces conditions, les méthodes électromagnétiques de mesure des résistivités sont plus adaptées que les méthodes à courant continu.

La précision recherchée doit permettre d'implanter un forage sans ambiguïté sur l'extension de l'anomalie. Les sondages TDEM, dans leur configuration légère et dans cet environnement conducteur, permettent des mesures jusqu'à des profondeurs d'environ 100 mètres. Par contre, leur pouvoir d'intégration est important (lié à la taille de la boucle utilisée) et n'autorise pas dans des conditions de structures complexes une interprétation suffisamment précise des contrastes latéraux.

La seule méthode qui soit opérationnelle de façon routinière pour effectuer des mesures de résistivité en 2 dimensions susceptibles de décrire des structures géologiques complexes est la méthode des panneaux électriques (ERI). Enfin, les sondages RMP apportent des informations sur la présence d'eau souterraine et sur les caractéristiques des réservoirs. Concernant le déploiement des équipements et la réalisation des mesures, 30 à 45 minutes sont nécessaires pour un sondage TDEM, contre 2 à 3 heures pour un panneau électrique conventionnel et 2 à 20 heures pour un sondage RMP.

En définitive, pour ce contexte spécifique du Mozambique les méthodes retenues sont :

- les sondages TDEM pour décrire les contrastes de résistivités en profondeur et proposer les zones potentiellement aquifères (fig. 5.57) ;
- les panneaux électriques pour décrire les contrastes de résistivités en deux dimensions et imaginer la géométrie des réservoirs potentiels, et la conductivité électrique de l'eau d'imbibition ;
- les sondages RMP pour confirmer l'existence des réservoirs et décrire leurs caractéristiques hydrodynamiques.



Figure 5.57 : Mise en place du matériel TDEM (Mozambique, 2000).



Figure 5.58 : Puits traditionnel à Nhamago (Mozambique, 2000).

5.4.3 APPORT DES DIFFÉRENTES MÉTHODES GÉOPHYSIQUES

Recherche de sites potentiels : sondages TDEM

Les zones de prospection géophysique sont sélectionnées dans le périmètre immédiat des villages retenus comme prioritaires (besoin en eau des populations) et en fonction des reconnaissances de terrain. L'utilisation des photos aériennes a été difficile car il était souvent impossible de se repérer sur les images (la zone a été longtemps en guerre et toutes les infrastructures visibles en photo, y compris les routes, n'étaient plus identifiables sur le terrain). C'est alors essentiellement la géomorphologie et les discussions avec les villageois qui guident le choix des zones potentiellement aquifères.

Lorsque les zones à prospector sont étendues, il est opportun de réaliser des mesures rapides qui permettent de différencier les sites en fonction de leur potentiel aquifère. Dans la région concernée, les sondages TDEM sont bien adaptés à cet objectif car ils sont simples à mettre en œuvre et permettent de définir les zones sur lesquelles des recherches plus détaillées mais plus contraignantes seront ensuite réalisées.

La figure 5.59 présente l'exemple du village de Nhamago situé dans un environnement monotone de grès. Un sondage d'étalonnage est d'abord effectué autour du puits traditionnel utilisé par la population (présenté à la figure 5.58 et marqué à la figure 5.59 comme "puits Nm"), et les valeurs de résistivité calculée sont comparées aux mesures et observations directes dans le puits :

- la résistivité des sables aquifères est mal définie car la méthode TDEM est aveugle sur les premiers mètres de profondeur ; ces sables sont cependant marqués comme nettement plus résistants que les terrains qu'ils surmontent ;
- la conductivité électrique de l'eau (à 25°C) est de 770 $\mu\text{S}/\text{cm}$, soit 13 Ωm ;
- un niveau argileux identifié dans le fond du puits présente une résistivité calculée inférieure à 10 Ωm ;
- le substratum gréseux affleure à proximité du puits. Il est également très conducteur et présente une résistivité calculée inférieure à 15 Ωm .

La cible géophysique est donc déterminée comme un ensemble résistant qui surmonte un substratum conducteur.

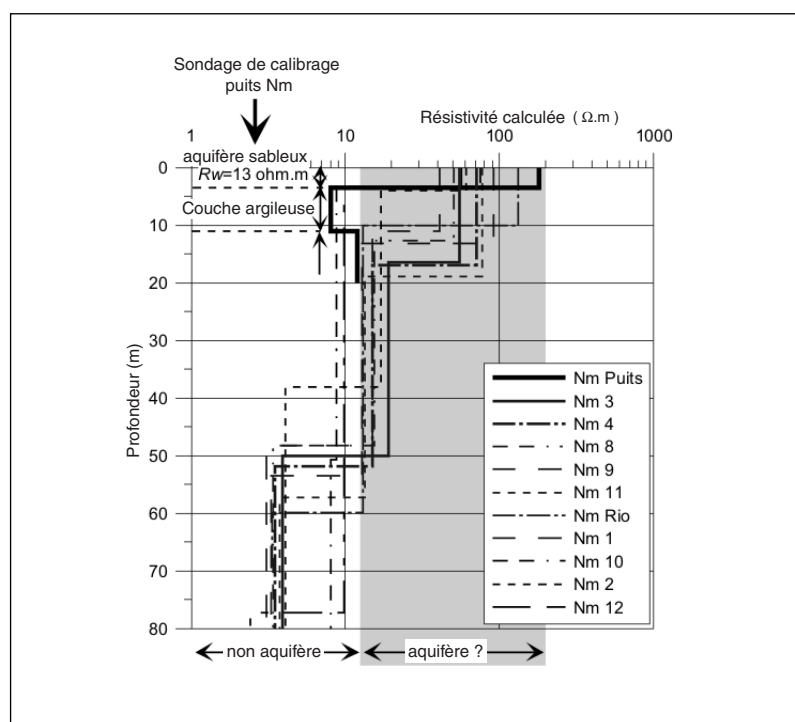


Figure 5.59 : Sondages TDEM, village de Nhamago (Mozambique, 2000).
Rw, résistivité de l'eau.

Onze sondages TDEM ont été réalisés en deux jours sur des anomalies supposées (géomorphologie). Les résultats des inversions sont présentés sur la figure 5.59. Deux groupes de courbes se distinguent : le premier ensemble pour lequel les résistivités calculées restent inférieures à 10 Ωm est interprété comme argilo-gréseux ; le second groupe présente des terrains de surface plus résistants qui surmontent le substratum conducteur. Les sites les plus favorables sont ceux dont les niveaux résistants sont les mieux marqués, tant du point de vue de la valeur de résistivité calculée que de l'épaisseur (Nm3 et Nm4 par exemple).

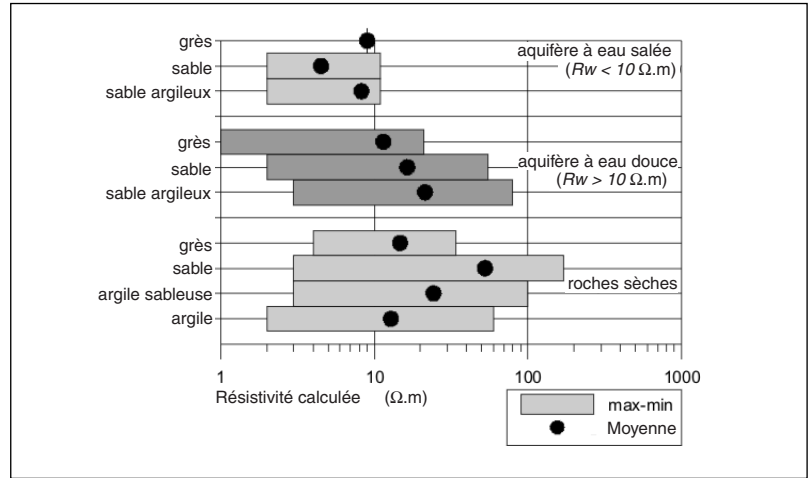
Mise en évidence de structures complexes : images ERI

Lorsque les valeurs de résistivité calculée sont difficiles à corréler avec des natures de roche, il reste souvent possible de travailler sur les contrastes de résistivité qui soulignent des structures géologiques. La figure 5.60 présente les valeurs de résistivité calculée obtenues à partir de 43 sondages réalisés au Mozambique. La dispersion des valeurs autour de la moyenne et le chevauchement des différentes gammes (roche sèche, aquifère à eau douce et aquifère à eau salée) ne permettent pas d'attribuer de façon certaine une nature de roche à une valeur de résistivité. La présence d'argile et d'eau dont la minéralisation est très contrastée explique ces résultats.

Dans ce contexte, ce sont les mesures en deux dimensions qui peuvent apporter une information supplémentaire par l'interprétation qualitative des variations de résistivité.

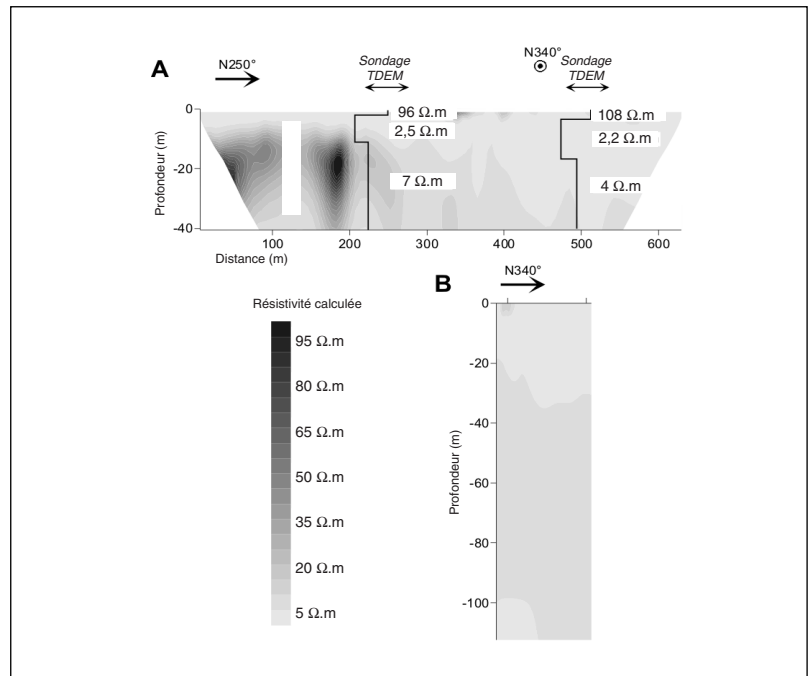
La figure 5.61 présente les mesures de résistivité mises en œuvre dans le village de Chivulivuli situé dans le nord de la zone, à la limite des grès et du recouvrement alluvial du Zambèze distant d'environ 3,5 km. L'ensemble des

Figure 5.60 : Valeur de résistivité calculée en fonction du type de roche, à partir de 43 mesures. R_w , résistivité de l'eau (Mozambique, 2000).



sondages TDEM réalisés dans le cadre de l'étude préliminaire n'a pas révélé de contraste très marqué, à l'image des résultats des deux sondages présentés sur le graphique A. Un panneau électrique a néanmoins été exécuté pour contrôler si ce faible contraste pouvait malgré tout être significatif.

Figure 5.61 : Sondages TDEM et panneau électrique (site de Chivulivuli, Mozambique, 2000). A, section des résistivités calculées Wenner alpha (RMS = 2,9 %). B, section perpendiculaire des résistivités calculées, pôle-pôle (RMS = 2,3 %, inversion réalisée avec le logiciel RES2DINV).



Des contrastes de résistivité sont nettement mis en évidence par la mesure 2D ; ils permettent d'imaginer les structures suivantes (fig. 5.61, graphique A) :

- le niveau peu profond très conducteur (1 à 5 Ωm) présent sur l'ensemble de la section est certainement le signe d'une strate argileuse ;
- à l'ouest du panneau, les faibles résistivités se poursuivent en profondeur et pourraient marquer un milieu argilo-silteux ;
- enfin, la zone résistante située plus en profondeur à l'est du panneau (30 à 80 Ωm) est sans doute plus sableuse.

Une seconde mesure perpendiculaire et centrée sur le point 470 mètres du premier panneau a été mise en œuvre avec un dispositif pôle-pôle qui autorise une plus grande profondeur de pénétration (toutes autres choses étant égales par ailleurs (graphique B). Beaucoup plus monotone, elle confirme que les structures sont 2D (est-ouest) et que le domaine de validité de la méthode est respecté.

Les panneaux électriques apportent dans ce contexte une information supplémentaire sur les structures, et permettent à l'hydrogéologue d'imaginer la géométrie des réservoirs potentiels. Mais l'incertitude sur la présence d'eau souterraine reste entière car les valeurs de résistivité ne signifient pas clairement la présence de l'eau.

Confirmation de la présence d'eau souterraine (RMP)

Sur ce même site de Chivulivuli, des sondages RMP ont été réalisés au droit des deux milieux mis en évidence par la coupe de résistivité calculée. Les interprétations des sondages RMP ont été contrôlées par la réalisation de 2 couples de forages ; l'ensemble des résultats est présenté dans le tableau 5.XII et la figure 5.62.

Tableau 5.XII : Forages et sondages RMP, site de Chivulivuli (Mozambique, 2000).

Forage	Profondeur totale (m)	Position des crépines (m)	Niveau statique (m)	Débit air lift (l/h)	Teneur en eau RMP (%)	Constante de temps T_2^* (ms)	Conductivité électrique de l'eau ($\mu\text{S/cm}$)	Résistivité de l'aquifère (Ωm)
8/FCH/98	28,5	22-27	2,2	1000	17	230	650	40
2/GCH/00	36	4-9	2,2	1200	8	200	33000	2
9/FCH/98	10,5	4-9	4,5	1000	3	180	11000	2
1/GCH/00	37	3-8	4,5	1200	3	180	10000	2

Figure 5.62 : Panneau électrique et sondages RMP, site de Chivulivuli (Mozambique 2000). W, teneur en eau. T_2^* , constante de décroissance mesurée.

Les sondages RMP mettent en évidence un réservoir présent sur l'ensemble du profil entre 2 et 10 m de profondeur. La résistivité très basse de cet horizon (2 Ωm) indique clairement une eau très minéralisée (et non pas un niveau argileux comme pouvait le laisser penser l'interprétation isolée du panneau électrique). Les trois forages qui exploitent cet aquifère confirment ces informations : le réservoir existe (débit instantané *air lift* d'environ 1 m^3/h) et l'eau est très minéralisée (10 000 à 33 000 $\mu\text{S/cm}$). Un second réservoir est révélé par le sondage RMP à l'est du profil. La teneur en eau nettement plus importante, pour un temps de décroissance légèrement plus long, indique un milieu plus productif que le réservoir de surface. La résistivité de cet ensemble est nettement plus élevée et permet d'espérer une eau moyennement minéralisée.

Deux forages ont été réalisés pour confirmer ces indications, mais un seul a pu être utilisé car l'ouvrage situé à l'ouest s'est effondré et n'a pas été équipé en profondeur (1/GCH/00). Le forage qui exploite le milieu résistant à l'est du profil confirme les informations géophysiques : l'aquifère existe et délivre une eau peu minéralisée pour ce contexte (650 $\mu\text{S/cm}$).

Caractérisation de la nappe par ERI + RMP

À partir des informations complémentaires données par les sondages RMP et le panneau électrique, il est possible de proposer une interprétation hydrogéologique du site (fig. 5.63). Cette interprétation reste qualitative car le nombre de mesures n'est pas suffisant pour effectuer une calibration des estimateurs hydrogéologiques RMP. Des exemples de calibration sont donnés au chapitre 5B.

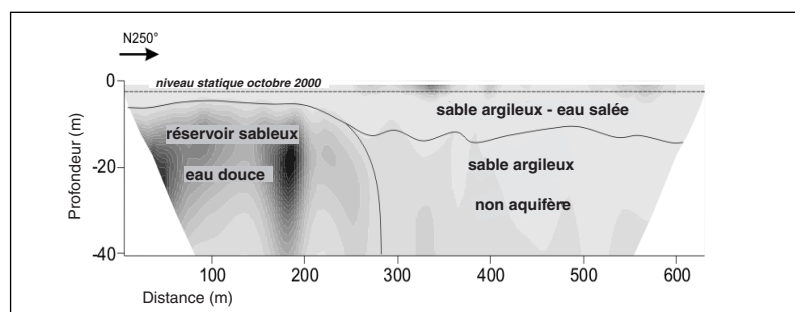


Figure 5.63 : Représentation de l'aquifère de Chivulivuli (Mozambique, 2000).

L'utilisation d'outils géophysiques peut s'imposer pour deux raisons :

- elle apporte des informations qui permettent d'implanter des forages positifs dans des zones d'échec, et donc de répondre aux besoins en eau des populations ;
- elle permet de faire des économies financières à l'échelle du programme, en réduisant le nombre de forages secs, salés ou à trop faible débit.

Bilan technique

ACF a réalisé 178 points d'eau entre 1994 et 2000. Les forages négatifs ne sont enregistrés de façon systématique que depuis 1997. Depuis cette date, les moyennes annuelles sont :

- 11 forages négatifs et 9 positifs, soit 55,5 % d'échec ;
- 7 forages secs, soit 63 % des forages négatifs ;
- 2 forages salés, soit 18 % des négatifs ;
- 2 forages abandonnés pour cause de problème lors du forage soit 18 % des forages négatifs.

En 1999, l'introduction de l'utilisation de la géophysique 1D (ES Schlumberger) a permis d'augmenter le taux de succès des forages de 29 à 54 %, pour les mêmes zones géographiques concernées. Cette réduction du taux d'échec est essentiellement due à une diminution de 16 % du nombre de forages salés, alors que le taux de forages secs n'a que peu diminué. Cette évolution souligne bien les limites de la méthode de mesure des résistivités dans ce contexte : les valeurs de résistivité permettent d'identifier les réservoirs contenant une eau très minéralisée (faible résistivité), mais ne signifient pas la présence d'eau.

C'est pour cette raison que la campagne géophysique d'octobre à décembre 2000 a été organisée avec de nouveaux outils. Les sites d'étude sélectionnés (4 sites pour un total de 15 forages) correspondent à des zones où la totalité des forages réalisés les années précédentes étaient négatifs. Il s'agissait donc des sites les plus difficiles rencontrés depuis le début de la campagne en 1994, sur lesquels l'utilisation conjointe des méthodes TDEM, ERI et RMP a permis d'obtenir un taux de succès de 66 % (à comparer au 0 % obtenu auparavant...).

Évaluation économique de la géophysique

Le tableau 5.XIII présente le coût des études géophysiques par site, en euros. Le calcul est réalisé à partir de coûts ACF réels en 2000, sur la base suivante :

- véhicule 4x4 dédié en partie à la géophysique, acheté neuf et amorti sur 5 ans ;
- achat neuf du matériel géophysique, amorti sur 5 ans (sauf l'équipement ES amorti sur 3 ans) ;
- équipe de techniciens et manœuvres à plein temps sur la géophysique ;
- 9 mois de travail dans l'année, à raison de 10 jours par site, soit 27 sites par an.

Tableau 5.XIII : Coût des études géophysiques en euros (Mozambique, ACF, 2000).

Méthode	Main-d'œuvre nationale		Main-d'œuvre internationale		Équipement géophysique			Véhicule		Nombre d'études par an	Coûts d'admin. 8 %	
	Effectif	Coût par étude	Effectif par étude	Coût par étude	Coût d'acquisition (euros)	Amortis.cons. (an)	Coût par étude	Nombre	Coût par étude			
ES ou TDEM	4	327	1	311	4200	3	10	56	1	218	27	48
ERI	5	373	1	311	30000	5	10	227	1	218	27	65
(ES ou TDEM) +ERI	8	691	1	311	141000	5	20	1053	1	218	27	157
TDEM+ERI+RMP	10	840	1	700	183510	5	30	1373	1	327	27	203

Le coût d'un forage négatif calculé sur ces mêmes bases est de 3 655 euros, et celui d'un forage positif de 4 483 euros. À partir de ces coûts, il devient possible de définir les domaines d'emploi économique des différentes méthodes ou combinaisons de méthodes en fonction de l'amélioration qu'elles apportent aux taux de succès des forages (fig. 5.64). À l'échelle du programme ACF et de la campagne géophysique 2000, on remarque que :

- l'emploi de la méthode ES, qui a permis d'augmenter le taux de succès des forages de 24 % lors de son introduction en 1999, est économiquement rentable quel que soit le taux d'échec des forages ;
- l'emploi conjoint des 3 méthodes (TDEM, ERI et RMP) se justifie financièrement sur les sites difficiles (taux de succès inférieur à 40 %) dès lors que le taux de succès est doublé, ce qui semble réaliste.

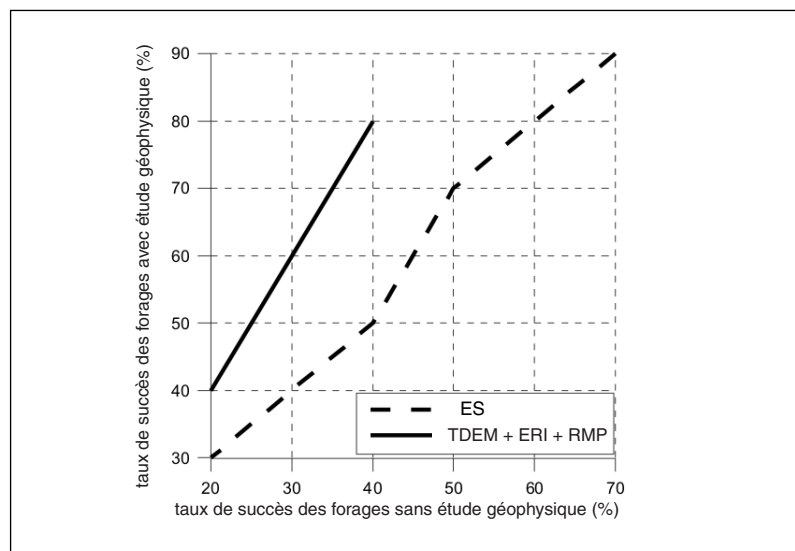


Figure 5.64 : Domaine économique d'emploi de la géophysique (Mozambique, ACF, 2000).

Recommandation

La proposition d'une procédure géophysique qui s'intègre dans une démarche hydrogéologique (tabl. 5.XIV) s'élabore à partir de l'évaluation technique et de l'analyse économique. Techniquement, l'intérêt de l'utilisation conjointe de différentes méthodes géophysiques dans cette région est illustré par les exemples précédents :

Tableau 5.XIV : Procédure hydrogéophysique (Mozambique, 2000).

Phase de l'étude	Méthode et outil	Objectif
Étude préliminaire	Photo-interprétation (lorsque calage possible)	Identification des domaines géologiques (grès/alluvions) Identification des linéaments dans les zones de grès
Reconnaissance de terrain	Observation géologique et géomorphologique Visite d'ouvrages existants	Confirmation du contexte et des cibles hydrogéologiques
Étude géophysique	Sondage TDEM ERI RMP	Identification des aquifères potentiels Définition de la géométrie du réservoir potentiel et de la minéralisation de l'eau Confirmation de la présence d'un aquifère et caractérisation hydrodynamique
Étude complémentaire	Forage de reconnaissance Analyse d'eau Pompage d'essai Suivi piézométrique	Compréhension de la dynamique des eaux souterraines Caractérisation des réservoirs et des nappes Évaluation de l'impact des forages sur les ressources

- Les sondages TDEM autorisent une prospection rapide de vastes zones proposées par l'enquête de terrain (photo-interprétation, géomorphologie et géologie). Ils permettent de définir les sites sur lesquels des panneaux électriques sont implantés.
- L'interprétation des mesures de résistivité en 2 dimensions souligne les structures du sous-sol et met en évidence des zones potentiellement aquifères sur lesquelles des sondages RMP sont réalisés.
- Les sondages RMP confirment la présence de l'eau souterraine et précisent les paramètres hydrauliques du réservoir.
- Enfin, l'interprétation conjointe des paramètres RMP et de la résistivité électrique des aquifères permet d'estimer la conductivité électrique de l'eau.

B EXEMPLES DE TERRAIN

1	Implantation de forages dans les sédiments non consolidés	180	2.1.1	<i>Nappes de socle cristallin</i>	190
			2.1.2	<i>Équipements et méthodes</i>	190
1.1	Contexte général	180	2.2	Principaux résultats	191
1.1.1	<i>Environnement physique</i>	181	2.2.1	<i>Typologie des réservoirs</i>	191
1.1.2	<i>Environnement humain</i>	182	2.2.2	<i>Géométrie du réservoir</i>	191
1.1.3	<i>Environnement hydrogéologique</i>	182	2.2.3	<i>Paramètres hydrodynamiques du réservoir</i>	192
1.1.4	<i>Méthodologie de prospection</i>	182	2.2.4	<i>Améliorer la caractérisation des aquifères</i>	193
1.2	Résultats	183	2.2.5	<i>Principaux facteurs limitants</i>	193
1.2.1	<i>Un site à forte productivité : école ACPI</i>	183	2.3	Conclusion	194
1.2.2	<i>Un site hétérogène : le village de Mukpen</i>	186	3	Localisation des aquifères karstiques saturés	195
1.3	Discussion	187	3.1	Contexte général	195
1.3.1	<i>Analyse technique</i>	187	3.1.1	<i>Environnement physique</i>	195
1.3.2	<i>Analyse des coûts</i>	188	3.1.2	<i>Objectifs et méthodologie</i>	196
1.3.3	<i>Conclusion : méthodologie géophysique</i>	189	3.2	Exemples de terrain	197
2	Caractérisation des aquifères de socle cristallin par sondages RMP	190	3.2.1	<i>Localisation du karst saturé par RMP</i>	197
			3.2.2	<i>Estimation de la structure du karst par ERI</i>	198
2.1	Contexte général	190	3.3	Conclusion	199

Pour illustrer la façon dont les protocoles hydrogéophysiques sont mis en œuvre par ACF, trois exemples sont proposés qui correspondent à quelques uns des grands contextes géologiques : les sédiments récents non consolidés au Cambodge, le socle cristallin au Burkina Faso, et un massif karstique en France.

Afin de faciliter la lecture, les appels aux références utilisées dans le chapitre 5B ne sont pas mentionnés. Ces références peuvent être trouvées dans la bibliographie générale.

1 Implantation de forages dans les sédiments non consolidés

Les sédiments non consolidés correspondent à un contexte géologique fréquemment rencontré dans les programmes ACF. Ils représentent une source importante d'approvisionnement en eau pour de nombreuses populations, notamment car leur exploitation est souvent possible avec des moyens locaux. Mais ces réservoirs peuvent aussi se révéler difficiles à exploiter à cause de leur contenu en argiles, de leur vulnérabilité vis-à-vis des pollutions de surface et parfois de la minéralisation excessive de l'eau.

Pour améliorer les procédures d'étude de ces ressources, ACF a mené une étude pilote au Cambodge en 1998, avec le soutien de l'IRD (Institut de Recherche pour le Développement) et de la société d'équipements géophysiques Iris Instruments.

1.1 Contexte général

ACF a débuté ses programmes dans la province de Siem Reap au Cambodge en 1992 (fig. 5.65). L'objectif était d'assister les populations réfugiées en Thaïlande dans leur retour et leur réinstallation au Cambodge. À la fin de l'année 1998, neuf cents ouvrages avaient été forés en zone rurale pour approvisionner les populations en eau potable. Parmi ces 900 ouvrages, 180 étaient négatifs. Ils étaient situés pour la plupart dans des zones spécifiques où le taux d'échec dépassait les 70 %.

La province est fortement anthropisée (rizières, infrastructures d'irrigation, etc.) et les outils hydrogéologiques traditionnels comme la photo-interprétation ou la cartographie de terrain sont inutiles quand il s'agit de choisir les sites d'implantation de forage. De plus, les analyses des rapports de forages montrent une forte hétérogénéité lithologique à l'échelle de la province (dizaines de kilomètres) et du village (centaines de mètres). Dans ce type de contexte, les techniques géophysiques peuvent se révéler intéressantes :

1) La résistivité électrique des roches fournit le plus souvent des informations quant à la géologie et à la minéralisation des eaux souterraines. Une méthode électromagnétique comme le sondage TDEM peut être plus performant dans des environnements conducteurs qu'un ES classique.

2) L'utilisation de mesures 1D n'est pas appropriée dans les zones fortement hétérogènes où les mesures en 2D comme celles de l'ERI sont plus efficaces pour décrire les géométries complexes.

3) La résistivité d'un aquifère est liée à la conductivité électrique (EC) de l'eau qu'il contient. Lorsque la conductivité électrique de l'eau souterraine est élevée, la résistivité de la nappe peut atteindre une valeur du même ordre de grandeur que celui d'un milieu argileux. La résistivité n'est alors plus un paramètre discriminant de l'aquifère. Dans ces conditions, la RMP est la méthode la plus appropriée, grâce à son efficacité pour déterminer la présence d'eau souterraine, quelle que soit sa conductivité.

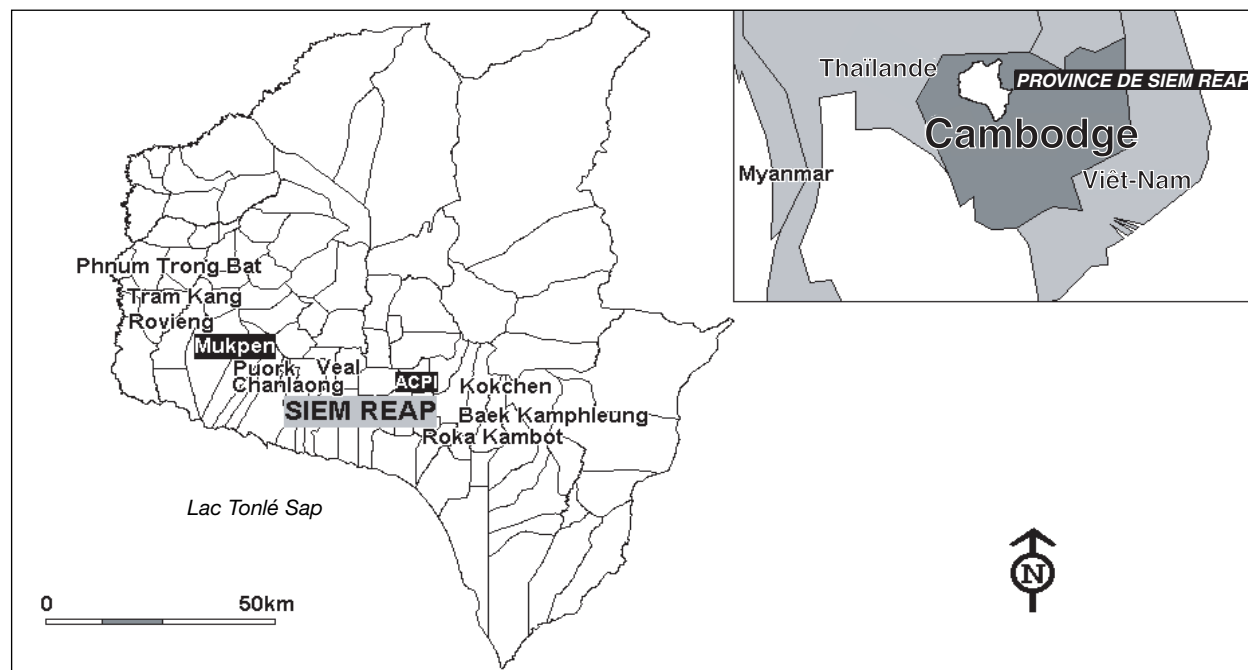
4) Pour répondre aux questions fondamentales posées à l'hydrogéologue en charge de l'implantation d'ouvrages d'alimentation en eau (où est l'eau souterraine ? quelle pourrait être le débit d'exploitation d'un ouvrage ? quelle est la qualité de l'eau ?), l'utilisation conjointe des méthodes de mesure de la résistivité électrique et des sondages RMP pourrait s'avérer efficace.

Pour valider cet *a priori*, une étude de 6 semaines a été organisée sur 12 sites à la fin de l'année 1998, en utilisant conjointement les méthodes ES, TDEM, ERI, et RMP.

1.1.1 ENVIRONNEMENT PHYSIQUE

La province de Siem Reap se situe au nord du lac Tonlé Sap, dans le nord-ouest du Cambodge (fig. 5.65). Sa superficie totale est de 15270 km². Si l'on excepte les montagnes Kulen au nord (maximum 487 m d'altitude) et plusieurs sommets isolés (connus sous le nom de Phnom), la topographie de la province est plane. Les principales rivières

Figure 5.65 : Province de Siem Reap et principal site investigué.



s'écoulent depuis le nord vers le lac Tonlé Sap au sud. Le climat est de type tropical de moussons, avec deux saisons des pluies (mai-juin et août-octobre) avec pour moyennes interannuelles 1 500 mm de pluie et 26,7 °C de température.

1.1.2 ENVIRONNEMENT HUMAIN

La province a une population d'environ 650 000 habitants (1993). Les principales activités économiques sont l'agriculture et la pêche (90 %), le commerce (7 %) et les services (3 %).

L'activité agricole principale est la riziculture. Les besoins en eau potable de la province sont couverts à hauteur de 25 % environ, grâce à des puits peu profonds (3 à 6 m de profondeur) et à des forages (20 à 80 m de profondeur) équipés pour la plupart de pompes à main. Les 75 % de la population n'ayant pas accès à l'eau potable prélèvent l'eau dans des marres, des cours d'eau et des puits ouverts. Les statistiques sanitaires montrent que 40 % des admissions hospitalières et 64 % des décès de cause connue dans la province sont dus à des pathologies liées à l'eau et à l'environnement.

1.1.3 ENVIRONNEMENT HYDROGÉOLOGIQUE

La majeure partie de la province est située dans un bassin sédimentaire constitué de 20 à 100 m d'épaisseurs de sédiments d'âge tertiaire à quaternaire, dont la granulométrie varie entre celle des sables grossiers et des argiles. Ces roches reposent sur des sédiments consolidés plus âgés (grès d'âge Mésozoïque à Tertiaire) et sur des roches ignées (diorites, granodiorites, basaltes et andésites) qui affleurent dans les montagnes Kulem et Phnom.

Dans ce contexte, on rencontre des nappes libres dans les dépôts alluviaux, de 2 à 5 m d'épaisseur moyenne. Ces nappes sont exploitées par la population au moyen de puits peu profonds qui sont parfois temporaires et sont pratiquement toujours pollués par des matières organiques.

Les nappes ciblées par le programme de forage sont plus profondes (de 20 à 80 m). Elles sont souvent captives et hétérogènes :

- dans l'est de la province, les aquifères sont souvent argileux (sables argileux). La transmissivité moyenne est de 10^{-6} m²/s et le taux moyen de succès des forages est de 35 % ;
- dans la partie centrale de Siem Reap, les sédiments sont plus sableux (moins d'argiles) et la transmissivité moyenne est de 10^{-2} m²/s. Le taux de succès des forages atteint pratiquement les 90 % ;
- dans l'ouest de la région, les aquifères sont essentiellement des silts sableux et la transmissivité moyenne atteint 10^{-5} m²/s. Le taux de succès des forages est de 60 %.

1.1.4 MÉTHODOLOGIE DE PROSPECTION

Douze sites ont été sélectionnés en fonction de critères humains et techniques : les besoins en eau de la population, les sites dont les nappes avaient été clairement identifiées et les sites où plusieurs forages s'étaient révélés négatifs. Les prospections de terrain ont été conduites en utilisant les quatre méthodes géophysiques : ES, ERI, TDEM, et RMP.

L'interprétation des données de terrain a été menée tout d'abord de façon indépendante pour chaque méthode, puis de façon conjointe, en utilisant les outils disponibles (tabl. 5.XV). Sur la base de ces résultats, les ouvrages ont été forés et testés par des diagraphies électriques et des essais de pompage.

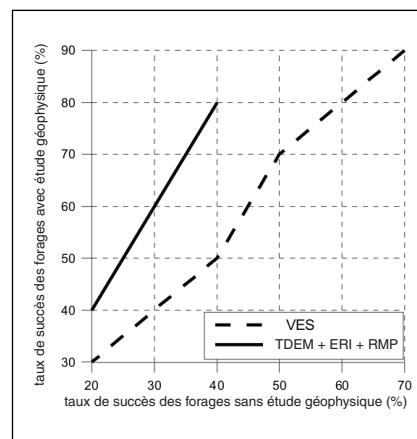
Les essais de pompage mis en œuvre étaient des essais par paliers. L'objectif était de connaître le débit spécifique, les pertes de charge linéaires et quadratiques, et le débit maximal d'exploitation des ouvrages. On a aussi procédé à des analyses de remontée pour estimer la transmissivité ponctuelle. Les essais de pompage ont été interprétés grâce à la formule de Jacob.

La contribution technique de la géophysique à l'amélioration du taux de succès des forages a été estimée pour ces douze sites et l'impact financier de la géophysique a été calculée à partir des données de coûts d'ACF. Enfin, en croisant l'analyse technique et économique, une méthodologie géophysique a été proposée pour l'implantation et la réalisation des forages.

Tableau 5.XV : Méthodes, équipement et outils d'interprétation.

Méthode	Dispositif	Équipement	Outils d'interprétation
ES	Schlumberger et pôle-pôle	ΩMEGA (aquifère)	Courbe Cagniard et logiciel QWSEL
ERI	Pôle-pôle (IRIS Instruments)	SYSCAL R2	Logiciel RES2DINV
TDEM	Tx : 100 × 100 m et 75 × 75 m Rx central : 31,4 m ²	PROTEM 47 (Geonics Ltd.)	Logiciel TEMIX
RMP	Tx/Rx : 75 × 75 m et 37,5 × 37,5 m	NUMIS (IRIS Instrument)	Logiciel Samovar
Diagraphie DC	Sonde normale 8" et 32" Résistivité du fluide	ACF	
Forage	Rotary à la boue 6" Tubage PVC 4" Crépine fentes 0,8 mm et 7,5 % d'ouverture Massif de graviers 1-5 mm	PAT-ACF 201	
Essai de pompage	1 à 4 papiers d'essai	Pompe immergée 4"	Équation de Jacob

**Figure 5.66 : Localisation des
prospections géophysiques à l'école ACPI.**



1.2 Résultats

1.2.1 UN SITE À FORTE PRODUCTIVITÉ : ÉCOLE ACPI

L'objectif était de réaliser un forage pour répondre aux besoins en eau d'une école (fig. 5.66).

Mesure de résistivité 1D (ES et TDEM)

L'inversion du ES Schlumberger est présentée figure 5.67. L'interprétation géologique est que la couche résistante de 480 Ωm pourrait être un aquifère sableux de 10 à 42 m de profondeur recouvrant un substrat argileux d'environ 10 Ωm. Les problèmes d'équivalence n'autorisent pas une détermination séparée de la résistivité et de l'épaisseur de ce réservoir (seule sa résistance transversale peut-être déterminée) et l'épaisseur peut être comprise entre 26 et 36 m environ, ce qui a une forte influence sur sa transmissivité.

L'inversion du sondage TDEM (fig. 5.68) est similaire à celle du ES mais on note les points suivants :

- le sondage TDEM permet d'obtenir une meilleure définition de l'interface entre le terrain supérieur résistant et le terrain conducteur ; l'estimation de la base du réservoir est donc améliorée ;
- les 10 premiers mètres sous le niveau du sol sont mal définis par la méthode TDEM ;
- pour les dispositifs utilisés, la profondeur d'investigation est plus importante (plus de 200 m).

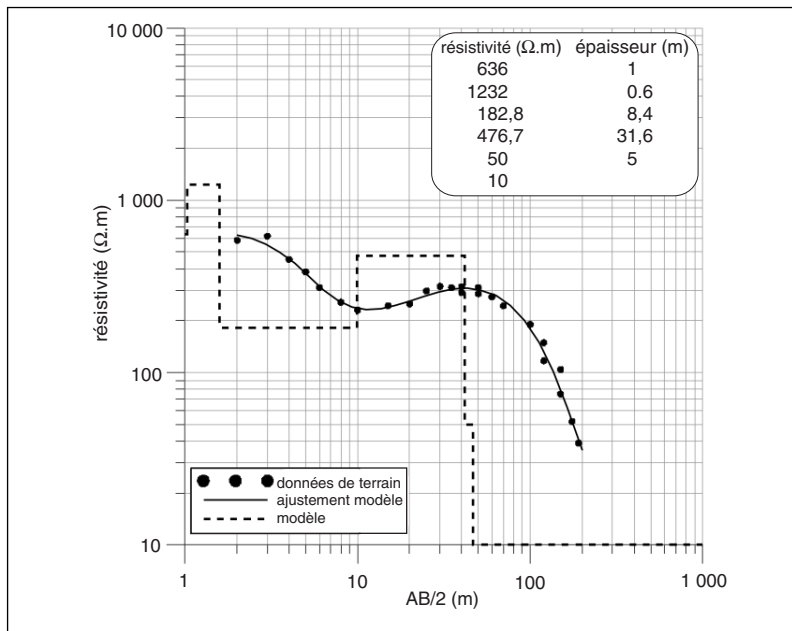


Figure 5.67 : ES Schlumberger (rms = 7,5 %), école ACPI.

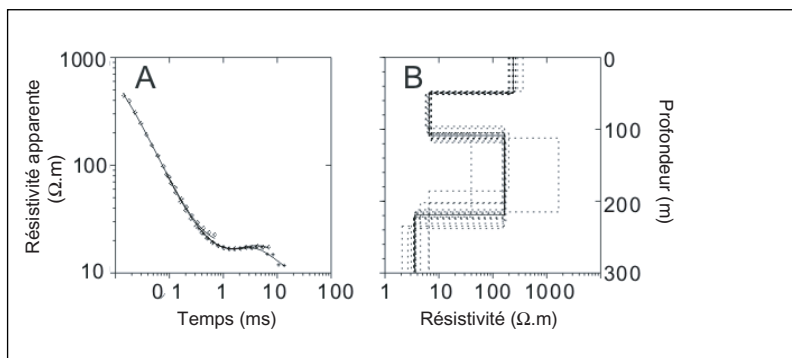
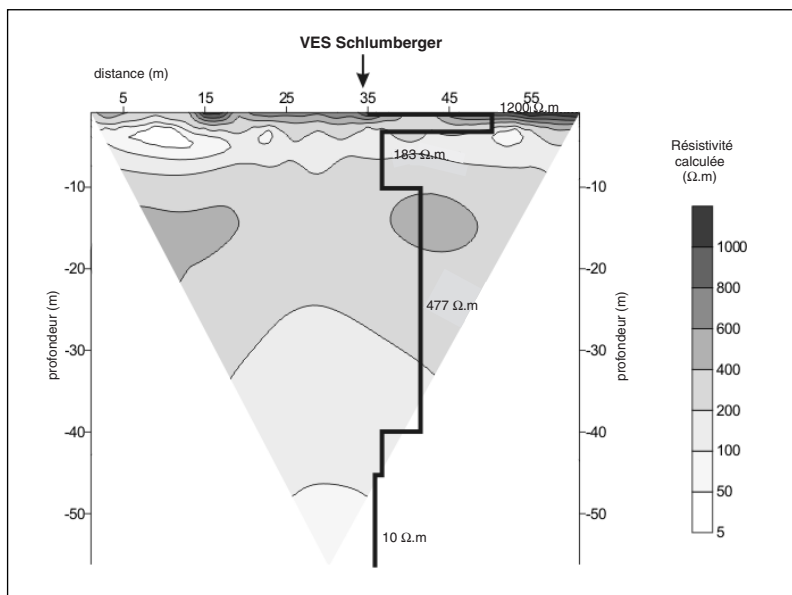


Figure 5.68 : Sondage TDEM, école ACPI.
A, données de terrain. B, inversion (modèles équivalents, et meilleur ajustement rms = 4 %).



Imagerie électrique 2D (ERI)

Le résultat de l'inversion montre une bonne cohérence avec le sondage Schlumberger, avec des contrastes de résistivités plus lissés (fig. 5.69). Il fournit aussi une information importante pour l'implantation du forage : l'aquifère potentiel (terrain résistant) semble assez homogène.

Figure 5.69 : Résultats d'inversion VES et ERI (rms = 3,1 %), école ACPI.

RMP

Les données brutes (fig. 5.70) indiquent des mesures de bonnes qualités : le rapport signal sur bruit est élevé (10,6 en moyenne), la fréquence Rx du signal de résonance magnétique est très proche de la fréquence Tx (moins de 0,5 Hz de différence) et la phase du signal change progressivement avec l'augmentation du moment d'impulsion.

L'inversion RMP (fig. 5.72) indique un aquifère à partir de 1 m sous la surface du sol et jusqu'à la profondeur maximale investiguée. La teneur en eau est compris entre 5 et 20 % et le temps de décroissance T_2^* entre 160 et 280 ms.

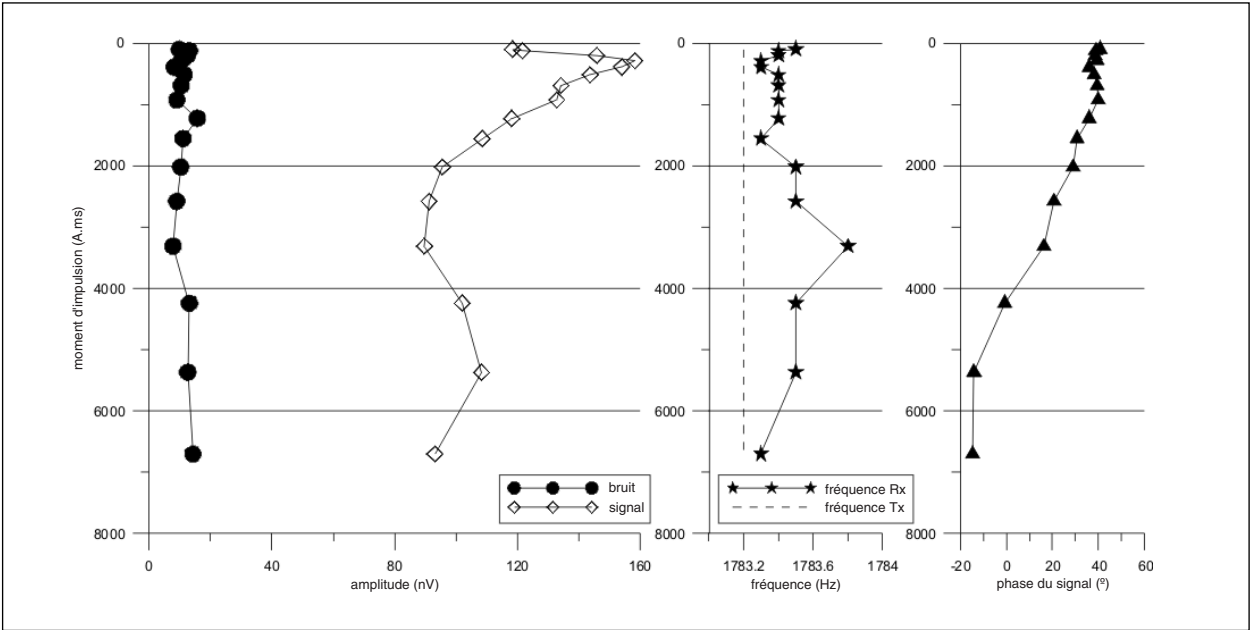


Figure 5.70 : Données brutes de RMP, école ACPI.

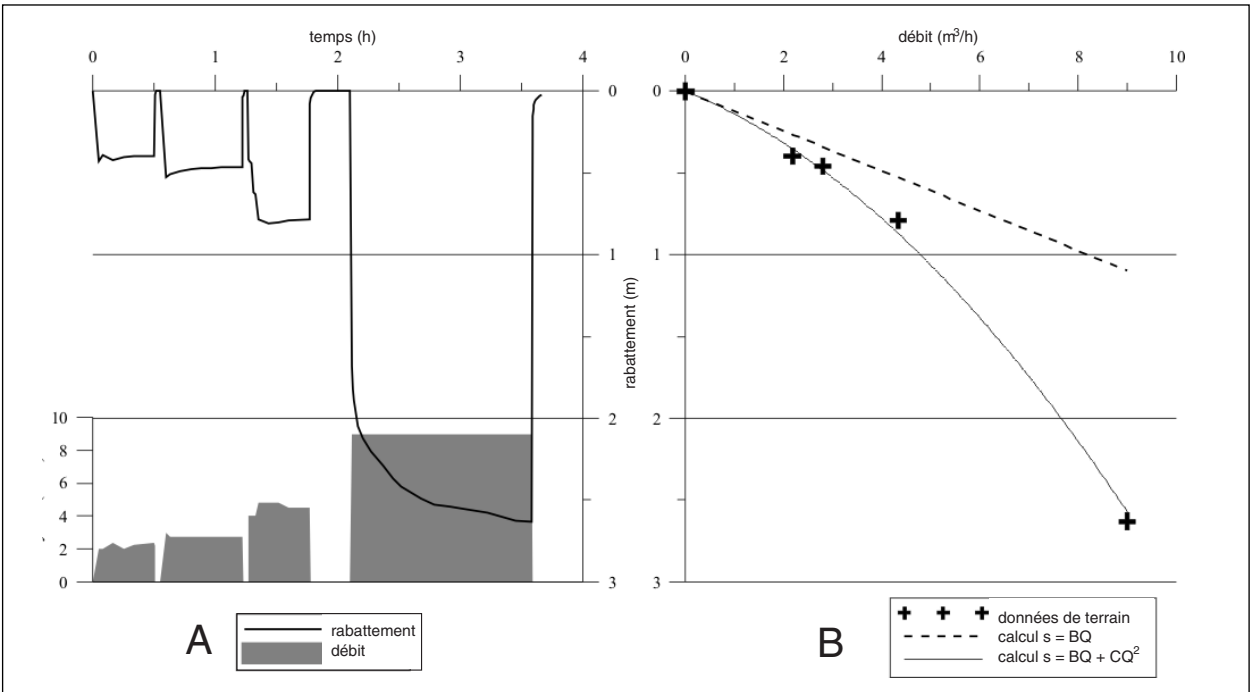


Figure 5.71 : Essai de pompage, école ACPI. A, mesures de terrain. B, calcul des pertes de charge.

Forage et essai de pompage

Le forage a été prospecté par diagraphie électrique pour choisir le positionnement optimal des crépines. Après le développement de l'ouvrage par *air-lift*, un essai de pompage à quatre paliers non enchaînés a été réalisé (fig. 5.71). Le débit critique n'a pas été atteint, mais les pertes de charge quadratiques ont fortement augmenté pour le débit de pompage de 9 m³/h. Le débit maximal d'exploitation a été fixé à 6 m³/h car au-delà les pertes de charge quadratiques deviennent supérieures aux pertes de charge linéaires.

À partir de l'analyse de la remontée, on a estimé la transmissivité ponctuelle à $1,8 \cdot 10^{-2}$ m²/s. À la fin de l'essai de pompage, la résistivité de l'eau souterraine était de 350 Ωm (29 μS/cm), valeur proche de celle de l'eau de pluie locale.

Commentaires

Sur ce site, on constate (fig. 5.72) que le ES Schlumberger donne suffisamment d'informations pour implanter le forage avec succès, même si les doutes vis-à-vis de l'épaisseur de la nappe ne peuvent être levés qu'avec l'information donnée par le sondage TDEM. L'ERI ne permet pas une localisation plus pertinente du forage car le réservoir semble homogène. L'inversion RMP fournit une teneur en eau réaliste du point de vue de la lithologie, mais le temps de décroissance T_2^* est plus difficile à corréler avec le type de roche.

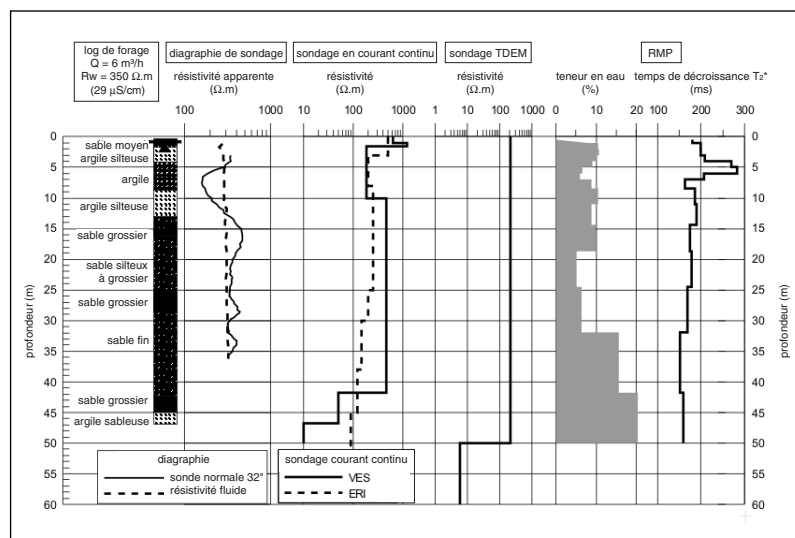
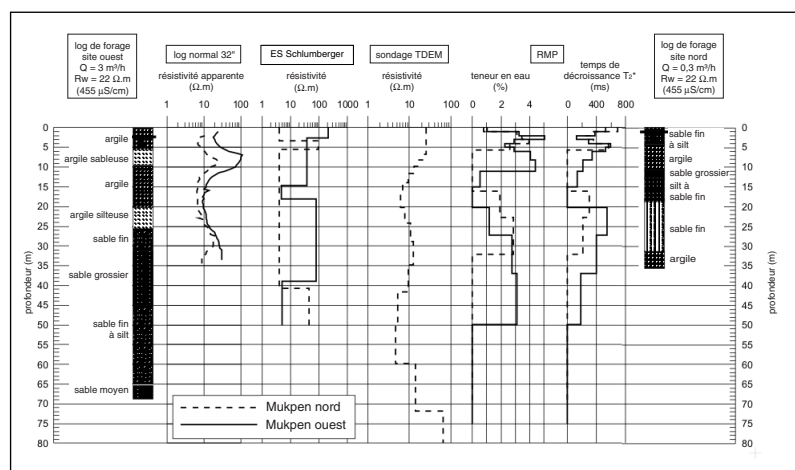


Figure 5.72 : Résumé des résultats de géophysique, site ACPI.

1.2.2 UN SITE HÉTÉROGÈNE : LE VILLAGE DE MUKPEN



Trois ouvrages (débit \approx 300 l/h) ont été forés sans succès dans le village de Mukpen. Une prospection géophysique a été mise en œuvre pour localiser un nouveau site. La figure 5.73 présente un résumé des prospections réalisées à la fois sur un ancien ouvrage qui avait échoué (site nord) et sur le nouveau site sélectionné pour le forage (site ouest).

Figure 5.73 : Résumé des résultats de géophysique, village de Mukpen.

Site nord : ouvrage à faible débit

Les valeurs de résistivité indiquent une zone conductrice (moins de 10 Ωm) qui n'est pas interprétée comme un environnement à fort potentiel hydrogéologique. L'inversion RMP donne des valeurs de teneur en eau réalistes du point de vue de la lithologie et du débit de l'ouvrage, mais le temps de décroissance T_2^* ne correspond pas aux valeurs attendues (temps plus long pour des sables silteux que pour des sables fins).

Site ouest : ouvrage à débit moyen

Le sondage Schlumberger indique entre 18 et 39 m de profondeur un terrain résistant de 80 Ωm . Cette valeur correspond à une formation sableuse mais elle est très inférieure à celle du site de l'école ACPI, qui était d'environ 480 Ωm . Ceci peut être expliqué par une forte teneur en argile qui n'aurait pas été observée, ou par la faible résistivité de l'eau de 22 Ωm (455 $\mu\text{S}/\text{cm}$) en comparaison avec les 350 Ωm (29 $\mu\text{S}/\text{cm}$) du site de l'école ACPI. L'épaisseur du terrain résistant est mal définie par le sondage Schlumberger en comparaison avec la coupe du forage.

La RMP indique une formation aquifère entre 20 et 50 m de profondeur, en bon accord avec la lithologie pour la teneur en eau. Mais le temps de décroissance T_2^* ne correspond pas aux valeurs attendues. Comme pour le site de l'école ACPI, de l'eau avec un temps de décroissance long est mesurée dans une couche argileuse de faible profondeur.

Commentaires

Dans ce contexte sablo-argileux avec de l'eau très minéralisée, les méthodes de résistivité ne permettent pas une implantation fiable du forage sans information *a priori* sur la conductivité électrique de l'eau (EC). La RMP indique une plus forte potentialité, c'est-à-dire une teneur en eau plus élevée, un temps de relaxation plus long, et une couche saturée plus épaisse pour le site ouest. Elle permet une implantation réussie d'un forage à Mukpen.

1.3 Discussion

L'utilisation de la géophysique pour implanter un forage peut être utile pour deux raisons :

- elle aide ACF à atteindre son objectif de couverture des besoins en eau potable des populations ;
- elle permet de réaliser une économie financière sur le programme en réduisant le nombre de forages négatifs.

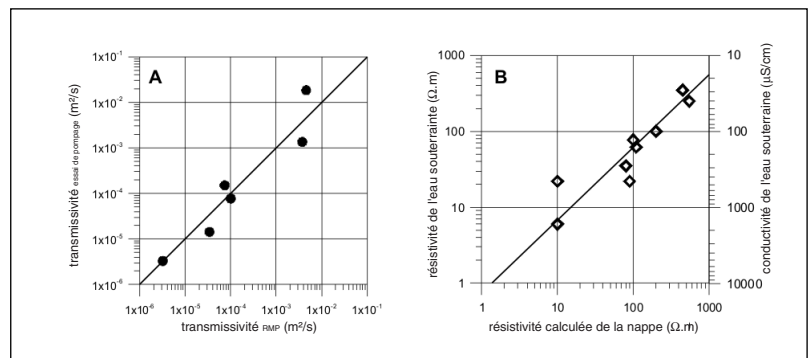
1.3.1 ANALYSE TECHNIQUE

RMP

La RMP a fourni une information pertinente quant à la teneur en eau comparée à la lithologie. Aucun lien évident n'a été déterminé entre le temps de décroissance T_2^* et la granulométrie. D'après la littérature, le temps de décroissance T_2^* varie de 30 ms dans des argiles, à 400-600 ms dans des formations de graviers. Cependant, des temps de décroissance de 100 à 200 ms ont été fréquemment rencontrés pour des matériaux argileux, et de 150 ms pour des sables grossiers. Ces disparités pourraient s'expliquer par des variations des propriétés magnétiques des roches créant des hétérogénéités ponctuelles dans le champ magnétique statique. Le temps de décroissance T_1 , qui dépend essentiellement de la taille des pores, n'était pas encore utilisable au moment de la prospection (1998). La RMP est pourtant la seule méthode qui permet de forer avec succès des ouvrages dans ces environnements électriquement conducteurs. La figure 5.74 montre les liens existant entre les données de RMP et les transmissivités ponctuelles estimées à partir d'essais de pompage. La transmissivité par RMP a été estimée comme étant $T = 1,6 \cdot 10^{-6} \cdot w^4 \cdot (T_2^*)^2 \cdot \Delta z$, où w est la teneur en eau RMP en %, et Δz l'épaisseur RMP de la nappe saturée en mètres.

Figure 5.74 : Caractérisation hydrodynamique par RMP.

A, transmissivité ponctuelle. B, conductivité électrique de l'eau souterraine.



Utilisation conjointe des méthodes

La principale limitation des méthodes de résistivité à Siem Reap est leur haute sensibilité à la conductivité électrique de l'eau. Mais cela constitue aussi leur principal avantage vis-à-vis de la RMP, laquelle n'est pas sensible à la qualité de l'eau. En conséquence, les méthodes de mesure de la résistivité électrique et les sondages RMP peuvent se compléter de manière efficace : la RMP peut être utilisée pour localiser l'eau souterraine, et les méthodes de résistivité permettent de contrôler la minéralisation de l'eau (fig. 5.74).

Le sondage TDEM est la méthode la plus appropriée pour être intégrée avec la mesure RMP dans cet environnement conducteur. En effet, on peut utiliser la même bobine émettrice et réduire ainsi la durée de déploiement du matériel. Dans les zones hétérogènes, l'ERI peut être utilisée pour rechercher le site le plus adéquat où une prospection intégrée TDEM/RMP serait réalisée.

Impact technique de la géophysique

Sur les 12 sites investigués, l'utilisation des méthodes géophysiques a augmenté le taux de succès des forages de 56 à 90 %, pour l'ensemble des 36 forages concernés par cette étude. Cette amélioration du taux de succès est due à trois causes :

- meilleur choix des sites de forage ;
- meilleure supervision des foreurs qui recevaient des instructions quant à la profondeur à forer ;
- meilleur équipement des ouvrages, c'est-à-dire meilleure mise en place des crépines.

1.3.2 ANALYSE DES COÛTS

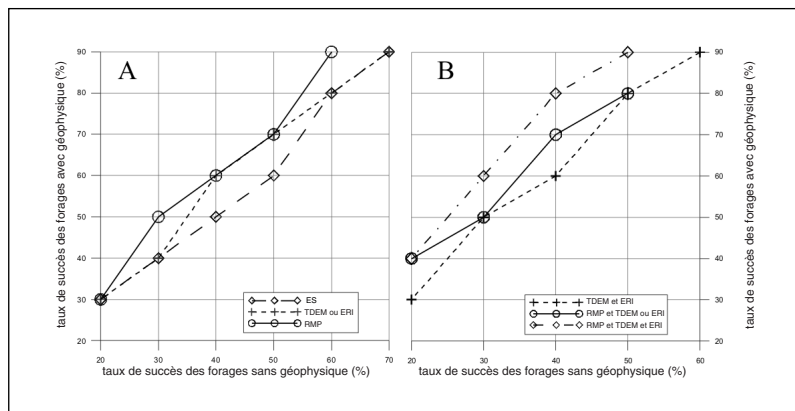
L'analyse des coûts a pour but de mesurer l'impact économique de la géophysique sur le programme de forages. Le tableau XVI présente les coûts moyens de prospections géophysiques dans la province de Siem Reap. Les calculs incluent les coûts relatifs aux ressources humaines (ingénieurs, techniciens et manœuvres), à la logistique (acquisition de véhicules, frais d'exploitation et d'amortissement), et les coûts d'équipement (acquisition, maintenance et amortissement). Les calculs sont fait sur la base de 8 mois de travail par an (saison sèche), de 2 à 3 sites investigués par semaine, et sur la base des dépenses réelles réalisées par ACF en 1998. Pour les mêmes méthodes de calcul, le coût moyen d'un forage positif est de 2 380 euros, et de 1 260 euros pour un forage négatif.

Tableau XVI : Coûts de prospections géophysiques, en euros . cpp = coût par prospection. da = durée de l'amortissement.

	Équipe		Équipement géophysique			Véhicule		Nombre de prospections par an	Coûts d'adminis- tration (8 %)	Coût total - par sondage
	Nb	cpp	coût d'acquisition	années da	cpp	Nb	cpp			
ES	4	105	4 615	3	21	1	94	80	18	238
ERI	4	105	30 769	4	98	1	94	80	24	321
TDEM	3	74	53 846	4	151	1	83	90	25	333
RMP	3	74	92 307	4	258	1	83	90	33	448
RMP & ERI.	5	136	123 076	4	413	1	100	75	52	701
RMP & TDEM	5	127	146 153	4	460	1	94	80	54	735
RMP & TDEM & ERI	7	188	176 922	4	557	2	187	80	75	1007

La figure 5.75 présente les limites coût-efficacité correspondant à l'utilisation de méthodes géophysiques (elle a été préparée avec la formule de la section 4.1.2). À partir du taux de succès des forages sans géophysique, la figure indique le taux de succès minimal à atteindre, avec géophysique, pour permettre une économie. Par exemple (fig. 5.75B), si le taux de succès des forages sans géophysique est de 40 %, l'utilisation conjointe RMP, TDEM et ERI permet de réaliser une économie dès lors que ce taux atteint (80 %). L'utilisation conjointe TDEM et RMP permet de réaliser une économie dès lors que ce taux atteint 70%.

Figure 5.75 : Limites coût-efficacité des méthodes de géophysiques.
A, utilisation d'une méthode seule.



B, utilisation conjointe des méthodes.

1.3.3 CONCLUSION : MÉTHODOLOGIE GÉOPHYSIQUE

Le croisement des analyses technique et économique permet de proposer une méthodologie géophysique pour l'implantation des forages dans la province de Siem Reap. Cette méthodologie permet d'améliorer le taux de succès des forage et de réaliser une économie financière à l'échelle du programme.

Zone très difficile : taux de succès des forages sans géophysique inférieure à 30 %

L'utilisation conjointe de ERI, TDEM et RMP peut réduire de manière significative le nombre de forages secs et permettre de réaliser une économie si le taux de succès est au moins doublé. En moyenne, un site pourrait être prospecté chaque jour.

L'ERI est tout d'abord utilisée pour choisir le meilleur site à partir de l'analyse des contrastes de résistivité. Un sondage RMP est alors mis en œuvre sur le site potentiellement aquifère pour confirmer la présence d'eau et estimer la productivité de l'ouvrage à partir de la figure 5.74A. Le sondage TDEM est enfin utilisé pour définir avec précision l'interface entre le réservoir résistant et le substratum argileux (et pour fournir des instructions au foreur). La conductivité électrique de l'eau est estimée en utilisant la valeur de résistivité du terrain identifié comme aquifère par la RMP (fig. 5.74B).

Zone difficile : taux de succès des forages sans géophysique compris entre 30 et 50 %

On recommande l'utilisation conjointe de la RMP et d'une méthode de mesure de la résistivité, qu'il s'agisse de l'ERI pour étudier les hétérogénéités locales si nécessaire, ou des sondages TDEM, plus aisés à intégrer avec la RMP. L'utilisation conjointe de ces différentes méthodes est susceptible de permettre des économies si le taux de succès est accru d'au moins 20 à 30 %. Deux sites pourraient en moyenne être prospectés chaque jour.

Zone ordinaire : taux de succès des forages sans géophysique supérieur à 50 %

Les VES pourraient être utilisés comme méthodes standard. Ainsi une économie est réalisée si l'amélioration du taux de succès est de 10 à 20 %.

Cette condition semble réaliste pour un taux de succès sans géophysique jusqu'à 60 ou 70 %. Deux sites pourraient être investigués chaque jour.

2 Caractérisation des aquifères de socle cristallin par sondages RMP

Les nappes de socle sont d'une importance particulière dans les régions tropicales car elles sont souvent les seules sources d'approvisionnement en eau disponibles sur de vastes territoires. Même dans le cas de régions tropicales humides où les eaux de surface sont facilement exploitables, des considérations relatives à la qualité de l'eau peuvent amener à préférer l'utilisation des nappes de socle. Afin d'améliorer les procédures d'investigation des ressources en eau souterraine dans les contextes de roches cristallines, une étude méthodologique a été mise en œuvre au Burkina Faso en 2002 par ACF, avec le soutien de l'IRD et de la société Iris Instruments.

2.1 Contexte général

2.1.1 NAPPES DE SOCLE CRISTALLIN

Les nappes de socle se développent au sein des roches cristallines altérées, fissurées et fracturées, essentiellement d'âge Précambrien. Le modèle conceptuel habituel de nappe de socle décrit plusieurs zones dans la séquence lithologique :

- Les *altérites (régolites)* de la roche mère présentent une perméabilité qui varie notamment en fonction de la teneur en argile mais qui est habituellement faible. Ces altérations jouent un rôle important d'emménagement.

- Les *zones altérées-fissurées sous-jacentes (saprolites)* présentent typiquement un emménagement faible, mais la perméabilité s'accroît habituellement dans les niveaux fissurés où le développement des minéraux argileux secondaires est moindre et la perméabilité des fissures importantes.

- Le *socle fracturé* présentent une très faible capacité d'emménagement mais une perméabilité des fractures ouvertes importante.

Il existe un nombre important de contraintes liées à l'exploitation des aquifères de socle. Le taux d'échec des ouvrages à faible débit pour l'approvisionnement en eau des zones rurales est élevé dans les régions les plus sèches (typiquement de l'ordre de 40 à 50 %) et la réalisation d'ouvrages à gros débit pour les zones urbaines où l'irrigation reste un défi pour les hydrogéologues. De plus, la faible capacité d'emménagement des réservoirs de socle conduit souvent à surestimer les débits d'exploitation en fin de foration. Il existe donc un besoin important de perfectionnement des méthodologies mises en œuvre pour implanter les forages à gros débit, mais aussi pour mieux estimer les ressources et leur pérennité.

2.1.2 ÉQUIPEMENTS ET MÉTHODES

Les nappes de socle sont largement représentées au Burkina Faso (environ 80 % de la superficie totale du pays). Pour mesurer la contribution de la RMP à la caractérisation de ces réservoirs, une étude a été conduite de novembre 2002 à janvier 2003 dans un contexte de granites et de roches associées du Précambrien. Des sondages RMP ont été réalisés autour de forages récents forés dans les altérites, dans la zone fissurée-altérée et dans le socle fracturé. Un total de 13 forages ont été testés par des essais de pompage par paliers (durée totale de pompage de 4 heures), et 6 d'entre eux ont été utilisés pour conduire des essais de nappe (durée de pompage de 72 heures).

Les transmissivités locales des nappes ont été calculées à partir de la période de remontée des essais par paliers, et les coefficients d'emménagement ont été calculés à partir des enregistrements dans les piézomètres au moyen des méthodes de Theis et de Jacob. Les géométries ont été déduites des rapports de forage, et les niveaux statiques ont été mesurés au moment de la mise en œuvre des sondages RMP. L'équipement NumisPlus® a été utilisé avec une boucle carrée de dimension de 150 m de côté. Le temps de relaxation longitudinal du signal RMP T_1^* a été mesuré (procédure modifiée de *saturation-recovery*), et le coefficient d'emménagement ainsi que la transmissivité des aquifères ont été estimés à partir des sondages RMP de la façon suivante :

$$ne_{MRS} = 0,28 \cdot w$$

$$S_{MRS} = 4,3 \cdot 10^{-3} \cdot (w \cdot \Delta z)$$

$$T_{MRS} = 3 \cdot 10^{-7} \cdot (S_{MRS} \cdot (T_1^*)^2)$$

où n_{MRS} est la porosité de drainage en nappe libre (%), S_{MRS} le coefficient d’emmagasinement en nappe captive, T_{MRS} la transmissivité RMP (m^2/s), w et Δz , respectivement, la teneur en eau RMP (%) et l’épaisseur saturée (m), et T_1^* le temps de relaxation longitudinale observé (ms).

2.2 Principaux résultats

2.2.1 TYPOLOGIE DES RÉSERVOIRS

Les résultats obtenus au Burkina Faso montrent que le type de réservoir peut être estimé à partir des données RMP. Le tableau 5.XVII et la figure 5.76 indiquent que les valeurs moyennes de teneur en eau sont plus élevées et que la valeur moyenne de temps de relaxation longitudinale est plus faible pour l’eau contenue dans les réservoirs d’altérites que pour l’eau stockée dans les réservoirs fissurés-fracturés. Cela signifie que l’emmagasinement est supérieur et la transmissivité inférieure dans les altérites comparées aux zones fissurées-fracturées ; cette observation est en accord avec le modèle conceptuel hydrogéologique. Cependant, la plage des valeurs possibles est forte et l’ambiguïté n’est pas totalement levée si les valeurs de RMP sont interprétées seules.

Tableau 5.XVII : Paramètres RMP et type de réservoir.

Réservoir	Teneur en eau (%)			Max	T ₁ [*] (ms)	
	Max.	Moyenne	Min		Average	Min
Altérites	6	3	1	600	400	180
Socle fissuré-fracturé	2,5	1	0,2	1500	650	350

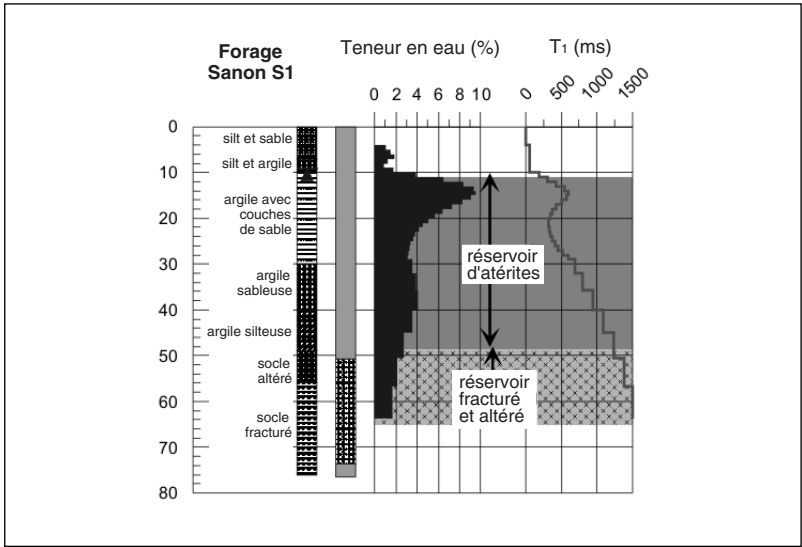


Figure 5.76 : RMP et réservoirs de socle, exemple du forage S1 Sanon.

2.2.2 GÉOMÉTRIE DU RÉSERVOIR

La profondeur du niveau saturé obtenue à partir des sondages RMP peut être comparée avec le niveau statique des nappes libres (fig. 5.77). La différence moyenne est de $\pm 12\%$, et de $\pm 17\%$ pour la profondeur du socle sain (fig. 5.78). Cette caractérisation de la géométrie 1D des réservoirs peut être utilisée pour améliorer à la fois l’implantation des forages (réservoir d’altérites le plus épais) et l’évaluation de la ressource (extension spatiale du réservoir).

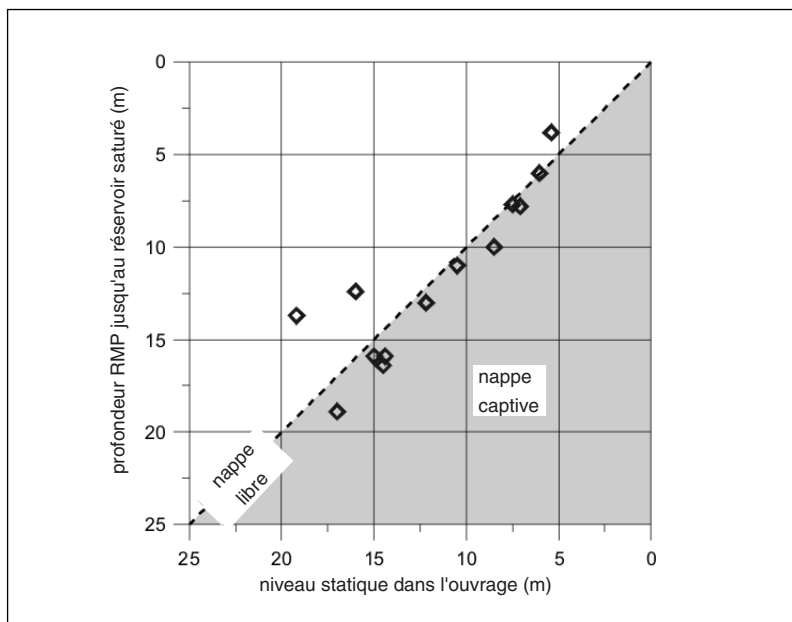


Figure 5.77 : RMP et niveau statique
(static water level ou SWL).

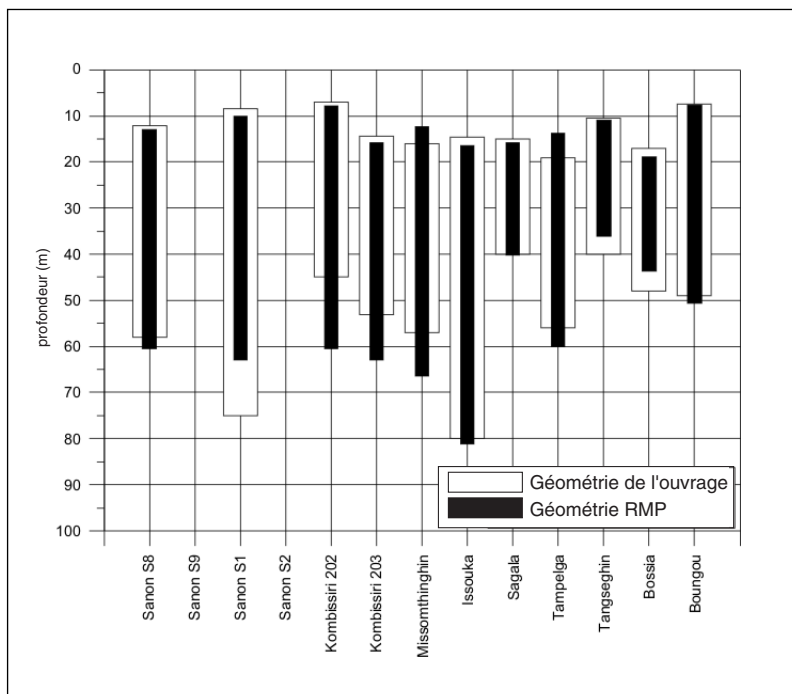


Figure 5.78 : RMP et géométrie des
réservoirs.

2.2.3 PARAMÈTRES HYDRODYNAMIQUES DU RÉSERVOIR

Les propriétés hydrodynamiques des aquifères ont été estimées à partir des données RMP après une phase de calibration conduite à partir des résultats des essais de pompage.

Les différences moyennes avec les propriétés calculées à partir des données des essais de pompage sont de $\pm 80 \%$ pour le coefficient d'emmagasinement (fig. 5.79) et de $\pm 41 \%$ pour la transmissivité locale (fig. 5.80). Ces premiers résultats nécessitent d'être confirmés par un plus grand nombre de données, mais ils sont très encourageants et ont conduit ACF à proposer l'utilisation de la RMP comme un outil d'interpolation entre forages pour estimer les caractéristiques hydrodynamiques des réservoirs.

Figure 5.79 : Estimation du coefficient d'emménagement.

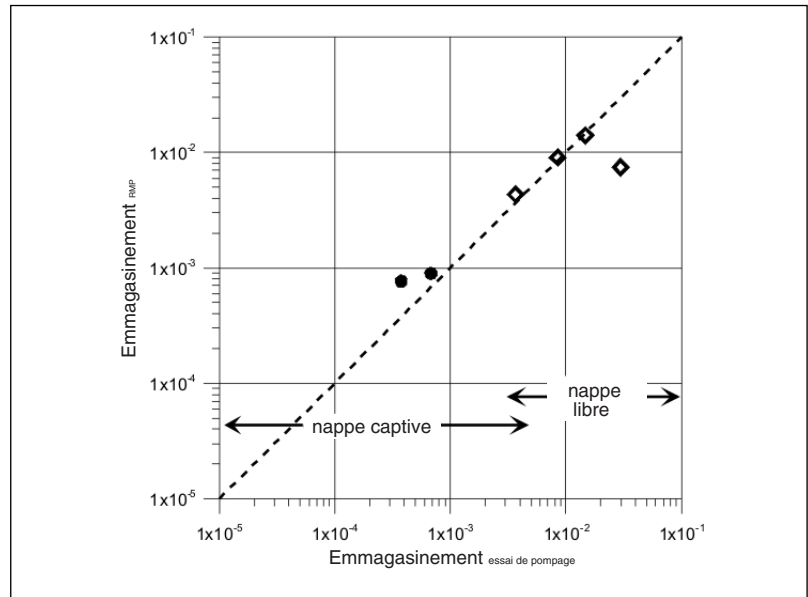
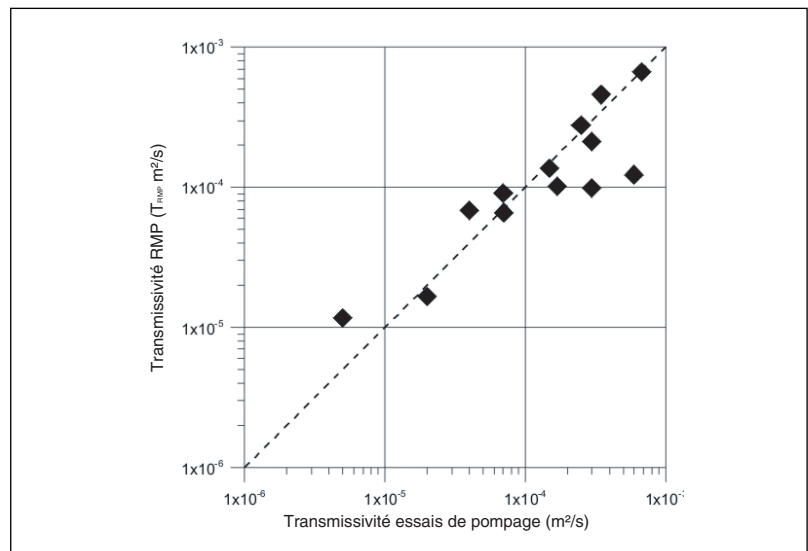


Figure 5.80 : Estimation de la transmissivité locale.



2.2.4 AMÉLIORER LA CARACTÉRISATION DES AQUIFÈRES

On peut améliorer la caractérisation des aquifères si les résultats RMP sont interprétés conjointement avec ceux de méthodes de mesure de la résistivité électrique des terrains. Les sondages électriques 1D sont souvent capables d'estimer la profondeur du substratum lorsque la résolution de la RMP n'est plus suffisante et dans des contextes hétérogènes, l'ERI permet souvent de souligner la structure des réservoirs. De plus, le type de réservoir peut être mieux estimé lorsqu'il est caractérisé à la fois par sa résistivité électrique et par sa transmissivité RMP (fig. 5.81).

2.2.5 PRINCIPAUX FACTEURS LIMITANTS

Les principaux facteurs limitants de la méthode RMP dans les contextes de socles cristallins sont :

- la durée de réalisation d'un sondage qui, du fait d'un faible rapport signal/bruit, est comprise entre 6 et 20 heures ;

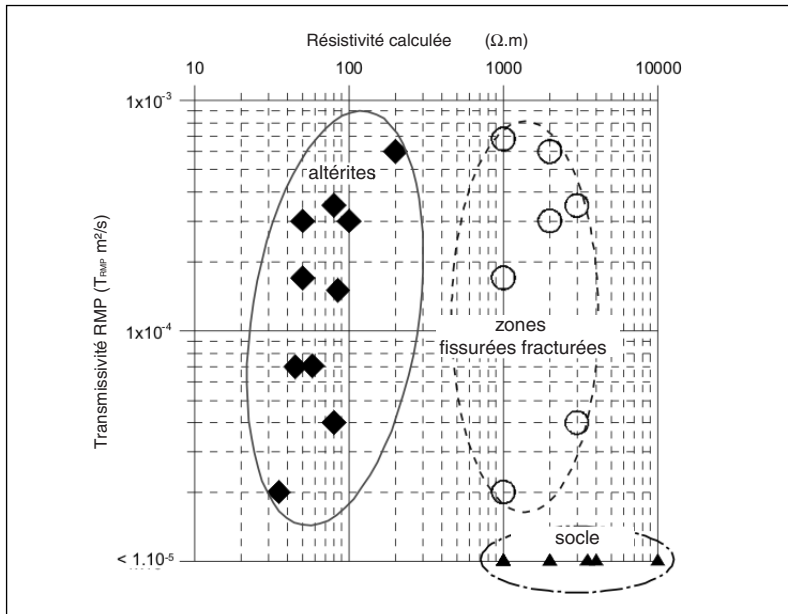


Figure 5.81 : Utilisation conjointe de la résistivité électrique et de la transmissivité RMP pour la caractérisation des réservoirs.

- le caractère 1D de la mesure qui n'autorise pas une description de la structure du réservoir à échelle plus fine que celle de la taille de la boucle Tx/Rx ;
- la perte de résolution en profondeur qui n'autorise pas la mesure des signaux de faible amplitude issus de fractures productives profondes (fig. 5.82). Cet effet de suppression affecte particulièrement les fractures situées à des profondeurs supérieures à la moitié de la longueur du côté de la boucle Tx-Rx. Dans l'exemple de la figure 5.82, les fractures identifiées par diagraphie électrique en-dessous de 40 m de profondeur ne sont pas révélées par RMP mis en œuvre avec une boucle carrée de 75 m de côté.

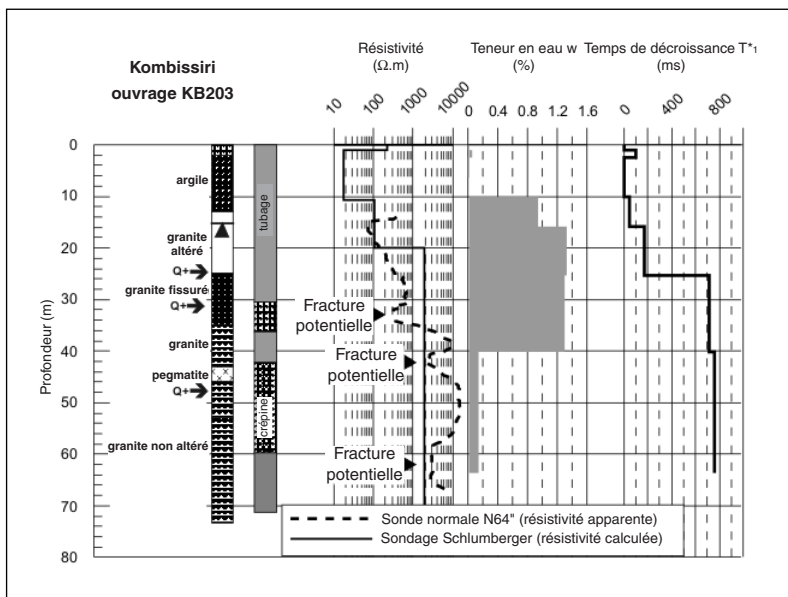


Figure 5.82 : Suppression, exemple du forage n° 203 de Kombissiri.

2.3 Conclusion

Les principales conclusions de la comparaison entre les résultats RMP et les données issues de forage sont les suivantes :

- La géométrie de la zone altérée du réservoir saturé est bien décrite par les sondages RMP.
- Le coefficient d'emmagasinement et la transmissivité peuvent être raisonnablement estimés à partir des données de RMP après calibration avec les résultats d'essais de pompage.
- Les principales limitations de la RMP sont son approximation 1D dans les contextes fortement hétérogènes et la trop faible résolution pour identifier des fractures en eau profondes et étroites.
- La RMP est un outil utile pour la caractérisation des aquifères dans les contextes de socle cristallin. Son utilisation dans le cadre d'un processus hydrogéologique est prometteur pour les hydrogéologues, tant du point de vue de l'implantation des forages que de celui de l'estimation des réserves en eau (voir chap. 5A).

3 Localisation des aquifères karstiques saturés

L'exploitation et la gestion d'un aquifère karstique est souvent un véritable défi pour l'hydrogéologue. Quel que soit le stade d'évolution du système, sa structure hétérogène crée un comportement hydrodynamique complexe. Ses ressources en eau souterraine sont difficiles à explorer pour implanter un forage, et elles sont aussi difficile à protéger des pollutions de surface.

Aussi, il est souvent nécessaire d'entreprendre des prospections spécifiques pour exploiter et protéger ces ressources. C'est dans cet esprit qu'un projet méthodologique a été mis en place en 2002 par ACF, en collaboration avec l'IRD, le Bureau de Recherche géologique et minière (BRGM) et l'Université de Montpellier, afin d'évaluer l'impact de la géophysique sur la caractérisation des réservoirs karstiques.

3.1 Contexte général

3.1.1 ENVIRONNEMENT PHYSIQUE

Le site du Lamalou est localisé sur le domaine karstique de l'Hortus, à 40 km au nord de la ville française de Montpellier. Ce plateau calcaire couvre une superficie d'environ 50 km², à une altitude comprise entre 195 et 512 m. Il est caractérisé essentiellement par des affleurements calcaires, le sol est uniquement développé dans les fissures de la roche. Le plateau est recouvert de végétation méditerranéenne arbustive. Il n'existe pas de cours d'eau pérennes sur le plateau.

La zone de l'Hortus est constituée de calcaires du Valanginien supérieur de 80 à 110 m de puissance, qui reposent sur des marnes d'âge Berriasien supérieur à Valanginien inférieur. Le bassin majeur du plateau de l'Hortus se décharge au niveau de la source du Lamalou. La nappe principale est constituée par le calcaire Valanginien supérieur. Sa partie supérieure (de plusieurs mètres de puissance) est fortement fissurée et altérée : elle constitue l'épikarst qui peut par endroits être saturé (voir chap. 3). Sous l'épikarst, une zone d'infiltration d'environ 20 m

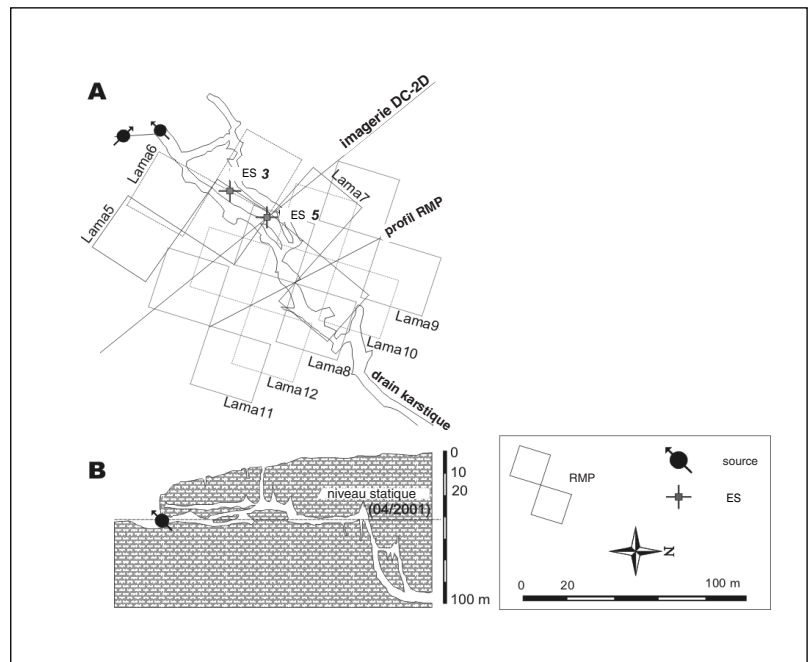


Figure 5.83 : Système exploré du karst du Lamalou, et localisation de la prospection géophysique.

A, vue du dessus. B, coupe longitudinale du conduit.

d'épaisseur draine l'eau à travers un complexe de microfissures et de joints. La porosité totale du calcaire est très faible (1,8 %) et l'eau souterraine s'écoule principalement par les fissures, les fractures et les conduits karstiques. Une partie du conduit principal a été explorée et cartographiée par les spéléologues (fig. 5.83).

3.1.2 OBJECTIFS ET MÉTHODOLOGIE

Une étude méthodologique a été réalisée en utilisant conjointement la RMP et l'ERI. L'objectif principal était de mesurer comment la RMP et l'ERI étaient susceptibles d'aider l'hydrogéologue dans sa recherche d'eaux souterraines en milieu karstique. Les objectifs spécifiques étaient de vérifier la capacité de la RMP à mesurer et à différencier les eaux contenues dans l'épikarst et les eaux du karst saturé ; pour l'ERI, il s'agissait de mesurer sa sensibilité aux figures de dissolution karstiques. Huit sondages RMP et deux ERI ont été mis en œuvre sur un système connu pour lequel la profondeur et la géométrie du conduit principal et d'une caverne avaient été cartographiées (fig. 5.83). Deux ouvrages ont été utilisés pour mesurer le niveau statique, la lithologie étant connue grâce aux coupes de forages.

Les paramètres hydrogéologiques tels qu'ils sont définis pour les milieux poreux, comme le coefficient de perméabilité et les porosités, ne sont pas utilisables dans le cas des systèmes karstiques qui sont par nature fortement hétérogènes. Une approche qualitative peut cependant être menée pour identifier les structures karstiques. Les différentes zones du karst ont en effet leur réponse géophysique propre. Ainsi, les valeurs de teneur en eau et de temps de relaxation du signal RMP sont supérieures pour les conduits et les cavités contenant de l'eau (porosité secondaire), que pour les roches compactes (porosité primaire). De même, les résistivités électriques de cavernes vides sont infinies, tandis que les roches carbonatées ont une résistivité élevée et que les valeurs pour les structures saturées sont plus faibles.

Deux estimateurs RMP, k_x (estimateur de perméabilité) et T_x (estimateur de transmissivité), qui sont des perméabilité et transmissivité RMP normalisées, pourraient donc être utilisés pour différencier, d'une part, l'eau contenue dans les figures de dissolution saturées (c'est-à-dire des conduits et des cavités), et d'autre part les zones non saturées et épikarstiques (fig. 5.84) :

$$k_x(z) = \frac{w_x(z) T_{lx}^2(z)}{w_r(z) T_{lr}^2(z)}$$

$$T_x = \frac{\int_z w_x(z) T_{lx}^2(z) dz}{\int_z w_r(z) T_{lr}^2(z) dz}$$

où x et r sont deux sondages RMP parmi N. La valeur r de référence est sélectionnée de telle sorte que $\{k_{xmax}(z) \leq 1\}$ ou $\{T_{xmax} \leq 1\}$ pour tous les sondages.

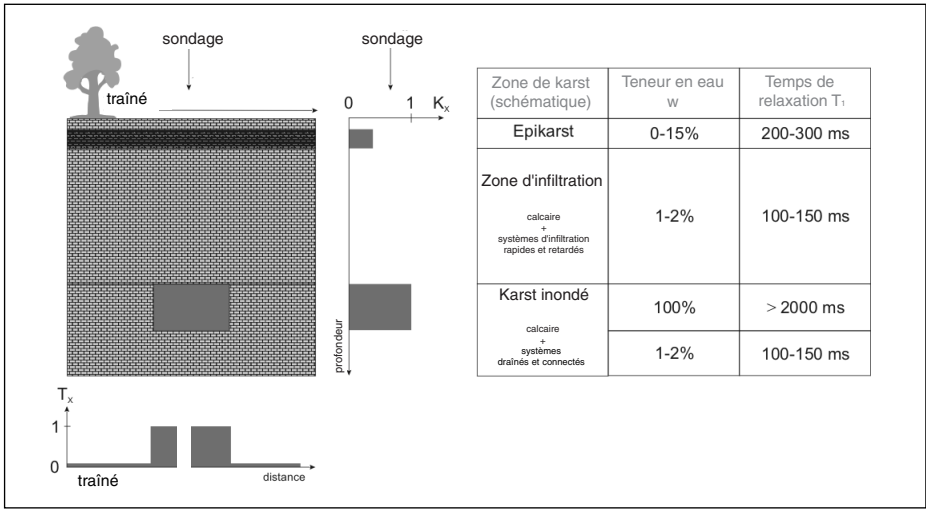
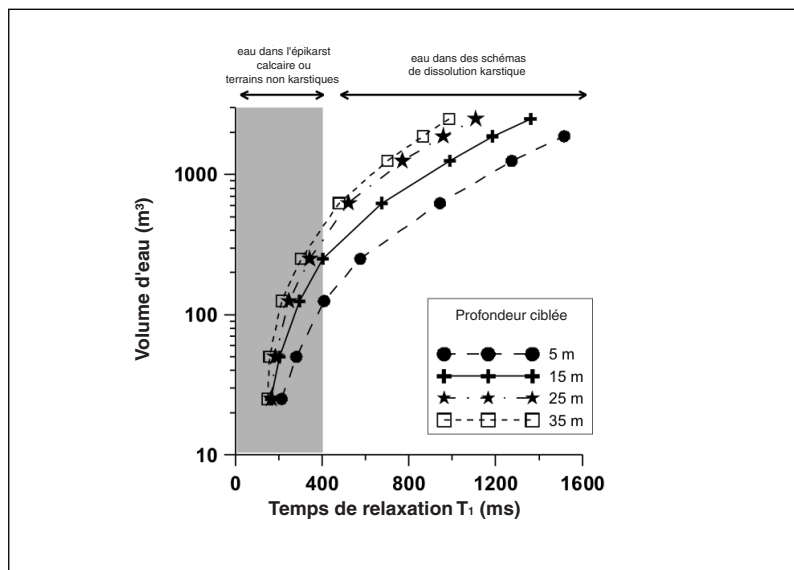


Figure 5.84 : Estimeurs RMP comme outils de détection de structures karstiques saturées.

La capacité de détection de la RMP en fonction de la profondeur et du volume de la zone saturée a été investiguée en utilisant $T_1 > 400$ ms comme indicateur des figures de dissolution. Les résultats du modèle montrent que la présence d'eau dans les figures de dissolution saturées peut être aisément identifiée à faible profondeur (fig. 5.85). Pour des investigations plus profondes, un volume d'eau plus important est nécessaire : 100 m³ d'eau sont détectables à 5 m de profondeur tandis qu'au moins 250 m³ sont requis pour une détection RMP à 15 m.

Figure 5.85 : Volume d'eau libre requis ($w = 100\%$ et $T_1 = 1500$ ms) pour détecter des anomalies saturées en RMP dans un environnement karstique ($w = 1\%$ et $T_1 = 150$ ms).



3.2 Exemples de terrain

3.2.1 LOCALISATION DE KARST SATURÉ PAR RMP

Les équipements utilisés sont le NumisPlus®, le logiciel d'inversion Samovar développé par Iris Instruments et le BRGM. Une boucle Tx-Rx de 50 mètres de côté en forme de 8 a été utilisée pour améliorer le rapport signal sur bruit, conduisant à considérer le volume investigué comme un rectangle de 120 x 50 x 50 m. La RMP, qui était au moment de cette étude une méthode de sondage 1D, montre des limitations évidentes lorsqu'il s'agit d'investiguer des cibles 2 ou 3D.

Les informations obtenues sur une surface équivalente à la taille de la boucle sont intégrées sur le volume investigué. Pour réduire cette limitation, plusieurs sondages ont été réalisés en décalant la boucle Tx-Rx d'un pas régulier (une demi-boucle), et une interpolation linéaire a été préparée pour obtenir des images 2D à partir de mesures 1D (fig. 5.86).

Cartographie du karst

La carte a été dressée en utilisant l'estimateur T calculé avec le sondage Lama7 comme référence (fig. 5.86A). Elle montre clairement une zone de forte transmissivité qui correspond au conduit karstique connu. La contribution des différents sondages RMP à la cartographie est liée à la localisation de la boucle Tx-Rx. Si la surface couverte par la boucle recouvre suffisamment une zone où l'eau souterraine est présente, le signal de résonance magnétique peut être mesuré (Lama 7, 8, 10) ; mais si la boucle ne couvre que partiellement la zone d'eau souterraine, le signal peut être trop faible pour être mesurable (Lama 5 et 6).

Pseudo-section du karst

La teneur en eau est comprise entre 0 et 1,7 % (fig. 5.86B). Le maximum est atteint autour du conduit principal et représente une épaisseur d'environ 1,5 mètres d'eau qui remplirait la largeur du conduit. Une seconde zone de teneur en eau se trouve à quelques mètres sous la surface, avec un maximum de 0,6 % atteint autour du sondage Lama 12. Il

pourrait correspondre à une zone saturée perchée dans l'épikarst. La coupe des temps de relaxation (fig. 5.86B) indique des valeurs supérieures à 400 ms pour la zone du conduit principal, et inférieures à 400 ms pour l'épikarst et le calcaire.

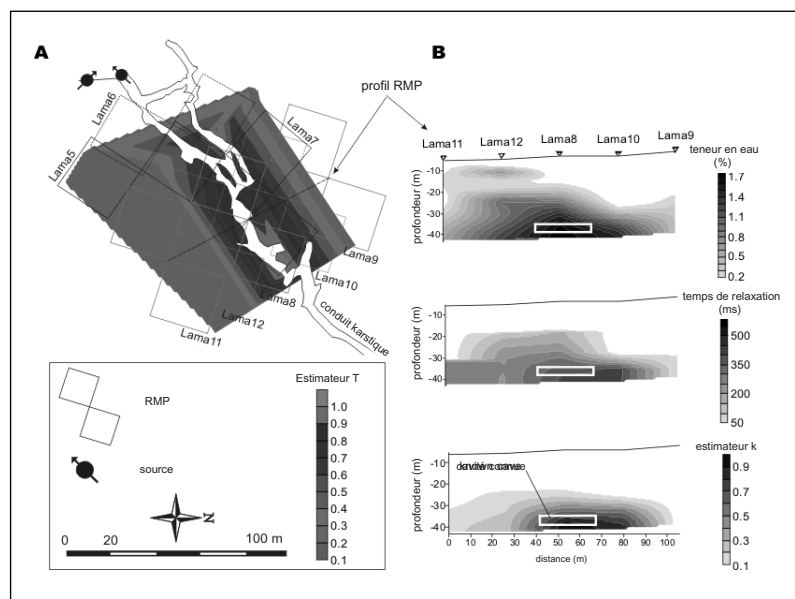


Figure 5.86 : Localisation du karst par sondages RMP.

A, cartographie du conduit à partir de l'estimateur T. B, coupe réalisée à partir de l'estimateur k.

3.2.2 ESTIMATION DE LA STRUCTURE DU KARST PAR ERI

Deux ERI ont été réalisés avec le Syscal R2® de Iris Instruments, dans une configuration de 64 électrodes espacées de 4 m. Les données ont été interprétées avec le logiciel RES2DINV.

La figure 5.87 présente l'inversion des imageries Wenner. Deux anomalies résistantes de 20 000 Ωm localisées entre 10 et 30 m de profondeur s'ajustent relativement bien sur la cavité connue et sur la valeur de pendage des couches mesurée à l'affleurement et dans la cavité elle-même.

Une modélisation a cependant été conduite et a montré que la cavité ne pouvait pas être identifiée par ERI. Les anomalies résistantes sont en fait créées par les fractures et joints identifiées au droit de la cavité, qui deviennent de plus en plus étroits vers la surface. C'est d'ailleurs la circulation de l'eau dans ces anomalies qui a sans doute créé la cavité.

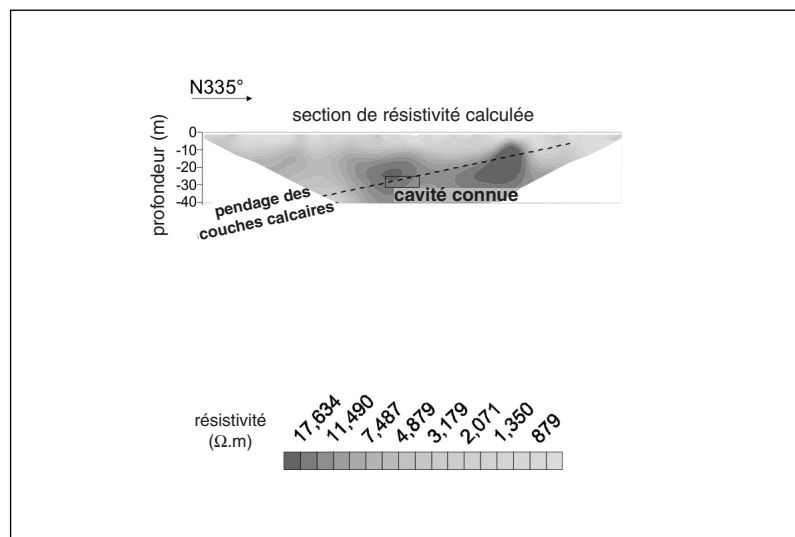


Figure 5.87 : Interprétation de l'ERI obtenu en configuration Wenner.

3.3 Conclusion

La RMP est un outil utile qui peut trouver sa place parmi les outils de l'hydrogéologue pour une application aux systèmes karstiques. Elle est en effet capable d'estimer les variations spatiales de perméabilité et de transmissivité qui soulignent les structures saturées, telles que l'épikarst, les conduits et les cavités.

Cependant, le volume d'eau souterraine doit être suffisant pour permettre un signal mesurable. D'un point de vue pratique, l'hydrogéologue pourra utiliser la figure 5.85 pour estimer si la cible géologique est susceptible d'être détectée par RMP, c'est-à-dire si la quantité d'eau souterraine en fonction de sa profondeur est compatible avec un signal mesurable. De plus, les sondages RMP sont des mesures intégratives 1D qui ne permettent pas de rendre finement la géométrie des structures. Enfin, pour les faibles volumes d'eau ou pour de l'eau située à grande profondeur (signaux RMP faibles), la durée de réalisation d'un sondage RMP peut atteindre jusqu'à 20 heures ; un maximum de 1 sondage par jour doit être planifié.

Dans ce type de contexte très résistant électriquement, l'ERI peut mesurer le signal induit directement par les structures géologiques jusqu'à environ 10 m de profondeur (avec le dispositif utilisé, 64 électrodes espacées de 4 mètres, dispositifs Wenner). Les structures de dissolution plus profondes, telles que cavité ou conduit, ne peuvent être localisées que si elles sont associées avec des anomalies situées plus en surface comme des fractures.

Sur le site du Lamalou, le calcaire est affleurant. Pour mettre en place correctement les électrodes, il a été nécessaire de percer la roche avec une perceuse à percussion puis de remplir les trous avec un mélange argileux pour assurer un contact correct avec la roche. Cette opération assez longue ne permet pas d'effectuer plus d'un ERI par jour.

Essais de pompage

1	Essai de nappe	202	2.2.1	<i>Méthode simplifiée</i>	217
1.1	Graphiques diagnostiques	202	2.2.2	<i>Calcul des rabattements corrigés</i>	218
1.1.1	<i>Types de nappes</i>	202	2.2.3	<i>Estimation graphique des rabattements corrigés</i>	220
1.1.2	<i>Conditions aux limites</i>	203	2.2.4	<i>Validation et interprétation des données</i>	220
1.1.3	<i>Validation des données</i>	204	3	Exécution des pompages d'essai	221
1.2	Choix du modèle	204	3.1	Conception de l'essai	221
1.3	Méthode de Jacob	205	3.1.1	<i>Rabattement maximal et débit de pompage</i>	222
1.3.1	<i>Approximation logarithmique</i>	206	3.1.2	<i>Essai de puits : nombre et durée des paliers</i>	222
1.3.2	<i>Estimation des paramètres hydrodynamiques</i>	206	3.1.3	<i>Essai de nappe : durée du pompage</i>	223
1.3.3	<i>Principe de superposition</i>	207	3.1.4	<i>Nombre et position des piézomètres</i>	223
1.4	Méthode de remontée de Theis	208	3.2	Réalisation de l'essai	224
2	Essai de puits	208	3.2.1	<i>Vérification du site</i>	224
2.1	Pompages par paliers non enchaînés	209	3.2.2	<i>Équipement nécessaire</i>	224
2.1.1	<i>Méthode standard ACF</i>	209	3.2.3	<i>Ressources humaines</i>	225
2.1.2	<i>Validation et interprétation des données</i>	210	3.2.4	<i>Suivi de l'essai</i>	225
2.1.3	<i>Exemples</i>	215	3.3	Rapport	225
2.2	Pompages par paliers enchaînés	217			

Quand un puits ou un forage doit être exploité, nous sommes confrontés à des questions récurrentes : quelle quantité d'eau peut être pompée, à quel rythme, quelle pompe choisir et à quelle profondeur l'installer ? De même, lorsqu'un forage ou un puits a été réalisé, il est essentiel de vérifier que sa productivité couvre les besoins en eau des populations. Un essai de pompage bien conduit permet généralement de répondre à ces interrogations.

Par ailleurs, l'observation des effets d'un pompage sur le milieu souterrain est une des meilleures méthodes d'étude in situ en hydrogéologie. Les essais de pompage permettent ainsi une plus grande connaissance de l'aquifère qui conduit à une meilleure pertinence de nos activités.

On distingue deux types d'essai qui correspondent chacun à des objectifs différents :

– *L'essai de nappe (aquifer test, connu aussi sous le nom d'essai à débit constant ou d'essai longue durée)* permet d'estimer les caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère et précise ses conditions aux limites. Les informations généralement recherchées par ce type d'essai sont la transmissivité (qui permet ensuite de calculer le coefficient de perméabilité), le coefficient d'emménagement si la nappe est captive ou la porosité de drainage si la nappe est libre, le rayon d'influence du pompage et les conditions aux limites. Cet essai nécessite un pompage à débit constant et un suivi piézométrique sur plusieurs jours. La logistique de sa mise en œuvre peut donc être importante. Dans le cadre des programmes humanitaires, il ne se justifie que sur les forages devant être exploités à gros débit, ou sur les ouvrages d'investigation destinés à étudier l'hydrodynamique d'une zone.

– *L'essai de puits (well test, connu aussi sous le nom de pompage par paliers de débit)* permet d'évaluer les caractéristiques de l'ouvrage et de son environnement immédiat. Contrairement à l'essai de nappe, il n'est pas destiné à apporter une information représentative de l'aquifère, même s'il est possible d'estimer la transmissivité aux alentours immédiats du captage. Cet essai donne accès au débit critique de l'ouvrage, aux différentes pertes de charges et aux rabattements en

fonction des débits. Cet essai s'avère particulièrement intéressant pour déterminer si l'ouvrage réalisé est capable de répondre aux besoins des usagers. Il permet également de définir les limites d'exploitation, et d'obtenir des données permettant d'envisager une éventuelle réhabilitation, ou encore une nouvelle modalité d'exploitation (par exemple remplacement d'une pompe à main par une pompe électrique immergée).

Quel que soit le type d'essai, les principaux enregistrements de terrain sont les débits de pompage et les niveaux piézométriques en fonction du temps (ou de la durée). Ces données doivent être validées avant d'être interprétées ; l'interprétation consiste généralement à comparer ces enregistrements avec les données calculées à l'aide d'équations d'écoulement en milieu poreux.

1 Essai de nappe

Les essais de nappe sont utilisés pour déterminer les caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère et parfois ses conditions aux limites. On obtient généralement :

- la transmissivité ;
- la porosité de drainage pour une nappe libre, le coefficient d'emménagement ou le drainage spécifique pour une nappe captive désaturée ;
- les conditions de potentiel ou de flux aux limites ;
- l'hétérogénéité et anisotropie du réservoir.

Un essai de nappe consiste à pomper à débit constant dans un ouvrage et à mesurer le rabattement (l'influence du pompage) dans cet ouvrage mais également dans des piézomètres d'observation placés à des distances connues. L'interprétation des mesures est ensuite menée en introduisant les données observées dans une équation d'écoulement appropriée, qui permet de calculer les caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère.

Il existe de nombreuses méthodes et équations qui doivent être choisies en fonction du type de nappe, des conditions aux limites et du protocole d'essai. La méthode la plus appropriée est généralement déterminée à l'aide des graphiques diagnostiques.

1.1 Graphiques diagnostiques

Les modèles théoriques utilisés pour interpréter les données sont fonction du type de nappe, des caractéristiques de l'ouvrage de pompage et des conditions aux limites. Ces paramètres affectent tous, d'une manière propre, le comportement (le rabattement) du système. Ainsi, pour identifier un type de nappe, il faut comparer l'évolution de son rabattement au cours du pompage avec celui obtenu par différents modèles. Le modèle qui s'ajuste le mieux aux données observées est choisi pour calculer les caractéristiques de l'aquifère.

L'identification du système implique la construction de graphiques diagnostiques logarithmiques et semi-logarithmiques. Ces graphiques représentent l'évolution du rabattement en fonction du temps (ou de la distance). Ils aident à identifier le régime d'écoulement, et leur forme conduit à choisir le modèle interprétatif approprié. Il est donc recommandé de réaliser les graphiques diagnostiques avant de choisir la méthode d'interprétation.

1.1.1 TYPES DE NAPPES

Dans le cadre des analyses d'essai de pompage, les systèmes peuvent être classés de la façon suivante : poreux ou fracturés d'une part et captifs, libres ou semi-captifs d'autre part. La figure 6.1 présente les diagrammes diagnostiques des principaux types d'aquifères poreux.

Le graphique 6.1A correspond à un aquifère poreux, captif, homogène et isotrope. Il est la courbe de référence qui sera utilisée pour la compréhension des systèmes plus complexes. Dans un repère semi-logarithmique, la relation temps-rabattement devient linéaire après une certaine durée de pompage. Les caractéristiques hydrodynamiques du milieu peuvent être calculées aisément sur cette portion linéaire de la courbe (voir la méthode de Jacob).

Le graphique 6.1B présente les diagrammes diagnostiques obtenus dans le cas d'une nappe libre, homogène et isotrope. Pour les toutes premières minutes de pompage, la courbe est la même que celle obtenue pour une nappe captive,

car la libération de l'eau est dominée par les phénomènes d'élasticité du système décrits par le coefficient d'emménagement. Après cette période de pompage, on observe une stabilisation du rabattement causée par l'écoulement retardé caractéristique d'un aquifère libre : il s'agit de la contribution du milieu qui est drainé (porosité de drainage) car ce phénomène requiert plus de temps que les phénomènes élastiques pour libérer l'eau. Lorsque le flux redevient essentiellement horizontal, la courbe reprend un tracé identique à celui du graphique 6.1A. Cette évolution du rabattement est aussi celle d'un système à double porosité. L'écoulement est d'abord produit par l'eau stockée dans la macro-porosité (les fractures), puis par l'eau stockée dans la micro-porosité (la matrice) qui va à son tour alimenter les fractures.

Le graphique 6.1C présente le cas d'un aquifère semi-captif. Après une phase initiale similaire à celle d'une nappe captive, une quantité chaque fois plus importante d'eau est produite par la couche semi-perméable qui ralentit l'évolution du rabattement.

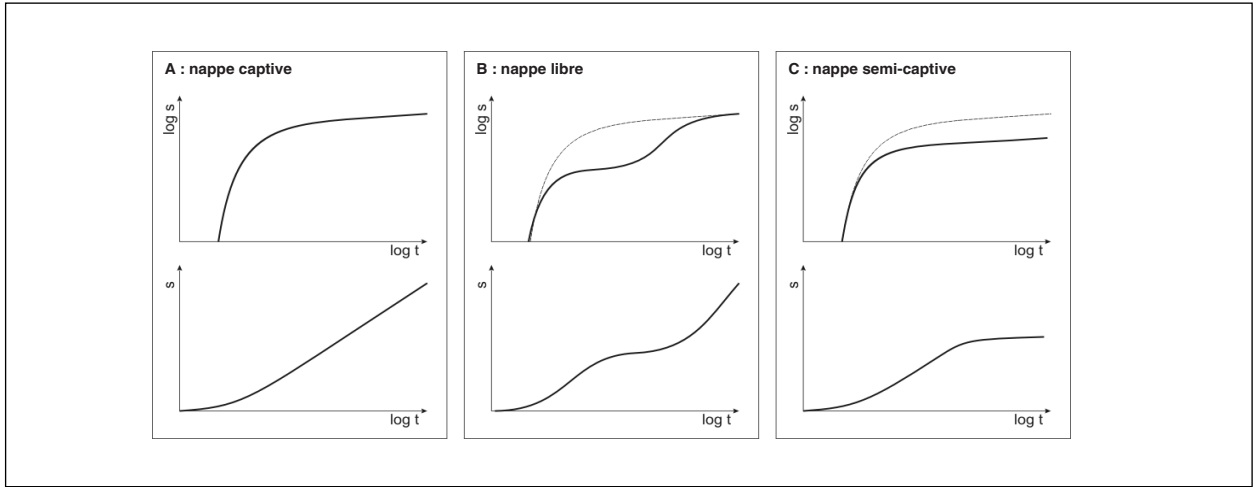


Figure 6.1 : Graphiques diagnostiques théoriques d'un aquifère type, représentant le rabattement (s) en fonction du temps (t).
Les courbes en pointillées sont celles d'un "aquifère captif idéal", comme représenté sur le graphique A (Kruseman & De Ridder, 2000).

1.1.2 CONDITIONS AUX LIMITES

Si les courbes construites avec les données de terrain s'écartent de ces graphiques diagnostiques, c'est souvent à cause de conditions aux limites particulières (fig. 6.2). Le graphique 6.2A montre les effets d'un ouvrage de pompage, dit incomplet, qui ne pénètre pas la totalité de l'épaisseur du réservoir. Dans ces conditions, l'écoulement ne peut plus être assimilé à un écoulement horizontal à proximité du puits et sa composante verticale induit des pertes de charge supplémentaires sous la forme de rabattement dont il faut tenir compte.

Un autre effet, appelé effet de capacité du puits, est illustré sur le graphique 6.2B lorsqu'il est mesuré au niveau d'un piézomètre (ouvrage d'observation). Il correspond à la différence entre le rabattement dû au pompage dans le cas d'un puits idéal de diamètre négligeable et le rabattement dans un puits réel contenant un volume d'eau non négligeable. En effet, en début de pompage c'est d'abord l'eau stockée dans le puits qui est mobilisée et qui induit un retard dans la contrainte exercée sur la nappe. L'effet de capacité se traduit donc comme un retard du rabattement au début de pompage lorsque le niveau d'eau est mesuré dans un piézomètre, mais il correspond au contraire à une exagération du rabattement en début de pompage lorsque le niveau d'eau est mesuré directement dans l'ouvrage de pompage. La durée de l'effet de capacité dépend des dimensions du puits et de la transmissivité du milieu (voir section 3).

En cours de pompage, si le cône de dépression atteint une limite les points d'observation s'écartent de la courbe théorique. Pour une limite d'alimentation comme un cours d'eau par exemple, le rabattement se stabilise (graphique 6.2C). Dans le cas d'une limite étanche comme un dyke ou un filon, la pente du rabattement double sur le graphique semi-logarithmique (graphique 6.2D).

D'une façon comparable mais sans stabilisation ni doublement de la pente, l'hétérogénéité et l'anisotropie des aquifères influencent l'évolution du rabattement. Lorsque le cône de dépression atteint une zone dont les caractéristiques

hydrodynamiques sont différentes, on observe un ralentissement du rabattement (transmissivité ou emmagasinement supérieur) ou au contraire une accélération de l'évolution du rabattement (transmissivité ou emmagasinement inférieur).

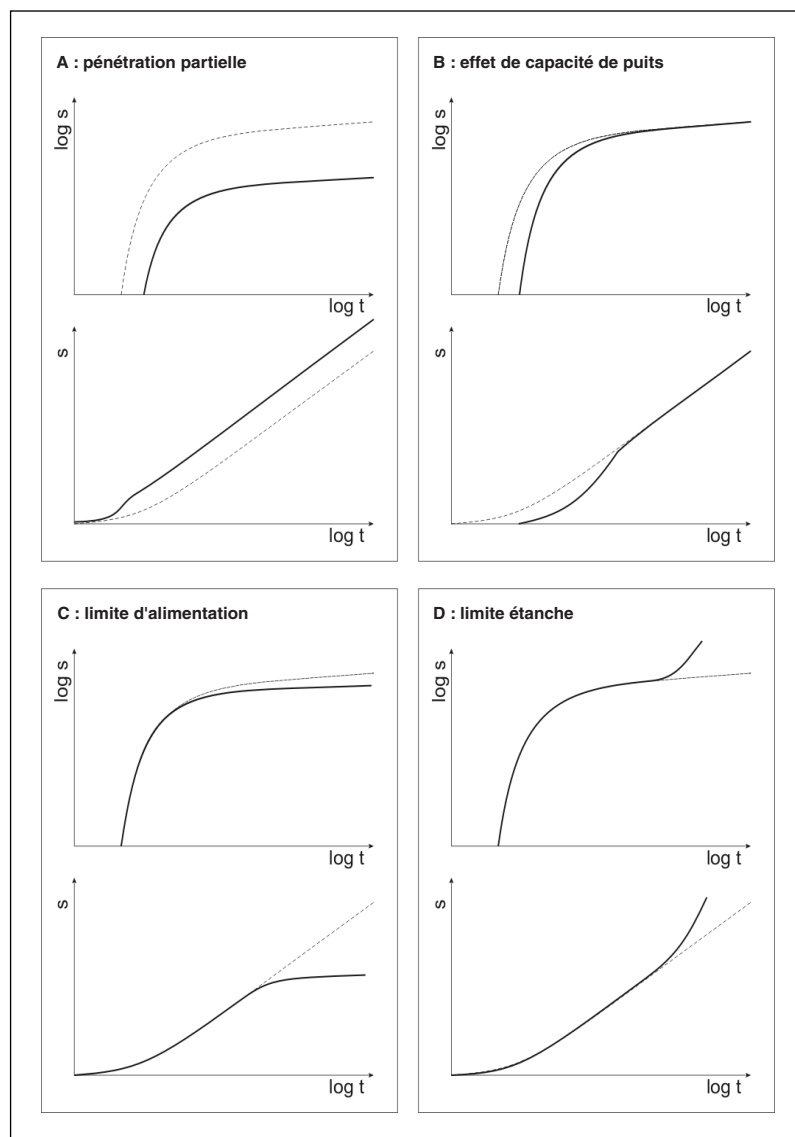


Figure 6.2 : Graphiques diagnostiques des conditions aux limites, représentant le rabattement (s) en fonction du temps (t). La courbe en pointillée correspond à la “nappe captive idéale” de la figure 6.1A (Kruseman & De Ridder, 2000).

1.1.3 VALIDATION DES DONNÉES

Avant toute interprétation, il convient de valider la qualité des mesures, et de vérifier qu'elles n'ont pas été affectées par des paramètres externes autres que ceux d'intérêt pour l'essai de pompage. L'observation des graphiques diagnostiques $s = f(t)$ et de la courbe $Q = f(t)$ est la meilleure façon de vérifier les données. Les effets externes les plus fréquents sont les variations de pressions barométriques, les effets de marée, les pompages effectués sur d'autres puits et la recharge induite par de fortes précipitations ou par l'infiltration de l'eau pompée. Ces effets affectent le niveau piézométrique et ne permettent pas une analyse simple des données de l'essai. Ils doivent être évités ou corrigés (l'effet des marées ne peut pas être évité...).

1.2 Choix du modèle

La méthode d'interprétation appropriée est choisie en fonction du type de système et des conditions aux limites préalablement connues ou révélées par les graphiques diagnostiques (tabl. 6.I).

Il est souvent utile de tester différentes méthodes sur le même jeu d'observation pour affiner la perception du contexte. L'utilisation d'un programme tel que AquiferTest Pro est intéressante de ce point de vue, puisqu'elle autorise un gain de temps important ([http :\\www.flowpath.com](http://www.flowpath.com)). ACF recommande ce programme commercial qui est facile d'utilisation et autorise de nombreuses méthodes d'interprétation, y compris la modélisation pour les essais de nappe comme les essais de puits. Il permet de tester différentes solutions à partir du même jeu de données et laisse à l'utilisateur le contrôle de l'interprétation. Cependant, l'interprétation manuelle qui consiste à tracer des courbes et à utiliser les abaques appropriés reste la méthode polyvalente et efficace sur le terrain.

Tableau 6.I : Principales méthodes utilisées pour l'interprétation d'essais en milieu poreux.

Écoulement	Type de nappe	Conditions aux limites	Principales méthodes
Permanent	captive	–	Theis
Transitoire	captive	–	Theis Jacob
		Puits à pénétration partielle Puits de grand diamètre	Modification d'Hantush de la méthode Theis Papadopoulos
	Libre	–	Neuman Jacob avec quelques restrictions
		Puits à pénétration partielle Puits a diamètre important	Neuman Boulton-Strelsova
	Semi-captive	–	Walton Hantush
Remontée	Captive	–	Theis, remontée
	Libre	–	Theis, remontée
	Semi-captive	–	Theis, remontée

Les principes et la mise en œuvre de ces méthodes sont décrits dans la bibliographie citée pour ce chapitre. Les seules méthodes présentées ici sont celles de Jacob et la méthode de Theis à la remontée, car elles peuvent être appliquées dans de nombreux contextes en respectant certaines conditions.

1.3 Méthode de Jacob

Cette méthode d'interprétation d'essais de pompages est fréquemment utilisée parce qu'elle est simple à mettre en œuvre. Elle ne nécessite pas d'abaque spécifique et les seuls graphiques requis pour l'interprétation sont des graphiques semi-logarithmiques qui ont déjà été dessinés pour les diagnostics. Cependant, cette méthode ne peut strictement être utilisée et donner des résultats réalistes que dans les conditions suivantes :

- La nappe est captive. La méthode n'est rigoureusement utilisable que si l'aquifère est captif, mais elle peut être utilisée si l'aquifère est libre lorsqu'au moins une des conditions suivantes est remplie :

- le rabattement est négligeable devant l'épaisseur de l'aquifère ;
- le rabattement mesuré est corrigé par la formule appropriée avant d'être utilisé dans la formulation de Jacob.

La formule de correction est : $s_c = s - (s^2/2 \cdot D)$ où s_c est le rabattement corrigé, s le rabattement mesuré, et D l'épaisseur originale du réservoir saturé (Kruseman et De Ridder, 2000).

- La nappe est homogène, isotrope, de même épaisseur sur toute la surface affectée par le pompage, et son étendue est infinie. Ces conditions idéales sont rarement remplies sur le terrain mais les graphiques diagnostiques sont susceptibles de montrer si ces hypothèses sont raisonnablement respectées.

- La surface piézométrique avant pompage est approximativement horizontale.

- Le milieu poreux libère l'eau de manière instantanée (pas d'écoulement retardé de type nappe libre).

- Le puits est parfait, dans le sens où il pénètre toute l'épaisseur de la nappe et où son rayon est suffisamment petit pour que l'effet de capacité de puits soit négligeable. Les graphiques diagnostiques peuvent montrer si cette hypothèse est raisonnablement respectée.

- Le débit de pompage est constant.

- Le régime d'écoulement est transitoire.

– Le temps de pompage est suffisamment long. Cette condition doit toujours être vérifiée *a posteriori* (voir la section suivante).

Lorsque ces conditions ne sont pas toutes scrupuleusement respectées, il faut rester prudent sur l'utilisation de cette méthode et interpréter les graphiques diagnostiques avec bon sens.

1.3.1 APPROXIMATION LOGARITHMIQUE

Pour des conditions d'écoulement transitoire (lorsque le rabattement n'est pas stable dans le temps), le rabattement est donné, en tout point de l'aquifère, par l'équation dite de régime transitoire ou de Theis :

$$s = \frac{Q}{4 \cdot \pi \cdot T} \cdot W(u)$$

où $u = r^2 \cdot S / 4 \cdot T \cdot t$, $W(u)$ est une fonction connue et tabulée (intégrale exponentielle), s le rabattement mesuré dans un piézomètre à une distance r du puits de pompage (m), Q le débit de pompage (m^3/h), T la transmissivité (m^2/h), t la durée de pompage (h), S le coefficient d'emmagasinement, et r la distance du point d'observation à l'axe du puits de pompage (m).

Si t est suffisamment grand, l'équation de Theis admet une approximation logarithmique connue comme approximation de Jacob, telle que :

$$s = \frac{0,183 \cdot Q}{T} \log \left(\frac{2,25 \cdot T \cdot t}{r^2 \cdot S} \right)$$

L'approximation de Jacob est considérée comme satisfaisante à 5 % dès que $t > 10 \cdot r^2 \cdot S / 4 \cdot T$. Cette condition est généralement remplie dans le cadre d'un essai de nappe suffisamment long, mais il convient de la vérifier systématiquement pour valider l'utilisation de la méthode de Jacob. Dans le cas d'un essai de puits, le coefficient d'emmagasinement ne peut raisonnablement pas être connu car on ne connaît pas r (la pratique qui consiste à estimer r comme le rayon du puits de pompage est à proscrire). Notons que l'invalidation de l'approximation de Jacob à cause d'un temps de pompage trop court et qui se traduirait par la non linéarité de l'évolution du rabattement portée sur un graphique semi-log ne doit pas être confondue avec un effet de capacité de puits.

1.3.2 ESTIMATION DES PARAMÈTRES HYDRODYNAMIQUES

Selon l'approximation logarithmique de Jacob, si Q , T et S sont constants, les données expérimentales portées sur un graphe semi-log s'alignent sur une droite, lorsque la condition de Jacob est remplie (fig. 6.3). La pente de cette droite est :

$$C = \frac{0,183 \cdot Q}{T}$$

$$\Leftrightarrow T = \frac{0,183 \cdot Q}{C}$$

Lorsque cette droite est prolongée jusqu'à couper l'axe du temps, on obtient le point où $s = 0$ et pour la valeur de t appelée t_0 . En substituant cette valeur dans l'approximation logarithmique de Jacob, on obtient :

$$0 = \frac{0,183 \cdot Q}{T} \cdot \log \left(\frac{2,25 \cdot T \cdot t_0}{r^2 \cdot S} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{2,25 \cdot T \cdot t_0}{r^2 \cdot S} = 1$$

$$\Rightarrow S = \frac{2,25 \cdot T \cdot t_0}{r^2}$$

La figure 6.3 illustre l'utilisation de la méthode de Jacob sur un forage effectué dans une formation de granite altérée. Le puits 203 est le puits de pompage et le puits 204 est le puits d'observation situé à une distance de 84 mètres. L'essai a été réalisé avec un débit constant de 6 m³/h. La pente C de la droite de Jacob est calculée à partir des données du puits d'observation : lorsque les données du puits de pompage sont reportées sur le même graphique, elles montrent une évolution similaire des rabattements. L'utilisation des valeurs de C et t₀ lues sur le graphique permet de calculer les caractéristiques hydrodynamiques de la nappe, qui sont T = 5,8·10⁻⁴ m²/s et S = 1,6·10⁻⁴.

La simplification de Jacob est admissible dès que $t > 10 \cdot r^2 \cdot S / 4 \cdot T \Rightarrow t > 1,3 \text{ h}$, ce qui confirme la validité de l'interprétation en considérant les données au-delà de 80 minutes de pompage.

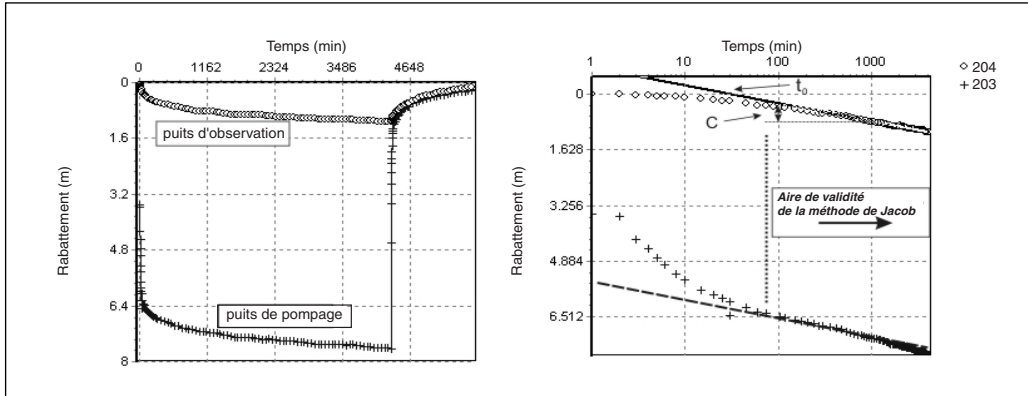


Figure 6.3 :
Interprétation de
l'essai de nappe
par la méthode de
Jacob, forage 204.

1.3.3 PRINCIPE DE SUPERPOSITION

Si l'on considère un pompage au débit Q sur une période t, suivi d'un arrêt d'une durée t', tout se passe comme si le pompage continuait au-delà de t avec un débit Q qui abaisse le niveau d'eau tel que :

$$s = \frac{0,183 \cdot Q}{T} \cdot \log \left(\frac{2,25 \cdot T \cdot t}{r^2 \cdot S} \right)$$

et que dans le même temps le puits était rechargé avec un débit Q qui élève le niveau tel que :

$$s' = - \frac{0,183 \cdot Q}{T} \cdot \log \left(\frac{2,25 \cdot T \cdot t'}{r^2 \cdot S} \right)$$

C'est le principe de superposition des écoulements. Dans le cas d'un pompage par paliers de n débits, les résultats obtenus sont présentés tableau 6.II, où t_i est le temps écoulé depuis le début du pompage Q_i, et t' est le temps écoulé après l'arrêt du pompage Q_i. On considère que les pertes de charge sont négligeables.

Palier	Débit	Durée	Équation du rabattement théorique à la fin du palier
Pompage 1	+ Q ₁	t ₁	s ₁ = [(0.183Q ₁)/T] log [(2.25Tt ₁)/(r²S)]
Remontée 1	- Q ₁	t' ₁	s' ₁ = [(0.183Q ₁)/T] log [(2.25Tt ₁)/(r²S)] - [(0.183Q ₁)/T] log [(2.25Tt' ₁)/(r²S)]
			s' ₁ = [(0.183Q ₁)/T] log (t ₁ /t' ₁)
Pompage 2	+ Q ₂	t ₂	s ₂ = [(0.183Q ₁)/T] log (t ₁ /t' ₁) + [(0.183Q ₂)/T] log [(2.25Tt ₂)/(r²S)]
Remontée 2	- Q ₂	t' ₂	s' ₂ = [(0.183Q ₁)/T] log (t ₁ /t' ₁) + [(0.183Q ₂)/T] log (t ₂ /t' ₂)
Pompage i	+ Q _i	t _i	s _i = $\sum_{j=1}^i [(0.183Q_j)/T] \log (t_j/t'_j) + [(0.183Q_i)/T] \log [(2.25Tt_i)/(r²S)]$

Tableau 6.II :
Équations de
rabattement.

1.4 Méthode de remontée de Theis

La transmissivité peut être calculée en interprétant la courbe de remontée après que le pompage ait cessé. Cette opération permet de vérifier le calcul de la transmissivité obtenue par la méthode de Jacob. Elle autorise aussi une estimation de la transmissivité lorsqu'on ne dispose pas de puits d'observation. Cette valeur de transmissivité est généralement plus réaliste que celle calculée lors du pompage par la méthode de Jacob à la "descente", car les rabattements mesurés en cours de pompage sont souvent perturbés par les variations de débit fréquentes en début d'essai, et par les pertes de charge quadratiques parfois importantes dans le puits de pompage (section 2).

L'analyse de la remontée est basée sur le principe de superposition : après que le pompage a été arrêté, le puits continue d'être pompé au même débit, tandis qu'une recharge égale au pompage est injectée dans le puits. L'écoulement et la recharge s'annulent.

Les conditions d'application de la méthode sont les mêmes que pour la méthode de Jacob. D'après l'approximation de Jacob et le principe de superposition, l'équation du rabattement résiduel après que le pompage a été stoppé s'écrit :

$$s_r = \left(\frac{0,183 \cdot Q_i}{T} \right) \cdot \log \left(\frac{t_i}{t'_i} \right)$$

où s_r est le rabattement résiduel (m), Q_i le débit du dernier pompage i (m^3/h), T la transmissivité (m^2/h), t_i le temps écoulé depuis le début du pompage i (h), et t'_i le temps écoulé depuis la fin du pompage i (h). Les couples expérimentaux ($s_r, t / t'$) reportés sur papier semi-logarithmique s'alignent lorsque le régime de Jacob est atteint. La pente de la droite la mieux ajustée est $C = 0,183 \cdot Q / T$.

La figure 6.4 illustre une interprétation de la remontée par la méthode de Theis. La transmissivité obtenue est de $3,9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ pour le puits d'observation (204) et de $4,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ pour le puits de pompage (203). Ces valeurs sont proches de celle obtenue par la méthode de Jacob à la descente ($5,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$), et la transmissivité interprétée de l'aquifère choisi est la moyenne, c'est-à-dire $4,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$, à laquelle on peut également donner une incertitude (ici $\pm 17 \%$).

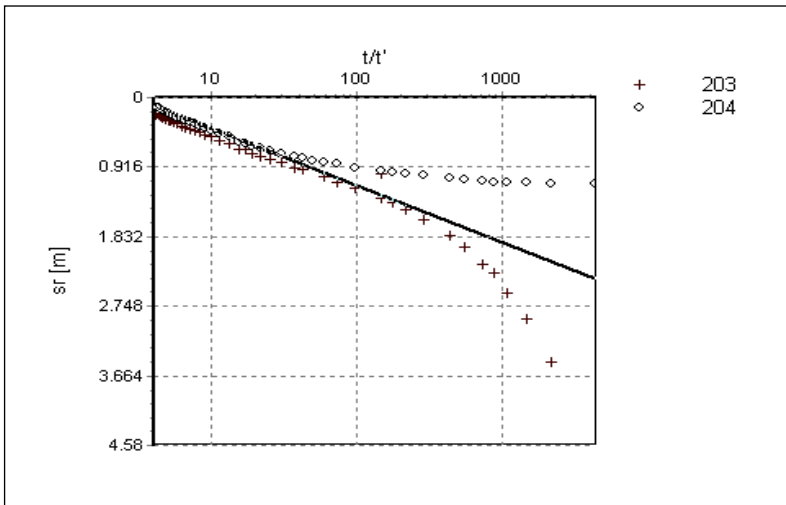


Figure 6.4 : Interprétation de l'essai de nappe par la méthode de la remontée de Theis, forage 204.

2 Essai de puits

L'essai de puits est mis en œuvre pour déterminer la qualité de l'ouvrage et ses conditions d'exploitation :

- pertes de charges et débit critique ;
- débit d'exploitation et rythme de pompage ;
- profondeur d'installation de la pompe ;
- profondeur du fonçage du puits dans l'hypothèse d'un puits combiné (voir chap. 8B).

Le principe d'un essai de puits est de pomper à différents débits (dits paliers de pompage) et d'observer les effets des pompages sur le niveau d'eau. Deux procédures différentes pour conduire un essai peuvent être utilisées. Dans le cas des pompages par paliers non enchaînés, on respecte un temps d'observation de la remontée du niveau piézométrique après chaque période de pompage (fig. 6.5). Cette durée d'observation de la remontée est au moins égale à celle du pompage précédent. La réalisation de ce type d'essai nécessite en moyenne 14 heures de mesures sur le terrain, mais l'interprétation des données est plus simple et plus rigoureuse que dans le cas des paliers enchaînés. Cette autre procédure consiste à ne pas attendre entre chaque palier de pompage que le niveau d'eau retrouve son état statique, mais à enchaîner les débits de pompages à la suite les uns des autres (fig. 6.15). Cette procédure est plus rapide que celle des paliers non enchaînés (6 heures de mesures sur le terrain en moyenne). L'interprétation est cependant moins directe car les rabattements mesurés sur le terrain après le premier palier de pompage doivent être corrigés.

2.1 Pompages par paliers non enchaînés

2.1.1 MÉTHODE STANDARD ACF

On effectue trois pompages à débits croissants de deux heures chacun. Chacun des pompages est séparé par un arrêt d'une durée au moins identique à celle du pompage, de manière à retrouver approximativement le niveau d'eau initial dans le puits (fig. 6.5).

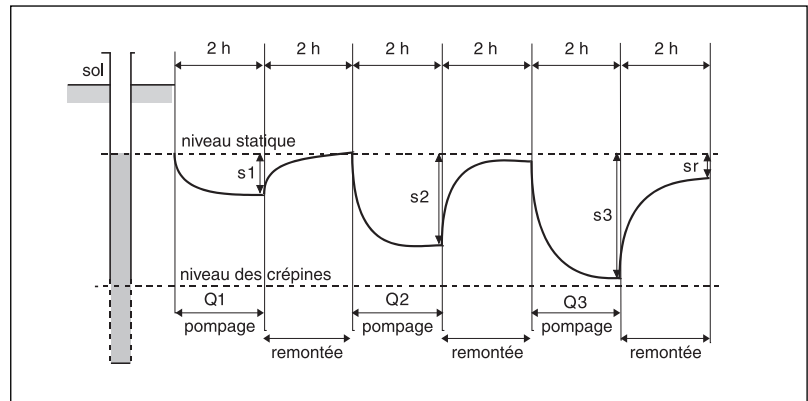


Figure 6.5 : Essai de puits par paliers non enchaînés.

L'essai comporte les phases suivantes :

Phase de repos

– L'ouvrage ne doit pas être exploité pendant une durée d'au moins 24 heures, afin que le niveau mesuré avant le premier pompage soit réellement un niveau statique.

Palier n° 1

– Le débit Q_1 du premier palier est voisin du futur débit d'exploitation. Dans le cas d'une exploitation effectuée par une pompe manuelle, la valeur du débit est $0,7 \text{ m}^3/\text{h} < Q_1 < 1,0 \text{ m}^3/\text{h}$.

– Le temps de pompage est de 2 heures.

– Le rabattement s_1 est le rabattement mesuré en fin de pompage.

Remontée n° 1

– Le temps d'observation de la remontée du niveau d'eau dans l'ouvrage après pompage est de 2 heures.

Palier n° 2

– Le débit $Q_2 = (Q_1 + Q_3)/2$.

– Le temps de pompage est de 2 heures.

– s_2 est le rabattement mesuré en fin de pompage (2 heures).

Remontée n° 2

– L'observation de la remontée du niveau d'eau après pompage est de 2 heures.

Palier n° 3

– $Q_3 = Q_{\max}$. La variable Q_{\max} représente le débit maximal de pompage préalablement déterminé. Ce débit ne doit pas provoquer l'assèchement du puits. Dans la pratique, Q_{\max} peut s'avérer difficile à évaluer : on fixera alors la valeur de Q_3 comme égale à 70 % de la valeur du débit maximal obtenu lors du développement.

– Le temps de pompage est de 2 heures.

– s_3 est le rabattement mesuré pour une durée de pompage de 2 heures.

Remontée n° 3

– L'observation de la remontée des niveaux d'eau dans l'ouvrage, après pompage, est d'au moins 2 heures. Elle devrait se prolonger jusqu'à ce que le niveau de l'eau s'approche du niveau statique initial.

– La différence entre le niveau statique initial et le niveau d'eau mesuré après l'observation de la remontée est appelée rabattement résiduel (s_r).

Tout au long du processus, les rabattements et les débits de pompage sont enregistrés en fonction du temps. Les couples débit/rabattement maximal (Q_1, s_1) (Q_2, s_2) (Q_3, s_3) sont enregistrés à la fin de chaque palier.

2.1.2 VALIDATION ET INTERPRÉTATION DES DONNÉES

Avant toute interprétation, les enregistrements sont vérifiés comme mentionné dans la section 1 : les influences externes sont identifiées et corrigées, et les enregistrements manifestement erronés seront retirés.

La bibliographie citée propose de nombreuses méthodes d'analyse des données. Ce chapitre présente deux méthodes simples et faciles à mettre en œuvre. La méthode du rabattement de Jacob est utilisée pour calculer les pertes de charge et proposer une relation entre le débit de pompage et les rabattements induits. La méthode de la remontée de Theis permet d'estimer la transmissivité locale du réservoir.

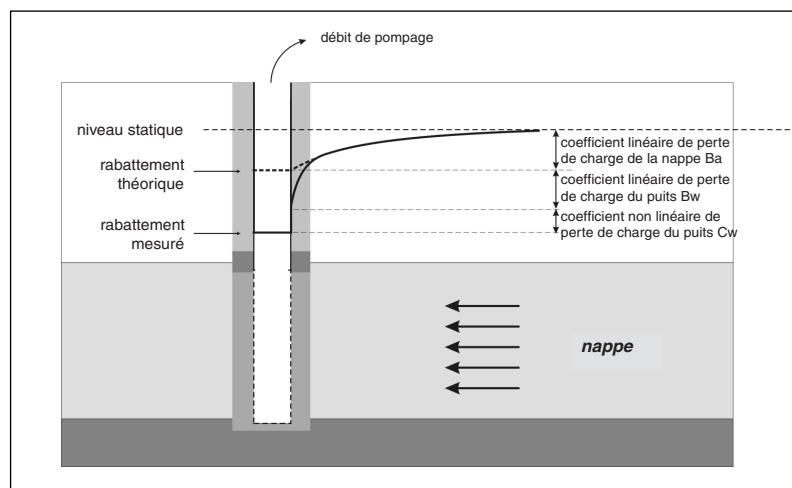
Équation du rabattement de Jacob

L'équation de Jacob qui quantifie le rabattement dans un puits de pompage est (Kruseman & De Ridder, 2000) :

$$s = (B_a + B_w) \cdot Q + C_w \cdot Q^p$$

où s est le rabattement mesuré, Q est le débit de pompage, B_a le coefficient des pertes de charge linéaires dans l'aquifère, B_w le coefficient des pertes de charge linéaires dans le puits, et C_w le coefficient des pertes de charge non linéaires dans le puits. Les valeurs de p sont généralement comprises entre 1,5 et 3,5.

Cette équation de Jacob indique que le rabattement mesuré dans un puits de pompage est la résultante de deux composantes (fig. 6.6) : d'une part, les pertes de charge induites par la circulation de l'eau dans le réservoir, et d'autre part les pertes de charge créées par la circulation de l'eau dans le puits. Les pertes de charges dans le réservoir sont quantifiées au moyen du coefficient B_a ; elles correspondent à un régime d'écoulement laminaire (faible vitesse de



circulation de l'eau), dépendent du temps et varient linéairement avec le débit. Les pertes de charge dans le puits se divisent en une composante linéaire (perturbations du réservoir aux alentours immédiat du forage causées par la foration, coefficient B_w), et une composante puissance essentiellement provoquée par la mise en vitesse de l'eau au passage du gravier filtre et des crépines où l'écoulement devient turbulent (coefficient C_w).

Figure 6.6 : Différentes pertes de charge au niveau d'un puits de pompage.

Dans la pratique il n'est pas possible de différencier les coefficients B_a et B_w , et l'équation de Jacob est généralement simplifiée de la façon suivante : $s = B \cdot Q + C \cdot Q^2$. L'interprétation consiste à évaluer le coefficient B des pertes de charge linéaires et le coefficient C des pertes de charge quadratiques. Connaissant B et C, il est possible de prédire le rabattement pour tout débit Q d'une durée t (B est fonction du temps). À partir de la relation entre s et Q, il est aussi possible de déterminer un débit d'exploitation optimal pour le puits. Finalement, la valeur relative de C est utilisée pour estimer le rendement du puits.

Cette méthode n'est théoriquement valide que dans les conditions suivantes :

- La nappe est captive, libre ou semi-captive.
- La nappe s'étend sur une surface infinie.
- La nappe est homogène, isotrope et d'épaisseur uniforme sur toute la surface influencée par l'essai.
- Avant le début de l'essai, la surface piézométrique est horizontale sur toute zone influencée par l'essai.
- Le puits pénètre la totalité de l'épaisseur de la nappe et l'écoulement est horizontal.
- Les pertes de charge non linéaires varient selon la relation $C \cdot Q^2$ ($p = 2$).

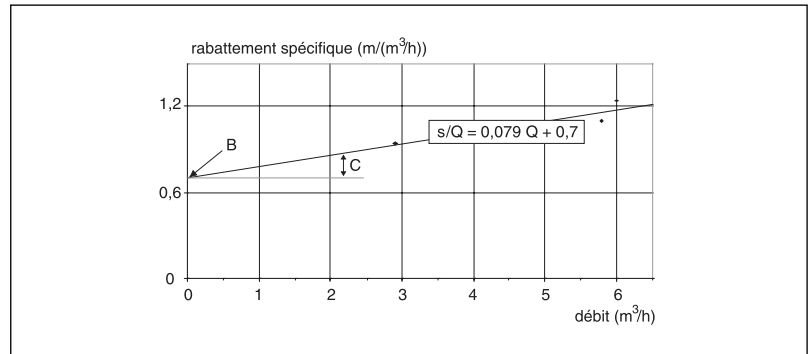
Ces conditions idéales ne sont pas toujours remplies sur le terrain : il est donc essentiel de rester critique vis-à-vis des résultats de l'interprétation, de faire appel à son bon sens et de prendre les mesures sur le terrain avec précision pour rester dans le domaine des approximations acceptables.

L'interprétation peut être conduite manuellement (utilisation de papier millimétré), avec l'aide d'un tableur informatique (une feuilles de calcul a été préparée par ACF), ou avec des programmes d'interprétation spécifiques tels que WHI AquiferTest Pro ([http :\www.flowpath.com](http://www.flowpath.com)).

Estimation du rendement du puits : calcul de perte de charge

Selon l'équation de Jacob, le tracé de $s_i/Q_i = f(Q_i)$ est une droite de pente C et d'ordonnée à l'origine B ($s = B \cdot Q + C \cdot Q^2 \Leftrightarrow s/Q = B + C \cdot Q$, fig. 6.7). Les valeurs de B et C donnent l'équation d'un forage qui lie le rabattement avec le débit pour des durées de pompage identiques celles de l'essai. Notons que cette procédure n'est réellement valide que lorsque le régime d'écoulement permanent est atteint à la fin de chaque palier ; aussi, il est important dans la pratique de poursuivre les pompages jusqu'à ce que l'évolution des rabattements devienne négligeable dans le temps (régime quasi permanent).

Figure 6.7 : Calcul des pertes de charge.
Essai de puits : forage F1. Estimation des pertes de charge par la méthode de Jacob.
Pertes de charge linéaires : $B = 0,7 \text{ m/(m}^3/\text{h)}$.
Pertes de charge quadratiques : $C = 7,9 \cdot 10^{-2} \text{ m/(m}^3/\text{h)}^2$.



Un autre paramètre, appelé J, est utilisé pour estimer la qualité du forage (Forkasiewicz, 1972). J est un coefficient qui représente la relation entre pertes de charge quadratiques et linéaires, telle que :

$$J = \frac{\Delta Q/s}{Q/s}$$

B, C, et J ne sont pas interprétés quantitativement, mais les valeurs de différents ouvrages peuvent être comparées. Il est utile d'estimer la qualité d'un puits dans la perspective d'une réhabilitation ou lorsque l'on planifie l'installation d'une pompe immergée.

Selon De Marsily (1986) et Forkasiewicz (1972), une première approximation du rendement du puits peut être donnée à partir des valeurs du tableau 6.III.

Tableau 6.III : Ordres de grandeur des pertes de charge. C est exprimé en $\text{m}/(\text{m}^3/\text{h})^2$.

C	$C < 1,9 \cdot 10^{-2}$	Bon puits, fortement développé
	$1,9 \cdot 10^{-2} < C < 3,7 \cdot 10^{-2}$	Pertes de charge significatives
	$3,7 \cdot 10^{-2} < C < 1,5$	Puits colmaté ou détérioré
	$C > 1,5$	Puits ne pouvant être réhabilité
J	$J < 10 \%$	Pertes de charge quadratiques négligeables par rapport aux pertes de charge linéaires
	$J > 10 \%$	Pertes de charge quadratiques significatives par rapport aux pertes de charge linéaires

Estimation du débit maximal d'exploitation : courbe caractéristique

On enregistre en fin de chaque palier les couples (s_1, Q_1) , (s_2, Q_2) et (s_3, Q_3) . En reportant ces valeurs sur un graphique à l'échelle arithmétique avec s en ordonnées et Q en abscisse, on représente la relation entre les débits pompés et les rabattements mesurés (fig. 6.8).

À partir de l'équation des pertes de charges, $s = BQ + CQ^2$, il est possible de tracer sur le même graphe la droite $s = B \cdot Q$ pour visualiser la part respective des pertes de charge linéaires et des pertes de charge quadratiques dans le rabattement.

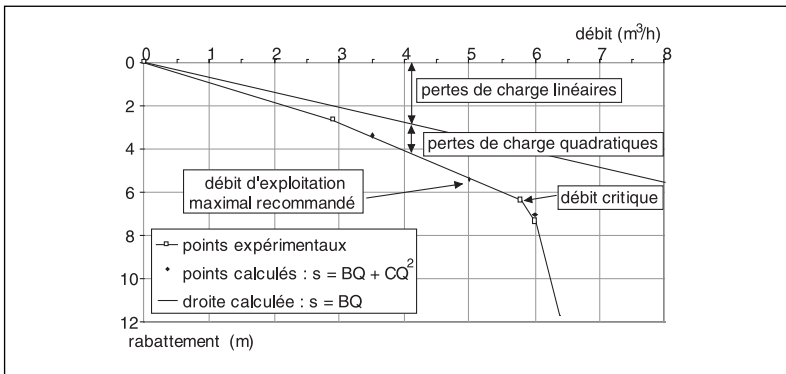


Figure 6.8 : Courbe caractéristique $s : f (Q)$ du forage F1.

Une augmentation significative des pertes de charge quadratiques crée un point d'inflexion sur la courbe, qui permet de déterminer le débit critique de l'ouvrage. Ce débit correspond au seuil d'un écoulement essentiellement turbulent qui induit des pertes de charge non linéaires élevées, mais il peut aussi correspondre au dénoyage d'un horizon particulièrement productif.

Le débit maximal d'exploitation est fixé à un niveau légèrement inférieur à celui du débit critique. Si les conditions de l'essai, et notamment le débit du dernier palier, n'ont pas permis de mettre en évidence le débit critique, aucune rupture de pente n'apparaît clairement sur la courbe. Le débit maximal est alors fixé comme le débit pour lequel les pertes de charge quadratiques deviennent équivalentes aux pertes de charges linéaires, ou en fonction du rabattement maximal admissible, soit en général 1 mètre au-dessus des crépines. L'équation de Jacob $s = B \cdot Q + C \cdot Q^2$ possède une solution positive réelle :

$$Q = \frac{\sqrt{B^2 + 4 \cdot C \cdot s} - B}{2 \cdot C}$$

En substituant la valeur du rabattement maximal admissible à s , on déduit le débit maximal.

Si les valeurs (s_i, Q_i) se positionnent suivant une courbe légèrement concave, cela peut signifier que les mesures ont été mal prises, ou qu'un développement s'est produit en cours de pompage (décolmatage, amélioration de la circulation de l'eau au voisinage immédiat de l'ouvrage). L'essai est alors à refaire.

Estimation des rabattements possibles : relation entre rabattement, débit et temps

Pour estimer les rabattements induits par des débits de pompage différents de ceux des essais, il est possible d'utiliser l'équation du forage $s = B \cdot Q + C \cdot Q^2$. Les rabattements ainsi estimés ne seront valables que pour des durées de pompage équivalentes aux durées des paliers de l'essai.

En toute rigueur, il n'est pas possible à partir d'un essai de puits, d'estimer les rabattements induits par des durées de pompage supérieures à celles de l'essai. En effet, le volume de l'aquifère mis à contribution par un pompage dépend notamment de la durée du pompage (voir section 3). Seul un essai de nappe de longue durée, qui mobilise un volume plus important de l'aquifère, permet par exemple de mettre en évidence les limites du système. Néanmoins, un certain nombre de solutions ont été proposées et utilisées à grande échelle, notamment en Afrique sahélienne, pour optimiser les informations apportées par les essais de puits.

Nous vous présentons quelques-uns de ces résultats qui semblent avoir montré leur cohérence sur le terrain, mais qu'il faut néanmoins utiliser en connaissant parfaitement leurs limites : l'extrapolation de données pour prédire le fonctionnement d'un ouvrage à 6 mois, à partir d'un essai de puits de quelques heures, est forcément très risquée.

Sur un diagramme semi-logarithmique, on porte les rabattements mesurés au cours de l'essai (ordonnées, échelle arithmétique) en fonction du temps de pompage (abscisses, échelle logarithmique). Au-delà d'une certaine durée de pompage, les points expérimentaux s'alignent sur une droite (consulter la section *Méthode de Jacob*) qu'il est possible de prolonger pour estimer le rabattement induit par le même débit mais pour un temps de pompage plus long (fig. 6.9).

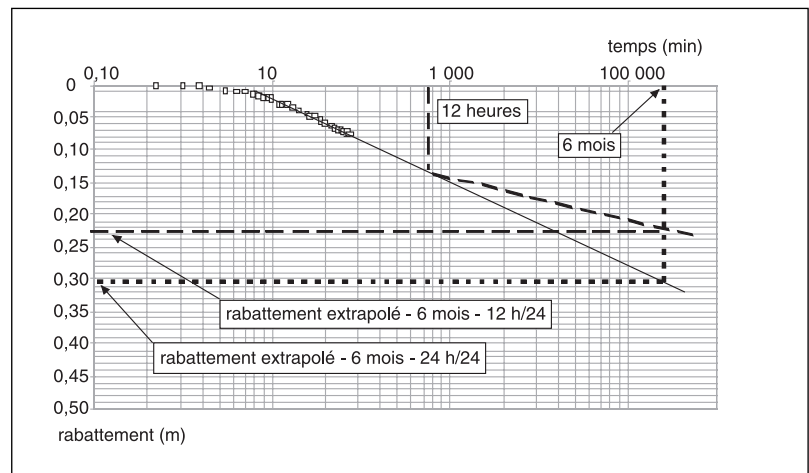


Figure 6.9 : Extrapolation du rabattement en fonction du temps.

Si le pompage planifié est de n heures par jour, le rabattement provoqué après 6 mois peut être estimé de la façon suivante :

- extrapoler à partir des données de l'essai le rabattement induit par n heures de pompage, en prolongeant la droite $s = f(t)$ jusqu'à n heures ;
- prolonger cette droite au-delà de n heures en corrigeant sa pente par le quotient $n/24$.

La droite en trait plein de la figure 6.9 correspond à une extrapolation du rabattement pour un pompage 24h/24 pendant 6 mois. La droite en trait pointillée est un exemple d'extrapolation du rabattement pour un pompage de 6 mois à raison de 12 heures par jour (pente divisée par 2).

Si on procède ainsi pour les différents paliers, on obtient de nouveaux couples ($s_{i \text{ extrapolé}}$, Q_i) qui permettent de construire une nouvelle courbe caractéristique $s_{\text{extrapolé}} = f(Q)$. Un débit d'exploitation théorique peut alors être fixé en fonction du rabattement maximal admissible.

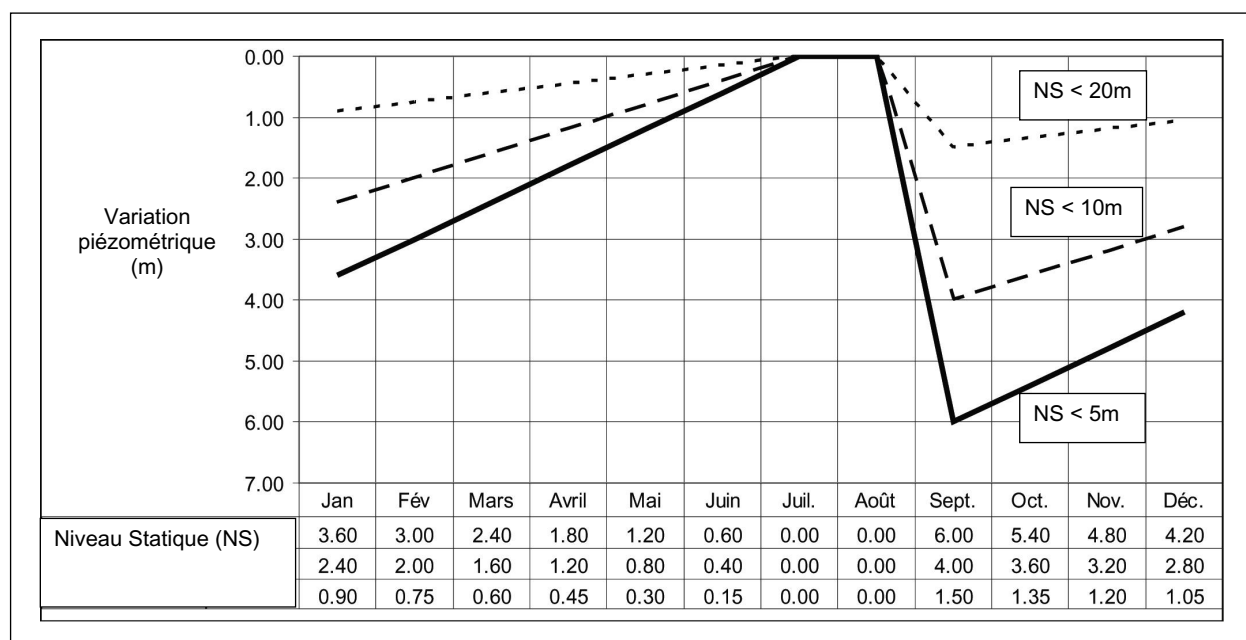
Profondeur d'installation de la pompe : prédiction du niveau dynamique

La profondeur d'installation de la crépine de la pompe dépend du niveau dynamique calculé. Ce niveau est lui-même fonction du rabattement induit par le débit d'exploitation, par les fluctuations piézométriques annuelles et inter-annuelles.

Le rabattement doit être estimé pour un débit d'exploitation d'une durée équivalente à celle de la période sèche (de 4 à 8 mois suivant les contextes) et pour une durée de pompage journalier à fixer (de 4 à 20 heures). Ce rabattement doit être majoré en fonction des variations saisonnières du niveau piézométrique (tabl. 6.IV). La crépine est généralement installée 2 ou 3 mètres sous le niveau dynamique ainsi déterminé.

Imaginons un pompage d'essai sur un forage destiné à être équipé d'une pompe à main. L'interprétation de l'essai prédit un rabattement de 5,50 mètres après 8 mois de pompage à 1 m³/h, à raison de 8 heures par jour. Le niveau statique mesuré avant l'essai du 15 février est de 17,5 mètres. D'après le tableau 6.IV, la baisse prévisible du niveau statique jusqu'aux prochaines pluies (juin) est de 1 mètre. La cote d'installation proposée pour la pompe est donc de : 17,5 + 1 + 5,5 + 3 = 27 m

Tableau 6.IV : Fluctuations (m) du niveau statique relevé sur des formations de socle altérées dans différents pays de la zone soudano-sahélienne.



Ce protocole est également utilisé pour estimer la profondeur d'un puits lors de la construction d'un puits combiné (voir chap. 8D).

Estimation de la transmissivité ponctuelle : analyse de la remontée

Un essai de puits ne permet pas d'obtenir une valeur représentative de la transmissivité du réservoir car les durées de pompage sont trop courtes pour permettre de mobiliser un volume d'aquifère suffisant.

La transmissivité calculée à partir d'un essai de puits correspond à une transmissivité ponctuelle, représentative de l'environnement immédiat du forage. Elle est néanmoins intéressante car elle permet de comparer les ouvrages entre eux.

L'estimation la plus fiable de la transmissivité se fait en interprétant la courbe de la remontée après arrêt du dernier palier de pompage.

La méthode d'interprétation courante, appelée méthode de la remontée de Theis (Kruseman & De Ridder, 2000) est présentée à la section 1. Elle consiste à reporter les couples expérimentaux (t/t' , s) sur papier semi-logarithmique, et à ajuster une droite de régression en donnant du poids aux temps longs. La transmissivité est calculée à partir de la pente de cette droite, dont la valeur est donnée par $C = 0,183 \cdot Q / T$, où Q est le débit du dernier pompage i (m³/h), T la transmissivité (m²/h). Les variables t et t' sont les valeurs de temps écoulé (h) depuis respectivement le début et la fin du pompage i . La figure 6.10 est un exemple de courbe de remontée.

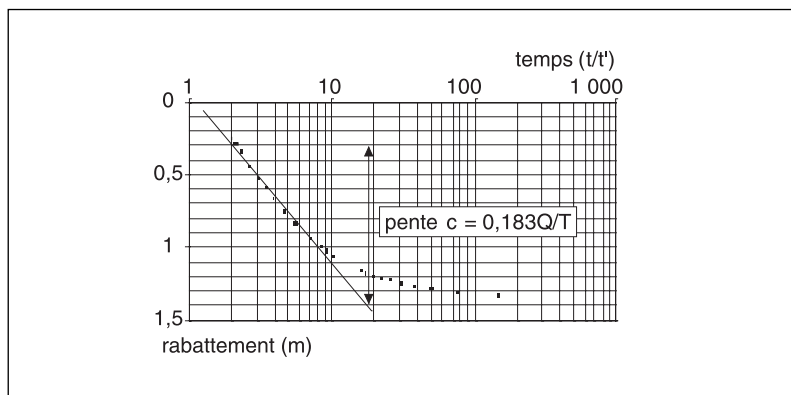


Figure 6.10 : Courbe de remontée, forage F4.
 $s = f(t/t')$.

2.1.3 EXEMPLES

Ces exemples concernent un camp de réfugiés Sierra Léonais dans la région de Forécária en Guinée-Conakry. Une campagne de forages avait été mise en œuvre par ACF en 1998 pour alimenter les populations réfugiées en eau potable. Le contexte géologique est celui de roches cristallines altérées et fracturées (mésocrates grenues, diorites ou gabbros).

Les objectifs des essais de puits étaient de décider de la profondeur d'installation des pompes à pied (type Vergnet HPV60) et de vérifier si les forages pouvaient être équipés de pompes immergées pour permettre une augmentation rapide de la production en cas d'afflux de nouveaux réfugiés.

Ouvrage très productif : forage n° 1 (Kaleah I)

Les figures 6.11 et 6.12 et les tableaux V et VI présentent les principaux résultats de cet essai. Ce forage peut de façon fiable être équipé par une pompe Vergnet HPV 60. La crépine de la pompe est fixée à 12 m de profondeur (en tenant compte des fluctuations de niveau statique et en autorisant une marge de sécurité de 3 m).

Ce forage pourra aussi être retenu pour l'installation d'une petite station de pompage si le nombre des réfugiés venait à augmenter. Un débit d'exploitation de 6 m³/h est parfaitement envisageable, le dernier palier ayant été réalisé au maximum de la capacité de la pompe disponible sans que le débit critique ne soit mis en évidence. Un débit supérieur à 6 m³/h pourrait être envisagé si le rabattement ne s'éloigne pas de la courbe $s = f(Q)$, et si le rabattement ne dépasse pas la cote supérieure des crépines (afin d'éviter le dénoyage des niveaux productifs).

La cote supérieure des crépines est de 19,5 m et le niveau statique le plus profond est estimé à 6,5 m ; le rabattement maximal envisageable est donc de 13 m. En prenant une marge de sécurité de 3 m, on peut estimer un rabattement maximal de 10 m. La courbe $s = f(Q)$ permet de lire que ce rabattement correspond à un débit d'exploitation de plus de 8 m³/h. Ces valeurs doivent néanmoins être vérifiées avant toute installation et l'utilisation d'une vanne au refoulement de la pompe immergée est indispensable pour ajuster le débit aux nouvelles observations.

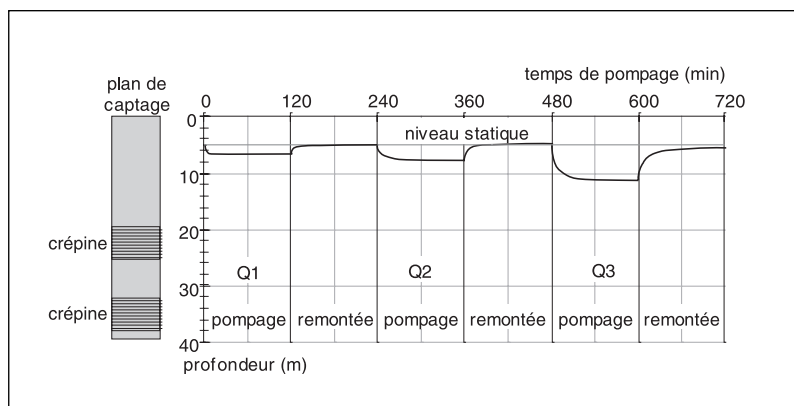


Figure 6.11 : Niveau de l'eau dans l'ouvrage
en fonction du temps.

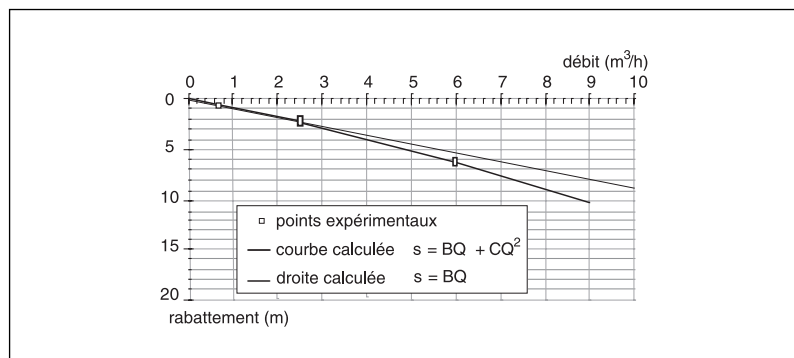


Figure 6.12 : Courbe du rabattement en fonction du débit $s = f(Q)$.

Tableau 6.V : Conditions de l'essai.

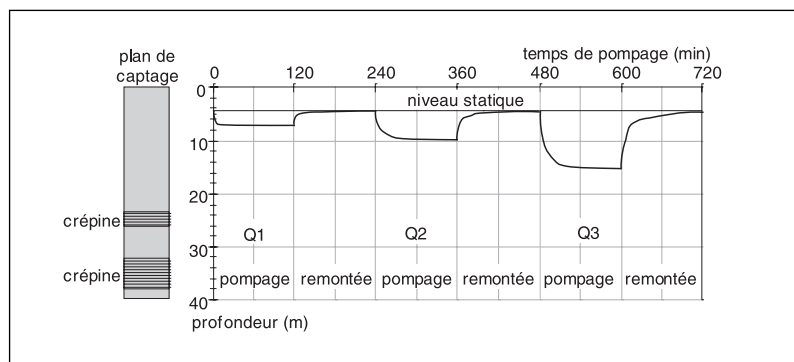
Date	Eau	Turbidité	T	pH	Conductivité (EC)	Débit maximal d'exploitation (m³/h)
22/01/1998	Claire, pas de sable (test de la tache < 0,5 cm)	< 5 NTU	27,5 °C	7,8	205-220 µS/cm	6-8,8

Tableau 6.VI : Résultats de l'essai.

Débit/palier (m³/h)	Temps de pompage (h)	Rabattement (m)		Débit spécifique (m³/h)/m	Valeurs des pertes de charge quadratiques m/(m³/h)²
		max. en fin de palier	résiduel après 2 h		
0,7	2	0,65	0,02	1,077	6·10 ⁻³
2,5	2	2,33	0,05	1,073	
6	2	6,29	0,09	0,954	

Ouvrage à faible débit d'exploitation : forage n° 2 (Kaleah I)

Les figures 6.13 et 6.14 et les tableaux 6.VII et 6.VIII résument les principaux résultats de l'essai. Ce forage peut sans problème alimenter une pompe à motricité humaine, dont la profondeur d'installation de la crépine est fixée à 10 mètres ($Q=1$ m³/h).



Le débit critique estimé sur la courbe caractéristique du forage est de 5 m³/h (fig. 6.14, pertes de charge quadratiques équivalentes aux pertes de charge linéaires). Cependant, ce débit induirait un rabattement en-deçà du niveau des crépines, ce qui est à proscrire pour éviter le dénoyage de niveaux productifs.

Figure 6.13 : Niveaux de l'eau dans l'ouvrage en fonction du temps.

Le rabattement maximal admissible au moment de l'essai est de 18.7 m (cote des crépines de 23.1 m – niveau statique de 4.4 m). En tenant compte des fluctuations annuelles de niveau statique, le débit maximal d'exploitation ne devrait pas être supérieur à 3 m³/h, ce qui conduirait à installer la crépine de la pompe à 20 m de profondeur.

Figure 6.14 : Courbe du rabattement en fonction du débit $s = f(Q)$.

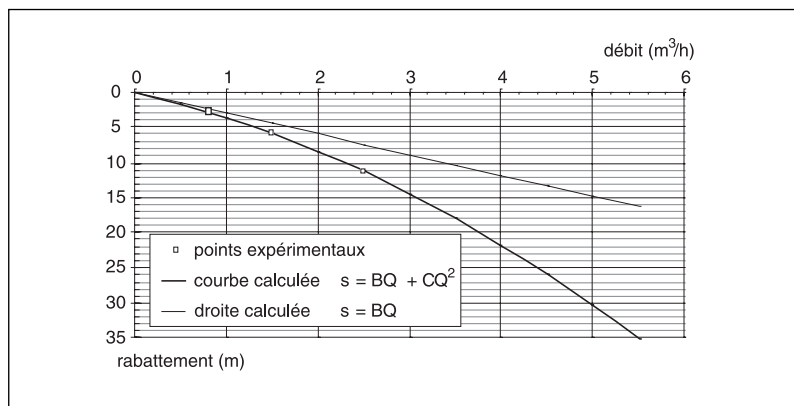


Tableau 6.VII : Conditions de l'essai. Pas de variation de ces valeurs durant l'essai.

Date	Eau	Turbidité	T	pH	EC
22/01/1998	Claire, pas de sable (test de la tâche < 0,5 cm)	< 5 NTU	28 °C	7,8	205-220 µS/cm

Tableau 6.VIII : Résultats de l'essai.

Débit/palier (m³/h)	Temps de pompage (h)	Rabattement (m)		Débit spécifique (m³/h)/m	Valeurs des pertes de charge quadratiques m/(m³/h)²
		max. en fin de palier	résiduel après 2 h		
0,8	2	2,79	0	0,287	2,2 10 ⁻²
1,5	2	5,81	0,09	0,258	
2,5	2	11,34	0,09	0,220	

2.2 Pompages par paliers enchaînés

Les pompages se succèdent sans temps de remontée entre deux paliers. Le rabattement mesuré au temps t , et pas uniquement par le dernier palier. Pour permettre une interprétation rigoureuse qui s'appuie sur la comparaison des couples (Q_p, s_i) de chaque palier, les rabattements mesurés doivent être corrigés pour ne refléter que le palier de pompage en cours. Deux procédures permettent d'effectuer cette correction : le calcul du rabattement corrigé et l'analyse graphique.

2.2.1 MÉTHODE SIMPLIFIÉE

Trois paliers de pompages sont réalisés avec des débits croissants. La remontée du niveau d'eau dans l'ouvrage est observée jusqu'à ce qu'il se rapproche du niveau statique avant l'essai (fig. 6.15). Les phases de l'essai sont données ci-après :

Phase de repos

– L'ouvrage ne doit pas être exploité pendant une durée d'au moins 24 heures, afin que le niveau mesuré avant le premier pompage soit réellement un niveau statique.

Palier de pompage n° 1

- Le débit Q_1 du premier palier est voisin du futur débit d'exploitation. Dans le cas d'une exploitation effectuée par une pompe manuelle, la valeur du débit est : $0,7 \text{ m}^3/\text{h} < Q_1 < 1,0 \text{ m}^3/\text{h}$.
- Le temps de pompage est de 2 heures.
- Le rabattement s_1 est le rabattement mesuré en fin de pompage.

Palier de pompage n° 2

- Le débit $Q_2 = (Q_1 + Q_3)/2$
- Le temps de pompage est de 1 h.
- s_2 est le rabattement mesuré en fin de pompage ($2 + 1 = 3 \text{ h}$).

Palier de pompage n° 3

- $Q_3 = Q_{\max}$. La variable Q_{\max} est le débit maximal de pompage préalablement déterminé afin de respecter le rabattement maximal à ne pas dépasser. Dans la pratique, Q_{\max} peut s'avérer difficile à évaluer. On fixe alors la valeur de Q_3 comme égale à 70 % de la valeur du débit maximal obtenu lors du développement.
- Le temps de pompage est de 1 h.
- s_3 est le rabattement mesuré pour une durée de pompage de $2 + 1 + 1 = 4 \text{ h}$.

Remontée

- L'observation de la remontée des niveaux d'eau dans l'ouvrage, après pompage, est d'au moins 2 heures, mais sa durée devrait s'étendre jusqu'à ce que l'eau dans le puits atteigne un niveau proche du niveau statique initial.
- La différence entre le niveau d'eau initial et celui mesuré après observation de la remontée est appelée rabattement résiduel (s_r).

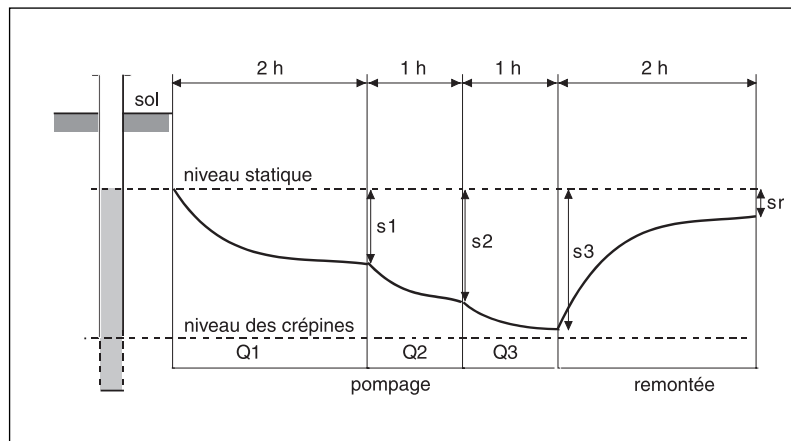


Figure 6.15 : Essai de puits par paliers enchaînés.

2.2.2 CALCUL DES RABATTEMENTS CORRIGÉS

On utilise l'équation du rabattement de Jacob et le principe de superposition (voir section 1.3.3) pour calculer le rabattement correspondant à celui qui aurait été créé par le seul palier en cours.

Pour un essai par paliers non enchaînés, lorsque les durées de remontée sont au moins aussi longues que les durées de pompage et que la progression des débits est significative, les termes placés sous le signe Σ de l'équation du rabattement donnée au tableau 6.II deviennent rapidement négligeables par rapport au terme isolé. L'équation du rabattement se simplifie alors en $s_i = [(0.183Q_i)/T] \cdot \log [(2.25Tt_i)/(r^2S)]$, où i est le numéro du palier. Les rabattements théoriques en fin de chaque palier non enchaînés sont donc induits uniquement par le dernier pompage. On obtient donc un jeu de couples (s_i / Q_i) comparables et mesurés directement sur le site.

Lorsque les paliers sont enchaînés, il n'est plus possible de négliger les termes placés sous le signe Σ . Les rabattements obtenus à la fin de chaque palier sont donc induits par la totalité des pompages précédents et ils doivent être corrigés pour pouvoir être comparés.

Les rabattements mesurés dans le cas d'un essai de trois paliers enchaînés sont :

$$s_1 = \frac{0.183 \cdot Q_1}{T} \cdot \log \left(t_1 \frac{2.25 \cdot T}{r^2 \cdot S} \right) + J_1$$

$$s_2 = \frac{0.183 \cdot Q_1}{T} \cdot \log \left(t_2 \frac{2.25 \cdot T}{r^2 \cdot S} \right) - \frac{0.183 \cdot Q_1}{T} \cdot \log \left((t_2 - t_1) \frac{2.25 \cdot T}{r^2 \cdot S} \right) + \frac{0.183 \cdot Q_2}{T} \cdot \log \left((t_2 - t_1) \frac{2.25 \cdot T}{r^2 \cdot S} \right) + J_2$$

$$\rightarrow s_2 = \frac{0.183 \cdot Q_1}{T} \cdot \log \left(\frac{2.25 \cdot T}{r^2 \cdot S} \right) + \frac{0.183 \cdot (Q_2 - Q_1)}{T} \cdot \log \left((t_2 - t_1) \frac{2.25 \cdot T}{r^2 \cdot S} \right) + J_2$$

$$s_3 = \frac{0.183 \cdot Q_1}{T} \cdot \log \left(t_3 \frac{2.25 \cdot T}{r^2 \cdot S} \right) + \frac{0.183 \cdot (Q_2 - Q_1)}{T} \cdot \log \left((t_3 - t_1) \frac{2.25 \cdot T}{r^2 \cdot S} \right) + \frac{0.183 \cdot (Q_3 - Q_2)}{T} \cdot \log \left((t_3 - t_2) \frac{2.25 \cdot T}{r^2 \cdot S} \right) + J_3$$

Les rabattements corrigés sont, par définition :

$$s_{1-c} = \frac{0.183 \cdot Q_1}{T} \cdot \log \left(t_1 \frac{2.25 \cdot T}{r^2 \cdot S} \right) + J_1$$

$$s_{2-c} = \frac{0.183 \cdot Q_2}{T} \cdot \log \left(t_2 \frac{2.25 \cdot T}{r^2 \cdot S} \right) + J_2$$

$$s_{3-c} = \frac{0.183 \cdot Q_3}{T} \cdot \log \left(t_3 \frac{2.25 \cdot T}{r^2 \cdot S} \right) + J_3$$

La combinaison des deux systèmes d'équations donne :

$$s_{1-c} = s_1$$

$$s_{2-c} = s_2 + \frac{0.183}{T} \cdot \left(Q_2 \cdot \log \frac{t_1}{t_2 - t_1} - Q_1 \cdot \log \frac{t_2}{t_2 - t_1} \right)$$

$$s_{3-c} = s_3 + \frac{0.183}{T} \cdot \left(Q_3 \cdot \log \frac{t_1}{t_3 - t_2} - Q_2 \cdot \log \frac{t_3 - t_1}{t_3 - t_2} - Q_1 \cdot \log \frac{t_3}{t_3 - t_1} \right)$$

Quel que soit le protocole de l'essai, les rabattements peuvent être corrigés en utilisant ces formules. Pour la méthode simplifiée présentée dans le chapitre précédent (durées de pompage de 2 heures, 1 heure et 1 heure) ont obtenu les rabattement corrigés suivants :

$$s_{1-c} = s_1$$

$$s_{2-c} = s_2 + \frac{0.183}{T} \cdot (0.3 \cdot Q_2 - 0.48 \cdot Q_1)$$

$$s_{3-c} = s_3 + \frac{0.183}{T} \cdot (0.3 \cdot Q_3 - Q_2 - Q_1)$$

La valeur de T peut être déterminée au moyen de la méthode de remontée de Theis (section 1) ou de la procédure modifiée présentée à la section 2.2.4.

2.2.3 ESTIMATION GRAPHIQUE DES RABATTEMENTS CORRIGÉS

L'estimation des rabattements corrigés peut aussi être obtenue par une analyse graphique. Pour être précise, cette méthode demande un traitement rigoureux des données. La figure 6.16 présente l'exemple d'un essai réalisé sur un ouvrage foré dans une zone de socle granitique. Quatre paliers enchaînés ont été réalisés, le dernier a été stoppé pour ne pas dénoyer la pompe.

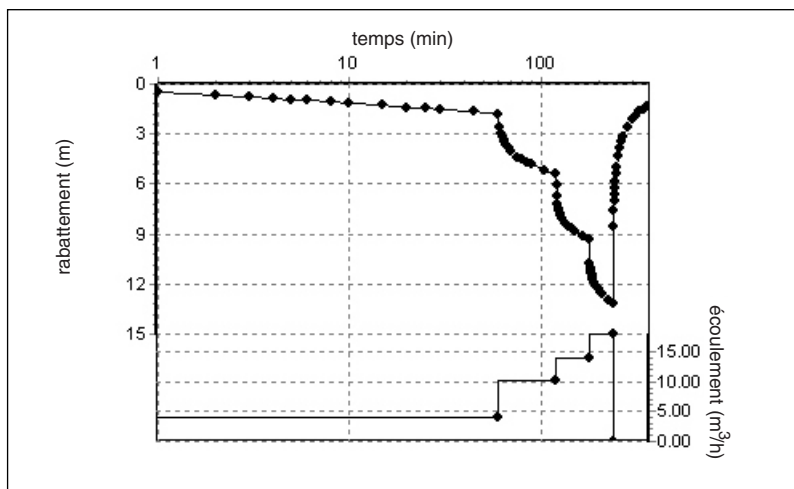


Figure 6.16 : Quatre paliers enchaînés, forage 204.

L'analyse graphique consiste à estimer le rabattement en fin de chaque palier à partir de la pente de l'évolution du rabattement précédent. La figure 6.17 en donne un exemple pour l'essai présenté à la figure 6.16. La pente doit être choisie avec précaution puisqu'elle a, évidemment, une forte influence sur l'estimation du rabattement.

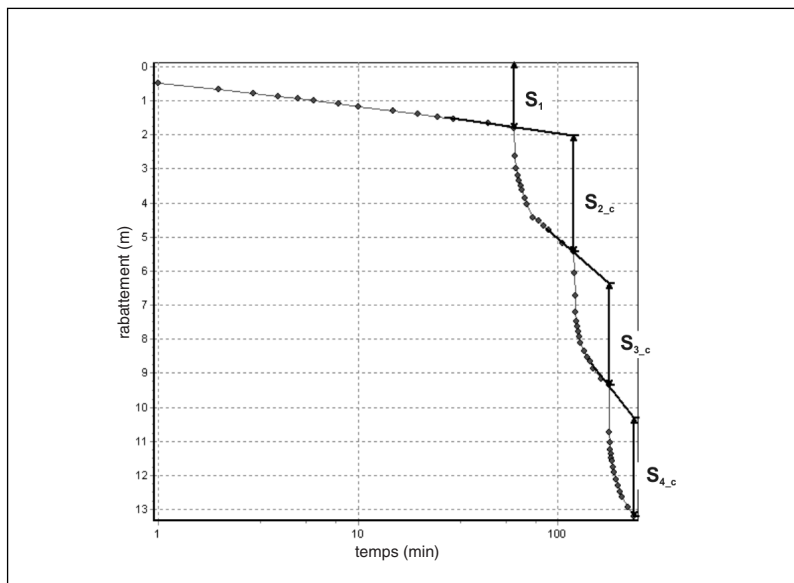


Figure 6.17 : Estimation graphique du rabattement corrigé $s_{i,c}$, forage 204.

2.2.4 VALIDATION ET INTERPRÉTATION DES DONNÉES

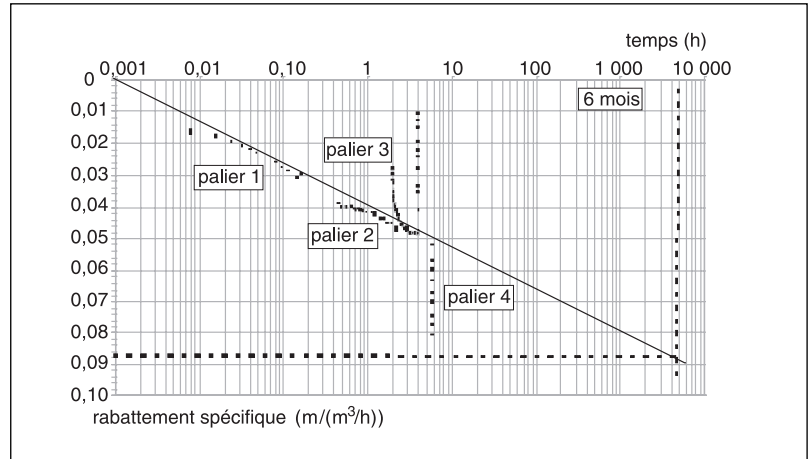
La validation et l'interprétation des données sont réalisées suivant la même procédure que pour les essais à paliers non enchaînés, mais en utilisant les valeurs corrigées de rabattement. Il existe cependant certaines différences quant à la prédiction du niveau dynamique et à l'estimation de la transmissivité locale.

Prédiction du niveau dynamique

Il faut bien évidemment prendre en compte les commentaires et réserves déjà faites sur l'extrapolation des données dans le cadre de l'interprétation des essais par paliers non enchaînés.

Pour estimer le rabattement induit par une durée de pompage supérieure à celle des essais, on utilise un graphique semi-logarithmique des rabattements spécifiques s_i/Q_i (ordonnées linéaires) en fonction du temps (abscisses logarithmiques). Les courbes des différents paliers doivent théoriquement posséder une même asymptote qui peut être représentée par un ajustement linéaire (fig. 6.18). Cette droite d'ajustement peut être extrapolée pour des durées de pompage supérieures à celles de l'essai. On obtient alors une nouvelle valeur de s/Q correspondant à la nouvelle durée de pompage. En reportant cette valeur sur le graphe $s/Q = f(Q)$ et en dessinant une droite parallèle à celle obtenue pour l'essai, on obtient une nouvelle valeur de B . On peut alors définir l'équation du puits ($s = BQ + CQ^2$) pour un nouveau temps de pompage (fig. 6.19).

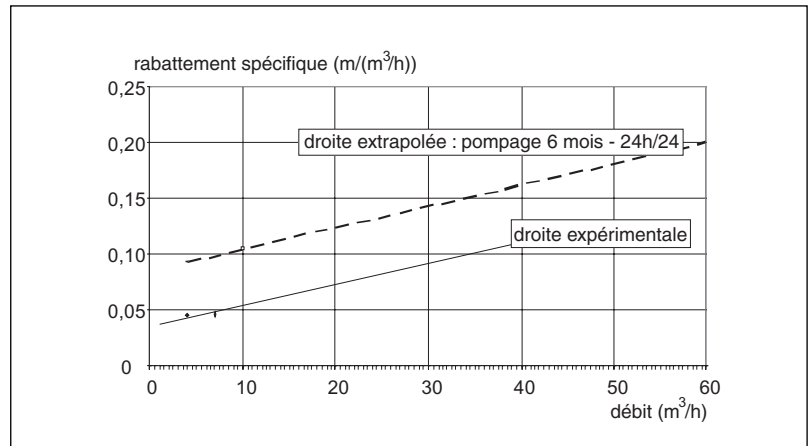
Figure 6.18 : Extrapolation du rabattement spécifique, ouvrage P1.



Estimation de la transmissivité locale

Comme pour les pompages à paliers non enchaînés, il est recommandé de donner plus de poids à la transmissivité ponctuelle calculée à partir de l'étude de la courbe de remontée. Sur le même diagramme que celui des paliers non enchaînés $s/Q = f(Q)$, on peut tracer la courbe de remontée sous la forme : $(s_3 - s) / Q_3 = f(t')$, où t' est le temps écoulé depuis la fin du pompage. Les deux droites (pompage et remontée) doivent avoir la même pente C , telle que $T = 0,183 \cdot Q / C$.

Figure 6.19 : Extrapolation du rabattement, puits P1.



3. Exécution des pompages d'essai

3.1 Conception de l'essai

Avant l'exécution de l'essai il est nécessaire de rassembler des informations relatives à la géologie locale (coupe du forage), à l'aquifère (nature, type, variation saisonnière du niveau piézométrique), à l'ouvrage (diamètre, profondeur, position des crépines, débit estimé lors du développement et rabattement correspondant). Ces informations permettent

de préparer le programme de l'essai, c'est-à-dire de définir le rabattement maximal à ne pas dépasser, les débits de pompage, le nombre et la durée des paliers pour un essai de puits, le nombre et la position des piézomètres pour un essai de nappe.

3.1.1 RABATTEMENT MAXIMAL ET DÉBIT DE POMPAGE

Les indications obtenues lors du développement du forage permettent de déterminer le débit de pompage maximal (dernier palier d'un essai de puits). Les ouvrages voisins peuvent également être utilisés pour renseigner sur ce paramètre.

Si la nappe est captive, le rabattement maximal ne doit pas désaturer le réservoir qui doit rester captif (la puissance de la zone saturée reste constante tout au long de l'essai). Si la nappe est libre, le rabattement maximal doit être inférieur à 60 % de l'épaisseur saturée.

3.1.2 ESSAI DE PUIITS : NOMBRE ET DURÉE DES PALIERS

Le débit maximal autorisé permet d'estimer le nombre de paliers à partir du tabl. 6.IX. La durée des paliers est ajustée en fonction du comportement du puits durant le pompage : il est important que le rabattement soit quasi-stabilisé à la fin des paliers non enchaînés et il est préférable de prolonger la durée de pompage si le niveau de l'eau continue de descendre de façon significative. Dans le cas d'un essai par paliers enchaînés, le respect de cette condition n'est pas aussi important puisque les rabattements seront corrigés pour l'interprétation.

Si le réservoir présente une forte transmissivité et que le puits a un diamètre important, l'effet de capacité peut être significatif (fig. 6.20). Il faut dans ce cas allonger la durée des paliers tel que $t \geq 25 \cdot r^2 / T$ où r est le rayon du puits et T la transmissivité (fig. 6.21, Université d'Avignon et des Pays de Vaucluse, 1990).

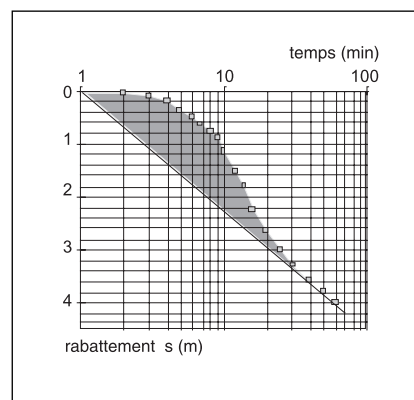


Figure 6.20 : Effet de capacité (retard au rabattement).

L'effet est représenté en grisé. La durée de pompage doit être supérieure à 60 min.

Le nombre de paliers peut également être modifié au cours de l'essai. Si le débit d'exploitation du puits est inférieur à $2 \text{ m}^3/\text{h}$, il devient difficile de fixer 3 paliers avec des débits croissants. L'utilisation d'un seul palier avec une durée minimale de 4 heures, peut être alors proposée. Au contraire, des paliers supplémentaires peuvent être réalisés si le débit a été sous-estimé au moment de la conception de l'essai.

Les temps d'observation de la remontée des niveaux d'eau doivent être d'au moins 2 heures, ou tout du moins jusqu'à obtenir un rabattement résiduel négligeable ou qui n'évolue que très lentement.

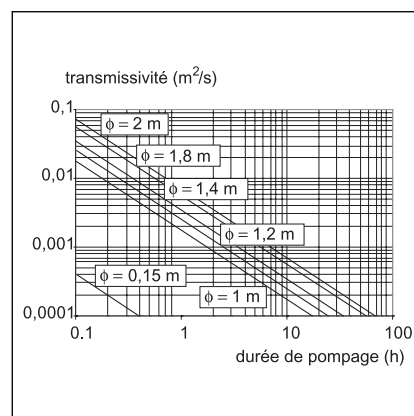


Figure 6.21 : Abaque pour l'évaluation du temps du pompage à partir duquel l'effet de capacité est théoriquement négligeable. La durée du pompage doit être au moins 10 fois supérieure à celle de l'effet de capacité.

Tableau 6.IX : Estimation du nombre et de la durée des paliers en fonction du débit de pompage maximal.

Débit de pompage maximal attendu	Nombre minimal de paliers	Durée attendue des paliers
$Q < 2 \text{ m}^3/\text{h}$	1	4 heures
$Q > 2 \text{ m}^3/\text{h}$	3 et plus	de 1,5 à 2 heures

3.1.3 ESSAI DE NAPPE : DURÉE DU POMPAGE

Il est recommandé de poursuivre le pompage jusqu'à atteindre un régime quasi-permanent. Au début de l'essai, le rabattement évolue rapidement, puis plus lentement jusqu'à une quasi stabilisation. La stabilisation réelle du niveau dynamique et le régime d'écoulement permanent ne sont atteints que si une limite est rencontrée et que la recharge est égale au débit de pompage. En absence de limite, c'est un régime quasi-permanent qui est atteint et qui se manifeste par une évolution très lente du rabattement (de l'ordre du millimètre par heure).

La durée nécessaire pour atteindre ce régime dépend du débit de pompage, mais également des caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère (T et S) ; il est atteint après 24 heures dans le cas d'une nappe captive "moyenne", et après 2 ou 3 jours dans le cadre d'une nappe libre "moyenne". On recommande donc de planifier une durée minimale de pompage de 48 heures pour une nappe captive et de 72 heures pour une nappe libre.

3.1.4 NOMBRE ET POSITION DES PIÉZOMÈTRES

Les piézomètres considérés ici sont des puits d'observation pour le contrôle du niveau d'eau. Leur nombre dépend de la précision requise dans l'estimation des paramètres hydrodynamiques lorsque l'aquifère est hétérogène à l'échelle de l'essai (tabl. 6.X).

Un piézomètre unique est suffisant pour la mise en œuvre d'un essai de nappe dans un réservoir homogène et dans des conditions d'écoulement simples. Mais si le réservoir est hétérogène, son comportement doit être observé à différents endroits de l'espace grâce à plusieurs piézomètres. De plus, la présence d'au moins 3 piézomètres permet d'analyser l'évolution des rabattements de deux façons : par la relation temps/rabattement et par la relation distance/rabattement.

Aucun piézomètre n'est nécessaire pour la mise en œuvre d'un essai de puits puisque le niveau dynamique doit être contrôlé au niveau du puits de pompage. On peut généralement estimer la transmissivité locale en utilisant la méthode de la remontée de Theis. Cependant, l'estimation du coefficient d'emménagement de l'aquifère ne peut être sérieusement obtenue qu'à partir des observations dans un piézomètre (voir section 1.3.1.).

La distance optimale entre les piézomètres et le puits de pompage dépend des caractéristiques T et S de l'aquifère et du protocole de pompage (Q et t). L'utilisation d'un programme tel que AquiferTest Pro permet de modéliser rapidement différents scénario pour choisir au mieux l'emplacement des piézomètres. La figure 6.22 est construite à partir de ces modélisations (équation de Theis) et quantifie le rayon du cône de dépression en fonction des caractéristiques du réservoir, pour des débits de pompages classiques sur une durée de 2 heures. À partir de la connaissance a priori du milieu, cette figure permet de connaître la distance maximale entre puits de pompage et piézomètre d'observation.

Essai	Objectif	Nombre de piézomètres nécessaires	Distance au puits de pompage
Essai de puits	Caractéristiques du puits	0	–
	Caractéristiques du puits + coefficient d'emménagement local	1	10 m – 50 m
Essai de nappe	Caractérisation hydrodynamique en milieu homogène	1	20 m – 100 m
	Caractérisation hydrodynamique en milieu hétérogène	3	10 m – 200m

Table 6.X : Estimation du nombre et de la position des piézomètres.

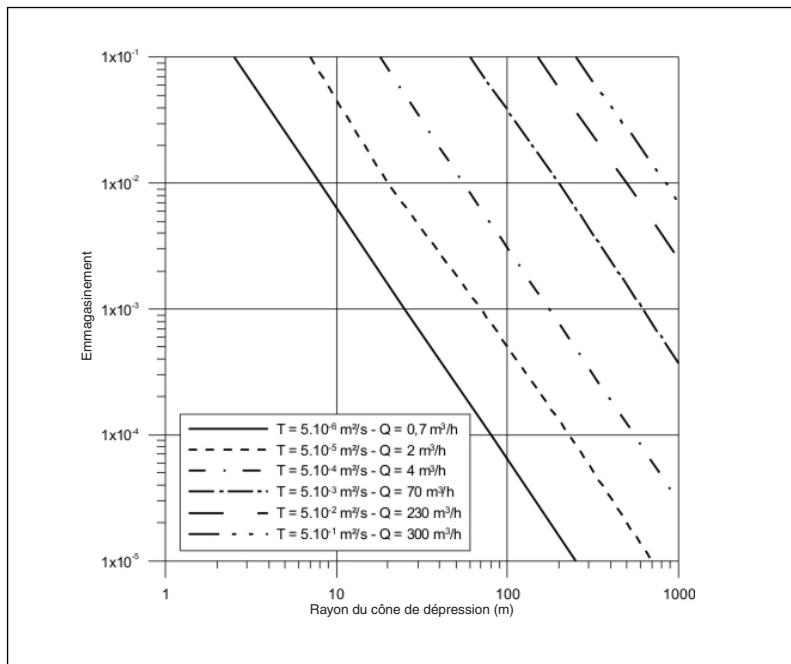


Figure 6.22 : Estimation du rayon du cône de dépression après 2 heures de pompage.

3.2 Réalisation de l'essai

3.2.1 VÉRIFICATION DU SITE

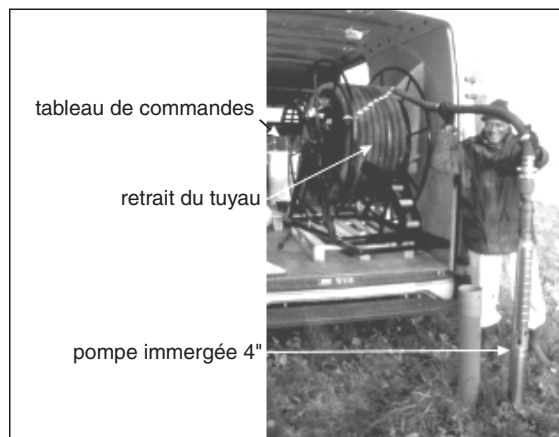
L'accès au site et l'installation de l'équipement de pompage (pompes et générateurs) doivent bien entendu être possible. Il est important de vérifier qu'aucun ouvrage n'est en exploitation à proximité de la zone de l'essai. Dans le cas contraire, l'exploitation doit être stoppée si possible 24 heures avant le début des essais. Durant les essais, tous les ouvrages à proximité peuvent être utilisés comme piézomètres.

L'eau pompée doit être évacuée aussi loin que possible de la zone d'essai. En effet, il est possible que l'eau refoulée s'infiltre suffisamment rapidement pour recharger l'aquifère et donner une image d'une limite naturelle par une stabilisation du rabattement. Le point d'évacuation sera choisi en fonction des conditions du site (essentiellement perméabilité et épaisseur du terrain), mais une distance minimale de 50 à 100 m devrait être respectée. Il est généralement possible d'utiliser des drains existant pour faciliter l'évacuation de l'eau.

3.2.2 ÉQUIPEMENT NÉCESSAIRE

Un kit d'essai de pompage a été développé par ACF pour la réalisation du processus complet d'essai de puits (fig. 6.23). L'équipement de base comprend un mètre à ruban de 3 mètres (mesure de la hauteur des références par rapport au niveau du sol, diamètre du puits, etc.), une sonde piézométrique, deux chronomètres pour les mesures de temps, et un récipient étalonné pour les mesures de débit. Le temps de remplissage du récipient doit être compris entre 30 et 60 s pour garantir une précision suffisante (voir chap. 3). L'utilisation d'un débitmètre facilite grandement la réalisation des essais, mais il doit être étalonné au préalable.

Figure 6.23 : Kit d'essai de pompage ACF.



La conductivité, la température et le pH de l'eau peuvent être mesurés régulièrement durant le pompage. Les modifications de qualité de l'eau sont ensuite interprétées conjointement avec l'évolution des rabattements.

3.2.3 RESSOURCES HUMAINES

Une équipe de trois personnes est suffisante pour mener à bien les essais courants. Le chef d'équipe est responsable de l'enregistrement des données, de la construction des graphiques diagnostiques et des décisions relatives à la conduite de l'essai (choix des débits et des durées...) Deux opérateurs sont en charge de la mise en place de l'équipement et de la prise de mesures (débits, niveaux d'eau, durées, qualité de l'eau). Un hydrogéologue définit le type d'essais et interprète les données.

3.2.4 SUIVI DE L'ESSAI

Mesures

Au cours de l'essai, il faut enregistrer les durées, les niveaux d'eau et les débits. Des exemples de feuilles d'enregistrement pour des essais standard sont donnés en annexe 9. Les mesures sont prises selon un pas de temps court en début de pompage et de période de remontée, puis le pas s'élargit avec le ralentissement de l'évolution des rabattements.

À chaque mesure de temps correspond une mesure de niveau d'eau. Avant le démarrage des essais, le niveau statique dans l'ouvrage est noté par rapport à une marque de référence habituellement choisie comme le haut du tubage ; on note aussi sa hauteur par rapport au niveau du sol. Il est parfois nécessaire d'utiliser des tubes de guidage (1" PVC ou GI) pour glisser la sonde piézométrique lorsque le niveau est suivi dans le puits de pompage ; cela permet d'effectuer des mesures stables (pas de perturbations induites par les turbulences du pompage) et d'éviter de coincer la sonde avec la pompe ou les tuyaux d'exhaure...

On doit être en mesure de régler le débit le plus rapidement et le plus précisément possible en début d'essai, car le débit change avec la diminution de la HMT (voir chap. 9). L'utilisation de deux vannes de réglage sur le tuyau de refoulement est parfois indispensable. Ces vannes sont préalablement graduées en fonction de la hauteur de refoulement et des débits souhaités. On s'assure aussi du bon positionnement du bac étalonné : la mesure du débit doit se faire le plus aisément possible, sans modifier la hauteur de refoulement.

Contrôle

Durant les essais, et pour chaque palier de pompage, on trace la courbe $s = f(t)$ sur du papier millimétré. La courbe sera comparée aux courbes théoriques, et si elle présente quelque "anomalie" évidente, on pourra prendre les décisions pertinentes pour la poursuite du test (voir section 1).

Les essais de pompage devraient être abordés de manière flexible, en adaptant les modalités de l'essai au comportement du système. Le bon sens, des temps de pompage suffisamment longs, des débits constants et un refoulement de la pompe suffisamment loin du forage sont souvent les conditions qui mènent à un essai réussi.

3.3 Rapport

Le rapport d'essai de pompage doit contenir les informations suivantes :

- une carte de localisation des ouvrages ;
- un résumé des principaux résultats d'interprétation et les recommandations ;
- les rapports des forages testés : coupe géologique, équipement, remarques ;
- les graphiques des données de terrain ($s=f(t)$ et $s=f(Q)$), les graphiques diagnostiques et les graphiques spécifiques des interprétations ;
- les tableaux des mesures de terrain.

III

Alimentation en eau

Puits

A CONSTRUCTION DE PUIITS

1	Ouvrages modernes	229		
1.1	Puits ou forages ?	230	2.2.4	<i>Ancrages</i> 238
1.2	Aménagements de surface	230	2.2.5	<i>Épaisseurs du cuvelage, dosage du béton, armatures</i> 238
1.2.1	<i>Margelle</i>	231	2.3	Capatage autonome 238
1.2.2	<i>Trottoir et drainage</i>	231	2.3.1	<i>Buses préfabriquées</i> 239
1.3	Exhaure manuel	231	2.3.2	<i>Coulage de la colonne au fond du puits</i> 239
1.3.1	<i>Poulies et treuils</i>	232	2.3.3	<i>Trousse coupante</i> 239
1.3.2	<i>Chadouf</i>	232	2.3.4	<i>Havage de la colonne sous son propre poids</i> 240
1.4	Diamètre	232	2.3.5	<i>Massif filtrant</i> 241
1.5	Cuvelage	234	2.4	Développement du puits 241
1.6	Colonne de captage	234	2.5	Utilisation d'explosifs 241
2	Techniques de construction	234	2.6	Puits profonds au Mali 242
2.1	Fonçage	234	3	Réhabilitation des ouvrages 243
2.1.1	<i>Règles de sécurité</i>	234	3.1	Pourquoi réhabiliter ? 243
2.1.2	<i>Techniques de fonçage</i>	235	3.2	Réhabilitation du cuvelage 244
2.2	Cuvelage	235	3.2.1	<i>Réhabilitation du cuvelage existant</i> 244
2.2.1	<i>Terrain stable, cuvelage en remontant</i>	235	3.2.2	<i>Nouveau cuvelage et captage</i> 244
2.2.2	<i>Terrains instables, cuvelage en descendant</i>	236	3.3	Curage et surcreusage 245
2.2.3	<i>Sables bouillants, cuvelage captant havé</i>	237	4	Désinfection 246

Depuis toujours, les populations ont construit des puits pour s'assurer une ressource en eau pérenne. Un puits est un ouvrage généralement creusé manuellement, qui capte une nappe souterraine. Les puits traditionnels sont rarement étayés ou seulement en partie haute à l'aide de cadre de bois superposés, ils doivent donc être régulièrement surcreusés et reconstruits. Leurs profondeurs et leurs diamètres varient en fonction du contexte. Sans aménagement de surface, ils sont très exposés aux contaminations venant de l'extérieur : ruissellement d'eaux souillées, systèmes de puisage non hygiéniques etc. Cependant, certains de ces ouvrages sont maçonnés en pierres ou en briques. Les plus beaux exemples sont les puits pastoraux construits à l'époque coloniale dans le Sahara.

1 Ouvrages modernes

Les puits "modernes" dont il est question dans ce chapitre sont cuvelés en béton armé sur toute leur hauteur, de la surface du sol au captage. Les techniques de construction ont été éprouvées et ces ouvrages atteignent plusieurs dizaines de mètres de profondeur.

Afin d'abreuver les troupeaux, certains puits pastoraux du Sahel captent des nappes jusqu'à plus de 100 mètres de profondeur (puits de 150 m observé au Mali). D'un diamètre de 2 à 3 m, ces puits sont ouverts et souvent équipés de

plusieurs poulies, fonctionnant grâce à la traction animale, qui permettent de puiser des débits importants (plusieurs m³/h). D'autres puits sont des ouvrages plus modestes de 20 à 30 m, comme les puits villageois en Asie du Sud-Est souvent équipés d'un système d'exhaure manuel (puisette, poulie, treuil, pompe à main).

1.1 Puits ou forages ?

Bien que parfois considéré comme un ouvrage "archaïque", le puits reste tout à fait d'actualité pour sécuriser l'alimentation en eau de nombreuses populations. Par rapport au forage, il présente en outre les avantages suivants :

- Il permet l'accès à une ressource en eau pérenne et de qualité à faible coût d'opération (exhaure manuelle), même pour des populations isolées ou à faible revenu économique.
- Il possède une grande capacité de stockage en raison de son diamètre (> 1 m), ce qui augmente les débits d'exploitation et permet d'exploiter des aquifères peu productifs.
- Le système de pompage est évolutif, on peut installer des exhaures mécaniques ou motorisés pour augmenter les débits et la qualité de l'eau, mais le recours au pompage par puisage manuel est toujours possible : une trappe située sur le couvercle du puits permet, en cas de panne, de revenir au puisage traditionnel.
- Les puits, contrairement aux forages, sont des ouvrages peu vulnérables (pas de risque d'obstruction par chute d'objets : pierres, tringles de pompe...) et faciles à réhabiliter : descente dans l'ouvrage et curage manuel.
- En cas d'abaissement des niveaux d'eau le puits peut être surcreusé.
- Socialement, le puits joue souvent un rôle fédérateur car plusieurs personnes peuvent puiser en même temps, limitant ainsi le risque de conflits lié aux files d'attente.

Sa pérennité et sa rusticité en font donc un ouvrage très adapté au contexte soudano-sahélien et aux régions isolées, reculées ou aux communautés à faible pouvoir économique (zones péri-urbaines). Cependant le coût de construction d'un puits est élevé, il s'agit donc d'un investissement qui se rentabilise sur le long terme et que de nombreuses populations ne seront pas à même de répliquer sans soutien extérieur. Sa construction doit être en outre irréprochable.

Par ailleurs, pour les ouvrages excédant la dizaine de mètres, le temps de construction est relativement long, par conséquent dans le cas d'une situation d'urgence il faudra bien analyser le facteur temps et étudier notamment la disponibilité de machines de forage localement.

Dans certains bassins sédimentaires, il existe des aquifères captifs, surmontés de niveaux imperméables situés à plusieurs dizaines ou centaines de mètres de profondeur et dont le niveau statique est proche de la surface du sol. Ces aquifères, captés par forage, sont exploités à partir d'un puits, dont la profondeur varie avec le niveau statique. Cela permet de puiser à la main. Les niveaux aquifères du continental intercalaire au Sahara (Mali, Niger) sont souvent exploités par ce type d'ouvrage, pour s'affranchir d'une station de pompage difficile à gérer dans ce contexte (population nomade).

Ces puits fonctionnent comme des citernes enterrées et sont étanches. Ils sont creusés à côté ou autour du forage et connectés à celui-ci (tube horizontal soudé au casing, doté d'une vanne d'arrêt ouverte vers le puits-citerne ou d'un collier de prise en charge).

Le puits-citerne permet un stockage d'eau particulièrement intéressant pour l'exploitation des aquifères de faible débit. Des exemples de puits-citernes réalisés par ACF sont présentés au chapitre 8D.

Encadré 7.1

Puits sur forage.

1.2 Aménagement de surface

C'est une partie essentielle du puits en termes de qualité d'eau, car elle le protège des infiltrations d'eaux de surface et en facilite l'accès et l'utilisation. Il est conçu de façon à drainer les eaux de surface vers l'extérieur du puits, à limiter les risques de chutes et l'accès des animaux aux abords. Les détails de construction sont donnés en annexe 14.

1.2.1 MARGELLE

Un muret situé autour de la tête du puits, dans le prolongement du cuvelage, le sécurise et le protège des projections de boue et sable depuis la surface. Sur les puits, destinés à être couverts et équipés d'une pompe à main, il est préconisé de construire une margelle basse (inférieure à 0,5 m, épaisseur 0,2 m). Une margelle haute (supérieure à 0,5 m, épaisseur 0,3 m) est adaptée aux puits situés en zone sahélienne (protection contre les tempêtes de sable).

1.2.2 TROTTOIR ET DRAINAGE

Une dalle de béton armé facilite l'écoulement des eaux souillées vers un caniveau (pente minimale 5 % – longueur minimale 3 mètres linéaires). Ce caniveau est arrêté par un parafouille au niveau de l'exutoire.

Si aucun exutoire naturel n'est situé à proximité (bas-fond, fossé), la construction d'un puits perdu est envisagée (cf. chap. 13). Il se colmatara rapidement avec les eaux souillées (boue, graisses, eaux savonneuses) et devra être entretenu pour être effectif. Une solution consiste à drainer les eaux vers un jardinet. Une aire assainie en pavement de pierres peut être réalisée autour de ce trottoir.

La construction d'une barrière de protection ainsi que d'abreuvoirs pour alimenter les animaux est également à envisager en fonction du contexte (fig. 7.1).

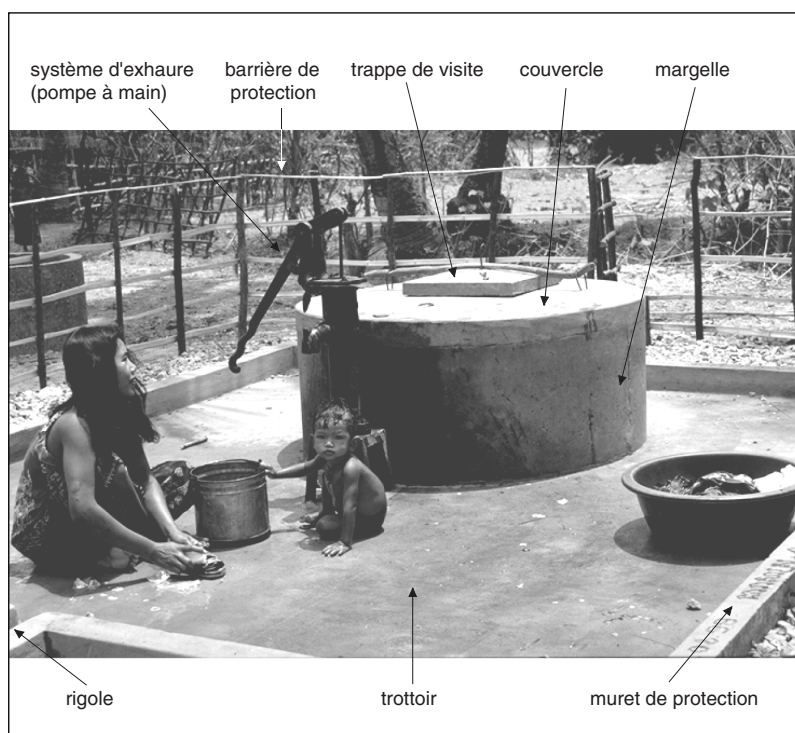


Figure 7.1 : Aménagement de surface de puits (ACF Cambodge, 1998).

1.3 Exhaure manuel

Les systèmes d'exhaure ont une importance capitale pour la qualité de l'eau. Leur conception doit prendre en compte le risque de contamination du point d'eau. Lors du puisage, à chaque remontée, le seau et la corde mouillés sont posés sur le sol et souillés (boues, déjections...). À chaque immersion, la puisette contamine donc l'eau du puits. De plus, chaque utilisateur ayant sa propre puisette, les risques de pollution sont multipliés.

Le puisage au seau ou à la puisette est fréquemment utilisé. L'installation d'une pompe à main, solution préconisée en cas de risque sanitaire important, n'est pas toujours adaptée (trop forte demande en eau sur les puits pastoraux

- incompatible avec le débit d'exploitation d'une pompe –, maintenance de la pompe irréaliste, niveau statique trop profond). On présente ci-après quelques exemples d'exhaures simples, dont le système doit répondre aux critères suivants :
 - assurer le débit nécessaire à la population desservie, le confort et la sécurité pour le puisage ;
 - être étudié pour que le ou les récipients et cordes utilisés ne servent qu'au puisage et restent à demeure sur le puits ;
 - empêcher que corde(s) et récipient(s) ne traînent sur le sol et risquent d'être souillés.

1.3.1 POULIES ET TREUILS

Ces équipements (fig. 7.2) doivent être résistants et convenablement dimensionnés (hauteur et nombre de poulies) pour satisfaire les utilisateurs.

Les puits pastoraux sont souvent équipés de plusieurs poulies fixées à des fourches en bois disposées autour de la tête du puits afin de puiser simultanément pour abreuver les troupeaux (traction animale).

Le treuil évite que la corde traîne par terre et soit souillée, mais ce système n'est pas toujours bien accepté par les populations, car il ne permet pas de soutirer de l'eau avec un débit important (cas des puits pastoraux). Le delou (poulie et traction animale) est utilisé essentiellement pour l'irrigation.

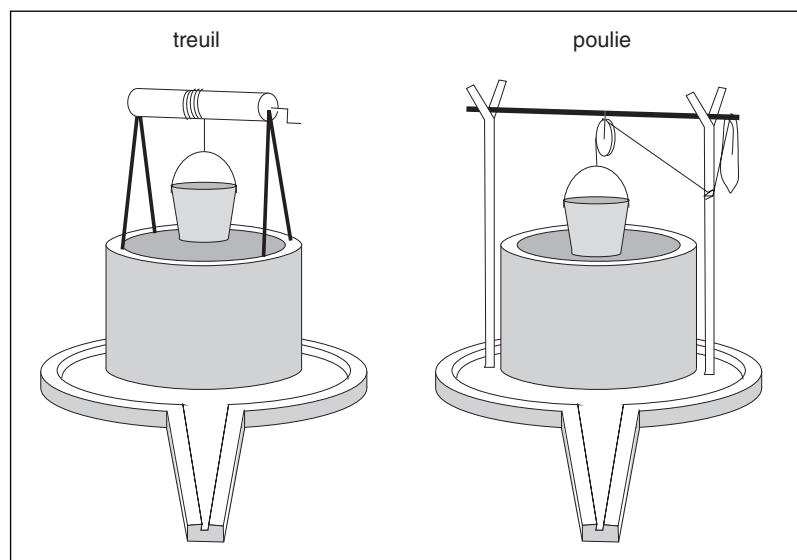


Figure 7.2 : Exhaure manuel.

1.3.2 CHADOUF

Ce système, très utilisé en Asie sur les puits de faible profondeur, protège l'eau des pollutions de surface amenées par le seau. Il est aussi très pratique pour l'extraction des remblais des travaux de fonçage (encadré 7.2).

1.4 Diamètre

Le diamètre d'un puits varie en fonction de son utilisation, de sa profondeur et de son débit. Les diamètres importants sont utilisés pour les puits pastoraux (plusieurs utilisateurs) ou correspondent à des aquifères peu épais et faiblement productifs.

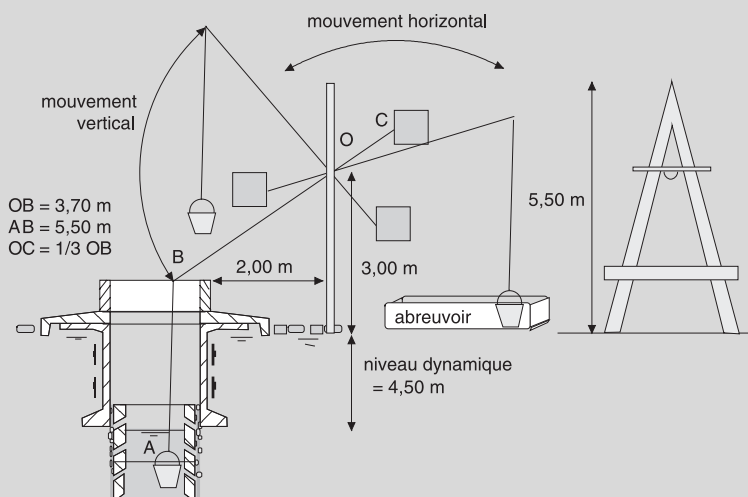
L'ouvrage est alors doté d'une importante capacité de stockage et se remplit lorsqu'il n'est pas exploité. On distingue deux techniques de construction :

- le captage autonome : colonne de captage télescopée dans le cuvelage (fig. 7.3) ;
- le cuvelage captant : buses crépinées à la base du cuvelage.

Les diamètres couramment utilisés sont pour les puits à cuvelage captant (inférieur à 15 m de profondeur), de 1 à 1,2 m intérieur. Pour les puits à captage autonome :

Encadré 7.2

Mise en œuvre d'un chadouf.



- Définir le point A (fig. 1) le plus bas du puisage (rabattement de la nappe en exploitation).
- Le manche de puisage doit pouvoir être attrapé par l'utilisateur.
- La distance entre le support du chadouf et le puits (OB) est telle que l'arc-de-cercle défini par le balancier soit assez large.
- Le manche de puisage est rigide (bois), les fixations souples à ses extrémités sont courtes.
- Le balancier est prolongé à l'arrière du portique du tiers de la longueur OB.
- Le contrepoids est déterminé de manière à ce que le récipient plein d'eau soit soulevé sans effort, l'effort étant à fournir lors de la descente de la puisette dans le puits.
- L'articulation du balancier sur son support doit permettre la rotation dans le plan vertical et dans le plan horizontal (fixation en cuir ou caoutchouc).

– cuvelage de 1,40 m et captage de 1 m de diamètre intérieur pour les puits villageois destinés uniquement à l'alimentation en eau potable ;

– cuvelage de 1,80 m et captage de 1,4 m de diamètre intérieur pour les puits pastoraux, beaucoup plus fréquentés et devant permettre à 6 personnes de puiser simultanément. Pour des puits plus larges, les volumes de matériaux mis en œuvre sont faramineux.

Les ouvrages de diamètre inférieur sont étroits et ne permettent pas de travailler aisément dans le puits.

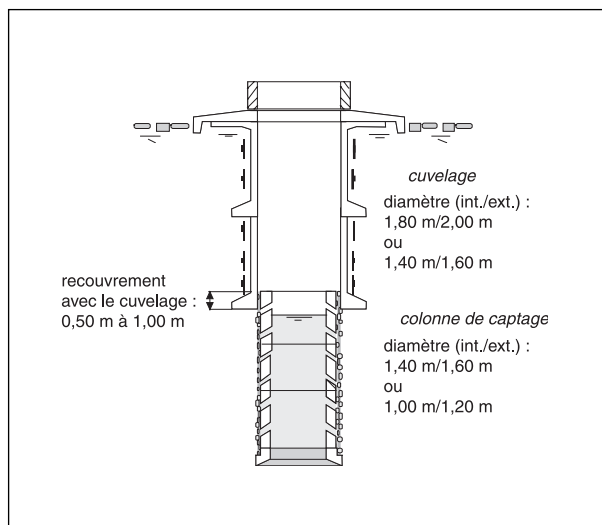


Figure 7.3 : Puits cuvelé avec captage autonome.

1.5 Cuvelage

Le cuvelage s'étend de la surface du sol jusqu'au niveau statique de la nappe. Il a pour fonction de contenir les terrains traversés et d'empêcher les infiltrations d'eau de surface ou provenant d'une nappe superficielle indésirable (nappe d'eau saline ou polluée).

La technique la plus performante lorsqu'il s'agit de construire un puits est de cuveler in situ à l'aide d'un coffrage métallique. L'avantage de cette technique est de réaliser une colonne d'un seul tenant (reprise des armatures), beaucoup plus solide et étanche qu'une colonne constituée de buses empilées les unes sur les autres. Dans ce deuxième cas, l'étanchéité de la colonne est moindre et il n'est pas rare que se produise une déviation latérale de la colonne sous la poussée des terres.

1.6 Colonne de captage

Cette colonne correspond à la partie immergée du puits ; son rôle est de capter l'eau tout en empêchant les matériaux fins de pénétrer dans le puits (sable, silts...). Elle est composée de buses crépinées ou filtrantes et disposées sur une hauteur suffisante pour assurer de l'eau toute l'année, même en période d'étiage.

La mise en eau se fait idéalement en période de basse eau (niveau statique le plus bas). Si la mise en eau ne se fait pas pendant cette période d'étiage, la hauteur d'eau dans le puits devra être majorée, des discussions avec les populations locales permettent souvent d'estimer le niveau d'étiage. Cette hauteur d'eau dans la colonne de captage dépend des variations piézométriques au cours de l'année et du débit de l'ouvrage (cf. chap. 6).

2 Techniques de construction

2.1 Fonçage

2.1.1 RÈGLES DE SÉCURITÉ

La construction et la réhabilitation de puits sont des activités qui impliquent la descente d'hommes et de matériel à plusieurs dizaines de mètres de profondeur, ce qui signifie la prise de certains risques si des règles de sécurité ne sont pas établies et respectées.

Risques potentiels

Chutes de personnes dans le puits, chutes d'outils et de matériel, effondrement du sol, accidents avec les outils, accidents avec les pompes d'épuisement électriques (câbles électriques cassés), gaz toxiques des moteurs de pompe ou utilisation d'explosifs...

Mesures et précaution

- Utiliser de façon systématique le matériel de sûreté : casques, bottes, gants, lunettes de sûreté, harnais, matériel de levage et de descente des buses de bonne qualité (trépieds, poulies, etc.).
- Renforcer les parois du trou dans les zones à risque d'effondrement.
- Les personnes doivent toujours être hors de l'eau en cas d'utilisation d'une pompe électrique.
- Pour l'épuisement de l'eau, utiliser des équipements fonctionnant à l'air comprimé plutôt que des pompes électriques.
- Surveiller la disponibilité d'air en bas du puits (quantité et qualité) pour les personnes travaillant à l'intérieur.
- Ne pas utiliser de moteurs à l'intérieur du puits pour éviter des gaz.
- Couvrir et bien protéger le trou en dehors des heures de travail.

2.1.2 TECHNIQUES DE FONÇAGE

Le creusement (ou fonçage) du puits doit être le plus rectiligne possible sur toute la hauteur de la fouille. Pour cela, on préconise de tracer sur le sol un cercle égal au diamètre de la fouille et de repérer l’axe de la fouille avec un fil à plomb (fig. 7.4). Le diamètre de la fouille est contrôlé régulièrement grâce à l’utilisation d’un gabarit (fig. 7.5).

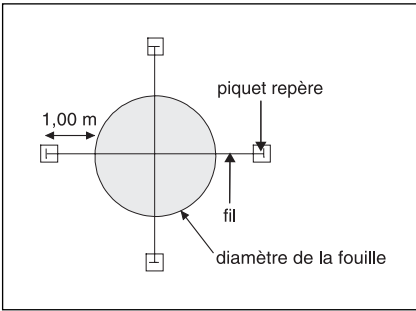


Figure 7.4 : Repérage de l’axe de la fouille.

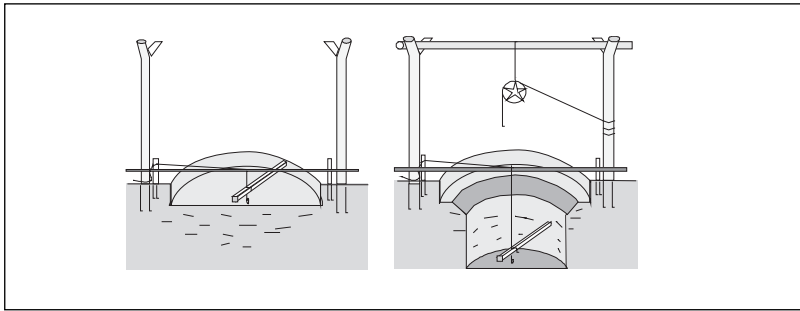


Figure 7.5 : Utilisation d’un gabarit.

Le fonçage s’effectue du centre du puits vers la paroi, les déblais sont évacués régulièrement à la surface (par seau ou cuffat). À l’aplomb de la fouille, un tripode équipé d’un treuil manuel ou motorisé est installé pour la montée et descente des matériaux et des hommes. Sur les puits peu profonds, ce tripode peut être remplacé par un portique équipé d’une poulie (par sécurité, prévoir un système de blocage et de freinage de la corde à la descente).

Le fonçage peut s’effectuer à l’aide d’une benne preneuse, type beneto, montée sur un treuil à chute libre (grue motorisée). Ce type d’équipement est particulièrement intéressant pour le désensablage d’un puits, pour le fonçage dans des terrains bouillants ou pour la mise en eau de l’ouvrage.

2.2 Cuvelage

Les techniques de cuvelage et de captage utilisées dépendent de la stabilité des terrains traversés. On présente trois techniques distinctes (tabl. 7.I).

Tableau 7.I : Technique de cuvelage et de captage.

Nature des terrains	Technique de cuvelage	Technique de captage
Terrain stable	Cuvelage en remontant	Captage autonome, buses havées sur trousses coupantes
Terrain instable et/ou ouvrage de plus de 10 m de profondeur	Cuvelage en descendant	Captage autonome, buses havées sur trousses coupantes
Terrain bouillant et/ou ouvrage de moins de 15 m de profondeur	Cuvelage havé sur trousse coupante	Cuvelage captant avec des buses de captage à la base du cuvelage

2.2.1 TERRAIN STABLE, CUVELAGE EN REMONTANT

Dans les terrains pouvant être creusés à la pioche et ne présentant pas de risque d’éboulement (certains grès, argiles...), la technique consiste à cuveler le puits en remontant du bas de la fouille vers le haut. La fouille est ouverte depuis la surface du sol jusqu’au niveau de l’eau (fig. 7.6).

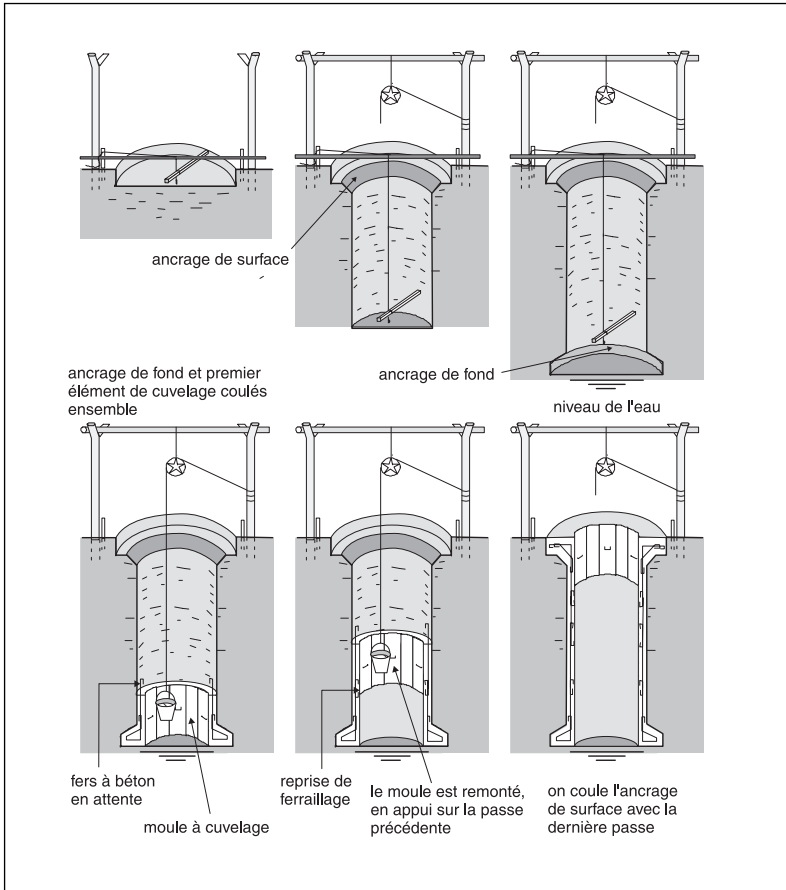
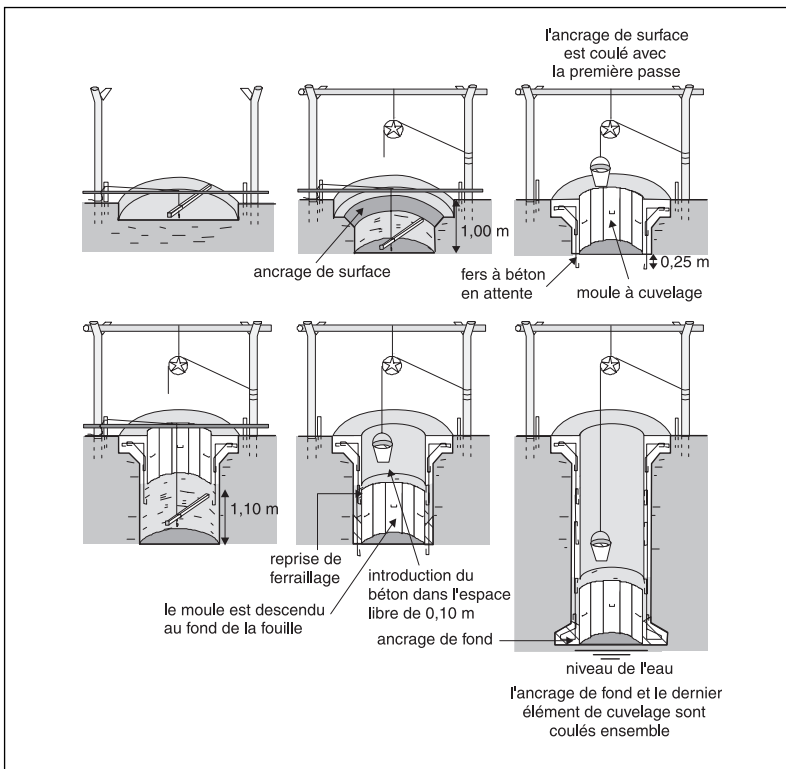


Figure 7.6 : Cuvelage en remontant du fond du puits jusqu'à la surface.

Le premier élément du cuvelage est coulé au fond de la fouille, en même temps que l'ancrage de fond. Le ferrailage est alors mis en place, sa longueur devant être supérieure à la hauteur du coffrage, de manière à présenter des fers en attente pour lier la passe suivante (cf. fig. 7.8A).

Le coffrage est descendu, centré au fil à plomb et calé à la verticale. Au premier coffrage, on superpose un deuxième, puis un troisième, ce qui permet de couler des tranches de 2 ou 3 m de hauteur en une seule passe. Le béton est coulé (dosé à 350 kg/m^3) et vibré au marteau ou à l'aide d'une aiguille vibrante. Le décoffrage est possible après 8 h d'attente. Si le terrain présente des signes d'instabilité en cours de fonçage, il faut interrompre le fonçage pour cuveler l'ensemble du bas vers le haut, puis reprendre le fonçage en cuvelant en descendant à l'avancement de l'ouverture de la fouille.



2.2.2 TERRAINS INSTABLES, CUVELAGE EN DESCENDANT

Dans les terrains présentant des risques d'éboulement (sables, graviers, etc.), il est indispensable de cuveler au fur à mesure du fonçage par tranche de 1 m (fig. 7.7).

Pratiquement, lorsque le premier mètre est creusé et l'emplacement pour l'ancrage de surface dégagé, le ferrailage est disposé (fig. 7.8B) et le coffrage mis en place. Le processus est ensuite poursuivi :

- creusement d'une tranche de 1,10 m de profondeur ;
- disposition des fers à béton et raccordement aux fers en attente (longueur des fers verticaux 1,35 m) ;

Figure 7.7 : Cuvelage en descendant.

- coffrage de manière à laisser un espace de 0,10 au-dessus du coffrage ;
- coulage du béton et remplissage de l'espace de 0,10 libre par des projections de béton jusqu'au cuvelage précédent ;
- décoffrage après 8 h.

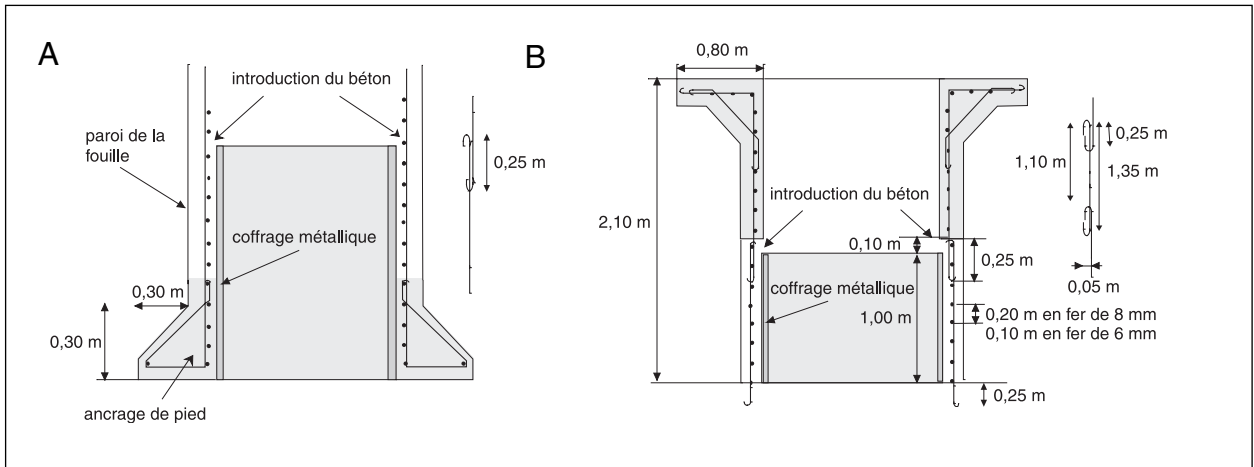


Figure 7.8 : Plan de ferrailage du cuvelage en montant (A) et en descendant (B).

2.2.3 SABLES BOULANTS, CUVELAGE CAPTANT HAVÉ

Cette technique est appliquée dans le cas de terrains bouillants (sables) ou de puits de faible profondeur (inférieure à 15 m). Elle est couramment utilisée pour la construction de puits villageois ou à vocation maraîchère. La base du cuvelage, composée de buses crépinées, joue le rôle de colonne de captage. La mise en place se fait par havage, de même que pour une colonne de captage autonome (cf. § 2.3).

Cette technique ne permet pas de réaliser un ancrage de fond et la colonne est suspendue à l'ancrage de surface, lequel doit être construit avec un maximum de précaution. De plus, la mise en place d'un gravier filtre est difficile et le plan de captage doit être défini *a priori* (nombre de buses captantes).

Dans ce type de contexte, des *buses filtrantes* peuvent être utilisées. Il s'agit de buses comprenant trois niveaux différents, deux étanches et un poreux (cf. fig. 7.9). Ces buses ne sont pas construites en béton armé, la partie poreuse de la buse est constituée uniquement de ciment et de graviers (1 volume de ciment pour 4 de gravier). Étant donné que ces buses ne sont pas en béton armé, le dosage du ciment et les temps de cure doivent être rigoureusement respectés et le diamètre extérieur ne doit pas dépasser 1,30 m. Ces buses ne sont pas recommandées pour des terrains instables et nécessitent des précautions lors du transport et de leur manipulation.

L'utilisation de cette technique permet une bonne filtration de l'eau (sable et fines) même lorsqu'il n'est pas possible d'installer de massif filtrant. Ces buses sont en outre moins chères et plus légères (manipulation).

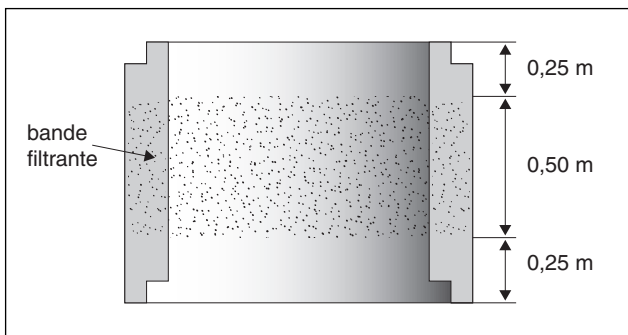


Figure 7.9 : Buses filtrantes.

2.2.4 ANCRAGES

Les ancrages sont indispensables et disposés en tête et en pied du puits, et tous les 10 m pour les puits de plus de 20 m de profondeur. Leur rôle est de reprendre les efforts verticaux exercés par le poids de la colonne.

L'ancrage de surface forme une couronne de 0,80 m de largeur au sommet du cuvelage ; les ancrages de fond et intermédiaires sont de 0,30 m (fig. 7.10).

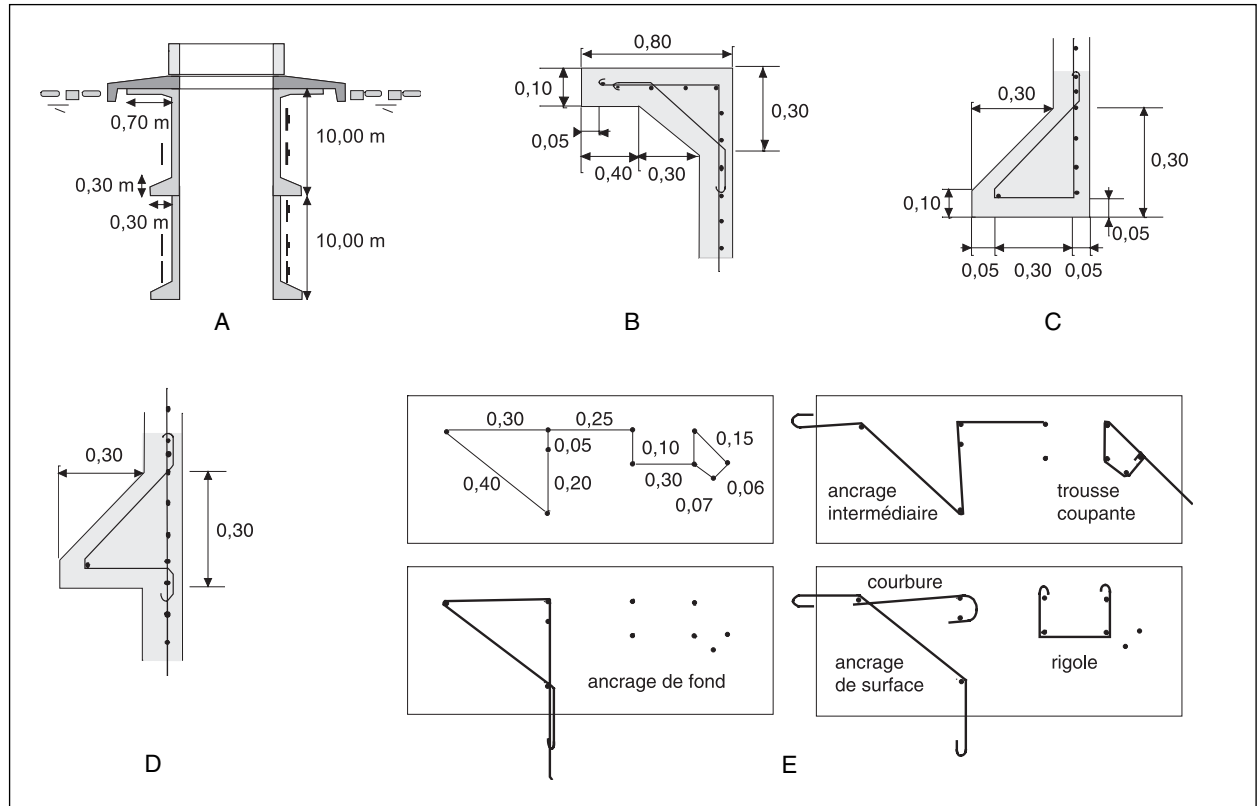


Figure 7.10 : Plan de ferrailage des ancrages du cuvelage.

A, aperçu général. B, détail d'un ancrage de surface. C, détail d'un ancrage de fond. D, ancrage intermédiaire. E, gabarit de fabrication des ferrillages, formé d'une solide planche de 1,10 m de longueur et de 0,50 m de largeur, dans laquelle sont placés des morceaux de fer à béton.

2.2.5 ÉPAISSEURS DU CUVELAGE, DOSAGE DU BÉTON, ARMATURES

L'épaisseur du cuvelage et la maille du ferrailage sont théoriquement dépendantes des efforts subis. Toutefois, les différences de contraintes qu'exerce le sol sur le cuvelage restant faibles et difficiles à évaluer précisément (effet de voûte), on simplifie leur prise en compte en standardisant l'épaisseur des cuvelages et des buses en béton armé à 10 cm et le ferrailage en fers de diamètre 8 mm à maille de 20 cm (ou fers de 6 mm à maille de 10 cm).

Les bétons sont dosés à 350 kg de ciment par m^3 pour le cuvelage et 400 kg/m^3 pour le captage, les mortiers à 300 kg de ciment par m^3 .

2.3 Captage autonome

Un captage est dit autonome lorsqu'il est indépendant du cuvelage de l'ouvrage, le plus souvent composé d'une colonne de buses crépinées de diamètre inférieur et télescopée dans le cuvelage (fig. 7.3).

La fouille est foncée sous le niveau statique et épuisée. La colonne de buses est alors havée sur une trousse coupante (cf. § 2.3.3) pour descendre sous son propre poids : c'est la mise en eau qui est une étape clé dans la construction d'un puits. L'épuisement du puits se fait par pompage (cf. chap. 9) ou à l'aide d'un cuffat manœuvré par une grue motorisée.

2.3.1 BUSES PRÉFABRIQUÉES

La colonne de captage est constituée de buses perforées en béton armé, empilées au fond du puits. Il existe toujours un risque qu'elles se désolidarisent lors du havage et qu'elles compromettent ainsi la mise en eau (déviation latérale). Pour faciliter les opérations de descente, les buses préfabriquées ont donc une hauteur limitée à 50 cm. Elles sont descendues au fond du puits à l'aide d'un treuil (cf. fig. 7.13B & C).

Des barbacanes, espacées de 10 cm les unes des autres, sont réalisées au moyen de fers à béton de diamètre 8 ou 10 mm (fig. 7.11), disposés au travers des moules dans les cavités prévues à cet effet (enduire les fers de gas-oil et les tourner régulièrement pour éviter la prise du béton).

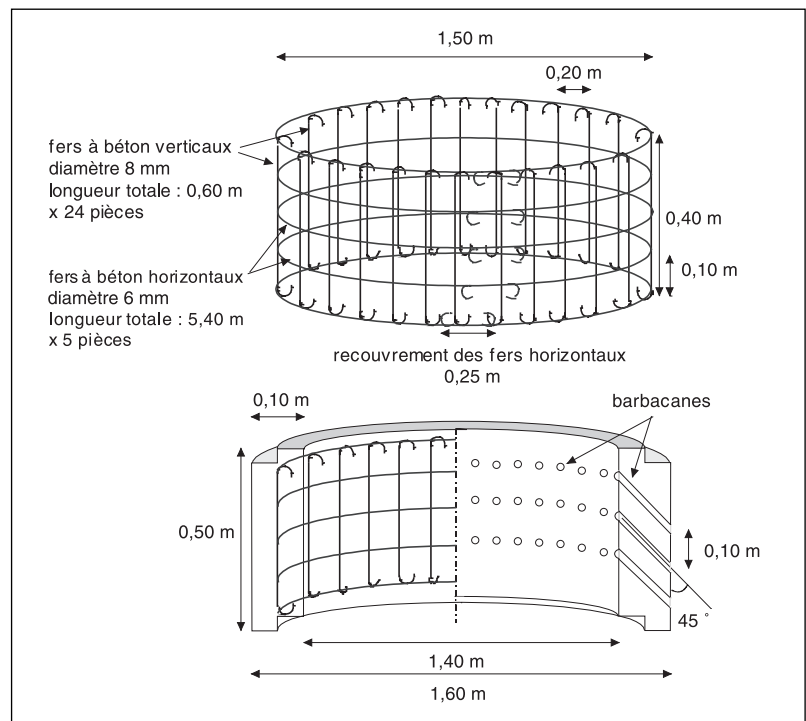


Figure 7.11 : Ferrailage des buses.

2.3.2 COULAGE DE LA COLONNE AU FOND DU Puits

La préfabrication permet de gagner une semaine sur la durée totale du chantier. Toutefois, il est préférable de couler la colonne au fond du puits directement en solidarissant les buses entre elles par des reprises de ferraillage.

On positionne le moule à buse au fond du puits. Sur la trousse coupante équipée de fers en attente, on dispose et on lie les ferraillages, enfin on coule le béton. On démoule le jour suivant, puis on coule une deuxième buse.

2.3.3 TROUSSE COUPANTE

Cet anneau de béton biseauté, plus large que les buses, est disposé à la base de la colonne de captage (fig. 7.12). Son rôle est de faciliter la descente de la colonne dans le terrain et de laisser un espace suffisant pour mettre en place le massif filtrant (cf. § 2.3.5) entre les buses et le terrain.

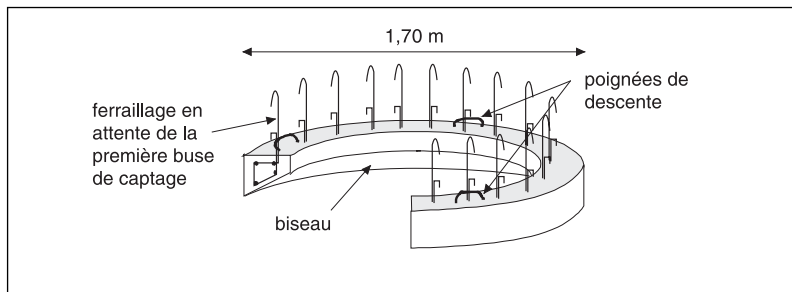


Figure 7.12 : Trousse coupante par buse 1,40/1,60.

2.3.4 HAVAGE DE LA COLONNE SOUS SON PROPRE POIDS

Dans l'espace libre entre le cuvelage et la colonne de captage, on glisse 4 chevrons de 4 cm d'épaisseur qu'on laisse dépasser du haut de la colonne de captage d'une dizaine de centimètres pour servir de repère et contrôler la descente verticale de la colonne (fig. 7.13A à C). On creuse ensuite à l'intérieur de la colonne en dégageant régulièrement le tranchant de la trousse coupante sur tout son périmètre pour qu'elle descende verticalement. Dès qu'un

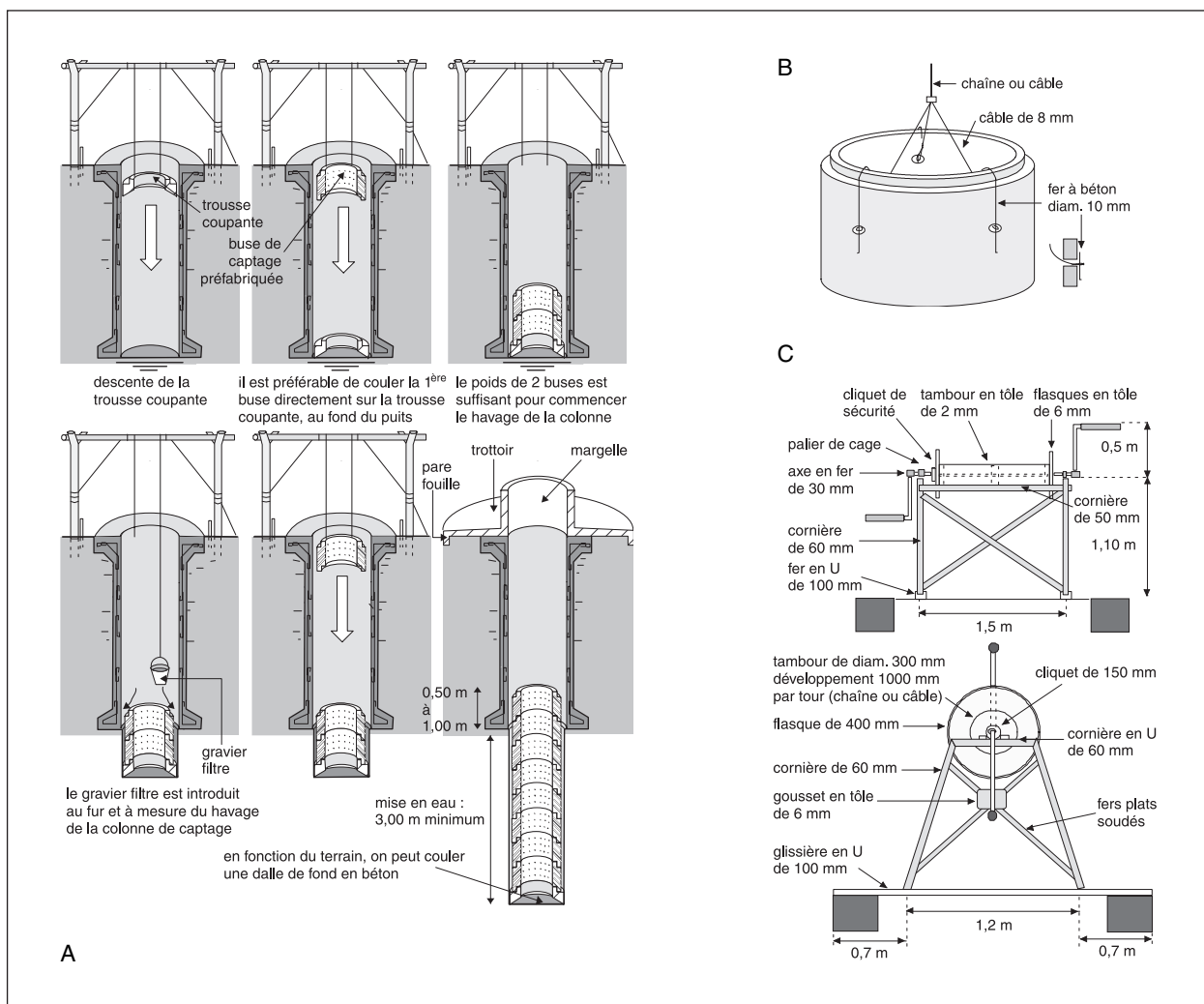


Figure 7.13 : Havage d'un captage autonome.

A, chronologie des étapes. B, système de levage des buses. C, treuil pour descendre les buses.

chevron se bloque, on creuse sous la trousse coupante du côté opposé au chevron pour ainsi redresser la colonne. Le gravier filtre (cf. § 2.3.5) est disposé au fur et à mesure de l'enfoncement dans l'espace entre la colonne et le terrain.

Enfin, si le terrain est instable et de granulométrie très fine, on dépose au fond du puits (sur un matelas de gravier) une dalle en béton formée de deux parties en demi-lune, percées de trous de 10 mm tous les 15 cm, afin de stabiliser la colonne et d'éviter la remontée de fines tout en favorisant les arrivées d'eau.

2.3.5 MASSIF FILTRANT

Composé de graviers de 10 à 15 mm, siliceux et arrondis de préférence (en évitant les graviers latéritiques et calcaires), ce filtre prend place tout autour de la colonne de captage, sur une épaisseur de 5 cm. Son rôle est de retenir les particules fines du terrain, tout en laissant passer l'eau ; c'est donc un élément fondamental du captage.

2.4 Développement du puits

Le développement est une opération importante qui intervient une fois l'ouvrage achevé, pour éliminer les éléments fins et "arranger" le terrain autour de la colonne de captage afin d'accroître, parfois de façon considérable, le débit spécifique de l'ouvrage (cf. chap 8B, § 7.2). Elle permet également de procéder à un nettoyage complet et d'évaluer le débit d'exploitation de l'ouvrage (cf. chap. 6). Deux méthodes simples sont mises en œuvre pour parvenir à ces fins :

- *le pitonnage au cuffat* : la méthode consiste à agiter un cuffat de 50 l (fig. 7.14) sous l'eau dans le puits, par une série de va-et-vient continus et assez violents comme un piston. Ceci permet de créer des courants inversés et de détruire les ponts de sables (cf. chap 8A, fig. 8.25). Ces phases de pitonnage alternent avec des phases de pompage, d'abord à petit débit puis progressivement en augmentant le débit jusqu'à obtenir une eau claire ;

- *le pompage* : en pompant par paliers à débits croissants, l'ouvrage se débarrasse des fines particules autour de la colonne de captage. De manière idéale, on recourt à une pompe d'épuisement submersible, insensible aux eaux chargées ou, à défaut, à une pompe immergée (cf. chap. 9).

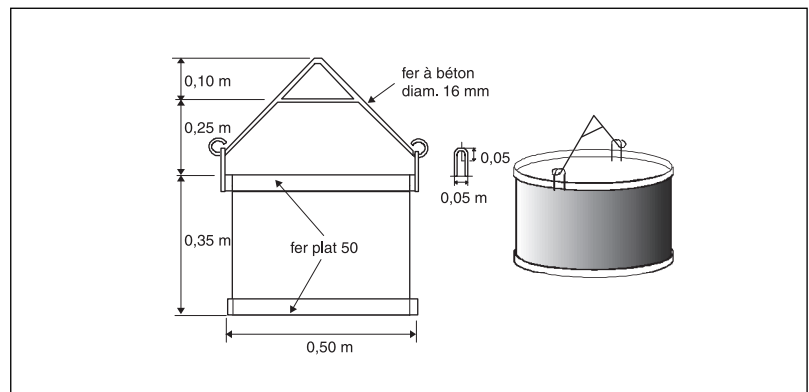


Figure 7.14 : Cuffat.

2.5 Utilisation d'explosifs

Les équipes d'ACF sont amenées à réaliser des puits dans des contextes géologiques très différents de part le monde. Classiquement, le fonçage de terrains durs peut nécessiter l'utilisation d'un marteau piqueur, cependant dans certains cas (présence de roche dure peu ou pas altérée), l'utilisation du marteau piqueur devient fastidieuse voire impossible (avancement extrêmement lent, détérioration des outils et du matériel, fatigue des équipes de fonçage). Cependant il peut être nécessaire de passer ces couches dures pour atteindre un aquifère inférieur (fractures, zones d'altération...). Dans le massif des Ifoghas au Mali, en 1998 les équipes ACF ont été confrontées à ce type de problèmes que seule l'utilisation d'explosifs a permis de surpasser.

Après plusieurs années d'expérience, les résultats obtenus peuvent être considérés comme positifs. Les taux d'avancement dans les formations granitiques peu ou pas altérées de la région sont variables, d'environ 25 cm par tir.

En terme financier on peut estimer que le coût du fonçage, hors cuvelage, est multiplié par deux. La méthodologie pour chaque tir peut être résumée par les étapes suivantes :

- perforation des trous de tir, entre 6 et 12 selon le plan de tir, d'une profondeur d'environ 1 m,
- mise en place des cartouches d'explosifs avec cordeau détonnant,
- bourrage à l'argile des trous de tir,
- connexion des cordons détonnants (6 à 12) à un détonateur électrique,
- connexion du détonateur à une batterie ou exploseur,
- tir,
- temps d'attente pour évacuation des gaz,
- déblayage et mise en forme du cuvelage au marteau piqueur.

Pour réaliser une telle opération un matériel spécifique doit être acquis : marteau perforateur et compresseur, détonateur électrique, cartouche de dynamite, cordeau détonnant, câbles électriques et batterie (ou exploseur).

Remarque. – Compte tenu de la nature dangereuse des produits utilisés, avant toute intervention, une formation des équipes au métier de mineur est indispensable. Une réglementation spécifique, en vigueur dans chaque pays, régit l'utilisation des explosifs aussi il faut obligatoirement impliquer les structures nationales habilitées dans la formation des équipes à l'utilisation des explosifs. La réglementation (et donc la formation) concerne l'achat, le transport, le stockage et de l'utilisation de ces matériaux.

Enfin il faut se mettre en contact avec le service technique ou ministère concerné, pour obtenir les autorisations nécessaires à la mise en œuvre d'un tel chantier. En cas d'absence d'autorité compétente dans le pays, ce type d'activités ne peut être entrepris que si un spécialiste garantit la sécurité de la mise en œuvre du chantier.

2.6 Puits profonds au Mali

Les premiers puits dits modernes construits au Mali datent de la colonisation française. Ces ouvrages, encore en service actuellement, ont les caractéristiques classiques d'un puits moderne de diamètre 180 cm. Mais le contexte hydro-géologique des zones nord du Mali fait que la profondeur de ces ouvrages peut dépasser les 100 m. Dans ce contexte les techniques de construction en elle-même ne changent pas, mais le matériel à utiliser doit être adapté afin de "faciliter" le travail des équipes de puisatiers.

Action contre la Faim-Mali réalise des puits à captage autonome et des puits citerne dans cette région, le captage autonome le plus profond qui a été réalisé a une profondeur totale de 90 m, et certains puits citerne atteignent 70 m. Il est évident que ces profondeurs importantes entraînent des difficultés supplémentaires de mise en œuvre. Plusieurs points sont alors à considérer :

– *Sécurité des équipes* : les règles de sécurité sont les mêmes quelle que soit la profondeur (casque, chaussure, corde de sécurité, harnais etc.), mais la profondeur de l'ouvrage fait que ces règles doivent être systématiquement appliquées par tous pour prévenir la chute de toute personne mais aussi de tout objet à l'intérieur du puits. Les abords du puits durant le chantier doivent être exempts de tout objet et la descente d'outils doit être minutieuse.

– *Matériel de pompage* : au-delà de 40 m, les pompes d'épuisement classiques (type DOP 15 N) s'avèrent inutilisables et il devient difficile d'évacuer l'eau. Les premiers temps, un cuffat de 200 l remonté avec la grue derrick était utilisé, mais ceci fatiguait trop le moteur de la grue (Hatz). Actuellement l'eau est pompée grâce à une pompe électrique d'épuisement de grande profondeur (marque FLYGT, type BIBO 2084 HT 250). Cette pompe peut extraire 10 m³/h à 80 m et nécessite l'utilisation d'un générateur de 30 kW (pompe et accessoires ont un coût de 12 000 euros, le générateur de 10 000 euros).

– *Mise en œuvre du cuvelage* : les puits ont un diamètre de 180 cm, la mise en œuvre, les techniques de fonçage et les caractéristiques du béton armé sont classiques. À grande profondeur, il faut simplement optimiser au maximum la qualité du travail au niveau des points sensibles, à savoir les différents ancrages (tous les 10 m), le ferrailage et plus particulièrement les recouvrements d'aciers et la qualité des joints (cuvelage en descendant). Un soin particulier doit être apporté à la fabrication du béton, cette qualité est garante de la longévité de l'ouvrage et dépend de la qualité des agrégats (sable et gravier de bonne qualité – nature, forme, granulométrie – et propres), de la qualité du ciment utilisé (le CPA 45 est une bonne garantie) et bien évidemment du dosage de l'ensemble des ingrédients. Le dosage classique d'1 m³ de béton est 350 kg de ciment (on peut aller jusqu'à 400 kg), 800 l de gravier et 400 l de sable. La grande

profondeur des ouvrages implique régulièrement de devoir traverser des aquifères intermédiaires peu intéressants (non pérennes). La présence de cette eau perturbe la mise en œuvre du béton armé, il faut alors utiliser un accélérateur de prise (et hydrofuge) type SICA 4A.

– *Désensablage d’anciens puits* : dans le cadre du projet, d’anciens puits coloniaux sont réhabilités. Ces réhabilitations nécessitent une première phase de désensablement, pour cela nous utilisons une benne de puisatier type SEC MIL/BP 55. Cette benne suspendue à une grue derrick permet de nettoyer le fond d’un puits en eau. À titre d’exemple un puits de 120 m de profondeur a été curé, il était ensablé sur une hauteur de 25 m.

3 Réhabilitation des ouvrages

3.1 Pourquoi réhabiliter ?

La réhabilitation d’un puits est souvent plus intéressante financièrement que la construction d’un nouvel ouvrage, car elle nécessite moins de travaux. De plus, le puits d’un village ou d’une communauté est régi par des règles déjà établies déterminant son accès et son utilisation, alors qu’elles doivent être définies pour un ouvrage neuf.

La visite des ouvrages à réhabiliter doit être réalisée en portant une attention particulière aux éléments qui protègent le puits des pollutions transmises depuis la surface, lors de son utilisation, et/ou des infiltrations d’eaux souillées (tabl. 7.II). Un puits réhabilité est donc un puits protégé des pollutions et offrant un débit satisfaisant aux utilisateurs (fig. 7.15).

Tableau 7.II : Chemins de pollution d’un puits (cf. aussi annexe 12 et chap. 13).
Un puits doit être situé à au moins 30 m d’une source de contamination (latrines, dépôt d’ordures ménagères, etc.). Dans la majorité des cas, la distance de 30 m est largement suffisante (plus de traces de pollution fécales au-delà de quelques mètres) sauf dans les terrains fracturés.

Chemin de pollution détectée	Protection envisagée
Pollution depuis la surface – contamination par corde et seau – contamination par abords du puits	Système d’exhaure propre (pompes, treuils, poulies, chadouf) Margelle, trottoir et rigole Barrière de protection contre les animaux
Infiltrations d’eaux de surface ou souterraines polluées	Cuvelage étanche Dalle Environnement sain (latrines situées à plus de 30 m, pas d’ordures, drainage des eaux sales en amont du puits)

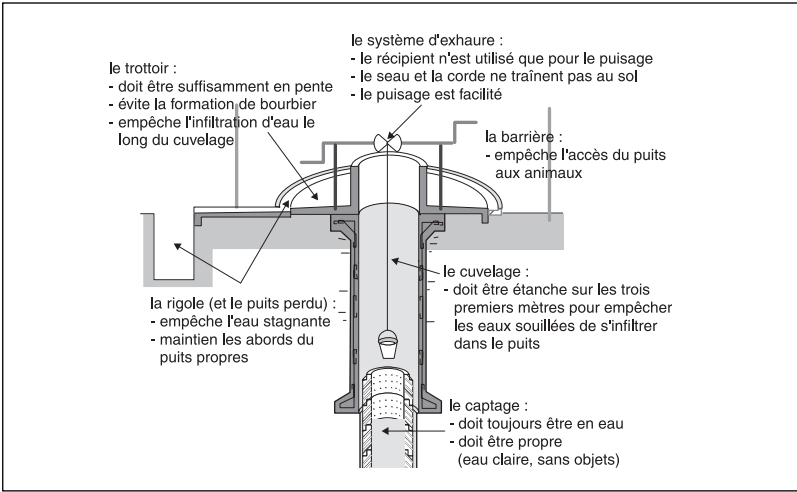


Figure 7.15 : Protection d’un puits vis-à-vis des pollutions.

3.2 Réhabilitation du cuvelage

3.2.1 RÉHABILITATION DU CUEVAGE EXISTANT

Pour les puits réalisés en béton armé, sauf dans les cas rares où la mise en œuvre du béton a été très mauvaise, le cuvelage vieillit bien et les fissures apparues peuvent être reprises directement au mortier. En revanche, les cuvelages en maçonnerie doivent être soigneusement inspectés et les joints au mortier toujours repris pour assurer l'étanchéité du cuvelage, surtout en partie haute.

3.2.2 NOUVEAU CUEVAGE ET CAPTAGE

3.2.2.1 *Fouille verticale étroite*

Si le puits n'est pas cuvelé (trou nu) et d'un diamètre inférieur au diamètre du cuvelage envisagé, il suffit alors de réaléser la fouille afin de couler un cuvelage de manière identique à celle de la construction d'un puits.

Si le puits à réhabiliter comporte un ancien cuvelage (béton et maçonnerie) en mauvais état et difficile à reprendre, il est envisageable de couler un cuvelage à l'intérieur sur toute sa hauteur, que l'on qualifie parfois de rechemisage. Toutefois, le cuvelage en place doit être d'un diamètre assez large pour inclure un nouveau cuvelage et une colonne de captage.

Dans le cas d'un déplacement latéral de la colonne, celle-ci devra nécessairement être démolie, au moins partiellement. Le temps de travail, les équipements nécessaires (marteau brise roche) et le coût par rapport à la réalisation d'un puits neuf sont alors évalués précisément avant d'engager de tels travaux.

3.2.2.2 *Fouille large sans cuvelage*

C'est le cas fréquent des puits traditionnels qui se sont effondrés et dont l'accès est devenu précaire. Le diamètre de la fouille étant trop large pour cuveler en place, la meilleure solution est alors d'opter pour la mise en place d'une colonne de buses en béton armé. Cette colonne de buses est de préférence coulée sur place, ou préfabriquée et les buses emboîtées. Un captage autonome est réalisé par la suite. Dans aucun cas il n'est pertinent de réaliser un cuvelage coulissant (fouille trop large et quantité importante de béton à couler).

Lorsque le terrain sous-jacent est dur, composé par exemple de calcaires ou de grès, la base du cuvelage peut prendre appui sur ces formations. Le trou est laissé tel quel dans sa partie basse (pas de buses de captage).

La reprise ou la construction d'un cuvelage en maçonnerie est exclusivement réservée aux puits de diamètres importants (notamment pour les aquifères de faible épaisseur, peu productifs). En effet, les moules à buses nécessaires pour réaliser un cuvelage en béton armé sont alors trop encombrants et les quantités de matériaux excessives. Le havage d'une colonne maçonnée (briques ou pierres) est quasi impossible, car celle-ci ne supporte pas les contraintes du havage et se désagrège.

3.2.2.3 *Remblayage de la fouille*

L'espace entre la fouille d'origine et l'extérieur du cuvelage doit être comblé avec du remblai composé d'argile et du tout-venant jusqu'à 50 cm sous la surface du sol, où une cimentation (cf. chap. 8) est réalisée pour assurer l'étanchéité.

Il est très important d'apporter un soin particulier au compactage du remblai, couche par couche. L'eau pompée lors de la mise en eau ou du développement pourra être utilisée pour humidifier les matériaux de remblais et obtenir un compactage optimal.

Si cette opération est mal conduite, le remblai risque de se compacter naturellement au cours des temps (à la première saison de pluie) et de provoquer des tassements différentiels sous l'aménagement de surface, d'où l'apparition de fissures propices à des infiltrations d'eaux de surface ou superficielles. Cette technique ne sera envisagée que si la nappe est suffisamment profonde pour éviter toute infiltration directe à travers les terrains remblayés.

3.3 Curage et surcreusage

Le curage d'un puits est souvent nécessaire lorsque celui-ci est encombré de toutes sortes d'objets et de sédiments tombés au fond ou, plus généralement, lorsqu'il s'est ensablé progressivement. Il s'agit de retrouver une hauteur d'eau satisfaisante pour que le puits ne s'assèche pas et retrouve sa capacité de production.

Le curage d'un puits est une opération de nettoyage (annuelle) qui doit être à la charge des communautés utilisant ce puits. Il est plus facile de le faire en période sèche, d'été. L'épuisement du puits, s'il n'est pas trop productif, est réalisé manuellement à la puisette ; en cas de gros débits, par poulies et tractions animales ou pompe d'épuisement. Les ouvrages "publics" ne sont malheureusement pas souvent à la charge de personne et ne sont pas curés, ce qui n'est pas le cas des puits privés, même étroits et de grande profondeur.

Le surcreusage d'un puits augmente son débit dans la plupart des cas (excepté lorsque la base de l'aquifère est déjà atteinte). Il devient donc nécessaire lorsque le niveau statique a baissé au fil du temps, ou sur les ouvrages dont la hauteur de mise en eau a été négligée ou non prise en compte (manque de matériel et d'équipement lors de la construction du puits).

Le surcreusage des puits en bordure de mer peut devenir vite problématique compte tenu du biseau d'eau salée se trouvant sous la nappe libre d'eau douce (cas de Mogadiscio). Il ne faut donc pas surcreuser au-delà de ce niveau pour éviter tout risque de contamination de l'ouvrage par de l'eau salée (cf. chap. 3).

Plusieurs cas de figures peuvent se présenter :

- pour les captages maçonnés, on effectue le havage d'une colonne de buses crépinées de diamètre inférieur à celles préexistantes ou on prolonge la colonne de captage en maçonnerie au fur et à mesure de l'avancement du surcreusage (faible hauteur) ;
- pour les cuvelages captants en béton armé, on réalise le havage d'une colonne de captage autonome à l'intérieur de l'ancien cuvelage ;
- pour les captages autonomes, le surcreusage est aisé puisqu'il suffit de recreuser et d'ajouter de nouvelles buses pour descendre la colonne d'eau.

Désinfection en vidant le puits

- Diluer 200 ml de solution à 1 % de chlore actif dans un seau en plastique de 10 l (solution à 200 mg/l de chlore), soit 3 g de HTH dosé à 70 % de chlore actif dans 10 l d'eau (ou 50 ml d'eau de Javel à 4 % de chlore actif).
- Vider le puits et brosser ses parois avec la solution de chlore (attention aux vapeurs de chlore), attendre 30 mn et laisser le puits se remplir à nouveau.

Désinfection sans vider le puits

- Préparer une solution identique à 200 mg/l de chlore.
- Brosser les parois du puits au-dessus du niveau de l'eau.
- Calculer le volume d'eau contenue dans le puits :

$$V = 3,14 \cdot r^2 \cdot h$$

avec V le volume du puits (m³), r le rayon du puits (m) et h la hauteur d'eau dans le puits (m).

- Déterminer la quantité de produit chloré à ajouter dans l'eau du puits pour obtenir une solution à 100 mg/l de chlore : pour 1 000 l d'eau dans le puits, 100 mg/l de Cl = 140 g de HTH ou 2,5 l d'eau de Javel à 4 %.
- Réaliser la solution dans des seaux de 10 l en plastique, à raison de 250 g au maximum de produit par seau (limite de solubilité).
- Verser le contenu des seaux dans le puits, brasser, attendre 12 h en interdisant l'accès au puits,
- Puiser l'eau jusqu'à ce qu'elle n'ait plus qu'une faible odeur de chlore.

Remarques

- Dans les zones où l'eau est rare, on ne peut traiter l'eau du puits par du chlore qu'à raison de 50 mg/l.
- Si le puits est équipé d'une pompe à main, introduire la solution désinfectante dans le puits puis pomper jusqu'à ce que l'eau chlorée sorte par la pompe. Laisser agir 12 h puis pomper jusqu'à ce que l'eau ne conserve plus qu'une faible odeur de chlore.

Encadré 7.3 Mode opératoire pour la désinfection des puits.

4 Désinfection

Aussi bien dans le cas d'une réhabilitation que d'une nouvelle construction, la désinfection d'un puits est une opération fortement recommandée, qui doit être systématique si l'ouvrage est fermé et équipé d'une pompe. On propose différentes manières de procéder en utilisant du HTH (encadré 7.3). Les puits ayant subi une importante pollution occasionnelle, ou susceptibles d'être pollués, sont systématiquement désinfectés.

B EXEMPLES DE TERRAIN

1	Mise en œuvre	247	2	Moyens à mobiliser	250
1.1	Devis quantitatif des travaux	247	2.1	Moyens humains	250
1.2	Durée de construction d'un puits	248	2.2	Matériaux	250
1.3	Planning de construction de 10 puits	250	2.3	Équipements	251

1 Mise en œuvre

1.1 Devis quantitatif des travaux

Ce devis permet de chiffrer le coût unitaire des ouvrages et d'évaluer les quantités de matériaux nécessaires afin d'assurer l'approvisionnement des chantiers. Il est fréquemment rédigé sous forme de tableaux (tabl. 7.III à 7.V).

Tableau 7.III : Devis quantitatif pour divers travaux. ml, mètre linéaire.

Quantités	Nombre	Coût	Coût	Ciment		Fers		Sable		Gravier	
Tâches	d'unités	unitaire	total	nb. de	total/ml	total/ml	total	m³/ml	total	m³/ml	total
Cuvelage de 140 mm	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Ancrages de surface et de fond	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Trousse coupante 100 mm	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Captage autonome 100 mm	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Dalle, trottoir, margelle	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Main d'œuvre/ml	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Autres	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Totaux	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Tableau 7IV : Matériaux pour la construction d'un puits : cuvelage de 1,4 m, captage autonome de 1 m.

	Ciment (m ³) (kg)		Gravier (m ³) (kg)		Sable (m ³) (kg)		Fers (m) (kg)	
Cuvelage par ml dosé à 350 kg/m ³	0,126 ou 3,4 sacs	144	0,4	800	0,2	340	50	20
Ancrages 1 surface + 1 fond dosé à 350 kg/m ³	0,25 ou 6,7 sacs	326	0,74	1 488	0,37	632	71	29
Captage par ml dosé à 300 kg/m ³	0,104 ou 2,8 sacs	138	0,276	552	0,138	235	34	14
Trousse coupante dosée à 400 kg/m ³	0,03 ou 0,8 sac	42	0,084	168	0,042	71	31	12
Aménagement de surface (margelle, trottoir, drainage)	0,62 ou 17 sacs	830	1,9	3 792	0,95	1 615	324	130
Abreuvoir 100 l	0,028 ou 0,7 sac	37	0,08	167	0,042	72	18	7

Tableau 7.V : Matériaux pour la construction d'un puits : cuvelage de 1,8 m, captage autonome de 1,4 m.

	Ciment (m ³) (kg)		Gravier (m ³) (kg)		Sable (m ³) (kg)		Fers (m) (kg)	
Cuvelage par ml dosé à 350 kg/m ³	0,16 ou 4,3 sacs	209	0,48	955	0,24	406	64	26
Ancrages 1 surface + 1 fond dosé à 350 kg/m ³	0,33 ou 9,1 sacs	444	1,02	2 032	0,51	867	99	40
Captage par ml dosé à 300 kg/m ³	0,14 ou 3,8 sacs	189	0,38	754	0,19	320	46	18
Trousse coupante dosée à 400 kg/m ³	0,04 ou 1,1 sacs	53	0,107	213	0,053	91	41	16
Aménagement de surface (margelle, trottoir, drainage)	0,62 ou 17 sacs	830	1,9	3 792	0,95	1 615	320	128

1.2 Durée de construction d'un puits

Ce temps dépend de la nature du terrain (tenue et dureté), de la participation des bénéficiaires et de la profondeur du puits. Un exemple est donné tableau 7.VI.

Tableau 7.VI : Temps de construction d'un puits de diamètre de 1,4 m avec captage autonome, d'une profondeur totale de 15 m, avec une équipe de puisatiers formés (ml, mètre linéaire).

Opérations à réaliser	Temps indicatif par opération
Installation du chantier et repli	2 j
Fouille (diamètre 1,60 m)	
– terrain stable et tendre	1 ml/j
– terrain stable et mi-dur	0,8 ml/j
Cuvelage (diamètre 1,40 m)	
– en descendant	1 m/j
– en remontant	2 m/j (2 passes superposées)
Captage (diamètre 1 m)	
– buses confectionnées en surface	2 buses/j/moule pendant la fouille
– colonne de captage coulée en fond de puits	2 m/j
Fonçage/havage	
– terrain tendre	1 m/j
– terrain mi-dur	0,6 m/j
Développement et essais de débit	1 à 2 j
Aménagement de surface	4-5 j
Bilan	
Installation du chantier	1 j
Fouille de 12 m	12 j
Cuvelage en remontant sur 12 m	6 j
Captage coulé en place de 4 m	2 j
Fonçage de 3 m	3 j
Développement, essai de débit	2 j
Aménagements de surface	4 j
Repli du chantier	1 j
TOTAL	31 j

Tableau 7.VII : Planning pour la construction de 10 puits de 1,40 m de diamètre et 10 m de profondeur moyenne.

Mois	Déroulement du projet	Mois	Déroulement du projet
1	Achats de l'équipement (pompe d'épuisement, tripodes, moules...) Recrutement des ouvriers Contact avec les partenaires locaux Visite et choix des premiers sites d'implantation Rencontre et organisation du projet avec les bénéficiaires Formation théorique des équipes	4	Construction des puits 3 et 4 par les deux équipes séparément Poursuite du programme d'animation villageoise (jusqu'à la fin du programme)
		5	Construction des puits 5 et 6 par les deux équipes Démarrage des chantiers 7 et 8
2	Construction du puits 1 avec les deux équipes en formation Planning des rencontres avec les villageois	6	Fin de la construction des puits 7 et 8 Démarrage des puits 9 et 10 Évaluation du programme Proposition éventuelle de nouvelles actions
3	Construction du puits 2 avec les deux équipes pour parfaire la formation pratique Enquêtes et choix des 8 sites futurs Discussion avec les villageois pour l'organisation du travail		

1.3 Planning de construction de 10 puits

Le projet prévoit la construction de 10 puits, de 1,4 m de diamètre et de 10 m de profondeur moyenne. Deux équipes de puisatiers sont formées et il est demandé au village une participation indispensable pour mener à terme le projet (tabl. 7.VII).

2 Moyens à mobiliser

2.1 Moyens humains

Il faut prévoir une ou plusieurs équipes de puisatiers en fonction des délais accordés pour réaliser le programme. À titre indicatif, 10 puits de 15 m de profondeur moyenne sont réalisables avec une équipe de puisatiers en 6 à 8 mois ; au-delà, il est préférable de travailler avec plusieurs équipes. Pour des raisons d'efficacité, il est conseillé de spécialiser une équipe pour la mise en eau et l'autre pour le fonçage et le cuvelage.

Chaque équipe est encadrée par un chef d'équipe, lui-même dirigé par un responsable de projet ou par un superviseur (tabl. 7.VIII).

Les bénéficiaires doivent être associés à la réalisation des travaux sous forme de main d'œuvre, par exemple pour les tâches suivantes :

- ouverture des pistes d'accès aux chantiers,
- ramassage et tamisage des agrégats,
- approvisionnement en eau du chantier,
- fonçage et extraction des déblais, sous supervision vigilante des équipes,
- gâchage du béton et autres travaux non qualifiés.

Personnel	Activités
Encadrement	
1 conducteur de travaux	Évaluation technique, planification, gestion d'équipes, relations partenaires
1 logisticien	Approvisionnement des chantiers, suivi matériel et véhicules
Équipe de fonçage	
1 puisatier	Chef de chantier
1 maçon	Mise en œuvre du béton armé et des coffrages
4 manœuvres	Fonçage, gâchage béton, maniement du treuil
Équipe de mise en eau	
1 puisatier/maçon	Chef de chantier
4 manœuvres	Fonçage et havage, gâchage béton, maniement du treuil

Tableau 7.VIII : Équipes nécessaires pour un programme de construction de puits.

2.2 Matériaux

Les coûts présentés tableaux 7.IX et 7.X correspondent à une moyenne sur l'ensemble des projets de construction de puits d'ACF en Afrique entre 1995 et 1999.

Tableau 7.IX : Exemple de coûts de puits neufs.

Diamètre	Profondeur	Ciment (kg) (250 \$ US/T)	Agrégats (m ³) (10 \$ US/m ³)	Fers 8 mm (m) (0,7 \$ US/ml)	Coût (\$ US)
140	5	2 610	8,7	850	1 335
	10	3 330	11,7	1 100	1 720
	15	4 050	14,7	1 350	2 105
	20	4 770	17,7	1 600	2 490
	25	5 490	20,7	1 850	2 875
180	5	3 310	11,1	1 010	1 645
	10	4 360	15,0	1 330	2 170
	15	5 410	18,6	1 650	2 690
	20	6 450	22,5	1 970	3 220
	25	7 500	26,1	2 290	3 740

Tableau 7.X : Exemple de coût de réhabilitation de puits comportant 5 m de captage et un aménagement de surface.

Diamètre	Matériaux	Quantités nécessaires	Coût
140	Ciment	1 890 kg	950 \$ US
	Agrégats	6 m ³	
	Fers 8 mm	600 m	
180	Ciment	2 270 kg	1 125 \$ US
	Agrégats	7,5 m ³	
	Fers 8 mm	690 m	

2.3 Équipements

Des listes indicatives d'équipement et d'outillage nécessaires à deux équipes de puisatiers travaillant simultanément sont présentées tableau 7.XI.

Tableau 7.XI : Coûts moyens des équipements et outils pour deux équipes de puisatiers.

1, les pompes pneumatiques d'épuisement possèdent de nombreux avantages : simplicité, robustesse, possibilité d'aspirer et de refouler des eaux chargées, commodité (légereté et faible encombrement), utilisation possible d'un marteau piqueur, de pointes vibrantes, etc.

2, un jeu complet de moule à buse comprend les moules intérieur et extérieur, un couvercle pour laèvre supérieure et deux couvercles pour laèvre inférieure (possibilité de couler 2 buses par jour).

3, tripode pyramidal composé de tubes de diamètre 60 ou 80 mm, auquel on accroche une poulie (hauteur libre 2 m). Un treuil à main est souvent disposé à la base du portique pour remonter les déblais. Il peut aussi être fixé directement sur la margelle ou la tête de puits.

	Quantités	Prix (\$ US)
Équipement		
Kit d'épuisement – 1		
– pompe pneumatique d'épuisement et compresseur	1	10 000
– pompe électrique d'épuisement et générateur	1	5 000
Sonde de niveau piézométrique	1	700
Jeu de coffrage		
– coffrage coulissant	2	1 600
– moule à buse de captage – 2	2	3 000
– moule à margelle	1	600
– moule à trousse coupante	1	800
Tripode et treuil à main (câble 8/10 mm, 1,5 T) – 3	2	4 000
Grue-derrick et benne-preneuse puisatier (puits profonds et travaux spécifiques)	1	14 000
Outillage et équipement légers		
– outils (pioches, pelles, truelle, burin, seaux de maçon, brouettes)	10	
– masse de 3 kg, marteau, scie	5	
– coupe-boulon pour les fers à béton	2	
– jeu de clés pour le montage des moules	5	.../...

Tableau 7.XI (suite) : Coûts moyens des équipements et outils pour deux équipes de puisatiers

	Quantités	Prix (\$ US)
– brosse métallique	5	
– corde de sécurité (25 mm)	2	
– griffes à béton (6 et 8 mm)	5	
– tamis mailles 5, 10, 20 mm	2	
– fûts (200 l)	4	
– fil à plomb, niveau antichoc, double mètre, règle de maçon	5	
– casques	10	
– gants	20	
– harnais de sécurité	4	
– trousse médicale d'urgence	2	
Total		4 000 \$ US

Forage

A RÉALISATION DE FORAGES

1	Forages d'eau	254	5.2.4	Évacuation des cuttings au marteau fond de trou	277
1.1	Forages ou puits ?	254	5.3	Mise en œuvre du forage rotary	277
1.2	Prospection et exploitation	254	5.3.1	Démarrage	277
1.3	Exemples et coûts de forage	255	5.3.2	Avancement, ajout d'une tige	278
2	Techniques de forage	255	5.3.3	Retrait d'une tige	278
2.1	Principe du forage rotary	255	5.3.4	Difficultés usuelles	278
2.2	Principe du forage percussion (MFT)	256	5.3.5	Analyse des cuttings et signes d'eau	279
2.3	Paramètres de la foration	257	5.4	Mise en œuvre du forage percussion MFT	280
2.3.1	Rotation, poussée et force de levage	258	5.4.1	Réglage et lubrification du marteau fond de trou	280
2.3.2	Fluides de forage	258	5.4.2	Installation du marteau	280
2.3.3	Boue au rotary	259	5.4.3	Déroulement de la foration	281
2.3.4	Air au MFT	260	5.4.4	Difficultés et solutions possibles	282
2.3.5	Normes et standards	261	5.4.5	Analyse des cuttings, signes d'eau et estimation du débit	282
3	Machines légères de forage	262	6	Équipement du forage	283
3.1	Kit ACF-PAT 201	262	6.1	Tubage définitif	283
3.2	Kit ACF-PAT 301	263	6.1.1	Choix des tubes et crépines	283
3.2.1	Spécificités techniques	264	6.1.2	Mise en place du tubage	284
3.2.2	Principe de fonctionnement	267	6.2	Gravier filtre et cimentation	286
3.3	Kit ACF-PAT 401 PTO	267	6.2.1	Mise en place du massif filtrant	286
3.4	Autres machines de forage légères	269	6.2.2	Cimentation	286
4	Dimensionnement des forages	271	7	Développement	287
4.1	Choix des tubes	271	7.1	Nettoyage du forage	287
4.2	Prétubage	272	7.2	Procédés de développement	288
4.3	Exemples de configurations usuelles	273	7.2.1	Développement pneumatique (air lift)	288
5	Réalisation des forages	274	7.2.2	Autres techniques de développement	290
5.1	Choix de la technique	274	7.2.3	Pompage	290
5.2	Préparation du chantier	274	7.4	Débit instantané	290
5.2.1	Installation	274	8	Suivi et rapport de forage	291
5.2.2	Fosses à boue	275	9	Aménagement de surface	291
5.2.3	Préparation de la boue de forage	276			

Ce chapitre est un guide pratique pour s'initier aux techniques de forage les plus courantes et pour mettre en œuvre des campagnes de forage là où existe un potentiel hydrogéologique accessible aux machines de forage dites légères. Les performances de ces dernières en font des machines polyvalentes bien appropriées aux situations difficiles de crise humanitaire. Trois machines ont été développées par ACF, en collaboration avec un constructeur thaïlandais (PAT, cf. annexe 11A) :

- l'ACF-PAT 201, une machine légère et peu onéreuse, mais limitée aux formations sédimentaires non consolidées ;
 - l'ACF-PAT 301, pour la réalisation de forage dans les formations consolidées ou non ;
 - l'ACF-PAT 401, une machine plus puissante que l'ACF-PAT 301 et dont la logistique de mise en œuvre est plus simple.
- Depuis, PAT a continué à faire évoluer ses foreuses (cf. annexe 11A).

1 Forages d'eau

1.1 Forages ou puits ?

Au-delà du fait que certains pays imposent, comme standards nationaux, la construction de forages (et non de puits) pour des raisons de préservation de la qualité de l'eau souterraine, l'intérêt du forage d'eau doit être particulièrement étudié dans les situations suivantes :

- pollution de la nappe superficielle (mauvaise qualité bactériologique ou physico-chimique de l'eau) ;
- réalisation de puits trop longue (situation d'urgence) ;
- coûts de construction de puits trop élevés (camps temporaires) ;
- contexte géologique ne permettant pas de creuser des puits (formations trop dures, nappes trop profondes) ;

Toutefois, un certain nombre de facteurs, techniques, financiers et logistiques doivent être appréciés avant d'engager une campagne de forage afin de s'assurer de la pertinence et de la faisabilité du programme :

- l'exploitation d'un forage implique l'utilisation d'une pompe (manuelle, motorisée, éolienne...). Il faut donc être certain que les communautés acceptent le système et auront la capacité technique, logistique et économique de faire fonctionner la pompe (opération, maintenance, réparation) ;

- le potentiel hydrogéologique de la zone doit être évalué par une étude préalable pour déterminer le type de machine requis, les débits d'exploitation envisageables et les chances de succès. Ces dernières pouvant être faibles, cela doit être anticipé dès l'élaboration du plan d'action ;

- les possibilités de trouver une machine en état de marche sur place ou la nécessité de l'importer (transport aérien, maritime et/ou terrestre) ;

- les délais d'importation (commande, construction, transport, dédouanement) et de démarrage (1 à 2 mois minimum) ;

- les compétences techniques locales (foreur, mécanicien, géologue). La formation d'un foreur aux techniques de forage est loin d'être impossible mais peut prendre du temps au démarrage du programme. L'utilisation d'une ACF-PAT 201 (cf. § 3) ne suscite généralement aucun problème ;

- les moyens de transport locaux de l'atelier de forage de site en site.

Une fois la décision de réaliser des forages entérinée, il faut décider du choix des pompes (manuelle, motorisée, etc.) à installer en fonction du potentiel hydrogéologique, du débit d'exploitation souhaité et des capacités locales de maintenance et commencer la sensibilisation.

1.2 Prospection et exploitation

Dans un contexte hydrogéologique difficile (par exemple, peu ou pas de nappes alluviales, présence d'aquifères multicouches avec des niveaux d'eau salée), il s'avère intéressant de réaliser des forages de prospection. Ils permettent de s'assurer de la présence et de la qualité de l'eau souterraine, de connaître la nature de l'aquifère, ou d'étalonner les relevés d'une campagne de prospection géophysique. Ces forages sont en général réalisés et équipés en tubes de petit diamètre (43 à 100 mm), puis conservés en piézomètre, ou rebouchés et abandonnés. Des essais de pompage simples permettent de vérifier la présence d'eau et d'estimer sa quantité.

Les forages dits d'exploitation permettent d'atteindre et d'exploiter une nappe d'eau souterraine, même située à des profondeurs importantes (au-delà de la centaine de mètres). Ces ouvrages sont équipés de systèmes de pompage mécanique, manuel ou motorisé. Dans le cadre des programmes humanitaires, la majorité des forages sont équipés de pompes manuelles pour alimenter en eau potable des populations rurales (hydraulique villageoise) et/ou déplacées souvent isolées et à faibles revenus.

1.3 Exemples et coûts de forage

Depuis 1991, ACF a réalisé plus de 4 000 forages d'exploitation équipés de pompes manuelles en Asie (Cambodge, Birmanie), en Afrique (Liberia, Sierra Leone, Côte d'Ivoire, Guinée, Sud-Soudan, Ouganda, Mozambique, Angola, Éthiopie et Tchad), et en Amérique centrale (Honduras et Guatemala) avec des machines ACF-PAT 201, 301 et 401.

Au Cambodge, le coût d'un forage de 30 m équipé d'une pompe manuelle (pompe aspirante type VN6) est de 300 \$US (matériel uniquement). En Guinée, le coût d'un forage équipé de profondeur moyenne de 40 m, à l'aide d'une pompe à main Kardia (2 500 \$US), revient à 4 000 \$US (matériel).

Une campagne de 30 forages à une profondeur moyenne de 40 m avec un taux de forages positifs de 80 %, en prenant en compte l'amortissement d'une machine ACF-PAT 301, correspond à un coût unitaire par forage de 7 000 \$US. À titre de comparaison, un forage sous-traité, sans pompe, peut être évalué comme suit :

- en Haïti, profondeur de 35 m, diamètre de 8" : 8 500 \$US ;
- au Mali, profondeur de 120 m, diamètre de 6" : 12 000 \$US ;
- en Angola, campagne d'au minimum 10 forages à 60 m : 8 000 \$US avec une machine au battage et 13 000 \$US avec une machine rotary ;
- au Sud-Soudan/Ouganda, profondeur de 50 m et diamètre de 6" : 12 000-15 000 \$US.

2 Techniques de forage

Plusieurs techniques de forage d'eau ont été développées en fonction du type d'ouvrage recherché et du contexte géologique. Le forage au battage est la technique la plus ancienne. Simple de conception, elle s'avère surtout intéressante dans les terrains sédimentaires grossiers (graviers, galets), qui sont d'excellents réservoirs. On n'abordera pas en détail cette technique dans ce manuel.

Le terrain est remonté mécaniquement à la surface, à l'aide d'une benne cylindrique ou d'une cuillère (machines de type Beneto).

Les techniques rotary et marteau fond de trou sont les plus répandues et les mieux adaptées aux forages d'eau. Certaines machines rotary sont de taille très importante et peuvent forer jusqu'à plusieurs centaines de mètres.

Les machines légères utilisées par Action contre la Faim fonctionnent en rotary seul pour ce qui est du modèle ACF-PAT 201, mais également en percussion (MFT) pour les modèles ACF-PAT 301 et 401.

2.1 Principe du forage rotary

La technique rotary (fig. 8.1) est exclusivement utilisée dans les terrains sédimentaires non consolidés pour les machines légères (les machines de forte puissance peuvent travailler en rotary dans les terrains durs, par exemple, les pétroliers).

Un outil appelé trilame, ou tricône, est mis en rotation depuis la surface du sol par l'intermédiaire d'un train de tiges. L'avancement de l'outil s'effectue par abrasion du terrain, sans choc, uniquement par rotation et poussée. Celle-ci est fournie par la puissance de la machine mais surtout par le poids des tiges au-dessus de l'outil : sur les ateliers de forages conséquents, certaines tiges spécifiques sont réservées à cet usage (masse-tiges).

L'outil détache dans le fond du trou des copeaux de terrain (appelés *cuttings*). La circulation d'un liquide, la boue de forage, permet de les remonter à la surface.

La boue de forage est injectée à l'intérieur des tiges, ressort au niveau de l'outil et remonte à la surface par l'espace annulaire entre le train de tiges et les parois du trou foré. Lors de sa remontée, la boue de forage tapisse les parois du trou (*cake*) pour les stabiliser.

Cette "boue de forage" est composée d'eau, d'une argile (la bentonite) ou d'un polymère usuellement appelé polycol. Elle circule en circulation fermée : arrivée à la surface du sol, elle est canalisée dans une série de fosses qui permettent aux *cuttings* de se décanter, puis elle est de nouveau pompée et injectée sous pression dans le train de tige.

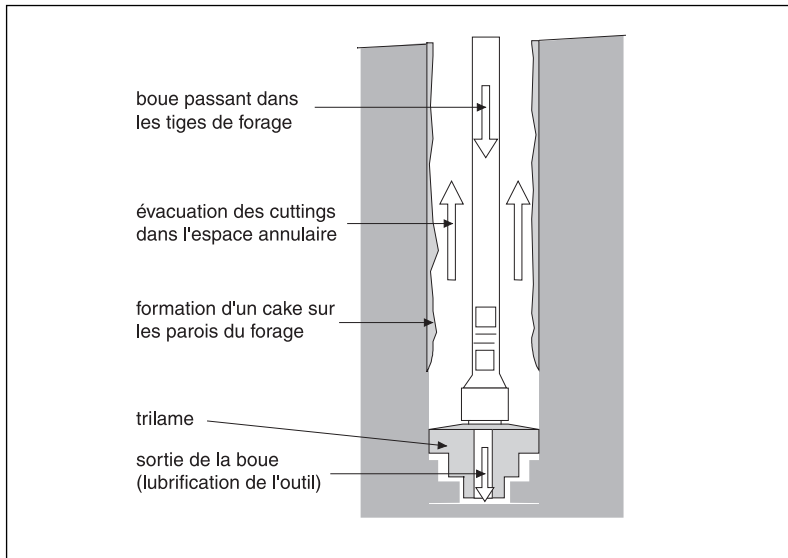


Figure 8.1 : Principe du forage rotatif.

2.2 Principe du forage percussion (MFT)

Cette technique permet de traverser des terrains durs. Un taillant à boutons en carbure de tungstène, fixé directement sur un marteau pneumatique, est mis en rotation et percussion pour casser et broyer la roche du terrain foré. Le marteau fonctionne comme un marteau piqueur, l'air comprimé étant fourni par un compresseur. Le flux d'air permet de remonter les *cuttings* du terrain. On distingue deux phases, la percussion et le soufflage (fig. 8.2).

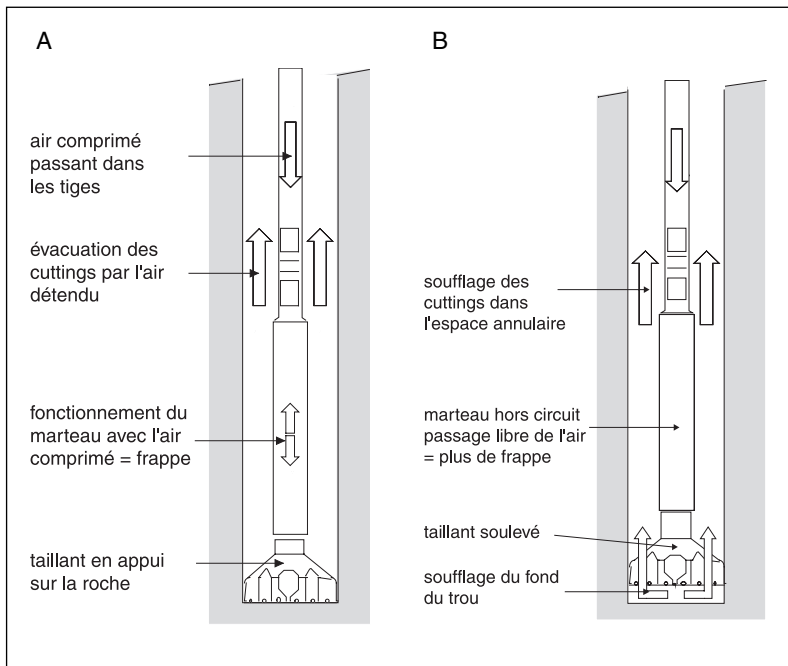


Figure 8.2 : Principe de fonctionnement du marteau fond de trou.

A, forage en percussion. L'air comprimé sert au fonctionnement du piston du marteau qui frappe sur le taillant en appui sur la roche, l'air s'échappe ensuite dans l'espace annulaire entraînant les *cuttings*.

B, soufflage-évacuation des *cuttings*. Le taillant n'étant plus en appui, la totalité du flux d'air s'écoule au travers du marteau sans le faire fonctionner et s'échappe dans l'espace annulaire.

Poids sur l'outil

En rotary, la poussée théorique minimum sur un tricône est de l'ordre de 450 kg par pouce du diamètre de l'outil et de 225 kg pour un trilame. Soit pour un trilame de 6", une poussée minimale de 1 350 kg et de 2 700 kg pour un tricône de même taille.

Pour un marteau fond de trou, la poussée usuelle est de 100 à 200 kg par pouce de diamètre d'outils ; soit pour un taillant de 6", une poussée comprise entre 600 et 1 200 kg.

Vitesse de rotation

La vitesse calculée est la vitesse d'un point situé sur la périphérie de l'outil (vitesse tangentielle), c'est-à-dire le temps que met ce point à parcourir une certaine distance.

Pour calculer le nombre de tours par minute, on utilise la formule suivante :

$$\text{rotations par minute (rpm)} = \frac{\text{vitesse tangentielle (m/min)}}{\pi \cdot d(m)}$$

avec $p = 3,14$ et d le diamètre de l'outils (m).

En forage rotary, la vitesse tangentielle minimale doit être de 60 m/min et de 10 m/min pour le marteau fond de trou, soit pour un outil de 150 mm :

- en rotary, 127 tours/min ;
- en MFT, 21 tours/min.

Couple

Pour un forage rotary et MFT, le couple minimum conseillé est de 2 000 N-m par pouce de diamètre d'outil utilisé. Un coefficient de sécurité de 1,33 est appliqué ; soit, pour un outil de 6", un couple de 16 kN-m.

* Raymond Rowles, *A Drilling for water, a practical manuel*, Avebury-Cranfield University Ray.

Encadré 8.1

Calcul de la poussée et de la vitesse de rotation*.

2.3 Paramètres de la foration

Les paramètres qui contrôlent l'avancement du forage sont spécifiques à la technique utilisée (rotary ou MFT) : rotation et poussée sur l'outil (encadré 8.1), vitesse ascensionnelle et pression du fluide (boue ou air – encadré 8.2). Ils influent de manière différente en technique rotary ou marteau fond de trou. Le contrôle de ces paramètres est essentiel pour travailler dans de bonnes conditions : avancement, évacuation régulière des *cuttings*, stabilisation des parois (fig. 8.3).

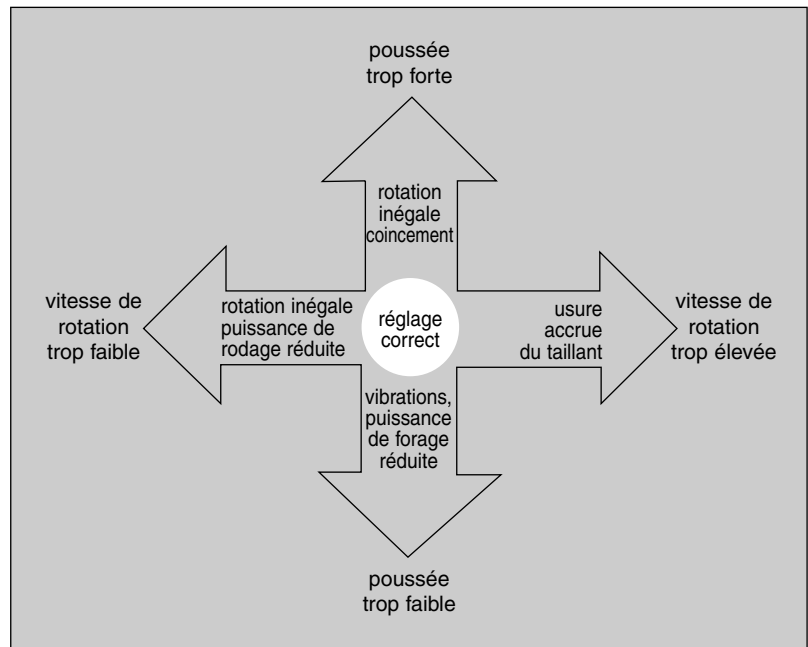


Figure 8.3 : Réglage de la poussée/rotation.

En forage rotary, pour une vitesse de rotation donnée, le paramètre essentiel d'avancement d'un forage est le poids appliqué sur l'outil. La vitesse de rotation est la plus régulière possible en fonction du diamètre de l'outil et de la nature des terrains. En règle générale, la vitesse de rotation doit être plus lente pour les terrains durs.

En forage MFT, la poussée n'est plus le facteur déterminant mais la percussion du taillant sur la roche donnée par la pression de l'air comprimé injectée dans le marteau. Toutefois, un défaut de poussée peut induire des frappes à vides qui sont très néfastes pour le matériel (marteau et tête de forage). Une poussée trop forte endommage les boutons du taillant. En pratique, avec l'expérience, la poussée est réglée à l'oreille (son clair de la frappe = marteau travaillant correctement), de façon à obtenir une vitesse de rotation régulière et à éviter les vibrations excessives du bâti de la machine.

2.3.1 ROTATION, POUSSÉE ET FORCE DE LEVAGE

La rotation est mécaniquement transmise (moteur, boîte, embrayage ou tige carrée sur les grosses machines) au train de tige par la tête de rotation. Elle se calcule simplement en comptant le nombre de tours par minute.

Le couple de la machine s'exprime en Newton-mètre et joue un rôle fondamental pour les machines rotary travaillant dans des formations sédimentaires dures et pour les grandes profondeurs. Pour les machines légères, il joue un rôle secondaire, car la technique rotary est d'usage limité dans les terrains durs. Les valeurs exprimées sont très en deçà des normes conseillées.

La poussée est fonction de la puissance propre de la machine et du poids du train de tiges au-dessus de l'outil. En conséquence, plus le forage est profond, plus le poids sur l'outil induit par le poids des tiges est important. En début de forage, la poussée sur l'outil est donc parfois faible, particulièrement pour les machines légères ; inversement, aux profondeurs importantes, le train de tige doit être retenu pour ne pas appliquer une poussée excessive sur l'outil (fig. 8.4).

La poussée à appliquer sur un tricône (rotary) est beaucoup plus importante que pour un taillant (MFT) ; en revanche, la vitesse de rotation est réduite (encadré 8.1).

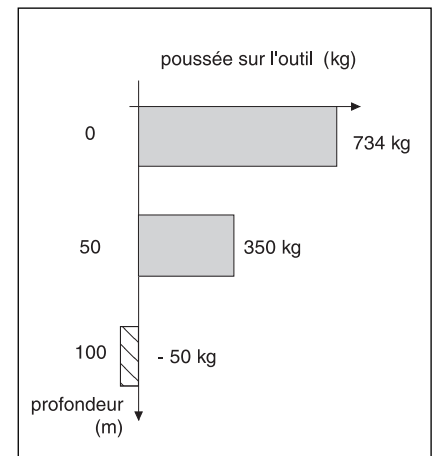


Figure 8.4 : Poussée à appliquer en fonction de la profondeur et du poids des tiges.
Le taillant est de 150 mm, la poussée recherchée sur le marteau est d'environ 800 kg.

Le poids des tiges standards est de 7 à 8 kg/m.

La poussée de la machine (en plus du train de tiges) doit être élevée en début de forage ; à partir d'une certaine profondeur, il faudra plutôt "retenir" le train de tiges (poids des tiges devenant important).

La force de levage est fournie par la puissance de la machine, sa valeur est donnée par le constructeur et s'exprime généralement en tonnes. Elle permet évidemment de relever le train de tige mais aussi de débloquer l'outil en cas d'effondrement des parois.

2.3.2 FLUIDES DE FORAGE

Les fluides de forage sont soit de l'air lubrifié (avec ou sans mousse) pour le forage au marteau fond de trou, soit de l'eau plus ou moins chargée en boue pour le forage rotary. Ces fluides jouent plusieurs rôles, ils sont résumés tableau 8.I.

Tableau 8.I : Fluides de forage.

Technique de forage	Type de fluide	Rôle du fluide
Rotary	Boue de forage	Remontée de <i>cuttings</i>
	– eau – bentonite – polycol	colmatage et stabilisation de parois (formation de cake) Lubrification, refroidissement train de tiges et outil
MFT	Air comprimé lubrifié	Fonctionnement du marteau
	Air comprimé lubrifié + mousse (agent moussant) Lubrification des parois	Amélioration de la remontée de <i>cuttings</i> (soufflage)

Au MFT il est fréquent de forer sans mousse, cependant cette pratique devrait être évitée car l'utilisation de mousse permet d'améliorer considérablement l'efficacité de la foration (remontée des *cuttings*) et de diminuer les risques de blocage du marteau.

Le forage rotary peut être réalisé à l'air seul, sans boue de forage. Cette technique est plus rapide et permet parfois d'atteindre de grandes profondeurs dans les terrains secs. Ainsi, on peut mettre en évidence l'absence d'eau sans même installer de tubage, ce qui limite fortement le coût de certains forages négatifs. Cette technique est aussi utilisée pour réaliser les premiers mètres d'un forage (10-20 m), cela évite de préparer et d'utiliser une boue de forage en cas de poursuite au marteau fond de trou (socle proche de la surface).

Toutefois, les terrains superficiels n'étant pas stabilisés par le *cake*, les risques d'effondrement des parois sont plus importants (érosion par le flux d'air).

De plus, les *cuttings* humides tendent à s'agglomérer entre eux : trop lourds pour remonter à la surface, ils restent en suspension dans le trou, jusqu'à réaliser un bouchon dans l'espace annulaire. Il faut alors continuer à la boue afin d'éviter l'effondrement des parois.

2.3.3 BOUE AU ROTARY

La boue joue donc un rôle essentiel dans la mise en œuvre du forage : remontée des *cuttings*, stabilisation des parois, lubrification de l'outil.

Les caractéristiques intrinsèques de cette boue (densité, viscosité) sont contrôlées régulièrement et modifiées en cours de forage si besoin (allègement ou épaississement) :

- la densité influe sur la remontée des *cuttings* et la stabilisation des parois. Une boue lourde a une meilleure portance et les *cuttings* flottent mieux ;
- une température basse permet de refroidir l'outil de forage ;
- la viscosité influe sur la lubrification de l'outil et sur la remontée des *cuttings* (effet d'entraînement).

Remarque. – Le polycol est un polymère, en circulant dans l'espace annulaire il prend un mouvement de spirale ascendant qui favorise la remontée des *cuttings*.

Les paramètres hydrodynamiques (débit, pression) sont également déterminants :

- le débit de la pompe influe sur la vitesse de circulation de la boue (vitesse ascensionnelle) et directement sur la remontée des *cuttings* (encadré 8.2). En effet, pour que ces *cuttings* remontent dans l'espace annulaire, il est nécessaire de conserver une vitesse minimale adaptée à la densité du fluide. À débit constant la vitesse du fluide (m/s) diminue si l'espace annulaire augmente ;
- la pression de la boue permet de faire face aux pertes de charges dans le train de tiges, car le circuit est équilibré (circuit en U ouvert à l'air libre).

Aucune pression n'est théoriquement nécessaire pour assurer la remontée de la boue. Une forte pression est néanmoins très utile en cas de bouchon dans l'espace annulaire.

2.3.4 AIR AU MFT

L'air a deux fonctions distinctes, faire fonctionner le marteau et remonter les *cuttings* à la surface. Plusieurs paramètres essentiels doivent être contrôlés, il faut déterminer le débit d'air minimal pour le fonctionnement du marteau (quelques litres par secondes) et surtout pour créer un flux d'air d'une vitesse suffisante pour faire remonter les *cuttings* de tailles moyennes (quelques millimètres – fig. 8.5 et tabl. 8.II). L'ajout de mousse, du fait de la formation d'une émulsion air/mousse, augmente le phénomène de portance, et permet de remonter des *cuttings* de diamètres de l'ordre du centimètre, pour des vitesses ascensionnelles faibles de l'ordre de 10 à 15 m/s. La mousse permet aussi la lubrification des parois rocheuses et réduit ainsi le risque de blocage du marteau, son utilisation doit être systématique pour les forages profonds.

La pression de l'air injecté a un rôle direct sur la puissance du marteau pour écraser la roche, donc sur la vitesse d'avancement du forage (tabl. 8.III). La lubrification de l'air doit être permanente, car elle lubrifie la chemise du piston du marteau.

Diamètre des <i>cuttings</i> (mm)	Vitesse de l'air (m/s)
0,1	1
0,5	5
1	8
5	18
10	24

Tableau 8.II : Vitesse annulaire nécessaire en forage MFT à l'air sans ajout de mousse pour remonter des *cuttings* sphériques de densité 2,8.

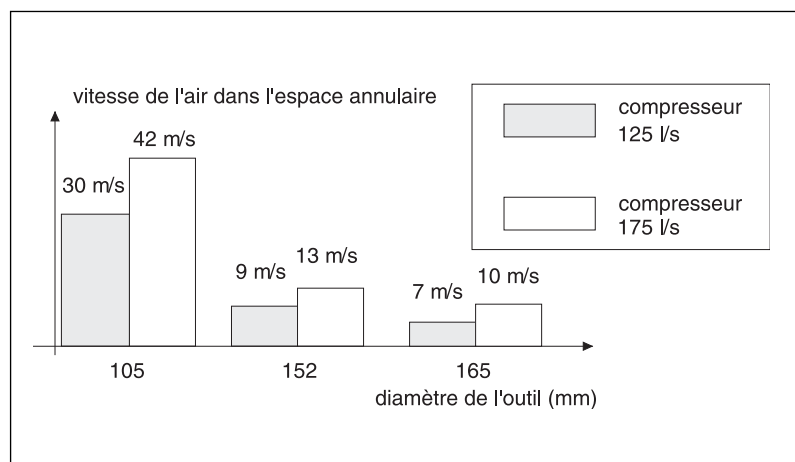


Figure 8.5 : Vitesse de l'air fonction du débit du compresseur et du diamètre de l'outil.

Tableau 8.III : Vitesse d'avancement des forages réalisés au nord de l'Ouganda dans des formations de gneiss à l'aide d'une ACF-PAT 301 équipée d'un taillant de 150 mm avec compresseur de 8 ou 12 bars.

Compresseur	8 bars – 175 l/s			12 bars – 125 l/s		
Numéro de forage	10 825	10 823	10 829	10 828	10 832	10 836
Temps moyen par tige de 2 m (min)	44	52	69	23	18	36

Pour calculer la vitesse de circulation du fluide dans l'espace annulaire, il suffit de prendre le débit de la pompe divisé par la section de passage ; soit pour une pompe débitant 19 l/s, un trou de 150 mm et des tiges de 76 mm :

$$\frac{Q}{\pi d^2/4 - \pi D^2/4} = V$$

$$\frac{0,019}{3,14 \times (0,15)^2/4 - 3,14 \times (0,076)^2/4} = 1,4 \text{ m/s}$$

avec d le diamètre des tiges (m), D le diamètre du trou (m), Q le débit (m³/s) et V la vitesse (m/s).

Raymond Bowles définit dans son manuel les vitesses annulaires minimales requises en fonction de la nature du fluide : 0,6 m/s pour de l'eau, 0,35 m/s pour une boue de forage (eau + bentonite) et 15 m/s pour de l'air pur (sans mousse).

Il définit aussi des vitesses maximales à ne pas dépasser : 1,5 m/s pour de l'eau et 25 m/s pour de l'air. Au-delà, des phénomènes d'érosion des parois du forage risquent d'apparaître, au risque de perdre le forage.

Encadré 8.2

Calcul de la vitesse ascensionnelle du fluide.

2.3.5 NORMES STANDARDS

Les valeurs de ces paramètres ne sont qu'indicatives (tabl. 8.IV) et correspondent aux normes conseillées pour les foreuses classiques ; elles sont donc beaucoup plus importantes que les valeurs utilisées avec nos foreuses légères.

Les caractéristiques des foreuses ACF-PAT sont en-deçà des normes du tableau 8.IV (poussée, couple) en technique rotary. Les foreuses dites légères ont des limites d'utilisation précises et il faut adapter la technique de forage au terrain : dès que le terrain est dur, la technique rotary n'est plus applicable avec les machines de forage légères, il est alors obligatoire de travailler au marteau fond de trou.

Tableau 8.IV : Paramètres de forage (valeurs guides).

	Rotary	MFT
Poussée sur l'outil	Par pouce de diamètre d'outil	
– trilame	225 kg	
– tricône	450 kg	
– taillant		100-200 kg
Rotation (en rotations/min)	10-150 rpm	25-50 rpm
Couple	2000 N-m par pouce de diamètre d'outil Coefficient de 1,33 en plus à appliquer	
Vitesse du fluide	Boue de forage	Air (pur)
– minimale	0,35 m/s	15 m/s
– maximale	1,5 m/s	25 m/s
Pression minimale du fluide (en bars) pour un forage de 4"	Boue 1 bar Fonction du diamètre	Air 12 bars Fonction du diamètre

3 Machines légères de forage

Dans ce paragraphe, on présente les trois machines développées par l'entreprise PAT, basée en Thaïlande. ACF a adapté au contexte de socle africain ces machines originellement conçues pour travailler dans des contextes asiatiques de terrains sédimentaires. Trois kits de forage ont été élaborés : ACF-PAT 201, ACF-PAT 301 et ACF-PAT 401 PTO.

3.1 Kit ACF-PAT 201

Cette machine très simple de conception est une foreuse rotary composée d'un bâti et d'un moteur de rotation (fig. 8.6 et annexe 11A), d'une pompe à boue et d'un petit compresseur léger pour le développement du forage. Les principaux avantages de cette machine résultent de sa structure légère et mobile, qui permet de forer dans des zones isolées sans qu'il soit nécessaire de déplacer un atelier de forage complet très lourd*.

Un petit camion plateau classique (pick-up) suffit pour la transporter de site en site, avec le reste de l'équipement. L'ensemble du kit est transportable par avion léger, ce qui est un atout pour intervenir sur les terrains de crise humanitaire enclavés. La mise en œuvre très simple de ce type de machine permet de plus aux équipes locales d'acquérir très rapidement leur autonomie technique.

Les forages sont équipés de pompes manuelles, ou parfois immergées de 4'', en fonction des besoins et du débit de la nappe. La profondeur d'investigation maximale est d'environ 45 à 60 m dans toutes les formations non consolidées (sable, argile et petits graviers). Pour les profondeurs supérieures à 60 m, la machine est limitée par la configuration de son train de tige dans sa version standard (60 m), par son système de treuil manuel de relevage et par le débit de la pompe à boue. Il est en revanche possible d'utiliser un équipement fourni en option permettant de forer jusqu'à 80 m.

La puissance de foration étant donnée par le poids de tiges au-dessus de l'outil, elle est limitée par les terrains de surface indurés (carapace latéritique, par exemple). La configuration et le coût en font aussi une machine adaptée à la prospection pour optimiser l'implantation d'une campagne de puits, évitant ainsi la mise en œuvre d'ouvrages secs onéreux.

De nombreux programmes de forages ont été développés par les organisations humanitaires avec cette machine en Asie du Sud-Est et en Afrique, ACF l'a utilisée dans des zones très isolées comme le Sud-Soudan, le Liberia, la Sierra Leone, le Mozambique ou l'Angola.

La rapidité de mise en œuvre dépend essentiellement du contexte géologique et des conditions d'accès du site. Dans un contexte très favorable (nappe phréatique peu profonde), il est possible de réaliser un forage par jour. Toutefois, pendant une campagne de forage, il ne faut pas négliger les temps de transport, d'installation et de repli, de choix de sites, d'implantation des forages et de maintenance de la machine. En moyenne, dans un contexte difficile, il est possible de réaliser un forage par semaine.

Les spécificités techniques du kit ACF-PAT 201 sont présentées tableau 8.V.

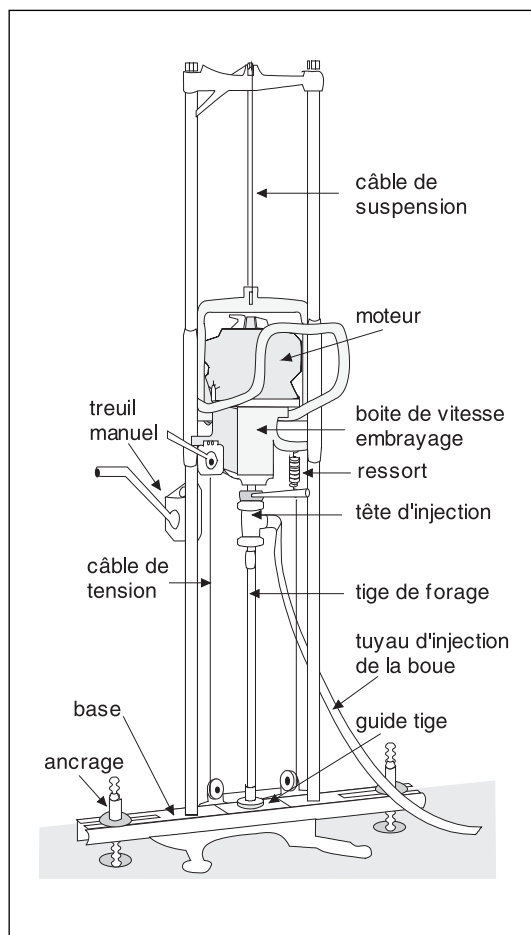


Figure 8.6 : Foreuse ACF-PAT 201, schéma du bâti.

* Poids net du kit complet : 787 kg. Poids brut du kit complet : 949 kg.
Volume emballé (8 caisses) : 5,5 m³.

Tableau 8.V : Caractéristiques du kit ACF-PAT 201 (version 1998).

Bâti	Portique d'une hauteur totale de 2,9 m Treuil manuel de relevage équipé de 5 poulies (longueur de câble 11,5 m, rapport 4/1) Châssis d'installation pour un pick-up
Tête de rotation	Moteur Honda GXV-140 essence 5 HP, 3600 rpm + boîte de vitesse + embrayage Vitesse de rotation 80-120 rpm
Tige de forage, outils standards et accessoires	Longueur 1,5 m x 40 unités – pas de vis 2"3/8 API reg. Diamètre extérieur des tiges 54 mm – ép 4 mm – poids 16 kg – total 45 m Trilames : 1 pcs 8" (103 mm) – 2 pcs 6"1/2 (165 mm) – 2 pcs 3"1/2 (89 mm) 1 trilame pour l'argile 165 mm Adaptateur : 2 pcs 201 A – 2" 3/8 API rég femelle 2 pcs 201 A – 3"1/2 API rég femelle Caisse à outils complète
Poussée couple force de levage	Treuil manuel 196 N/m Treuil manuel max. 400 kg
Pompe à boue	Pompe Taki – HMT max. 42 m – débit max. 19 l/s Moteur Honda GX 390 – 13 HP essence Tuyau d'aspiration 3" x 4 m Tuyau de refoulement 1" 1/2 x 6 m
Compresseur de développement	Moteur Honda GX 390 – 13 HP – 3 600 tours/min Compresseur Fusheng model TA 80 – 3 cylindres de compression – débit max. 7,5 l/s – pression max. 100 m Flexible d'air de 80 m sur toupie

3.2 Kit ACF-PAT 301

La machine ACF-PAT 301 (fig. 8.7 et annexe 11A) est une foreuse mixte rotary et percussion (MFT), développée pour forer dans tous les types de formations dures sédimentaires. ACF l'a adaptée aux terrains beaucoup plus durs comme ceux du socle.

En rotary, elle permet de réaliser des forages plus profonds que l'ACF-PAT 201 et dans des formations légèrement indurées. Sa configuration peut alors se limiter au rotary. La profondeur d'investigation est de l'ordre de 100 m en 6" et jusqu'à 150 m en 4" (ACF Birmanie, 1996).

En percussion, elle permet de réaliser des forages de 40 à 60 m de profondeur en 150 mm de diamètre dans le rocher et les altérites.

Cette machine conserve, dans une certaine mesure, les avantages de la machine légère avec néanmoins un domaine d'utilisation beaucoup plus large. Sous forme de kit transportable par avion, elle est utilisable en urgence ; sa technologie est relativement simple et accessible à une équipe locale formée. L'atelier peut être fixé sur un pick-up, un plateau de camion, ou posé directement au sol. Le bâti peut également être tracté (monté sur deux roues – déconseillé sur pistes).

Le kit ACF comprend un châssis adapté au dimension d'un plateau de pick-up Land Cruiser permettant de fixer la machine. Il est important d'installer des vérins sur l'arrière du pick-up ou du camion pour régler la verticale du forage et stabiliser le véhicule pendant la foration.

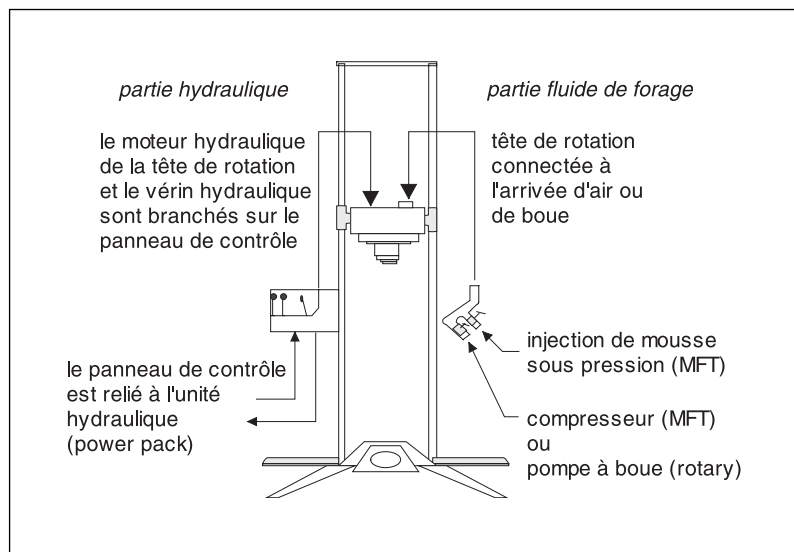


Figure 8.7 : Foreuse ACF-PAT 301, principe de fonctionnement.

Tableau 8.VI : Configuration de l'atelier en fonction des contextes d'intervention.

Contexte	Caractéristiques	Configuration de l'atelier
Forage dans des camps en zone urbaine ou proche de la base	Pas de grandes distances Entre points de forage	Machine au sol ou sur pick-up Compresseur tracté
Forage villageois sur zone étendue (type Sahel)	Grandes distances, Pistes très mauvaises	Machine et compresseur sur camion
Forage rotary seul		Machine sur pick-up, machine au sol

L'installation de la machine au sol est la technique la plus simple qui permet de démarrer très rapidement, éventuellement en attendant un montage sur véhicule.

Depuis 2002 PAT a développé un nouveau concept de 301 : la PAT 301T (cf. annexe 11A), la foreuse est montée sur une remorque. La PAT 301T est plus facile à installer et plus stable que la 301 traditionnelle. Étant donné que la remorque est indépendante du véhicule, contrairement à la PAT 401, le véhicule est donc utilisable pendant les opérations de forage ou lorsque la foreuse est immobilisée, offrant ainsi une meilleure flexibilité opérationnelle.

3.2.1 SPÉCIFICITÉS TECHNIQUES

La machine est composée d'un bâti, d'une tête de rotation et d'une unité de puissance hydraulique, d'une unité de pompage (pompe à boue), d'un petit compresseur (développement) et d'un compresseur d'air pour travailler en marteau fond de trou.

Les spécificités techniques du kit standard sont données tableaux 8.VII. et 8.VIII. Le domaine d'utilisation de la PAT en rotary est en-deçà des normes conseillées : l'utilisation du tricône, qui requiert une forte poussée, est peu recommandée.

En pratique, dès que l'on se trouve dans des terrains sédimentaires un peu durs, le MFT est mieux adapté, car il nécessite une poussée bien moindre. Les vitesses ascensionnelles de l'air sont limitées par le débit du compresseur utilisé et les diamètres de foration.

Tableau 8.VII : Spécificités du kit ACF-PAT 301.

Bâti	Hauteur 3,15 m avec portique de 2,25 m de course utile, équipé de 2 roues Poids 320 kg – diamètre de la table de forage 200 mm
Tête de rotation	Moteur hydraulique Vitesse de rotation 0-40 tours/min – couple 136,5 kg force.m (soit 1 320 N.m)
Tige de forage et outils standards	Longueur des tiges 2 m x 50 unités – diam. extérieur 76 mm Épaisseur 4 mm – poids 16 kg Pas de vis : 2”3/8 API reg Trilames : 2 pcs 9” (228 mm) – 1 pcs 8” (203 mm) – 2 pcs 6”1/2 (165 mm) – 2 pcs 4” (101 mm) 1 trilame 6”1/2 pour la boue 3 adaptateurs 2”3/8 x 2”3/8 API reg (femelle – femelle) 2 adaptateurs 2”3/8 x 3”1/2 API reg (femelle – femelle) Marteau Stenuick Challenger 5” – taillants : 1 x 150 mm – 2 x 165 mm
Unité hydraulique	Moteur essence Honda 13 HP, 3 600 tours/min (châssis portable) – réservoir huile hydraulique 60 l Pompe hydraulique 250 bars
Système d'alimentation	Tête de rotation levée et abaissée par un cylindre hydraulique et une chaîne de transmission renforcée Capacité de relevage : 1 590 kg, vitesse maxi. : 15 m/min
Pompe à boue R standard	Moteur essence Honda GX 390 – 13 HP – 3 600 tours/min (ou Yanmar 10 HP diesel, démarrage manuel, 3 600 tours/min, refroidissement à air) Pompe Taki 65-33/2 (168 kg), débit max. 1 000 l/min à 30 m, 600 l/min à 50 m, pression max. 4 bars
Compresseur à vis pour la foration	Atlas COPCO XAH 12 bars - 175 l/s* Poids 1,5 T – 2 roues – moteur Diesel Deutz 115 HP
Compresseur de développement	Moteur essence GX 390 Honda – 13 HP – 3 600 tours/min (ou Yanmar 10 HP diesel, démarrage manuel, 3 600 tours/min, refroidissement à air) Compresseur Fusheng TA 80 (3 cylindres) – pression 10 bars max – débit max 125 l/s Tuyau de caoutchouc flexible de 1/2” x 5 m pour connexion du dévidoir de flexible d'air au compresseur de développement Tuyau de caoutchouc flexible de 1/2” x 50 m (option 80 m) avec connexions et sonde d'air – dévidoir à manivelle pour rangement du tuyau
Pompe à mousse	Moteur essence Honda GX 120 – 3,8 HP 3 600 tours/min (ou Yanmar 4.0 HP diesel, démarrage manuel, 3 600 tours/min, refroidissement à air) Pompe à piston 3 cylindres (triplex piston pump) Pression max. 35 bars – débit max. 20 l/min Tuyau de refoulement de 25 mm x 6 m Tuyau d'aspiration 25 mm x 2 m

* D'autres compresseurs sont disponibles :

– XAS-186	7 bars, 186 l/s
– XAHS-186	12 bars, 186 l/s
– XAHS-236	12 bars, 236 l/s

Tableau 8.VIII : Spécificités de la PAT 301T.

Bâti	<p>Hauteur 3,15 m avec portique de 2,25 m de course utile, équipé de 2 roues</p> <p>Poids 320 kg – diamètre de la table de forage 200 mm</p> <p>Gestion hydraulique de la bascule verticale/rangement du porte-tiges</p> <p>Porte-tiges équipé de 2 projecteurs pour les opérations nocturnes</p>
Tête de rotation	<p>Moteur hydraulique</p> <p>Vitesse de rotation 0-45 tours/min – couple 205 kg force.m (soit 1 980 N.m)</p>
Tige de forage et outils standards	<p>Longueur des tiges 2 m x 50 unités – diam. extérieur 76 mm</p> <p>Épaisseur 4 mm – poids 16 kg</p> <p>Pas de vis : 2"3/8 API reg</p> <p>Trilames : 2 pcs 9" (228 mm) – 1 pcs 8" (203 mm) – 2 pcs 6"1/2 (165 mm) – 2 pcs 4" (101 mm)</p> <p>1 trilame 6"1/2 pour la boue</p> <p>3 adaptateurs 2"3/8 x 2"3/8 API reg (femelle – femelle)</p> <p>2 adaptateurs 2"3/8 x 3"1/2 API reg (femelle – femelle)</p> <p>Marteau Stenuick Challenger 5"</p>
Unité hydraulique	<p>Moteur diesel Yanmar 20 HP, 2 800 tours/min (châssis portable), 3 cylindres, refroidissement à eau, démarrage électrique</p> <p>Réservoir huile hydraulique 70 l</p> <p>Pompe hydraulique 250 bars max.</p>
Système d'alimentation	<p>Tête de rotation levée et abaissée par un cylindre hydraulique et une chaîne de transmission renforcée</p> <p>Capacité de relevage : 2 300 kg, vitesse maxi. : 19,5 m/min</p> <p>Capacité de poussée : 3 480 kg, vitesse maxi. : 14,5 m/min</p>
Pompe à boue R standard	<p>Moteur essence Honda GX 390 – 13 HP – 3 600 tours/min</p> <p>(ou Yanmar 10 HP diesel, démarrage manuel, 3 600 tours/min, refroidissement à air)</p> <p>Pompe Taki 65-33/2 (168 kg), débit max. 1 000 l/min à 30 m, 600 l/min à 50 m, pression max. 4 bars</p>
Compresseur à vis pour la foration	<p>Atlas COPCO XAH 12 bars – 175 l/s*</p> <p>Poids 1,5 T – 2 roues – moteur Diesel DEUTZ 115 HP</p>
Compresseur de développement	<p>Moteur essence GX 390 HONDA – 13 HP – 3 600 tours/min</p> <p>(ou Yanmar 10 HP diesel, démarrage manuel, 3 600 tours/min, refroidissement à air)</p> <p>Compresseur FushengTA 80 (3 cylindres) – pression 10 bars max – débit max 125 l/s</p> <p>Tuyau de caoutchouc flexible de 1/2" x 5 m pour connexion du dévidoir de flexible d'air au compresseur de développement</p> <p>Tuyau de caoutchouc flexible de 1/2" x 50 m (option 80 m) avec connexions et sonde d'air – dévidoir à manivelle pour rangement du tuyau</p>
Pompe à mousse	<p>Moteur essence Honda GX 120 – 3,8 HP 3 600 tours/min</p> <p>(ou Yanmar 4.0 HP diesel, démarrage manuel, 3 600 tours/min, refroidissement à air)</p> <p>Pompe à piston 3 cylindres (triplex piston pump)</p> <p>Pression max. 35 bars – débit max. 20 l/min</p> <p>Tuyau de refoulement de 25 mm x 6 m</p> <p>Tuyau d'aspiration 25 mm x 2 m</p>

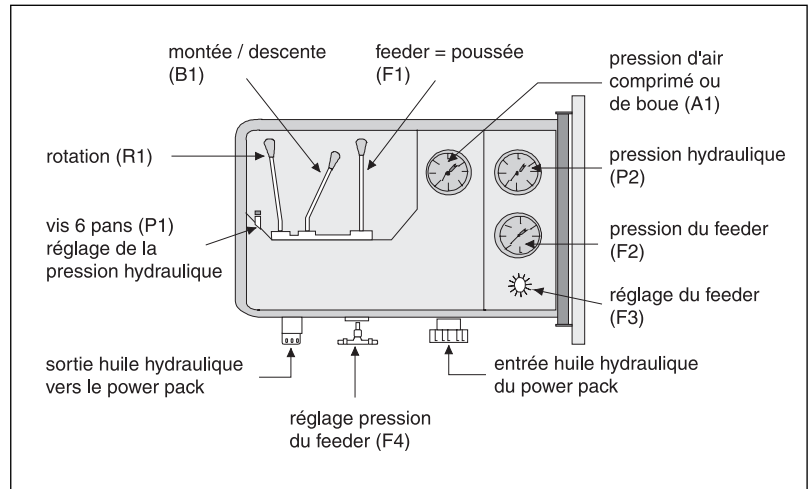
* D'autres compresseurs sont disponibles :

– XAS-186	7 bars, 186 l/s
– XAHS-186	12 bars, 186 l/s
– XAHS-236	12 bars, 236 l/s

3.2.2 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Un circuit hydraulique alimente un moteur pour la rotation du train de tiges et un vérin hydraulique pour la montée/descente des tiges et la poussée sur l'outil (fig. 8.7). Ce vérin agit sur la tête de rotation (mobile le long du portique) par l'intermédiaire d'une chaîne. La machine est pilotée par un panneau de commandes (fig. 8.8).

Figure 8.8 : Fonctionnement du panneau de commande de l'ACF-PAT 301 (modèle 1996).
La pression hydraulique donnée par le *power pack* est de 210-220 bars (P2) maximum, et réglée à l'entrée du panneau de contrôle par la vis de réglage à 6 pans P1. Une chaîne qui casse trop souvent peut signifier que cette vis est mal réglée. Pression du *feeder* F3 : ce réglage permet une rotation correcte en marche automatique. La plage de réglage de la vis F3 et réglée comme suit :
– tourner la vis de réglage du *feeder* F3 au minimum,
– ajuster à l'aide de la vanne F4 la pression hydraulique à 400 PSI (mano F2).



Le marteau pneumatique est alimenté par un compresseur (175 l/s, 12 bars à l'origine – ou actuellement : 235 à 283 l/s et 12 bars).

L'air comprimé utilisé pour le marteau doit en permanence être chargé en huile (lubrificateur placé entre le compresseur et la vanne d'admission d'air ou intégré à l'atelier de forage sur les modèles récents). Une pompe à mousse permet d'injecter avec l'air un agent moussant pour une meilleure remontée des *cuttings* et une lubrification du trou de forage.

3.3 Kit ACF-PAT 401 PTO

La machine ACF-PAT 401 PTO résulte de l'évolution de la 301. Son domaine d'utilisation est celui de la 301, avec des conditions de forage beaucoup plus confortables car la machine est plus puissante. Ses caractéristiques sont données tableau 8.IX.

Le moteur de la machine est celui du véhicule qui la transporte : en version standard, un Toyota Land Cruiser ou un camion DYNA. Une prise de force en sortie de boîte entraîne les pompes hydrauliques : pompe montée/descente/rotation, la pompe à boue, pompe pour les vérins stabilisateurs et la pompe à mousse.

L'atelier se résume donc à un seul moteur, entièrement contrôlé à partir du panneau situé à l'arrière du véhicule (cf. annexe 11A).

La mise en route et l'installation de la machine sont très rapides : il suffit de positionner le véhicule et de stabiliser la plate-forme. L'ensemble du kit est transportable par avion (1 véhicule + 1 compresseur). La plate-forme de forage peut être montée sur le véhicule par une équipe de mécaniciens (en quelques jours, même sur le terrain). Le poids total est de 4,5 T.

Tableau 8.IX : Spécificités du kit ACF-PAT 401.

Plate-forme de forage (à installer sur un Land-Cruiser*)	Composé de l'unité hydraulique, du panneau de contrôle, des réservoirs d'huile, de 35 tiges, d'une pompe à boue et d'une pompe à mousse, d'un éclairage et d'un système électrique 12 V DC Poids total du kit avec 70 m de tiges : 2 T
Tête de rotation	Vitesse de rotation 0-60 tours/min Couple 2 460 N.m max
Tige de forage et outils standards	Longueur des tiges 2 m x 35 unités – diam extérieur 76 mm Pas de vis : 2"3/8 API reg Poids d'une tige : 15,2 kg Trilames : 2 pcs 9" (228 mm) – 1 pcs 8" (203 mm) – 2 pcs 6"1/2 (165 mm) – 2 pcs 4" (101 mm) 1 tricône 6"1/2 1 trilame spécial argile 6"1/2 (165 mm) Adaptateurs 2"3/8 API reg femelle x 2"3/8 API reg femelle 2 adaptateurs 2"3/8 API reg femelle x 3"1/2 API reg femelle Boîte à outils, pièces détachées, lubrifiants Marteaux 4" et 5", taillants 165 mm
Unité hydraulique	Moteur diesel Yanmar 30 HP, 2 800 tours/min, 4 cylindres, refroidissement à eau, démarrage électrique, alimentant les pompes hydrauliques Pression hydraulique 250 bars max. Capacité du réservoir 125 l
Système d'alimentation	Tête de rotation levée et abaissée par un cylindre hydraulique et une chaîne de transmission renforcée Capacité de relevage : 3 500 kg, vitesse maxi. : 25,5 m/min Capacité de poussée : 2 560 kg, vitesse maxi. : 34,5 m/min
Pompe à boue standard	Moteur essence Honda GX 390 – 3,8 HP – 3 600 tours/min (ou Yanmar 10 HP diesel, démarrage manuel, 3 600 tours/min, refroidissement à air) Pompe Taki 65-33/2 (168 kg), débit max. 1 000 l/min à 30 m, 600 l/min à 50 m, pression max. 4 bars
Vérins stabilisateurs	2 avants/2 arrières Puissance de levage de 6 T/vérin
Compresseur à vis (idem 301)	Atlas COPCO XAH 12 bars – 175 l/s Poids 1,5 T (comme pour la 301, d'autres compresseurs sont disponibles)
Compresseur de développement	Moteur essence GX 390 Honda – 13 HP – 3 600 tours/min (ou Yanmar 10 HP diesel, démarrage manuel, 3 600 tours/min, refroidissement à air) Compresseur Fusheng TA 80 (3 cylindres) – pression 10 bars max – débit max 125 l/s Tuyau de caoutchouc flexible de 1/2" x 5 m pour connexion du dévidoir de flexible d'air au compresseur de développement Tuyau de caoutchouc flexible de 1/2" x 50 m (option 80 m) avec connexions et sonde d'air – dévidoir à manivelle pour rangement du tuyau
Pompe à mousse	Moteur essence Honda GX 120 – 13 HP – 3 600 tours/min (également disponible, Yanmar 4.0 HP diesel, démarrage manuel, 3 600 tours/min, refroidissement à air) Pompe à piston 3 cylindres (triplex piston pump), moteur hydraulique 450 tours/min, débit max. 10 l/min, pression max. 30 bars

* Le kit complet peut aussi être installé sur une remorque.

3.4 Autres machines de forage légères

Il existe sur le marché d'autres machines de forage similaires aux machines ACF-PAT. Le tableau 8.X compare les caractéristiques des principales machines légères utilisées dans les programmes d'approvisionnement en eau potable. Les machines Eurêka et Dando sont d'origine anglaise. Les machines Stenuick (BB) sont peu utilisées pour le forage d'eau mais présentent des caractéristiques intéressantes pour le forage marteau fond de trou ; leur particularité est d'être entièrement pneumatiques, ce qui simplifie la maintenance. Le tableau 8.XI compare les foreuses PAT entre elles.

Tableau 8.X : Comparaison de diverses machines légères de forage. P, pression de service. Q, débit d'air. W, puissance.

	Poids du bâti seul ou kit (T)	Force de levage (kg)	Vitesse de levage (m/mn)	Vitesse de rotation (tours/mn)	Couple (N-m)	Pompe à boue	Compresseur (MFT)	Remarques
Eurêka drill System	1,5	750		40-75	1 000		Non	Rotary
Dando	1,85	7 000				Non	Non	Options :
Buffalo	1,71	Moteur 20 hp						- rotary
3000		+ treuil 3000						- MFT
								- machine au battage
Stenuick* BB		2 600		70	1 800		Q : 250 l/s P : 12 bars	Rotary + MFT pneumatique
ACF-PAT 201	1 (kit)	400 Manuel	Manuel	80-120	196	Q : 19 l/s P : 4,2 bars	Non -	Kit Rotary
ACF-PAT 301	3,5 (kit)	1 590 intermittents	max : 15 nor : 10	0-40	1 320	Q : 19 l/s P : 4,2 bars	Q : 125 à 236 l/s P : 12 bars	Kit W : 13 HP Rotary + MFT
PAT 301T	3,5 (kit)	2 300 intermittents	max : 19,3	0-45	1 980	Q : 19 l/s P : 4,2 bars	Q : 125 à 236 l/s P : 12 bars	
ACF-PAT 401 LC PTO	4,5 (kit)	3 500 intermittents	max : 25,5 min : 1,2	0-60	2 460	Q : 15,5 l/s P : 4 bars	Q : 175 à 236 l/s P : 12 bars	Kit PTO W : 40 HP Rotary + MFT
ACF-PAT 401 Dyna	4,5 (kit)	3 500	max : 25,5 min : 1,2	0-60	2 460		Q : 125 à 236 l/s P : 12 bars	Kit PTO W : 40 HP Rotary + MFT
PAT 501	5,5 (kit)	4 350 intermittents	max : 25,5	0-50	4 840	Q : 19 l/s P : 4 bars	Q : 175 à 236 l/s	Remorque

* Foreuse BB, équipée d'un moteur pneumatique F624 pour la rotation et de deux moteurs F575 pour la montée et la descente.

Tableau 8.XI : Comparaison des machines de forage Pat entre elles.

Modèle	PAT-Drill 201	PAT-Drill 301	PAT-Drill 301T	PAT-Drill 401	PAT-Drill 501
Formation physique	Alluvions, argile	Tous types	Tous types	Tous types	Tous types
Type foreuse/opération	Manuel	Hydraulique	Hydraulique	Hydraulique	Hydraulique
Assemblage foreuse	Kits séparés, 3 éléments motorisés	Kits séparés, 3 éléments motorisés	1 seule unité à motorisation unique	1 seule unité à motorisation unique	1 seule unité à motorisation unique
Mobilité	Non	Remorque à 2 roues	Remorque à 2 roues	Remorque à 2 roues Installation sur un Toyota Land Cruiser	Remorque à 4 roues Installation sur un camion 3T
Transport	Chargement/déchargement depuis véhicule pick-up	Chargement/déchargement depuis véhicule pick-up	Tractée par un véhicule tout-terrain	Tractée par un véhicule tout-terrain Installation sur un Toyota Land Cruiser	Tractée par un véhicule tout-terrain Installation sur un camion 3 T
Profondeur de forage*	0-60 m	0-100 m	0-100 m	0-120 m	0-150 m
Tige de forage (diamètre x longueur)	50 mm x 1,5 m	76 mm x 2 m	76 mm x 2 m	76 mm x 2 m	76 mm x 3 m
Diamètre du forage dans des formations alluviales, forage rotary, soufflage à la boue *	3 1/2" – 6 1/2"	4" – 8"	4" – 8"	4" – 9"	4" – 9"
Diamètre du forage dans des formations dures, forage MFT, soufflage à l'air*	Non recommandé	4 1/2" – 6"	4 1/2" – 6"	4 1/2" – 6"	4 1/2" – 6"
Forage à l'air, MFT	–	3"– 4" marteau	3"– 4" marteau	4"– 5" marteau	4"– 5" marteau
Diamètre des taillants		90-150 mm	90-150 mm	115-165 mm	115-165 mm
Compresseur à air		250-400 cfm, 7-12 bar	250-400 cfm, 7-12 bar	300-400 cfm, 7-12 bar	300-400 cfm, 7-12 bar
Pompe à mousse	–	Entraînement moteur kit séparé	Entraînement hydraul. foreuse intégrée	Entraînement hydraul. foreuse intégrée	Entraînement hydraul. foreuse intégrée
Poids (sans compresseur)	250 kg	700 kg	1 450 kg	1 860 kg	3 080 kg
Informations de transport pour un équipement complet	1,1 T, 3 m ³	Forage à l'air et à la boue, 1 container de 20 pieds	Forage à l'air et à la boue, 1 container de 40 pieds	Forage à l'air et à la boue, 1 container de 20 pieds	Forage à l'air et à la boue, 1 container de 40 pieds

*Dépend des conditions géologiques et des compétences des opérateurs.

4 Dimensionnement des forages

4.1 Choix des tubes

Le schéma d'équipement du forage ou plan de tubage (profondeur, diamètre des tubes et place des crépines) dépend du contexte hydrogéologique (profondeur de la nappe, débit d'exploitation, nappes libres ou captives) et de son utilisation (pompe manuelle ou motorisée). Le choix du diamètre de la colonne est conditionné notamment par l'encombrement de la pompe (son diamètre), qui dépend du débit qu'elle peut fournir (tabl. 8.XII).

Tableau 8.XII : Rapports approximatifs débits/diamètres des pompes immergées.

Diamètre extérieur des pompes (pouces)	Gamme de débit usuel (m ³ /h)
3"	1 – 3
4"	3 – 10
6"	10 – 50
8"	50 – 150

Une pompe de 4" passe normalement dans un tube de 100 mm de diamètre. Toutefois, il est recommandé de laisser un pouce de jeu entre la pompe et le tubage pour limiter les pertes de charge (surtout pour les débits importants) et pour le refroidissement de la pompe. Pour une pompe immergée de 4", il est donc recommandé d'utiliser un tubage de 113 mm intérieur.

L'espace entre la pompe et le tubage doit être considéré avec précaution, il doit être suffisamment important pour limiter les pertes de charges et suffisamment étroit pour garantir le refroidissement de la pompe, c'est en effet la circulation d'eau contre le moteur électrique qui garantit son refroidissement. Lorsqu'une pompe immergée est positionnée dans ou sous les crépines, il faut installer une jupe sur la pompe pour réorienter les lignes de courant sous le moteur de la pompe et ainsi le refroidir correctement.

En toute logique, le diamètre extérieur et donc l'épaisseur des tubes dépendent des contraintes mécaniques (pression horizontale des terrains et poids des tubes en suspension). On envisagera ultérieurement le cas de figure du tubage PVC, le plus utilisé pour les forages d'eau de profondeur moyenne (pas de corrosion, facilité de mise en œuvre, etc.).

Le diamètre de foration choisi (tabl. 8.XIII) doit permettre de passer le tubage librement, sans forcer, et de laisser un espace pour le gravier filtre autour des crépines.

Afin d'avoir un ouvrage à la fois de qualité et économique, on cherchera à réduire au maximum le diamètre des tubes (plus économique et meilleur refroidissement des pompes immergées) et à augmenter le diamètre du forage (augmentation du massif filtrant donc bonne filtration des fines et diminution des vitesses et des pertes de charge pendant le pompage).

La qualité d'un forage (longévité, qualité et turbidité de l'eau, débit d'exploitation) dépend pour beaucoup de la mise en place de l'équipement, du positionnement des crépines en face des venues d'eau, de la mise en place du gravier filtre, enfin de la cimentation de l'espace annulaire pour éviter les infiltrations de surface.

Tableau 8.XIII : Correspondances pratiques (pouce-mm) entre diamètres de tubes PVC et outils, pour travailler dans de bonnes conditions.

Diamètre extérieur du tubage	Diamètre minima d'outil à utiliser
4" – 110 mm	6" – 152 mm
4"1/2 – 125 mm	6"1/2 – 165 mm
6" – 165 mm	8" – 203 mm
6"1/2 – 180 mm	8"1/2 – 215 mm
7" – 195 mm	9"5/8 – 245 mm

L'ouverture des crépines (taille des fentes) détermine le débit théorique maximal pouvant être pompé dans ces tubes. Le tableau 8.XIV donne des ordres de grandeurs pour des tubes en PVC. En pratique le choix des crépines dépendra essentiellement de la nature du sol (cf. § 6.1.1).

Tableau 8.XIV : Débit maximal (m³/h) par mètre linéaire de crépines.

Diamètre de la crépine (mm)	Taille des orifices					
	0,5 mm	0,75 mm	1,0 mm	1,5 mm	2,0 mm	3 mm
110	2	2,8	3,4	3,7	4,2	
125	2,2	3,0	3,9	4,2	5,0	5,7
160	3,0	4,1	5,4	5,8	6,5	7,5
180	3,2	4,6	5,8	6,1	7,2	8,1
200		5,0	6,0	6,4	7,6	8,6

Par ailleurs une série de tests réalisés aux États Unis (tabl. 8. XV) montre que l'augmentation du diamètre des crépines n'entraîne qu'une faible augmentation du débit d'un forage.

Tableau 8.XV : Débits versus diamètres de forage.

Diamètre du forage	D	2D	3D	4D	6D	8D
Débit*	Q	1.12Q	1.19Q	1.25Q	1.35Q	1.43Q

*Augmenter le diamètre a la même influence (même coefficient) sur le débit spécifique (m³/h/m) du forage que sur le débit lui-même (m³/h).

4.2 Prétubage

Le prétubage n'est pas systématique, mais il peut s'imposer par suite du manque de stabilité des parois du forage : les terrains de surface étant souvent peu consolidés, un prétubage les stabilise pour la suite de la foration. Il est recommandé de cimenter la base du prétubage avec un coulis de ciment lorsque existent d'importants problèmes d'érosion et d'éboulement (le flux d'air peut, au fur et à mesure, creuser une cavité à la base du prétubage dans les arènes granitiques, par exemple) ou pour éviter tout risque d'infiltration de pollution de surface (nappe superficielle polluée que l'on veut isoler).

Au MFT le risque de chute des parois des premiers mètres de sol est élevé, notamment en cas d'utilisation de mousse et donc d'eau. Ces chutes de terrain risque de provoquer le blocage et la perte du marteau. Considérant son prix élevé, il est donc fortement recommandé d'installer systématiquement un prétubage lorsque l'on fore au MFT.

Au rotary, même pour des profondeurs importantes (50 à 80 m), les risques d'érosion des parois et d'effondrements sont réduits, car la boue, en formant un *cake*, stabilise les parois. De plus, la vitesse de circulation de la boue est faible. Cependant, lorsque les terrains de surface sont bouillants (sables, sols), il est nécessaire d'installer d'un prétubage sur les premiers mètres. Un prétubage PVC non cimenté peut être retiré lorsque sa profondeur d'installation est inférieure à 20 m. Au-delà, il devient impossible de l'ôter sans risquer de le casser. L'utilisation d'un prétubage en acier peut permettre une extraction quelle qu'en soit la profondeur, sous réserve d'une force de levage suffisante de la machine (poids des tubes plus frottements). Les machines de forage légères telles que les ACF-PAT ne sont pas assez puissantes pour effectuer ce genre d'opération au-delà de 20 m.

Le diamètre intérieur du prétubage doit être supérieur de quelques millimètres au diamètre de l'outil utilisé pour forer les terrains sous-jacents. Par exemple, pour passer un taillant de 165 mm (6 1/2), le prétubage choisi sera de 178 intérieur. Le tube de diamètre intérieur 167 mm peut aussi être utilisé avec précaution et sur de faibles profondeurs.

4.3 Exemples de configurations usuelles

Ces exemples sont issus des forages destinés à recevoir des pompes manuelles ou électriques immergées de 4'' (fig. 8.9 & 8.10). En règle générale, les pompes manuelles passent dans des tubes de diamètre intérieur à 100 mm. Une exception est constituée par les pompes Kardia K 65, de diamètres extérieurs de cylindre et de centreurs 96 mm : on doit alors prévoir un tubage de diamètre intérieur 113 mm.

Le prétubage sera alors de 178-195 mm, ou 167-180 mm si c'est nécessaire. Il est fortement conseillé d'équiper les forages sur toute leur hauteur pour accroître leur longévité au niveau du captage et assurer la filtration des fines du terrain par le gravier filtre.

Certains forages dans le socle ne sont pas équipés jusqu'au fond, la zone aquifère fracturée pouvant être laissée en "trou nu". Le forage est alors uniquement équipé d'un tubage protégeant la partie haute moins consolidée en diamètre de 125 mm ou plus. La partie basse, fracturée n'est pas tubée et laissée telle quelle.

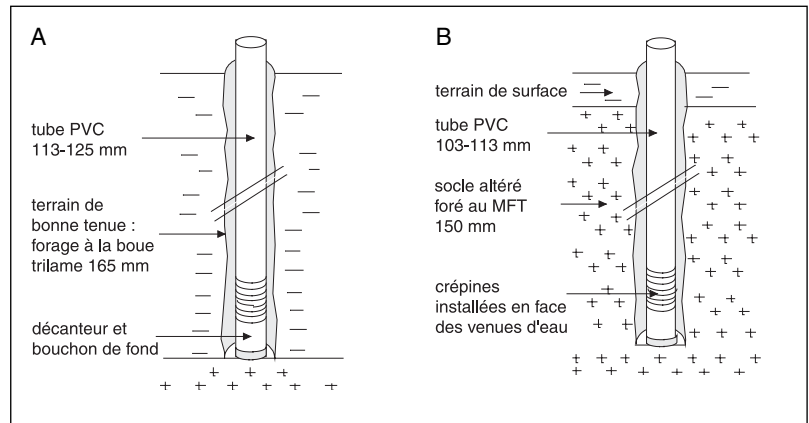


Figure 8.9 : Forage rotary (A) et marteau fond de trou (B).

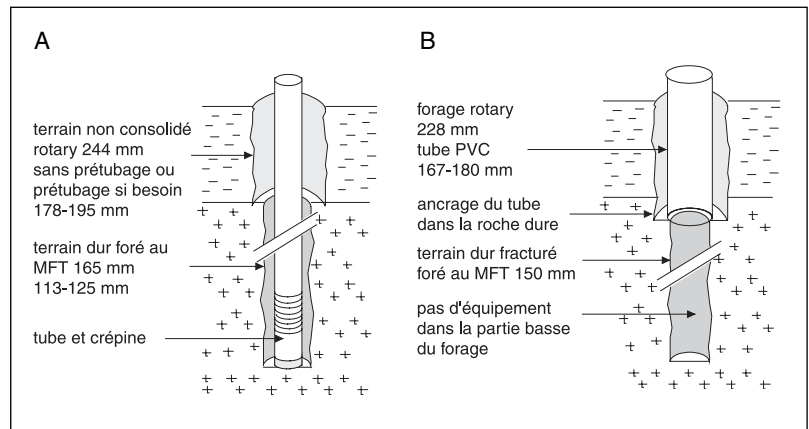


Figure 8.10 : Forage mixte rotary et marteau fond de trou. A, équipement complet. B, équipement des terrains non consolidés uniquement.

Cette technique n'est pas à conseiller, car elle porte préjudice à la pérennité de l'ouvrage, même si les fractures sont propres et l'eau pompée apparemment claire dans les premiers temps. Exceptionnellement, dans des formations très dures (temps de forage très long avec foreuses légères), la seule solution est parfois de forer en diamètre plus petit (100 mm) et de laisser le trou nu. Dans ce cas on veillera à soigner la cimentation du prétubage afin d'éviter toute contamination superficielle.

Les diamètres usuels sont rassemblées tableau 8.XVI.

Tableau 8.XVI : Choix des diamètres de fonction et d'équipement.

Contexte géologique	Technique	Prétubage (mm)	Trilame (mm)	Tubage (mm)	Trilame (mm)	Taillant (mm)
Sédimentaire	rotary	167 – 180 (DN 165, 6"1/2)	228 (9")	103 – 113	165 (6"1/2)	
Sédimentaire	rotary	178 – 195 (DN 175, 7 ")	245 (9"5/8)	113 -125	165	
Consolidé	MFT	167 – 180	228	103 – 113 (DN 100, 4")		150 (5"7/8)
Consolidé	MFT	178 – 195	244	113 – 125 (DN115, 4"1/2)		165 (6"1/2)

5 Réalisation des forages

Les exemples et astuces cités ci-après concernent plus particulièrement la réalisation de forages avec les machines ACF-PAT 301, mais la technique est applicable à d'autres machines ayant des caractéristiques similaires.

5.1 Choix de la technique

Le comportement des terrains à la foration dépendra bien sûr de leur nature, mais aussi de leur teneur en eau (fig. 8.11). L'expérience seule permet d'évaluer correctement la remontée de *cuttings* et l'avancement du forage en fonction de la méthode utilisée. Au-delà d'une certaine profondeur, le rotary à l'air est exclu car difficile à maîtriser (mauvaise remontée des *cuttings*). Dans les terrains sédimentaires peu consolidés, la technique adéquate est celle du rotary à la boue.

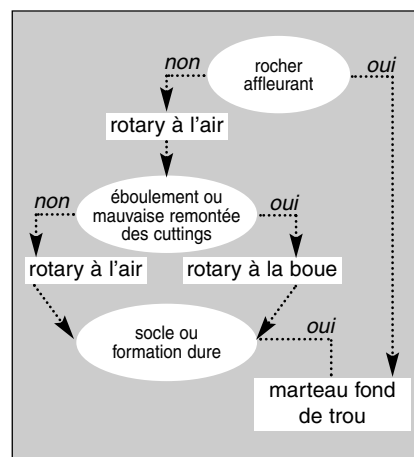


Figure 8.11 : Organigramme de choix des techniques de forage.

5.2 Préparation du chantier

5.2.1 INSTALLATION

L'organisation du chantier (fig. 8.12) doit permettre au foreur d'en visualiser la totalité et donc d'intervenir rapidement en cas de problèmes. Les précautions pratiques à prendre doivent conduire à déterminer :

- un périmètre de sécurité autour du chantier ;
- un accès pour les véhicules ;
- un approvisionnement en eau (citernes d'eau) ;
- un accès facile pour le remplissage des fosses ;
- un endroit sec et abrité pour la prise de notes ;

- une zone de déblais (*cuttings*) ;
- un terrain aplani pour faciliter le calage de la machine ;
- l'emplacement et le creusage des fosses à boue ;
- le positionnement du compresseur de façon à ce qu'il ne reçoive pas la poussière de forage (ne pas le placer sous le vent) ;
- l'installation de toutes les unités de pompage, de pression hydraulique et des moteurs sur un plan horizontal.

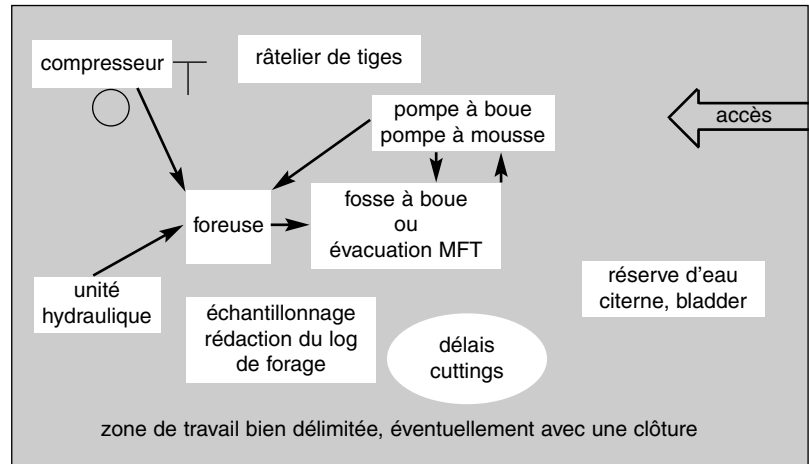


Figure 8.12 : Organisation du chantier.

Pour assurer une meilleure stabilité de la machine au sol, il est conseillé de fixer les haubans (câbles d'acier de 6 mm) aux angles supérieurs du bâti du mât et à des piquets solidement plantés dans le sol, et de disposer des sacs de sable sur les bras d'ancrage de la machine. L'unité de pression hydraulique (*power pack*) doit être protégée du soleil et placée dans une zone aérée afin d'éviter des échauffements trop importants qui entraînent une perte de puissance (température critique de l'huile 60 °C).

L'ACF-PAT 301 et l'unité de pression hydraulique sont reliées par deux tuyaux renfermant l'huile hydraulique. Les embouts (mâles et femelles) de ces tuyaux ne permettent aucune erreur de branchement sur l'unité de pression ou sur le panneau de contrôle. L'unité hydraulique ne doit pas être démarrée avant d'avoir effectué les branchements car il provoque une mise sous pression des raccords qui bloque la circulation.

Lors d'un stockage prolongé, les tuyaux doivent rester connectés (un tuyau en circuit fermé sur l'unité hydraulique et un sur le panneau de contrôle).

Le râtelier pour les tiges permet de répartir celles-ci en deux groupes, ce qui permet d'éviter les erreurs de comptage et donc de profondeur forée. Il est toujours bon de les numérotter afin de les différencier les unes des autres. Les filetages doivent être protégés par des bouchons et, lors de chaque utilisation, systématiquement graissés (tiges et tête de rotation) à la graisse au cuivre qui assure l'étanchéité du train de tige et sert d'antigrippant.

Si la machine est fixée sur un véhicule, l'organisation doit se faire suivant le même plan. Sur un véhicule léger type Land Cruiser 4x4, l'unité de pression hydraulique et les tiges sont sur le plateau du 4x4, le compresseur est tracté par un autre véhicule, qui transporte le reste du matériel. Sur les camions de 5 T, il est possible de monter en plus le compresseur.

La mise en route d'un chantier avec une machine fixée sur un véhicule est plus rapide. Les vérins doivent permettre de stabiliser la foreuse à la verticale et de soulever le camion. Des madriers seront posés sous les vérins afin de répartir la pression sur une plus grande surface au sol.

5.2.2 FOSSES À BOUE

Les fosses à boue constituent une réserve de fluide de forage et permettent son recyclage par décantation. Pour des forages peu profonds (20/30 m) en terrains non consolidés, les dimensions données fig. 8.13 et encadré 8.3 peuvent être utilisées.

Un premier canal de 2 m de longueur et de 0,20 x 0,20 m de section est creusé à partir de l'emplacement choisi pour le forage. Il se jette dans la première fosse. Il doit être assez long pour que la fosse soit en dehors du trottoir du futur point d'eau, ce qui évite un tassement différentiel sous la dalle.

La première fosse (fosse de décantation) facilite la sédimentation amorcée dans le canal. Son volume est de 0,20 m³ (0,60 x 0,60 x 0,60 m).

L'axe du second canal doit être décalé de celui du premier, afin de former une chicane qui ralentit le flux et favorise la décantation.

La seconde fosse (fosse de pompage) est une réserve où l'on pompe la boue pour l'injecter dans le train de tige ; son volume est voisin de 1 m^3 ($1,5 \times 0,8 \times 0,8 \text{ m}$). Les fosses et les canaux sont régulièrement curés et nettoyés des sédiments déposés en cours de forage.

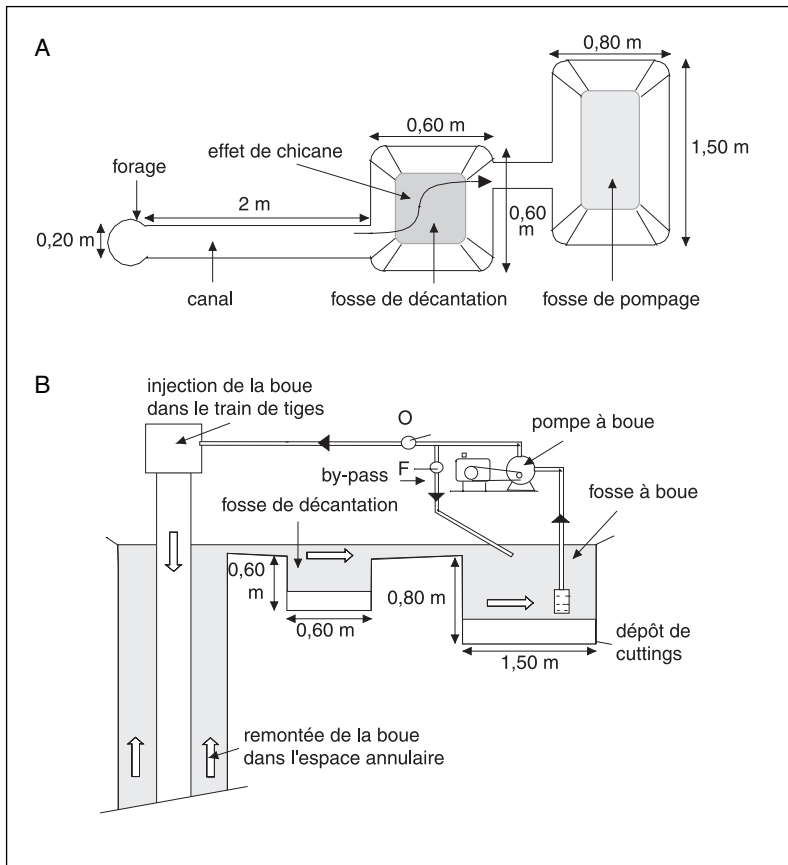


Figure 8.13 : Circulation de la boue.
A, vue de dessus. B, vue en coupe.

Le dimensionnement des fosses à boue se fait en fonction de la profondeur du forage à réaliser. Idéalement, le volume total des fosses doit être égal à trois fois le volume du forage, avec (dimensions en m) :

– pour la fosse de décantation :

$$\text{largeur} = \sqrt[3]{(\text{volume forage en litre} \times 0,57)},$$

$$\text{longueur} = 1,25 \times \text{largeur}, \quad \text{profondeur} = 0,85 \times \text{largeur} ;$$

– pour la fosse de pompage :

$$\text{largeur} = \text{idem à celle de la fosse de décantation},$$

$$\text{longueur} = 2,5 \times \text{largeur}, \quad \text{profondeur} = 0,85 \times \text{largeur}.$$

Encadré 8.3 Dimensionnement des fosses.

5.2.3 PRÉPARATION DE LA BOUE DE FORAGE

Dans les terrains argileux, il est préférable de forer à l'eau simple pour éviter de colmater l'aquifère. L'eau se chargera au fur et à mesure d'argile du terrain.

En l'absence d'informations fiables sur la nature des terrains, on mélange à l'eau de forage de la bentonite ou de la polycol, pour augmenter la densité et la viscosité de l'eau et préparer une boue que l'on pourra épaissir ou alléger par la suite :

- la polycol est un produit polymère très répandu en forage rotary, qu’il faut doser à raison de 2,5 et 5 kg par m³ d’eau. Le mélange eau + polycol est plus homogène que le mélange eau + bentonite et son utilisation demande moins d’attention. Il existe de nombreux type de polycol avec des caractéristiques différentes en fonction des contextes où l’on intervient (polycol biodégradable, anticolloïde, adéquat pour le milieu salin, approprié à différents climats, etc.) ;

- la bentonite est une argile en poudre qu’il faut doser entre 15 et 30 kg par m³ d’eau. Le risque majeur de colmatage de l’aquifère en fait aussi son avantage dans des terrains très perméables (graviers, sables) où les pertes de boue et les risques d’effondrement sont importants.

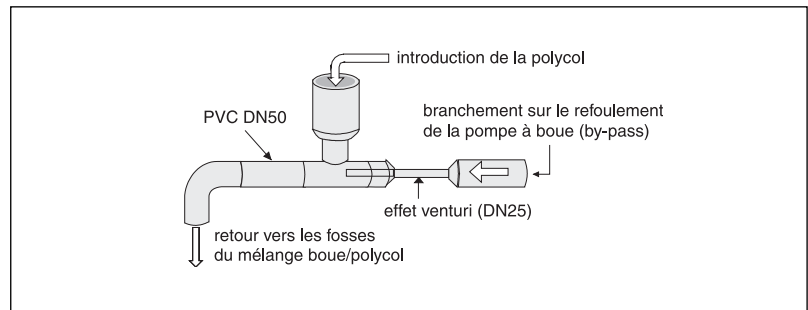
En pratique, l’eau utilisée sera propre. Il est indispensable de prévoir sur le site une réserve d’eau de 5 à 10 m³ (réservoir souple ou tonneau) pour compenser rapidement une perte de boue.

La densité de la boue doit être ajustée au fur et à mesure de l’avancement de la foration. Avec un peu d’expérience et en fonction des terrains traversés, le foreur ajuste la densité au “touché”. Les terrains argileux traversés ont pour effet d’épaissir la boue de forage : il faut donc diluer cette boue par ajout d’eau claire pour obtenir une boue plus légère.

Dans les terrains bouillants ou sableux, il est nécessaire de forer avec une boue assez dense ; une venue d’eau souterraine peut alléger excessivement la boue.

Pour obtenir un mélange homogène, la polycol ou la bentonite doivent être saupoudrés au-dessus du jet d’eau pendant le remplissage de la fosse. Un mélangeur à l’aide de quelques *fittings* peut être fabriqué : on réalise un venturi, que l’on branche au refoulement du by-pass (fig. 8.14). La boue est mise en circulation de fosse à fosse pour qu’elle reste homogène avant le démarrage effectif du forage.

Figure 8.14 : Mélangeur venturi fabriqué avec des *fittings* PVC.

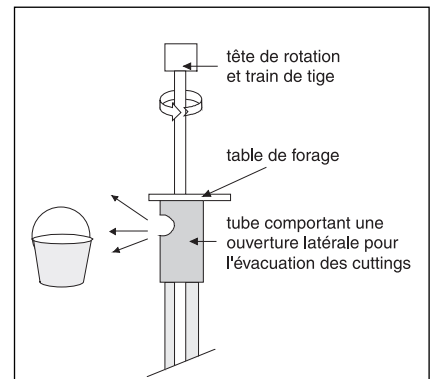


5.2.4 ÉVACUATION DES *CUTTINGS* AU MARTEAU FOND DE TROU

La remontée des *cuttings* (de l’eau et de la mousse) par soufflage de l’air comprimé est canalisée pour permettre un échantillonnage (et l’estimation du débit).

Lorsque la machine est installée sur un véhicule, le mélange eau/*cuttings* vient heurter le dessous du plateau. Il faut définir au sol un plan circulaire orientant l’écoulement vers une rigole. En pratique, le moyen le plus efficace de canaliser les *cuttings* et d’éviter les projections et de placer sous la table de forage un tube de 1 à 2 m de longueur (fig. 8.15). Les *cuttings* sont récupérés dans un seau placé sous la “pluie de *cuttings*”.

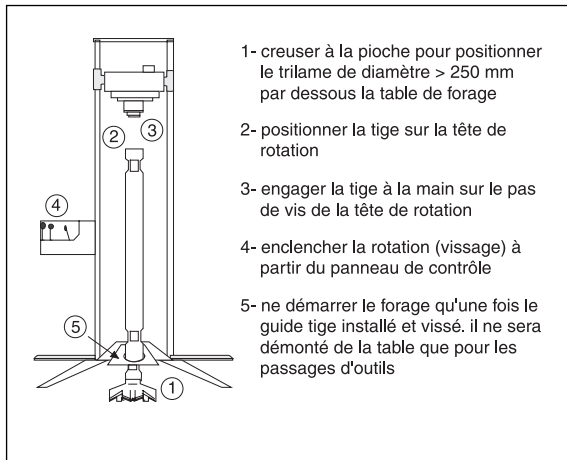
Figure 8.15 : Récupération des *cuttings*.



5.3 Mise en œuvre du forage rotary

5.3.1 DÉMARRAGE

Il est impératif de respecter les étapes et les règles qui sont présentées figure 8.16.



**Figure 8.16 :
Installation de
la première tige.**

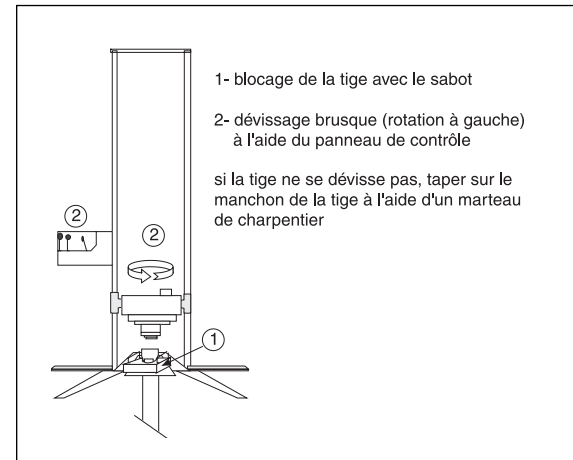


Figure 8.17 : Ajout d'une tige.

5.3.2 AVANCEMENT, AJOUT D'UNE TIGE

L'avancement est réglé à partir du couple rotation/pression sur l'outil contrôlé par le panneau de contrôle. On précisera paragraphe 5.3.4 les solutions possibles aux problèmes d'avancement et de forage.

Le forage doit se faire jusqu'au bout de course de la tige afin de permettre, lors du changement de tige, de garder un espace entre le fond du trou et l'outil. En fin de tige, remonter et descendre une fois sur la hauteur de la tige permet de contrôler le trou et de nettoyer les parois. Lorsque la boue n'est plus trop chargée de *cuttings*, l'ajout d'une tige peut être effectué (fig. 8.17).

Après basculement du refoulement de la pompe à boue en circulation de fosse à fosse (ralentir le régime moteur), il est possible de procéder au changement de tige.

L'arrêt et la reprise de la circulation doivent se faire le plus doucement possible, pour éviter toute déstabilisation des parois. Le sabot de blocage bloque les tiges en suspension dans le forage durant les manipulations d'ajout ou de retrait de tiges : il s'enclenche au niveau du plat des tiges (fig. 8.18).

5.3.3 RETRAIT D'UNE TIGE

La tête de rotation est mise en position haute et le sabot enclenché sur le plat de la tige inférieure. Le retrait de la tige requiert de dévisser d'abord le filetage haut avec la tête de rotation, puis avec la clé, et enfin le filetage du bas (fig. 8.19).

5.3.4 DIFFICULTÉS USUELLES

De nombreuses difficultés apparaissent en cours de forage, la plupart sont simples à régler avec un peu d'expérience (tabl. 8.XVII). Le succès repose sur un suivi constant de tout phénomène pouvant influencer sur la suite des opérations, sur une observation précise des *cuttings* et sur l'"écoute" de la machine : les foreurs expérimentés sont très attentifs durant les phases-clés du forage pour déceler la moindre anomalie.

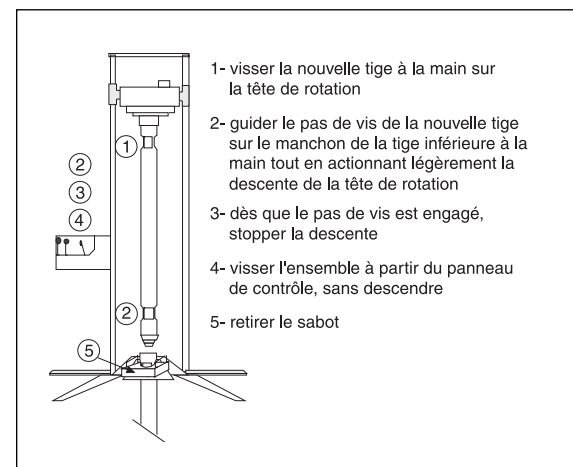


Figure 8.18 : Blocage des tiges en suspension.

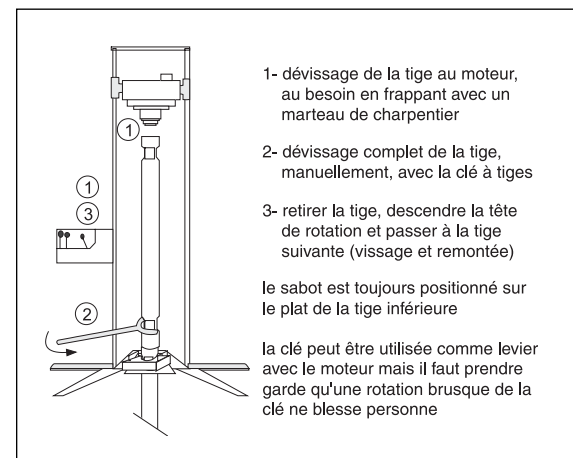


Figure 8.19 : Retrait d'une tige.

Difficultés – observations	Solutions
Pertes importantes et/ou dilution de la boue	Augmentation densité de la boue Utilisation de bentonite préférentiellement à polycol Installation prétubage
Épaississement de la boue	Vidange et nettoyage fosses Ajout eau claire
Parois de forage non stabilisées et effondrements, érosion des parois du trou	Augmentation densité de la boue Réduction vitesse de circulation du fluide Réduction temps de nettoyage et circulation Mise en place immédiate d'équipement Installation du prétubage
Effondrement des parois, arrêt de la circulation, blocage de la rotation	Augmentation pression et débit de boue Remontée train de tiges jusqu'à reprise normale de la circulation Installation prétubage
Colmatage de l'aquifère	Nettoyage eau claire pour casser le cake Utilisation polycol plutôt que bentonite

Tableau 8.XVII : Problèmes fréquents en rotary et solutions préconisées.

5.3.5 ANALYSE DES *CUTTINGS* ET SIGNES D'EAU

La coupe géologique du terrain est établie par l'hydrogéologue, ou son assistant, au fur et à mesure du forage, et décrite dans le rapport de forage de façon précise. Les "copeaux" de terrain, ou *cuttings*, qui remontent avec la boue sont la source d'informations essentielles : leur analyse géologique permet d'identifier les formations traversées, de connaître leur nature, s'ils sont perméables (notion de réservoir) et susceptibles de fournir de l'eau. Les échantillons sont prélevés à chaque changement de tige et de terrain. Recueillis à la main, juste à la sortie du forage, et placés dans une boîte compartimentée pour visualiser la coupe géologique, ils sont ensuite conservés dans des sacs plastiques identifiés (nom du forage, profondeur de l'échantillon). Tous les échantillons sont noyés dans la boue, ce qui rend difficile leur interprétation : un nettoyage léger à l'eau claire est impératif.

En forage rotary, rien ne permet d'infirmer ou d'affirmer la présence d'eau pendant la foration : seuls des tests d'eau (soufflage direct) et des essais de pompage, réalisés une fois le forage équipé, permettent de confirmer la présence d'eau et d'évaluer le débit d'exploitation. En cours de forage néanmoins, divers indices sont des signes d'eau permettant de localiser une zone aquifère :

- l'analyse des *cuttings*, comme discuté précédemment, permet de suspecter un aquifère en révélant les couches de terrains perméables (sables, graviers), par recoupement des informations recueillies sur d'autres forages exécutés dans la même zone et qui se sont avérés positifs ;

- les pertes de boue, qui correspondent à une infiltration de boue dans le terrain, se manifestent par une baisse rapide des niveaux, soit dans les fosses pendant la circulation, soit dans le forage après l'arrêt de la circulation (pendant un changement de tige, par exemple). Ces phénomènes indiquent que le forage traverse des couches de terrains perméables ;

- les traces d'oxydation et d'altération visibles sur les grains de quartz et de feldspath (aspect ocre/rouille) sont des signes d'une circulation d'eau souterraine. Celle-ci peut toutefois être ancienne et ne plus correspondre à une circulation d'eau en cours (baisse du niveau statique, par exemple) ;

- l'allégement de la boue, c'est-à-dire sa dilution, indique une venue d'eau souterraine. Mais ce phénomène est rarement décelé, car la pression de la boue est souvent supérieure à la pression de la nappe et l'aquifère colmaté par le *cake*.

5.4 Mise en œuvre du forage percussion MFT

5.4.1 RÉGLAGE ET LUBRIFICATION DU MARTEAU FOND DE TROU

Le marteau est un outil de précision, composé d'un piston qui coulisse dans une chemise grâce à la circulation d'air comprimé par un jeu de cavités (lumières). Le piston frappe le taillant en phase de percussion et laisse passer l'air comprimé en phase de soufflage (fig. 8.20).

La lubrification du marteau est primordiale et l'air injecté dans celui-ci doit être lubrifié tout au long du forage. Un lubrificateur est placé entre le compresseur et la vanne d'admission d'air de la foreuse (huile de forage biodégradable) ou sur le bâti pour les modèles récents. Le réglage s'effectue avec la circulation d'air ouverte et en observant l'huile pulvérisée sur une planchette placée sous une tige en suspension. Le débit est optimal (0,2 l/h) lorsque l'imprégnation de la planche est légère et régulière. Le réglage s'effectue avec la vis située sur le lubrificateur (vissage à fond à droite = fermeture, puis dévissage par quart de tour à gauche). La quantité d'huile utilisée avec l'ajout de mousse doit être plus importante. Il est impératif de vérifier à chaque changement de tige l'arrivée de l'huile avec celle de l'air à la sortie de la tête de forage. Enfin, lors du démontage complet du marteau, on prendra soin de l'huiler (par une introduction directe de l'huile hydraulique) et de graisser tous les filetages (par une graisse au cuivre).

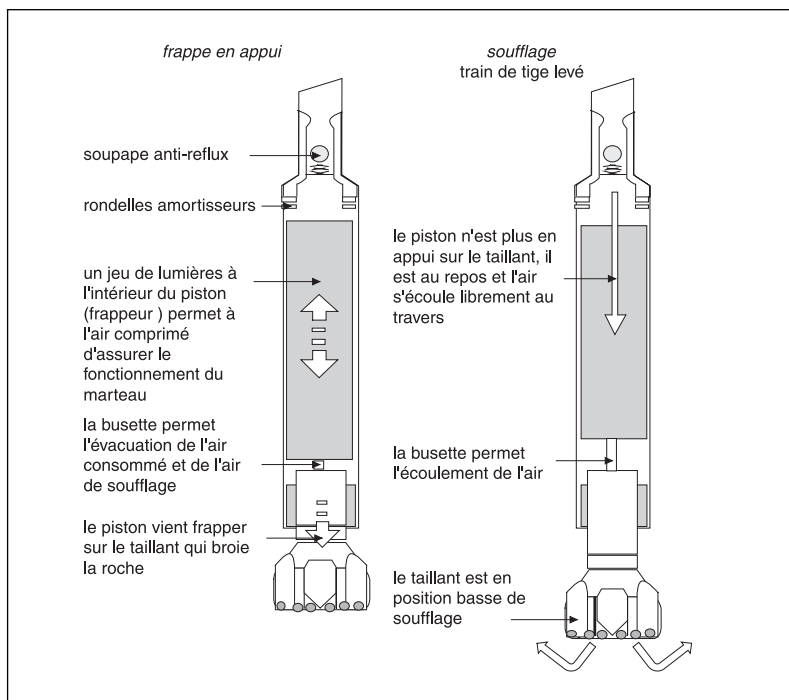


Figure 8.20 : Fonctionnement du marteau.

5.4.2 INSTALLATION DU MARTEAU

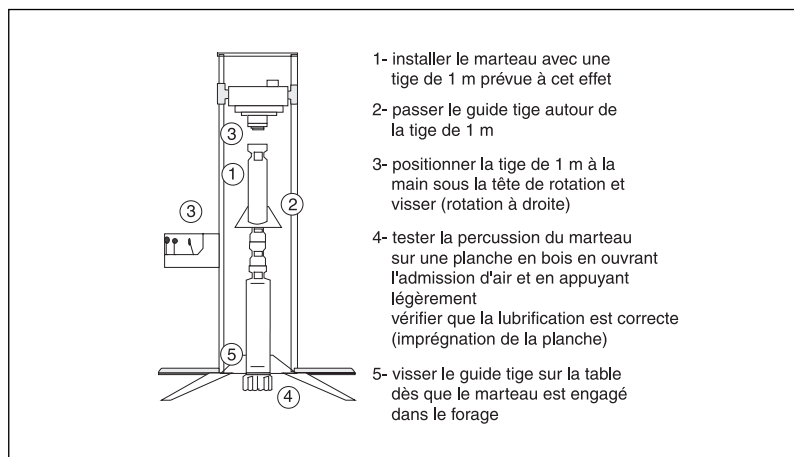
Dans les contextes géologiques de socle, les altérites sont forées au rotary à l'air ou à la boue jusqu'au toit de la formation consolidée, où la poursuite du forage s'effectue au marteau (fig. 8.21 & 8.10). Certaines précautions sont à prendre pour l'installation et la descente du marteau au fond du trou :

- tous les tuyaux et tiges doivent être purgés à l'air avec le compresseur pour enlever tous les résidus de boue avant la connexion du marteau (endommagement du marteau) ;
- avant d'être stockées, les tiges utilisées lors du forage au rotary sont nettoyées à l'eau claire des résidus de boue sèche avec la pompe à mousse en position Karcher ;
- avant de descendre le MFT, la profondeur du forage est contrôlée (sonde piézométrique) afin de repérer un éventuel effondrement ;

Figure 8.21 : Installation du marteau.

– à chaque ajout de tige, celle-ci est purgée après vissage à la tête de rotation et avant connexion au train de tiges (disposer une planchette sur la tige bloquée dans le sabot et donner un coup de chasse à l'air pour évacuer toutes les impuretés dans la nouvelle tige) ;

– la boue contenue dans le forage est régulièrement chassée (soufflage à l'air) au fur à mesure de la descente du marteau. Si le trou est prétubé et le jeu entre le tube et le taillant faible (de l'ordre de quelques millimètres), il existe toujours un risque de mettre le marteau en percussion s'il frotte contre les parois (détérioration du prétubage).



5.4.3 DÉROULEMENT DE LA FORATION

Avant la mise en percussion, la rotation à droite est démarrée puis maintenue pour la montée ou la descente du train de tige. Elle n'est stoppée que si toutes les autres opérations sont arrêtées.

Toutes les rotations à gauche peuvent entraîner un dévissage complet du train de tiges ou du marteau et provoquer sa chute au fond du forage ; ce phénomène est aggravé par les vibrations dues à la percussion. Or le repêchage d'un outil ou d'une partie du train de tige requiert des outils spécifiques et s'avère une opération délicate. La rotation à gauche pendant la percussion est donc à exclure.

5.4.3.1 Amorçage du trou

La circulation d'air fermée, le taillant est approché à quelques centimètres du terrain à forer, puis la rotation à droite engagée. L'arrivée d'air étant ouverte, le marteau est progressivement mis en appui sur le sol jusqu'à ce qu'il rentre en percussion.

Au démarrage, la circulation d'air est ouverte à mi-course, la percussion relativement faible et la rotation lente jusqu'à ce que le taillant pénètre dans le terrain. Les vannes d'air sont progressivement ouvertes pour accroître la percussion. La poussée et la rotation sont alors réglées de manière à obtenir un avancement régulier.

5.4.3.2 Avancement

Une bonne foration correspond à un équilibre poussée/rotation offrant une vitesse de pénétration constante et une rotation régulière sans à-coup (fig. 8.3). Régulièrement (tous les 50 cm), le trou est nettoyé par soufflage afin d'évacuer les *cuttings* et d'éviter tout bourrage. Les gros *cuttings* tendent à rester en suspension au-dessus du MFT pendant la foration. À l'arrêt de la circulation d'air, ils retombent sur le MFT et peuvent le bloquer.

Pour nettoyer le trou, le MFT est légèrement relevé (arrêt de la percussion) et mis en position de soufflage. La totalité du débit d'air fourni par le compresseur doit permettre de nettoyer le forage de tous les *cuttings*. Il peut être nécessaire de ramoner sur la hauteur de la tige pour bien nettoyer le trou.

5.4.3.3 Ajout et retrait de tiges

La procédure évoquée paragraphes 5.3.2 et 5.3.3 pour le forage rotary peut utilement être consultée.

Avant de dévisser les tiges, la pression résiduelle dans le train de tiges est contrôlée à l'aide d'un manomètre.

Cette pression reste élevée s'il se forme un bouchon de *cuttings* dans l'espace annulaire (cf. § 5.4.4 les précautions possibles pour l'éviter) : il faut alors dévisser doucement les tiges entre elles pour permettre une décompression progressive. La lubrification de l'air est vérifiée à chaque ajout de tige.

5.4.4 DIFFICULTÉS ET SOLUTIONS POSSIBLES

Tout forage à l'air d'un terrain surmonté d'un terrain meuble non prétubé peut présenter des difficultés du fait de la circulation d'air :

- au démarrage d'un forage, l'air de soufflage peut éroder et miner le sol autour du trou foré et mettre en danger la stabilité de la machine ;
- en cours de forage, la remontée des *cuttings* érode les parois du trou, ce qui peut entraîner des effondrements et bloquer le train de tige ;
- les pertes d'air dans les terrains très meubles entraînent une diminution de la vitesse ascensionnelle des *cuttings*.

Si le terrain de surface ne possède pas un minimum de tenue et si les *cuttings* ne remontent pas correctement (bouchon), il faut opter pour la technique rotary à la boue plutôt qu'à l'air. Si les terrains de surface s'effondrent, la mise en place d'un prétubage est indispensable avant de continuer le forage au marteau.

Observations – difficultés	Solutions préconisées
Mauvaise remontée de <i>cuttings</i>	Temps de soufflage plus long Injection de mousse + eau
Diminution du débit d'air à la sortie du forage – bourrage de <i>cuttings</i> Pression résiduelle élevée dans tiges	Injection de mousse + eau Précaution au dévissage des tiges
Pertes d'air dans le terrain superficiel	Injection de mousse Prétubage si nécessaire
Bourrage par <i>cuttings</i> secs ou légèrement humides Formation de boulettes	Injection d'eau + mousse si nécessaire Soufflages brusques et fréquents Remontée train de tiges
Érosion des parois due au flux d'air et à la remontée de <i>cuttings</i>	Diminution débit d'air Utilisation de mousse Prétubage nécessaire
Formation d'une cavité importante	Arrêt forage Équipement ou prétubage
Blocage de l'outil par chute de débris sur lui	Rotation, montée, descente saccadées pour écraser les débris Soufflage violent avec eau et mousse
Blocage de la rotation	Percussion et reprise brutale rotation Dévissage léger à gauche pour augmenter l'amplitude par à-coups
Foration dans une cavité	À l'appréciation des foreurs

Pour les problèmes courants rencontrés en cours de forage, il existe un certain nombre de solutions préconisées tableau 8.XVIII. L'adjonction de mousse (polymère) modifie sensiblement les caractéristiques de l'air en circulation et répond à un certain nombre de problèmes (remontée des *cuttings*, colmatage et pertes d'air dans le terrain).

5.4.5 ANALYSE DES *CUTTINGS*, SIGNES D'EAU ET ESTIMATION DU DÉBIT

Le fluide utilisé en MFT étant de l'air, les *cuttings* sont propres et non mélangés à une boue, leur analyse en est donc facilitée. L'utilisation de mousse ne nuit pas à la qualité de l'observation des *cuttings*. En règle générale, plus ils sont gros, plus le terrain traversé est friable ; plus ils sont fins (poussière), plus la roche forée est dure. La présence de fractures est généralement caractérisée par des *cuttings* de grandes tailles. Les figures d'altération (*cuttings* arrondis) et d'oxydation signalent des circulations d'eau (actuelles ou passées).

Tableau 8.XVIII : Problèmes rencontrés en cours de forage et solutions préconisées.

En forage à l'air, les venues d'eau sont dans la majorité des cas visibles et quantifiables (remonté d'un mélange eau + *cuttings* au soufflage). Toutefois, des venues d'eau peuvent être ignorées car colmatées par les *cuttings* qui forment un *cake* sur les parois du forage.

Il est facile d'estimer le débit en cours de forage, pour décider de son arrêt et d'un éventuel équipement de celui-ci. Une mesure de débit est prise à chaque venue d'eau importante et sur un temps assez long (soufflage). Par ailleurs, toute l'eau sortie du forage est canalisée vers un exutoire équipé par un bout de tube pour faciliter la mesure à l'aide d'un seau.

La venue d'eau doit être régulière et continue. Le débit mesuré est généralement minimisé puisque les *cuttings* colmatent certaines zones d'alimentation et le forage non encore développé correctement. Néanmoins, les venues d'eau sont en général progressives : elles se manifestent sous forme de traces d'humidité puis, au fur et à mesure de l'avancement du forage, par un débit cumulé provenant des diverses fissures ou fractures. Dans certains cas, la traversée d'une fracture majeure bien alimentée entraîne alors l'augmentation radicale du débit.

6 Équipement du forage

La mise en place de l'équipement (tubes pleins et crépines) est l'étape essentielle de la réalisation du forage d'eau et doit requérir toute l'attention du chef de projet. Le plan de tubage (position des crépines) influe en effet de manière déterminante sur le débit d'exploitation de l'ouvrage et sur sa longévité. La nappe captée doit être isolée des pollutions superficielles pouvant se produire le long du tubage (rôle de l'aménagement de surface et du bouchon de ciment – fig. 8.22).

6.1 Tubage définitif

6.1.1 CHOIX DES TUBES ET CRÉPINES

Le matériau le mieux adapté aux forages d'eau peu profonds est le PVC. Il est préférable d'utiliser du vrai tubage de forage renforcé à visser. La résistance mécanique des tubes peut être calculée (encadré 8.4), elle doit être suffisamment élevée pour éviter la déformation des tubes pendant leur installation, car les trous de forage ne sont pas toujours droits et circulaires, et pendant le pompage, des forces élevées s'appliquent sur les crépines.

En toute rigueur, l'ouverture des crépines dépend de la granulométrie de la formation captée (tabl. 8.XIX). Cependant, avant le démarrage du projet, il n'est pas toujours facile d'obtenir cette information, l'ouverture des crépines est alors choisie entre 0,5 mm (sable fin) et 2 mm (gravier grossier, fractures non altérées, etc.).

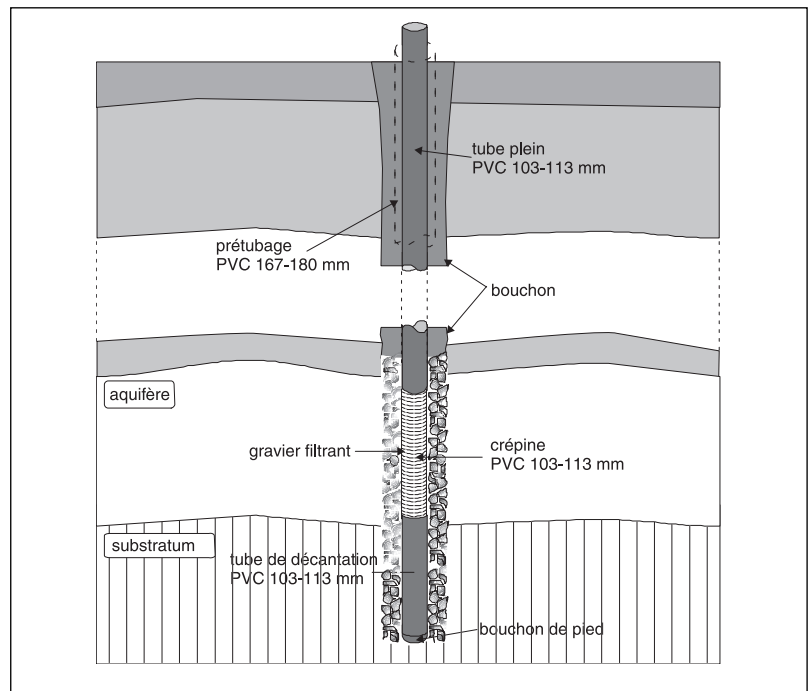


Figure 8.22 : Schéma d'équipement de forage (ACF Ouganda, 1997).

Lors de la réalisation des premiers forages la granulométrie de l'aquifère sera facilement mesurée avec un tamis, le choix du tubage sera alors affiné. Le tableau 8.XIX donne la correspondance entre la granulométrie de l'aquifère, la taille du massif filtrant et l'ouverture des crépines.

Taille des grains de l'aquifère	Taille des grains du gravier filtre	Taille des orifices de la crépine
0,1 à 0,6 mm	0,7 à 1,2 mm	0,50 mm
0,2 à 0,8 mm	0,1 à 0,5 mm	0,75 mm
0,3 à 1,2 mm	1,5 à 2,0 mm	1,00 mm
0,4 à 2,0 mm	1,7 à 2,5 mm	1,50 mm
0,5 à 3,0 mm	3,0 à 4,0 mm	2,00 mm

Tableau 8.XIX : Choix des ouvertures de crépines et du gravel pack en fonction de la granulométrie de l'aquifère.

6.1.2 MISE EN PLACE DU TUBAGE

Les risques d'effondrement pouvant être importants, le tubage est mis en place le plus rapidement possible. Le trou de forage ne doit pas rester longtemps sans protection, au risque de perdre le forage (effondrement des parois).

Le plan de tubage ou de captage (longueur et position des tubes pleins et des crépines) est établi en fonction de la coupe géologique du forage où sont notées les différentes "couches" de terrain et les venues d'eau, observées de visu pendant le forage et grâce à l'échantillonnage. Des essais de diagraphie (résistivité électrique, gamma ray, neutron) peuvent être effectués avant l'équipement pour améliorer le plan de captage, spécialement dans les formations sédimentaires (forage rotary) où il est parfois difficile d'identifier les horizons aquifères (cf. chap. 5).

Dans le domaine du forage d'eau, la principale caractéristique mécanique à considérer pour un tubage est la résistance à l'écrasement. Elle est parfois donnée par les fournisseurs mais peut être calculée par la formule simplifiée :

$$Re = K.E.(e/D)^3$$

avec Re la résistance (bar), K le coefficient sans unité (pour le PVC K = 2,43 (Tubafor®), pour les aciers K = 2,2), E le module d'élasticité (bar) du matériau à 20 °C (pour le PVC 3 104, pour les aciers 2 106), e l'épaisseur du tube et D le diamètre extérieur.

Pour les tubes crépinés, on multiplie les valeurs calculées par le coefficient (1 - F), avec F le pourcentage de vides. Pour les cas particuliers, se référer au fournisseur (crépines Johnson, etc.).

Le calcul des contraintes, c'est-à-dire la pression latérale exercée sur le tubage, est estimé généralement par :

- le poids spécifique des terrains, avec une composante horizontale du tenseur des forces égale à la moitié de la composante verticale, elle-même égale au poids des terrains meubles, secs ou saturés (poids spécifique de 2 à 2,5). On considère alors que les terrains durs n'exercent pas de pression latérale ;
- la pression due à la présence d'eau ou de boue dans le forage (la pression hydrostatique en bar est égale à $P = H d/10$).

Par exemple, si le niveau statique est proche du sol et les formations meubles, la contrainte horizontale est alors de 20 bars pour 100 m de profondeur (poids des sols divisé par 2 + 10 bars de pression hydrostatique). Néanmoins, compte tenu de la faible section des forages, l'équilibre des parois est difficile à étudier car il faudrait faire intervenir l'effet de voûte. En pratique, seule la pression hydrostatique statique et dynamique est prise en compte : laitier de ciment, descente de tubage fermée, fort rabattement au développement.

Pour les forages à faible profondeur dans les terrains durs du socle, l'expérience montre qu'il suffit de considérer une contrainte horizontale de 0,75 bars par tranche de 10 m. Un tubage de résistance de 7,5 bars peut donc être mis en place dans un forage de 100 m.

Encadré 8.4
Résistance des tubes à l'écrasement.

Les crépines sont placées au pied des niveaux aquifères ou des venues d'eau, et sur une hauteur définie par les règles suivantes :

- nappes captives : 80 à 90 % de l'épaisseur de l'aquifère ;
- nappes libres : 30 à 60 % de l'épaisseur de l'aquifère.

L'enjeu est de trouver le juste compromis afin d'avoir une zone de captage suffisamment grande pour réduire la vitesse d'entrée de l'eau dans le forage, mais pas trop grande pour pouvoir positionner la pompe au-dessus des crépines, d'éviter le dénoyage des crépines pendant le pompage et de limiter le coût de l'ouvrage (coût des crépines et du massif filtrant).

Positionner la pompe dans les crépines endommage le tubage car la pompe peut taper les tubes au moment du démarrage et les vitesses élevées de l'eau au droit de la pompe usent les crépines. En effet, si la pompe est située dans les crépines, cela concentre les arrivées d'eau sur les tubes proches de la zone de pompage, ce qui a pour effet d'augmenter la vitesse de l'eau. Ceci tend aussi à déstabiliser le massif filtrant et l'aquifère proche, des éléments fins sont alors pompés ce qui peut endommager la pompe. Par ailleurs, dans le cas de pompe immergée électrique, le refroidissement se fait par circulation d'eau contre le moteur (situé au pied de la pompe), donc si la pompe n'est pas située au dessus des crépines elle travaillera en surchauffe et se détériorera rapidement.

Remarque. – Si on installe une pompe immergée dans un forage mal dimensionné, et qu'elle est placée dans ou sous les crépines, on l'équipera d'une jupe pour réorienter les courants d'eau sous le moteur.

Le dénoyage des crépines présente un certain nombre de risques ; l'oxygénation de l'aquifère favorise les phénomènes d'oxydation et de précipitation (Fe, Mg, etc.) et le développement bactérien, ce qui contribue au colmatage des crépines (cf. chap. 8B). Le dénoyage des crépines accélère aussi le compactage de l'aquifère.

Ces règles d'équipement doivent être strictement appliquées dans le cas de pompes immergées (sinon la pompe sera équipée de jupe). Pour les pompes à main les débits et donc les vitesses d'eau sont plus faibles, l'installation d'une pompe dans les crépines, n'affectera donc pas autant la durée de vie des forages. Si une pompe doit être installée ainsi, on veillera à l'équiper de centreurs afin d'éviter les chocs lors du pompage. Par ailleurs :

- le bas du tubage doit être constitué d'un tube plein d'environ 0,5 m bouché à sa base (tube décanteur) ;
- le tubage ne descendant pas toujours jusqu'au fond du forage (dépôts des *cuttings* en suspension dans la boue lors de l'arrêt de la circulation, parfois effondrement des parois), il est nécessaire de réduire la longueur du tubage de 0,5 à 1 m par rapport à la profondeur réelle forée (après plusieurs forages dans une même zone, le foreur sera à même d'estimer la hauteur perdue en fin de forage, et d'anticiper la profondeur à forer pour capter le pied de l'aquifère) ;
- le dernier tube doit dépasser d'environ 0,5 m au-dessus de la surface du sol.

Les longueurs de tube pouvant varier avec le filetage, il est conseillé de mesurer chaque longueur de tube, il faut aussi les numérotter pour éviter toute erreur de comptage.

Le tubage doit descendre librement sous son propre poids dans le trou. Si le forage n'est pas vertical, les frottements entre les tubes et les parois du trou bloquent sa mise en place. Une pression légère sur le tubage peut lui permettre de descendre ; dans le cas contraire, il faut le remonter et réaléser le trou.

Une méthode alternative consiste à descendre le tube sans bouchon de fond pour qu'il puisse riper le long des parois. Il est recommandé d'obturer ensuite le fond du forage à l'aide d'un laitier de ciment descendu depuis la surface. Dans tous les cas il faut être sûr d'avoir un espace annulaire suffisant pour permettre la bonne descente du gravier filtre.

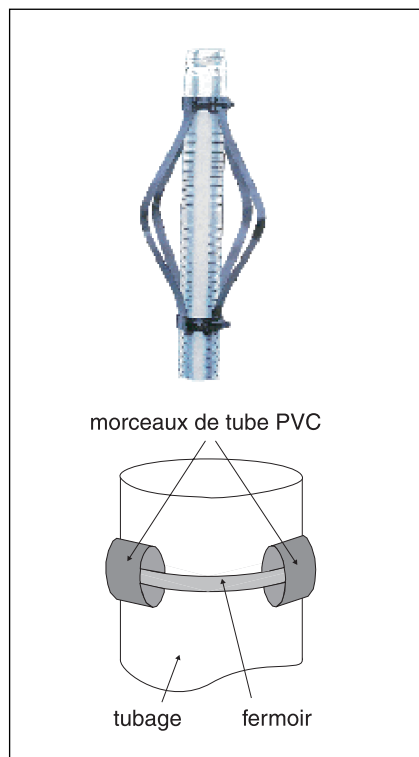


Figure 8.23 : Centreurs.

A, modèle commercial. B, des centreurs ont été réalisés en fixant des morceaux de tube PVC autour du tubage avec des colliers. Un centreur est installé sur chaque crépine et un tous les deux tubes pleins (ACF Angola).

Afin de garantir un bon positionnement des tubes dans le trou et donc une bonne répartition du massif filtrant autour des crépines, il est recommandé d'installer des centreurs autour des tubes. Ces centreurs peuvent être achetés, ils peuvent aussi être facilement fabriqués sur le terrain (fig. 8.23).

6.2 Gravier filtre et cimentation

6.2.1 MISE EN PLACE DU MASSIF FILTRANT

Le massif filtrant permet d'installer des crépines d'ouverture plus grande, et d'augmenter la porosité autour du forage (réduction des pertes de charge), ceci a pour effet de limiter les vitesses d'eau et donc d'augmenter le débit et la longévité de l'ouvrage. Il permet aussi de filtrer les éléments fins de l'aquifère et de le stabiliser.

Le gravier filtre doit être assez uniforme, calibré, propre, rond et siliceux de préférence pour garantir une bonne porosité et augmenter sa durée de vie. Il ne doit pas être calcaire, latéritique ou concassé. Dans la pratique, le gravier filtre est défini par la granulométrie de l'aquifère et par l'ouverture des crépines : le gravier doit être le plus fin possible, sans toutefois passer au travers de la crépine (tabl. 8.XIX).

Le gravier descend dans l'espace annulaire le long du tubage. L'emploi d'un tablier (tôle, bâche plastique ou tube) facilite son introduction. Le gravier peut rester bloqué et former un pont qui obstrue l'espace annulaire. Dans ce cas, la mise en route d'une circulation d'eau peut favoriser sa descente.

Une remontée de boue par le tube de forage indique une descente correcte du gravier. Lorsque le niveau du gravier atteint le haut des crépines, la boue ne remonte plus par le tube de forage mais par l'espace annulaire : le massif de gravier doit dépasser le haut des crépines sur quelques mètres (compactage lors du pompage). Ce niveau peut être contrôlé à l'aide d'une sonde piézométrique pour les forages peu profonds.

Le volume nécessaire de gravier peut être défini théoriquement (volume du trou foré moins volume du tubage) ou de manière empirique (encadré 8.5), mais il est toujours inférieur au volume réel mis en place (trou non rectiligne, cavitation...). Le tableau 8.XX donne quelques volumes indicatifs en fonction de diamètres de forage et de tubage.

Diamètre de forage	Diamètre du tubage	Volume de gravier (l/m linéaire)	
		théorique (formule empirique)	prévisible
3"3/4	1"1/2	9,45	16
3"3/4	2"	8,05	15
5"3/4	4"	13,65	20
6"1/2	4"	21	30
6"1/2	4"1/2	17,6	25

Tableau 8.XX : Volumes nécessaires de gravier en fonction du diamètre.

Calcul empirique du volume du massif de gravier :

$$V = h \times \pi \times (D^2 - d^2) \times 0,16$$

avec V le volume de gravier (l), h la hauteur du massif de gravier (m), D le diamètre du trou (pouces) et de celui des tubes (pouces), $\pi = 3,14...$ Le facteur 0,16 permet de corriger les différences d'unité.

Encadré 8.5

Volume du gravier.

6.2.2 CIMENTATION

La cimentation est une opération indispensable qui permet de protéger le forage des pollutions extérieures ; même si une dalle est par la suite construite autour du tube de forage, seule une cimentation correcte peut prévenir les écoulements préférentiels d'eau d'infiltration le long du tubage. La cimentation peut être réalisée avec de l'argile ou avec un mélange bentonite-ciment.

Dans tous les cas, un bouchon d'argile doit être placé entre le gravier filtre et le ciment afin d'éviter que le laitier de ciment ne colmate le massif filtrant. De plus la bentonite continue à gonfler avec le temps et garantit ainsi l'étanchéité même si le ciment se détériore.

6.2.2.1 Préparation du laitier de ciment

L'opération consiste à remplir avec un mélange d'eau et de ciment (laitier de ciment) l'espace annulaire au-dessus du massif de gravier jusqu'à la surface du sol. Dans le cas de forages profonds, un bouchon est installé au-dessus du massif filtrant sur quelques mètres, puis un deuxième bouchon est mis en place sur les deux derniers mètres, la partie intermédiaire étant remplie avec de l'argile mélangée aux *cuttings*.

Le dosage est d'environ 50 l d'eau pour 100 kg de ciment, ce qui donne 75 l de laitier. Si l'on dispose de bentonite, on utilise le mélange suivant : 70 l d'eau, 4 kg de bentonite et 100 kg de ciment. Ce deuxième mélange évite à l'eau de filtrer hors du ciment, mais son temps de prise est légèrement supérieur.

6.2.2.2 Mise en place

On procède de la même façon que pour la mise en place du gravier filtre : remplissage de l'espace annulaire jusqu'au niveau du sol, puis séchage durant au minimum 12 h avant de débiter le développement.

La cimentation doit, en règle générale, être réalisée avant les essais de pompage. Cependant, lorsqu'il n'est pas possible d'attendre 12 h, on peut effectuer la cimentation après les opérations de développement et d'essais de pompage, dans la mesure où un bouchon d'argile a été déposé au-dessus du gravier filtre.

7 Développement

Le développement d'un forage est une étape très importante, qui permet d'éliminer la plupart des particules fines du terrain et du gravier filtre ayant pénétré dans le forage, ainsi que le reste du *cake* de boue. Il permet aussi d'aménager le terrain autour de la crépine et d'en augmenter la perméabilité. Cette opération permet donc d'augmenter de façon significative le débit du forage initialement estimé ; la nappe est progressivement mise en production ; l'aquifère est libéré de ses fines ; la perméabilité et le débit instantané augmentent.

Étant donné que le débit maximal d'exploitation doit correspondre aux deux tiers du débit de développement, il est important d'estimer ce débit maximal durant le développement. Si l'ouvrage est exploité à un débit supérieur à celui réalisé pendant le développement, il y a un risque de pomper des fines et donc d'endommager la pompe.

7.1 Nettoyage du forage

Au rotary à la boue, il s'agit de laver les parois du forage à l'eau claire pour éliminer le *cake*. L'idéal est d'alléger la boue autant que possible, tout en prenant garde au risque d'effondrer le forage juste avant la mise en place de

Un aquifère mis en production par un forage se développe automatiquement en pompage. Le rabattement est maximal dans le forage et décroît au fur et à mesure que l'on s'éloigne ; c'est le cône de dépression. La dimension de ce cône dépend de la nature du terrain, de l'alimentation de la nappe ou de ses limites, ainsi que du temps et du débit de pompage.

On démontre que la vitesse de l'eau décroît au fur et à mesure que l'on s'éloigne du forage (d'après la loi de Darcy) et donc qu'il s'effectue un classement des matériaux autour du forage sous l'influence du pompage. Les matériaux les plus gros se retrouvent autour de la crépine, les plus fins à la limite de la zone d'influence. Les fines sont donc aspirées dans la crépine au fil du temps, par un processus lent qui détériore les pompes.

De plus, il se forme des "ponts de sable", matériaux fins qui s'accumulent entre eux sous l'effet du flux. Pour les casser, il faut inverser le flux, d'où l'intérêt de provoquer des effets de dépression (aspiration) suivi de surpression (arrêt brusque) : c'est l'objet de l'opération de développement.

Encadré 8.6 Auto-développement de l'aquifère.

l'équipement. Une fois les tubes introduits, l'injection d'eau propre depuis la surface permet de rincer abondamment les crépines et le gravier filtre colmatés par la boue de forage. On alterne les phases de rinçage et celles de pompage par air lift dans le forage jusqu'à la sortie d'eau claire.

Au MFT, la technique utilisée n'a pas colmaté l'aquifère puisqu'au contraire, le forage a été développé par les soufflages successifs au cours de son fonçage. Mais il y a toujours le risque d'aspirer beaucoup de sable et d'endommager le matériel de pompage, voire de provoquer des affaissements de sols autour des crépines. Le développement de l'ouvrage reste donc important.

7.2 Procédés de développement

7.2.1 DÉVELOPPEMENT PNEUMATIQUE (*AIR LIFT*)

Le développement pneumatique est le processus de développement le plus efficace et le plus répandu. Son principal avantage est que le matériel de pompage ne subit pas de détérioration (pompage de sable). Au niveau du captage, des contraintes assez fortes, en pression et dépression, sont imposées par l'introduction d'importants volumes d'air. On alterne ainsi les phases de pompage à *air lift* et celles de soufflage direct d'air au niveau des crépines, ce qui détruit les ponts de sable. L'*air lift* est la technique de développement la plus efficace pour détruire les ponts de sable (fig. 8.25). En pratique, on introduit deux tuyaux dans le forage (fig. 8.24) :

Tableau 8.XXI : Chronologie d'un développement *air lift*.

Pompage	Descente du pied du tube d'eau à 0,60 m environ du fond du forage Introduction du tube d'air dans le tube d'eau, avec blocage avec une pince étau à environ 0,30 m au-dessus du tube d'eau (position de pompage) Installation d'un T à la sortie du tube d'eau pour canaliser le jet. L'étanchéité entre les deux tubes est assurée à l'aide d'un chiffon ou d'une pièce en caoutchouc (tongue) mise en compression par le poids du tube d'air Ouverture de l'air et écoulement de l'eau pompée jusqu'à ce qu'elle soit claire
Soufflage	Fermeture de l'air et descente de l'extrémité basse du tube d'air à environ 0,30 m en dessous de celle du tube d'eau, soit 0,60 m plus bas que précédemment (position de chasse d'air) Ouverture de la vanne d'air, qui expulse l'eau contenue dans le tubage Fermeture et réouverture brusques répétées de la vanne d'air
Pompage	Remontée du tube d'air de 0,3 m à l'intérieur du tube d'eau : éjection d'eau très trouble (renversement de flux sans interruption pour pomper la matière mise en suspension, par turbulence autour de la crépine).
Renouvellement	Dès clarification de l'eau, remontée de 1 m du tube d'eau et reprise des opérations (alternance pompage et soufflage) sur toute la hauteur de la crépine Recommencer en repartant du bas, et continuer le processus jusqu'à clarification totale de l'eau
Nettoyage du tubage	Après arrivée au-dessus de la crépine, redescente du dispositif en fond de forage et pompage pour sortir le sable déposé dans le fond
Forage colmaté par argile, bentonite	Positionnement des tubes en fond de forage, en position de soufflage (tube d'air en dessous du tube d'eau) Connexion du refoulement de la pompe à boue sur le tube d'eau Refoulement de l'eau propre dans le forage en même temps que l'air est soufflé. La circulation créée rince le forage : l'eau descend par le tube d'eau et remonte par le tubage

Figure 8.24 : Développement *air lift*.

A, phase de pompage. B, phase de soufflage.

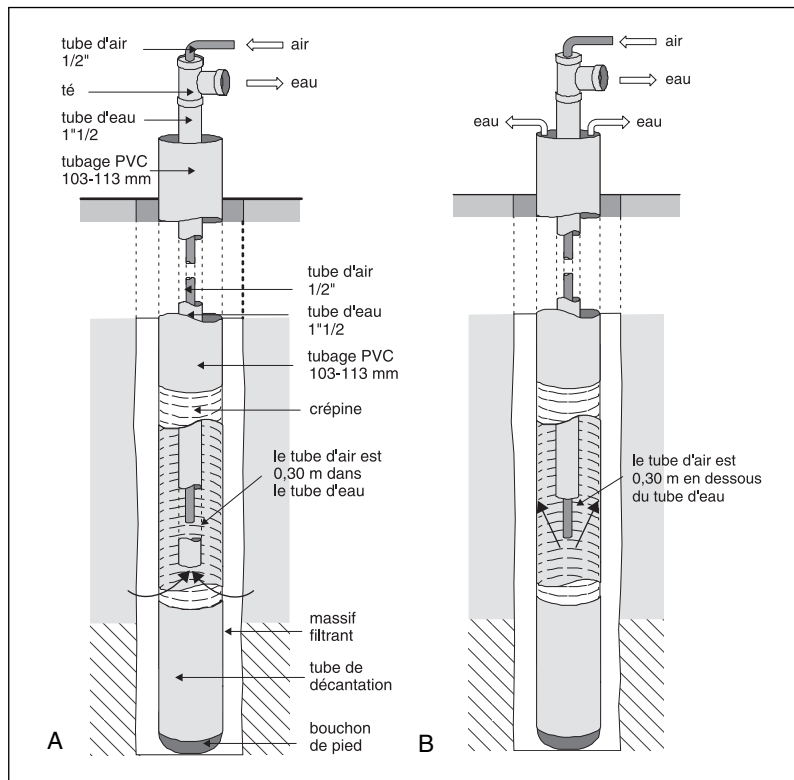
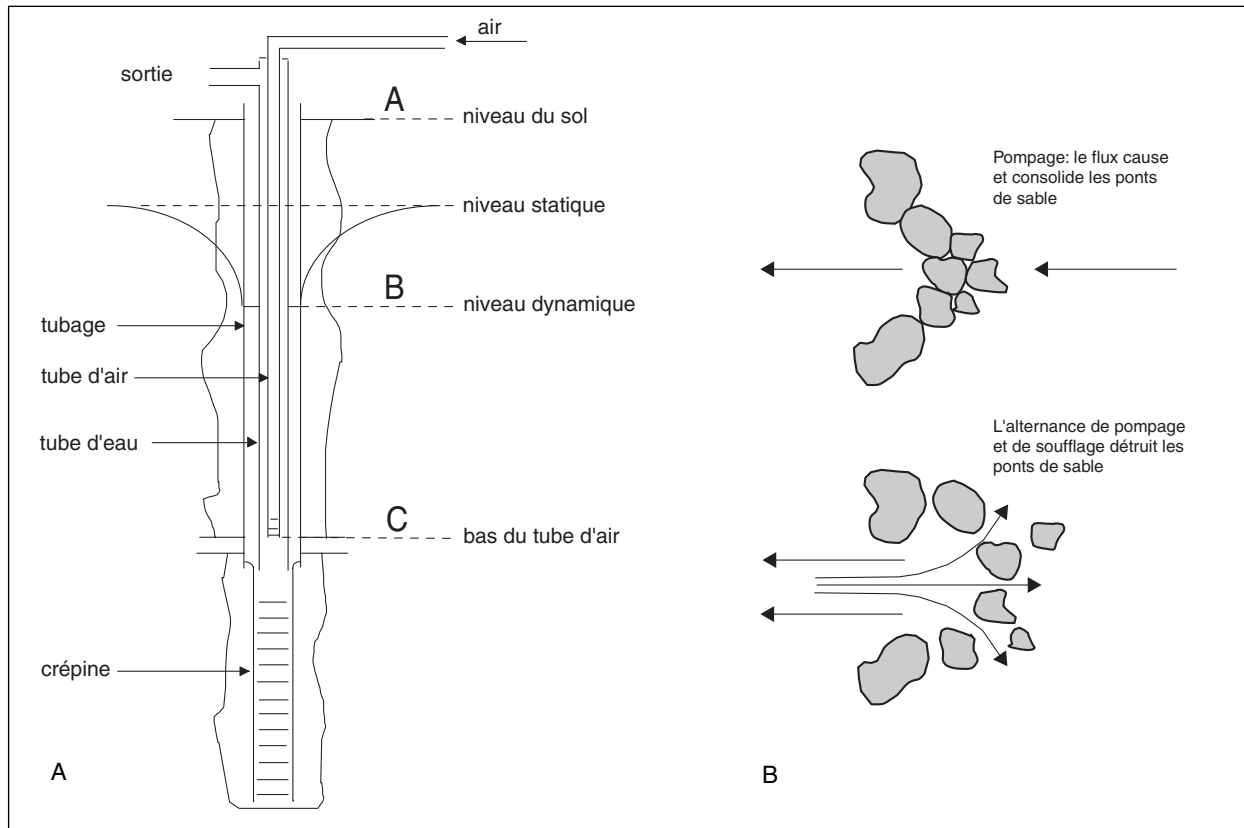


Figure 8.25 : *Air lift*.

A, schéma. B, destruction des ponts de sable (d'après Mabillot, 1988).



- un tuyau galvanisé ou PVC 1”1/2, appelé tuyau d’eau, par lequel l’eau pompée remontera à la surface ;
- un tuyau polyéthylène, de diamètre plus réduit, monté sur une toupie et appelé tuyau d’air, introduit dans le tuyau d’eau et permettant d’injecter de l’air comprimé. En fonction de sa position à l’intérieur du tuyau d’eau, il permet de pomper l’eau du forage ou de souffler à l’intérieur des crépines. Les différentes phases du développement sont présentées tableau 8.XXI.

Pour des forages de petits diamètres, 1”1/2 ou 2”, un test de soufflage simple permet de confirmer ou d’infirmar la présence d’eau. La méthode consiste à souffler à partir du bas du forage, par phases successives, jusqu’au-dessus de la crépine. Le développement n’est terminé que lorsque l’eau sortant du forage est parfaitement claire : cette opération peut durer plusieurs heures, parfois plus d’une journée.

Pour vérifier si l’eau est claire, la recueillir dans un seau et observer les éventuelles matières en suspension (test du seau). En donnant à l’eau un mouvement circulaire, on provoque la concentration des particules en suspension au centre du seau, tant que le cercle créé a la taille d’une pièce de monnaie, le développement doit être poursuivi.

Remarque. – Si la colonne d’eau n’est pas assez haute relativement au niveau dynamique, l’*air lift*, pour des raisons physiques, ne permettra pas la remontée de l’eau. Approximativement, le système fonctionnera efficacement si $BC \geq 0,60 \times AC$ (fig. 8.25 A).

7.2.2 AUTRES TECHNIQUES DE DÉVELOPPEMENT

En fonction des caractéristiques du forage ou du matériel disponible, d’autres techniques de développement peuvent être utilisées. Ces méthodes peuvent être aussi combinées entre elles :

- *Surpompage* : c’est la méthode la plus simple, il s’agit de pomper à un débit supérieur à celui prévu en exploitation. C’est une méthode complémentaire de l’*air lift*, elle est particulièrement utile lorsque le débit obtenu par *air lift* est inférieur au débit d’exploitation. Cette méthode peut être aussi couplée avec le pompage alterné et le pistonnage. Utilisée seule elle n’a aucun effet sur les ponts de sable.

- *Pompage alterné* : l’objectif est de créer des variations de pression et de circulation d’eau dans l’ouvrage en alternant les phases de pompage et les phases de repos. À l’arrêt du pompage, le poids de la colonne d’eau redescend dans l’ouvrage ce qui provoque une circulation d’eau inversée et une inversion des pressions qui détruisent partiellement les ponts de sable.

- *Pistonnage* : cela consiste à déplacer un piston verticalement dans le forage, alternant ainsi les phases d’aspiration (eau et fines attirées dans le forage) et de compression (eau et fines poussées vers l’aquifère), ce qui détruit les ponts de sable. Au final, l’essentiel des particules fines décantent dans le tube de décantation, elles sont alors récupérées grâce à une cuillère.

- *Injection d’eau sous pression* : technique particulièrement utile dans les grès où les opérations de foration réduisent la porosité de l’aquifère. Elle est peu coûteuse et rapide, elle doit être suivie de surpompage. Il peut être intéressant de la combiner avec un traitement chimique (cf. chap. 8B). Cette technique permet aussi de réaliser de la *fracturation hydraulique* pour augmenter ou créer de nouvelles fractures en terrain consolidé.

- *Traitement chimique* : cette méthode est développée dans le chapitre “Réhabilitation de forage” (chap. 8B).

7.2.3 POMPAGE

La réalisation d’essais de pompage (cf. chap. 6) après le développement à l’*air lift* permet généralement d’achever le développement de l’ouvrage. Le débit du pompage d’essai doit être supérieur au débit d’exploitation prévu.

7.4 Débit instantané

Les caractéristiques de l’aquifère sont définies par des essais de pompage longue durée, souvent difficiles à mettre en œuvre sur le terrain. Si l’on installe des pompes à main, les caractéristiques de l’ouvrage seront déterminées par des essais de pompage par paliers de débit, plus facile à réaliser dans le cadre des programmes d’ACF (cf. chap. 6). Afin de préparer les paliers des essais de pompage, on mesure le débit instantané du forage en fin de développement et le rabattement correspondant :

- le débit est apprécié lorsque le dispositif d'*air lift* est en position de pompage (attention, les dimensions du dispositif influent sur le débit d'eau soufflé, voir fig. 8.25A) ;
- puis on rabat le niveau en essayant de ne pas dénoyer l'ouvrage et on attend assez longtemps pour stabiliser le débit ;
- enfin, on mesure le débit au seau (temps, en secondes, pour remplir un seau de 20 l) et le rabattement correspondant.

8 Suivi et rapport de forage

Le suivi de forage n'est pas forcément réalisé par un hydrogéologue. L'expérience a montré qu'un chef de chantier rigoureux peut très bien réaliser ce travail après une période de formation avec l'hydrogéologue responsable de la campagne de forage. Par la suite, ce technicien transmet régulièrement à l'hydrogéologue (quotidiennement, par radio si nécessaire) toutes les informations majeures et décisions importantes prises en cours de forage, notamment le plan de tubage. Des fiches de suivi et de rapport de forage sont proposées dans les annexes 8 B à D.

Toutes les informations relatives au forage doivent être notées :

- nom du site ou village, coordonnées GPS si possible ;
- date des travaux, horaires de démarrage, arrêt, reprise ;
- nom de l'entreprise de forage, et le cas échéant du foreur ;
- compteur horaire des machines (compresseur, moteur) ;
- technique utilisée, avancement par tige ou mètre, ajout de tige ;
- tous les incidents majeurs ou opérations importantes comme la remontée d'un train de tige, l'arrêt des machines, l'équipement du forage ;
- débit et niveau dynamique estimés lors du développement ;
- plan de tubage, avec la longueur exacte des tubes pleins et crépinés, leur diamètre, la position du massif filtrant, du bouchon d'argile et de ciment.

Les informations géologiques indispensables sont également mentionnées, comme la nature des terrains traversés, les signes d'eau et le débit estimé après chaque venue d'eau. Enfin, le foreur tient à jour un livre réunissant toutes les informations concernant les consommations des matériaux (ciment, tube, bentonite), des carburants et lubrifiants, la maintenance des machines, les problèmes mécaniques rencontrés et leurs solutions.

À la fin des travaux, les informations essentielles sont reprises sur le rapport de forage, qu'il soit sec ou positif. La rédaction de ce document est de la responsabilité de l'hydrogéologue, responsable de la campagne ou de l'entreprise de forage. Ces rapports sont une source d'information précieuse pour le projet, mais aussi pour constituer une banque du sous-sol. Ils doivent donc être centralisés au niveau du projet mais également remis aux autorités locales compétentes, qui peuvent, dans certains cas, préconiser une approche commune pour tous les intervenants travaillant dans une même zone. Ces rapports sont archivés avec toutes les informations techniques du point d'eau : enquêtes de terrain, données et interprétations des essais de prospection géophysiques, données d'essai de pompage, plan de masse de l'implantation, etc.

9 Aménagement de surface

Un exemple type de forage équipé de pompe à main est présenté figure 8.26. Les détails de construction sont donnés annexe 14.

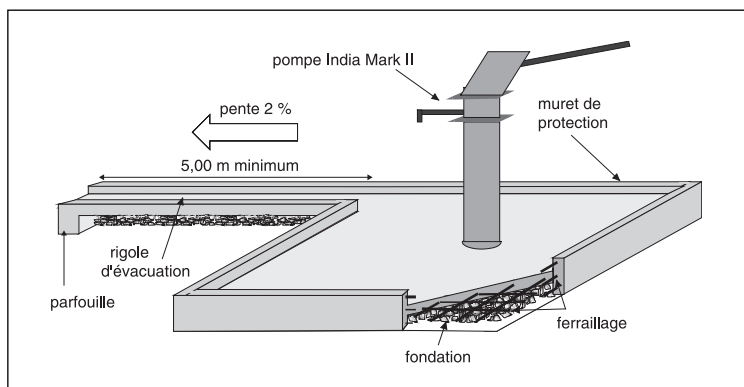


Figure 8.26 : Principe de l'aménagement de surface (ACF Ouganda, 1996).

B RÉHABILITATION DE FORAGE

1	Introduction	292	<i>3.1.3</i>	<i>Utilisation d'instruments de contrôle</i>	295
2	Description des causes de détérioration d'un forage	292	<i>3.1.4</i>	<i>Pompage d'essai et analyses d'eau</i>	295
2.1	Corrosion électrochimique et bactérienne	293	3.2	Pompage d'essai et analyses d'eau	296
2.2	Colmatage mécanique, chimique et biologique	293	4	Interventions techniques	297
2.2.1	<i>Colmatage mécanique</i>	293	4.1	Développement	297
2.2.2	<i>Colmatage chimique</i>	294	4.2	Curage et surforage	297
2.2.3	<i>Colmatage biologique</i>	294	4.3	Rééquipement	297
2.3	Érosion	294	4.4	Décolmatage	297
3	Diagnostic	294	4.5	Réhabilitation des aménagements de surface	298
3.1	Méthodologie	294	5	Maintenance préventive	299
3.1.1	<i>Collecte d'informations préliminaires</i>	294	6	Abandon d'un forage	299
3.1.2	<i>Examen rapide</i>	295			

1 Introduction

Tout forage est soumis à des facteurs physiques, chimiques et biologiques, mais l'impact de ces facteurs sur l'ouvrage dépendra de la qualité de sa construction, de son mode d'exploitation et des caractéristiques de l'aquifère capté. La détérioration d'un forage est un phénomène inévitable dont l'intensité et la vitesse de détérioration dépendent des facteurs mentionnés ci-dessus. Ce phénomène se traduit par une diminution progressive de la productivité (baisse du débit) et de la qualité de l'eau, qui peut entraîner l'arrêt ou l'abandon du forage. Cependant dans de nombreux cas des travaux de réhabilitation peuvent réduire cette détérioration ou réparer un forage hors service.

La réhabilitation d'un forage existant est souvent plus économique que la construction d'un nouvel ouvrage. Elle est, en outre, plus simple et plus rapide à mettre en œuvre, et peut être une solution adaptée en situation d'urgence (elle ne nécessite pas la mobilisation d'un atelier de forage), cependant si le forage réhabilité doit être utilisé longtemps, il est important d'estimer en premier lieu son espérance de vie (la réhabilitation de forages endommagés n'est pas toujours une solution à long terme). Dans la pratique, il peut être envisagé de réhabiliter un forage quand :

- un forage en exploitation présente des anomalies (faible productivité, mauvaise qualité d'eau) ;
- un programme de réalisation de forages est en cours dans une zone où d'anciens forages existent (la réalisation de nouveaux forages et la réhabilitation de forages existants sont deux activités complémentaires) ;
- un programme d'entretien et de réparation de pompes est en cours (des travaux de réhabilitation de faible ampleur, comme le développement des forages, sont souvent réalisés dans le même temps).

La décision finale de réhabiliter un forage dépend de l'état du forage existant, des phénomènes ayant provoqué les dommages, des facilités techniques et logistiques, des alternatives possibles (construction d'autres points d'eau) et de l'opinion des intéressés (les consommateurs et les opérateurs). Selon la gravité des problèmes rencontrés, les travaux nécessaires varient depuis une simple réparation de la superstructure jusqu'à des opérations de décolmatage ou de rééquipement.

2 Description des causes de détérioration d'un forage

Les problèmes diffèrent en fonction de l'âge du forage, de la qualité de la construction, du mode d'utilisation et du contexte géologique (tabl. 8.XXII).

Tableau 8.XXII : Nature et fréquence des problèmes en fonction du contexte géologique.

Aquifère	Problèmes	Fréquence des problèmes (fréquence nécessaire d'un entretien approprié)
Alluvions	Colmatage par des argiles ou du sable Précipitation de fer Incrustation Colmatage biologique	2 à 8 ans
Grès	Colmatage des fissures Corrosion Arrivée de sable	6 à 10 ans
Calcaire	Colmatage par des argiles Précipitation de carbonates	6 à 12 ans
Basalte	Colmatage par des argiles	6 à 12 ans
Roche métamorphique	Colmatage par des argiles Minéralisation des fissures	12 à 15 ans

2.1 Corrosion électrochimique et bactérienne

La corrosion est un processus chimique tendant à détruire un matériau plongé dans un milieu avec lequel il est en déséquilibre. Les tubes métalliques, instables dans l'eau, se corrodent à cause de la migration des cations depuis le métal vers l'eau. Ces réactions chimiques sont souvent catalysées par l'activité bactérienne.

Dans les forages, la corrosion peut affecter à la fois les éléments métalliques et non métalliques comme le béton armé et le mortier. Seuls les plastiques, les revêtements bitumineux et les éléments en acier inoxydable s'avèrent non corrodables.

2.2 Colmatage mécanique, chimique et biologique

Le colmatage est un phénomène mécanique, chimique ou biologique qui provoque une réduction de la perméabilité du milieu (aquifère et gravier filtrant) et augmente les pertes de charge à l'entrée du forage. Les colmatages chimique et biologique sont directement liés au phénomène de corrosion.

Le colmatage d'un forage réduit ses performances. Il s'accompagne de dépôts dont la nature diffère selon le type de colmatage.

2.2.1 COLMATAGE MÉCANIQUE

– *Arrivée de sable* : entrée importante de matériaux fins dans le forage pouvant aller jusqu'au remplissage partiel de la colonne de captage. Cela peut être dû à une réalisation incorrecte du forage (mauvais centrage des crépines, répartition inégale du gravier filtrant, diamètre trop important des grains du gravier filtrant, ouvertures des crépines trop grandes), une exploitation inadaptée du forage (développement insuffisant, débit d'exploitation supérieur au débit déterminé par les pompes d'essai, rabattement de l'aquifère sous le niveau des crépines), ou encore à une usure ou une rupture des crépines ou d'autres tubes.

– *Colmatage du gravier filtrant* : accumulation de matériaux à l'extérieur du massif filtrant (colmatage externe dû au transport par l'eau d'éléments plus grands que les plus grands pores du gravier filtrant) ou à l'intérieur (colmatage

interne dû à la présence d'éléments plus gros que certains pores du gravier filtrant). Ce dernier type de colmatage est causé par un développement insuffisant, par un surpompage ou par un gravier filtrant inadapté (manque d'homogénéité de la taille des grains, grains trop anguleux...).

2.2.2 COLMATAGE CHIMIQUE

Il est dû à la précipitation de sels qui obstruent les ouvertures des crépines. La principale cause de ce colmatage est la baisse du niveau de l'eau dans la colonne de captage produisant un dénoyage d'une partie des crépines. Cela provoque :

- *incrustation* (dépôt calcaire) : précipitation de carbonates par dégagement de CO_2 ;
- *dépôt de fer* : précipitation d'hydroxydes de fer $\text{Fe}(\text{OH})_2$ (fer ferreux II) due au dégagement de CO_2 ou précipitation d'hydroxydes de fer $\text{Fe}(\text{OH})_3$ (fer ferrique III) par addition d'oxygène.

2.2.3 COLMATAGE BIOLOGIQUE

Ce type de colmatage se rencontre le plus souvent en milieu alluvial ou dans des nappes superficielles ; il est dû au développement de bactéries créant un film compact gluant qui obstrue les ouvertures des crépines. Le colmatage bactérien peut être causé par des changements naturels du milieu (sécheresse, ou au contraire inondations amenant des eaux riches en éléments nutritifs) ou par des changements d'origine humaine (pollution organique, élévation du niveau de l'aquifère suite à la construction de barrages, etc.). Il peut aussi être la conséquence du dénoyage des crépines. Cependant la présence naturelle de bactéries productrices de fer et de magnésium est fréquente dans l'eau et dans les sols ; le développement de ces bactéries est favorisé par les modifications du milieu que provoque l'exploitation du forage, notamment l'apport de matière nutritive durant le pompage.

Le développement des bactéries, et donc du colmatage qui peut s'ensuivre, concerne le massif filtrant, les crépines et les formations environnantes jusqu'à une distance de plusieurs mètres du tubage.

2.3 Érosion

Une usure des crépines peut avoir lieu par abrasion lorsque la vitesse d'entrée de l'eau est très importante (supérieure à 3 cm/s). Ce phénomène est provoqué par le dimensionnement insuffisant des ouvertures des crépines (non respect des proportions entre l'ouverture des crépines, granulométrie du gravier filtrant et granulométrie de l'aquifère), une longueur insuffisante de la colonne de captage ou le positionnement incorrect de la pompe dans les crépines (l'aquifère est sollicité essentiellement au droit de la pompe provoquant des vitesses d'eau très élevées ; la pompe heurte les crépines lors du démarrage).

3 Diagnostic

Le diagnostic du forage est la première phase du programme de réhabilitation ; il doit être effectué avec précaution. Son objectif est d'analyser les dégradations affectant le fonctionnement du forage afin d'en comprendre les causes et de conclure sur la pertinence d'entreprendre une réhabilitation.

3.1 Méthodologie

3.1.1 COLLECTE D'INFORMATIONS PRÉLIMINAIRES

Elle renseigne sur les caractéristiques techniques du forage, sur l'historique de sa construction et sur la manière dont il a été exploité :

- vérification de la *fiche de forage* : date de réalisation, contexte géologique, technique de forage, problèmes lors de la foration, plan de captage, nature et positionnement du massif filtrant, technique de développement, résultats des essais de pompage et des analyses d'eau ;

- informations générales des opérateurs et des usagers : profondeur d’installation de la pompe, débits et horaires de pompage, variations des performances du forage et de la qualité de l’eau pompée (incluant le goût, l’odeur et la couleur) ;

- en cas d’abandon : recherche des causes et de la date d’abandon.

Ces données ne sont pas toujours faciles à obtenir, mais un premier examen rapide du forage permet de compléter et de vérifier ces informations préliminaires.

3.1.2 EXAMEN RAPIDE

Plusieurs éléments doivent être rapidement vérifiés :

- état de l’équipement et profondeur d’installation de la pompe ;
- qualité de l’eau :
 - turbidité,
 - contamination fécale,
 - conductivité,
 - goût, odeur, couleur,
 - présence de sédiments (test du seau, cf. chap. 8A, § 7.2.1) ;
- analyse du forage :
 - mesure du niveau statique,
 - mesure de la profondeur du forage,
 - estimation des performances (débit et niveau dynamique durant le pompage) ;
- état des aménagements de surface.

Ces informations de terrain et leur comparaison avec les données lors de la réalisation du forage permettent un diagnostic initial rapide de l’état du forage et des actions à entreprendre. À ce stade il est nécessaire de se poser la question de la poursuite éventuelle du diagnostic de façon plus précise afin d’en valider l’intérêt. En effet, un diagnostic plus complet est coûteux et long, nécessitant un appareillage spécialisé, des analyses de laboratoire et la mobilisation de ressources humaines et matérielles importantes.

La décision devra être prise en considérant le coût et la faisabilité des opérations à mener ainsi que la pertinence de réaliser une réhabilitation par rapport à d’autres alternatives.

3.1.3 UTILISATION D'INSTRUMENTS DE CONTRÔLE

L’instrument le plus courant est la *caméra vidéo*, utilisée seulement en eau claire ; elle permet la détection des zones endommagées du tubage, des crépines colmatées ou la présence d’incrustations. Les *diagraphies* sont aussi très utilisées ; elles permettent d’estimer l’état du tubage, de la cimentation, et dans certains contextes de l’aquifère.

Remarque. – En l’absence de données sur le forage, il est important de définir la position précise des crépines, puisqu’elle influe sur l’installation de la pompe, la détermination du débit d’exploitation et le développement. Les diagraphies ou la caméra vidéo peuvent être utilisées pour identifier les crépines.

3.1.4 POMPAGE D'ESSAI ET ANALYSES D'EAU

Un pompage d’essai permet la mesure précise des paramètres hydrodynamiques de l’aquifère et des pertes de charge dues à l’ouvrage, on détermine ainsi les performances du forage (cf. chap. 6).

Il est important d’effectuer des analyses d’eau aussi complètes que possible en même temps que le pompage d’essai ; ces analyses comprennent la nature et la taille des particules en suspension ainsi que les paramètres physico-chimiques (cf. chap. 4).

3.2 Analyse des données

Tableau 8.XXIII : Analyse, diagnostic et techniques de réhabilitation de forage.

Données	Diagnostic	Techniques de réhabilitation
Analyse du débit et des niveaux d'eau (pompages d'essai)		
Diminution de la profondeur du forage	Arrivée de sable	Cf. <i>Analyse des dépôts</i> pour finaliser le diagnostic
Baisse du débit spécifique (débit par rapport au niveau dynamique)	Colmatage Arrivée de sable	Cf. <i>Analyse des dépôts</i> pour finaliser le diagnostic
Baisse du niveau statique	Baisse du niveau de l'aquifère (tendance sur le long terme ou variation saisonnière)	Si l'aquifère le permet : – réinstallation de la pompe (plus en profondeur ou changement de modèle de pompe) – surforage pour augmenter la profondeur et rééquipement Ou abandon
Calcul des pertes de charges quadratiques (C) en m/m ³ /s :	<i>Ces valeurs doivent être considérées uniquement comme des ordres de grandeur ; elles n'ont de sens que par comparaison entre elles</i>	Cf. <i>Analyse des dépôts</i> pour finaliser le diagnostic
$C < 5 \times 10^{-3}$	Pas de colmatage	
$5 \times 10^{-3} < C < 1 \times 10^{-4}$	Colmatage possible	
$1 \times 10^{-4} < C < 4 \times 10^{-4}$	Forage colmaté	
$C > 4 \times 10^{-4}$	Forage irrécupérable	
Analyses d'eau		
Augmentation de la conductivité	Perforation des tubes	Rééquipement ou abandon
Modification d'un paramètre (température, teneur en sulfates, nitrates, etc.)	Défaut dans la cimentation	Nouvelle cimentation
Augmentation de la présence de bactéries	Nappe contaminée	Abandon
Turbidité importante	Corrosion	Rééquipement ou abandon
	Équipement incorrect	Cf. <i>Analyse des dépôts</i> pour finaliser le diagnostic
Contamination fécale	Perforation des tubes	
	Problème de l'aménagement de surface	Réhabilitation de l'aménagement de surface et de la cimentation
	Défaut dans la cimentation	
Analyse des dépôts		
Grains de sable de diamètre plus petit que l'ouverture des crépines	Développement incorrect Équipement incorrect	Curage et développement Curage et rééquipement
Grains de sable de diamètre plus grand que l'ouverture des crépines	Usure ou rupture des crépines Rupture du tubage	Curage et rééquipement ou abandon
Présence de calcite sous forme de grains ou de lamelles	Dépôt calcaire par précipitation de calcite (peut s'accompagner de corrosion)	Voir § 4.4
Présence de fer sous forme d'oxydes	Corrosion des crépines (peut s'accompagner de colmatage et de précipitation de fer)	Rééquipement La méthodologie pour protéger un forage contre l'érosion est difficile à mettre en œuvre dans des contextes d'intervention humanitaires
Présence de gels, boue, flocs et d'odeurs	Colmatage dû à des bactéries (peut s'accompagner de corrosion)	Voir § 4.4
Diagraphie		
Caméra vidéo	Colmatage	Voir § 4.4
Imagerie acoustique	Rupture du casing	Rééquipement ou abandon
	Dépôt calcaire	Voir § 4.4
	Corrosion	Rééquipement ou abandon

La technique du log électrique permet la détermination du plan de captage (position des crépines)

4 Interventions techniques

Une fois le diagnostic établi, il est nécessaire d'estimer la faisabilité et le coût de la réhabilitation. Le choix entre réhabilitation et abandon du forage dépend de l'analyse du coût de la réhabilitation au vu des alternatives possibles.

4.1 Développement

Un développement est réalisé au début et à la fin de chaque réhabilitation. Au début il permet le nettoyage du forage et la résolution de certains problèmes de colmatage. À la fin il permet de finaliser le nettoyage de l'ouvrage et d'évaluer l'efficacité de la réhabilitation. Les techniques les plus intéressantes sont le développement par *air lift*, le pistonnage ou l'injection d'eau sous pression (cf. chap. 8A, § 7).

4.2 Curage et surforage

Le but du curage est d'enlever les dépôts accumulés au fond du forage et qui n'ont pas pu être éliminés lors du développement (sable, argile, débris de roche...). L'opération consiste à descendre dans le forage un outil nommé "cuillère" ou "curette", sorte de carottier, qui capture les sédiments grâce à un système de clapet. Ces opérations de curage peuvent s'avérer dangereuses pour le tubage.

Le surforage est utilisé lorsque les matériaux remplissant le forage ne peuvent pas être éliminés par curage ou lorsque l'on souhaite augmenter la profondeur de l'ouvrage. La technique utilisée varie selon que le forage est ou n'est pas crépiné.

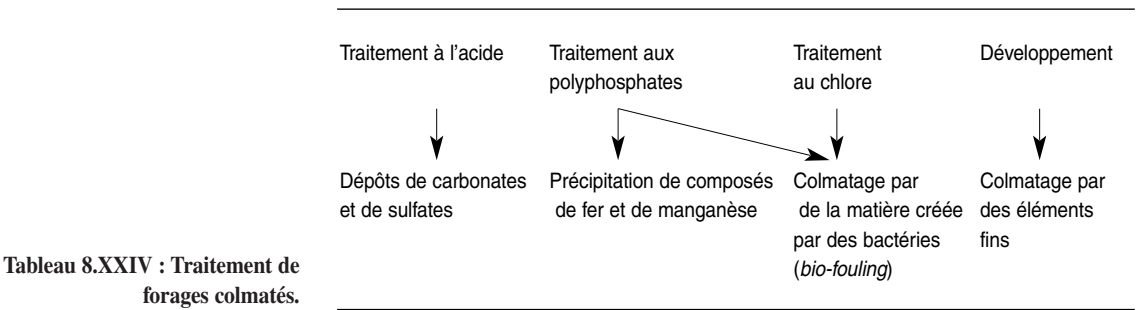
Si le forage n'est pas crépiné, le forage sera réalsé avec un diamètre inférieur ou identique au précédent. Si des blocs de grand diamètre sont coincés, il est possible de forer par *battage* ou au marteau fond de trou (MFT). Si le forage est crépiné, il est nécessaire de forer (rotary ou *battage*) avec un diamètre inférieur à celui du forage existant. La vitesse de progression utilisée est lente afin d'extraire parfaitement tous les sédiments. Cette opération endommage en général le tubage et les crépines ; il est nécessaire de rééquiper le forage (cf. § 4.3).

4.3 Rééquipement

Le rééquipement consiste à installer un nouveau tubage à l'intérieur de l'existant. Le nouveau tubage a un diamètre inférieur d'au moins 4 à 6 centimètres par rapport au tubage existant, afin de permettre la mise en place d'une épaisseur suffisante de gravier filtre entre les deux tubages. La cimentation est réalisée comme dans le cas d'un forage normal. Cette opération réduit le diamètre du forage et augmente les pertes de charge (création de nouvelles interfaces avec l'aquifère).

4.4 Décolmatage

Le développement peut résoudre en partie certains problèmes de colmatage ; néanmoins des traitements chimiques sont souvent nécessaires (traitement à l'acide ou au chlore). En général, il est nécessaire d'utiliser plusieurs traitements (traitements mixtes) (tabl. 8.XXIV).



Le principe du traitement chimique est d'introduire dans le forage une solution qui, en se diluant, agira sur les crépines, le gravier filtre et l'aquifère durant un certain temps (temps de contact) afin d'éliminer les colmatages. Durant la période de contact, l'eau est agitée, en général par air-lift ou pistonage, afin d'améliorer la pénétration de la solution dans le gravier filtre et l'aquifère, pour augmenter l'efficacité du traitement. À la fin du traitement, un long pompage est nécessaire pour éliminer toute trace des produits chimiques utilisés ; ce pompage peut être réalisé en parallèle d'un pompage d'essai de longue durée. Le tableau 8.XXV résume l'ensemble de ce processus.

Tableau 8.XXV : Processus de traitement chimique.

Étapes	Traitement à l'acide	Traitement aux polyphosphates	Traitement au chlore
Mesurer le pH initial	●	●	
Mesurer le taux de chlore résiduel			●
Préparer la solution de traitement (1,5 à 2 fois le volume de la colonne de captage)	●	●	●
Verser la solution de traitement dans le forage par l'intermédiaire d'un tube PVC (une moitié de la solution au niveau du sommet des crépines et l'autre moitié au niveau du bas des crépines)	●	●	●
Agiter la solution pendant 2 heures par soufflage	●		
Développer le forage (par <i>air lift</i> ou pistonage) durant 12 à 24 heures		●	●
Pomper afin d'éliminer tous les produits chimiques	●	●	●
Vérifier que le pH de l'eau est redevenu normal	●	●	
Vérifier que le taux de chlore résiduel est identique à celui mesuré initialement			●

Traitement à l'acide : les acides utilisés couramment sont l'acide *hydrochlorique* et l'acide *sulphamique*. Cependant l'acide hydrochlorique doit être évité en cas de crépines métalliques, notamment en zinc ou en acier galvanisé. De plus, l'acide sulphamique est souvent plus efficace que l'acide hydrochlorique. L'acide hydrochlorique est utilisé sous forme de solution à 30 %. L'acide sulphamique, vendu sous forme solide en cristaux, doit être dissous dans l'eau (à 15 °C : 200 g de cristaux dans 1 litre d'eau ; à 30 °C : 260 g de cristaux dans 1 litre d'eau).

Remarque. – Les acides doivent être manipulés avec précaution (gants, vêtements adaptés, lunettes, masque) et dans le respect de la législation locale.

Traitement aux polyphosphates : les polyphosphates utilisés sont dérivés du phosphate de sodium sous forme solide (cristaux, poussière). La dose est de 2 à 4 kilos pour 100 litres d'eau. Il est intéressant d'ajouter du chlore à la solution de polyphosphates, à un taux de 120 à 150 g de HTH pour 100 litres d'eau, afin d'associer les effets des deux produits.

Traitement au chlore : il existe sur le marché plusieurs produits à base de chlore dont les concentrations varient de 1000 à 2000 mg de chlore actif par litre de solution. Les volumes de solution nécessaires varient en fonction du volume d'eau à traiter dans le forage, le massif filtrant et l'aquifère ; en général il doit être au moins 5 fois supérieur au volume d'eau contenu dans le forage. La solution chlorée et l'eau à traiter doivent être bien mélangées et le temps de contact minimum est de 12 heures.

4.5 Réhabilitation des aménagements de surface

La réhabilitation des aménagements de surface doit être entreprise s'ils sont en mauvais état ou mal construits. Selon l'état du ciment, il est souvent préférable de détruire l'ancienne superstructure pour en reconstruire une nouvelle plutôt que d'essayer de la réparer – une couche de béton récente sur une structure en mauvais état ne sera pas solide et se détériorera rapidement. Si des réparations sont effectuées sur une structure en béton, la surface à réparer devra être

rugueuse afin d'assurer la cohésion, et des trous devront être réalisés pour servir d'ancrage au béton ou au mortier nouvellement utilisé (cf. annexe 14).

Les réhabilitations sont réalisées conformément aux procédures normales de construction des aménagements de surface (cf. chap. 8A, § 9 et annexe 14), tout en prenant en considération les causes des détériorations observées (érosion naturelle, usure due aux hommes ou aux animaux, modèles non adaptés aux besoins et habitudes de la population...).

5 Maintenance préventive

Il est préférable de prévenir les problèmes de vieillissement des forages afin de retarder leur détérioration. Outre les facteurs concernant la construction du forage (choix des matériaux, position des tubes, qualité de la cimentation), une utilisation raisonnée et une maintenance régulière diminuent les problèmes de détérioration :

Utilisation : il est nécessaire d'observer les règles ci-dessous pour obtenir une longévité maximale du forage et retarder les phénomènes de vieillissement :

- éviter les démarrages fréquents de la pompe ainsi que le pompage continu 24h/24 ;
- ne pas dépasser le débit maximal d'exploitation ;
- ne pas faire descendre le niveau de l'eau sous le sommet des crépines.

Maintenance périodique : en plus de la maintenance du système de pompage et des aménagements de surface, il est nécessaire d'effectuer :

- annuellement : une analyse complète de l'eau (bactériologique et physicochimique) et la vérification du système de pompage ;
- tous les 3 à 5 ans : un pompage d'essai et la mesure de la profondeur totale du forage.

6 Abandon d'un forage

Lorsque la réhabilitation d'un forage n'est pas faisable (pour des raisons techniques ou économiques), il est nécessaire de le condamner en le bouchant de manière imperméable afin d'éviter toute contamination de l'aquifère. Le moyen le plus efficace est de remplir tout le forage de mortier ou de béton ; ce remplissage se fera non pas en versant le mortier directement depuis la surface mais en déversant le mortier dans un tube PVC permettant de le disposer directement au fond du forage puis de s'élever graduellement à mesure du remplissage. De cette manière, la cohésion et donc l'imperméabilité du béton est meilleure. On notera que cette technique est utilisée également pour condamner tout forage négatif (non exploitable) ayant pénétré dans l'aquifère.

Remarque. – La décision de condamner définitivement un forage doit considérer les perspectives techniques et financières de réhabilitations futures. En particulier les forages profonds ou situés dans des zones isolées ne devront être condamnés qu'après mûre réflexion. Dans tous les cas, cette opération ne peut être réalisée qu'avec l'accord des utilisateurs et des opérateurs du forage.

C EXEMPLES DE TERRAIN

1	Planification d'une campagne de forage	300	3	Aperçus de quelques programmes	303
2	Moyens à mobiliser	301	3.1	Zone sédimentaire non consolidée	303
2.1	Moyens humains	301	3.2	Zone de socle	304
2.2	Coûts de forage	301			

1 Planification d'une campagne de forage

La réalisation d'un forage comprend les études d'implantation, la réalisation du forage en tant que tel, la construction de la superstructure, les essais de débits et l'installation de la pompe. En fonction des contextes, le temps consacré à la prospection de l'eau souterraine et à l'implantation du forage sera plus ou moins long et le pourcentage de forages positifs pouvant être équipés de pompes manuelles plus ou moins élevé. Un taux de succès de 75 à 80 % est un optimum à atteindre dans un contexte de socle. Lorsque l'on recherche des débits d'exploitation plus importants (supérieures à 3 m³/h), les études de prospection sont approfondies et complétées par des forages de prospection.

Les délais de réalisation d'un forage dépendent de plusieurs facteurs outre la profondeur et le diamètre du forage : la technique et la machine de forage utilisées, les conditions géologiques (bonne remontée des *cuttings*, tenue des parois du trou), les aléas techniques sur la machine. Par expérience, on compte 1 semaine pour la réalisation complète d'un forage.

Le planning des équipes de prospection et de construction des aménagements de surface se fait en fonction de l'avancement de l'équipe de forage. De même, le planning d'avancement de l'équipe de forage doit tenir compte du travail préparatoire réalisé par l'équipe de promotion de l'hygiène. On propose donc un planning de travaux similaire à celui présenté tableau 8.XXVI, extrapolé sur la durée du programme. Pendant la saison des pluies, l'accès des sites étant souvent limité et les essais géoélectriques difficiles à mener, il est préconisé d'arrêter les réalisations et de profiter de ce temps pour effectuer les réparations et la maintenance des équipements.

Tableau 8.XXVI : Planning d'exécution d'un forage.

Jours	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Équipe 1 (prospection géophysique)												
Équipe 2 (fonçage et équipement, nettoyage et développement)												
Équipe 3 (essai de pompage, analyse d'eau, interprétation des essais)												
Équipe 4 (superstructure, installation pompe)												

2 Moyens à mobiliser

2.1 Moyens humains

Ces moyens sont présentés tableau 8.XXVII.

2.2 Coûts de forage

Le coût d'un forage dépend de nombreux facteurs : profondeur et diamètre, type de machine utilisée, prix des consommables, etc. mais également de la méthode de calcul. Les tableaux 8.XXVIII A et B présentent les coûts des consommables pour un forage en Afrique de l'Est et en Afrique de l'Ouest, le tableau 8.XXIX le coût total d'un forage en Asie du Sud-Est. Bien que les méthodes de calcul soient différentes, le coût des ouvrages est nettement moins élevé en Asie, car les consommables sont moins onéreux. Lorsqu'on parle de coûts de forage, notamment pour comparer différentes zones ou différents acteurs, il faut donc savoir ce que l'on chiffre : consommables uniquement, logistique, ressources humaines, amortissement du matériel ?

Encadrement

1 chef de projet hydrogéologue	Implantation forages, gestion des équipes, Contacts avec partenaires locaux
1 logisticien	Approvisionnement des chantiers

Équipe de prospection

1 technicien géophysique	Mise en œuvre et interprétation des essais
3 aides	Préparation des essais

Équipe de forage

1 foreur	Mise en œuvre forages et équipement (plan de captage), rédaction de rapport
1 mécanicien	Maintenance de la foreuse, du compresseur
4 manœuvres	Installation chantier, nettoyage fosses, changements tiges, approvisionnement en eau, équipement forage, etc.

Équipe de superstructure

1 maçon	Chef de chantier, supervision construction dalle antibourbier
1 technicien pompe	Installation pompe, désinfection forage
3 manœuvres	Ferrailage, gâchage béton, etc.

Tableau 8.XXVII : Personnel nécessaire pour la réalisation d'un forage.

**Tableau 8.XXVIII A : Exemple de coût d'un forage en Ouganda (ACF, 1997).
Profondeur 50 m, foration en rotary 8"1/2 puis MFT 6" (ACF-PAT 301).**

Désignation	Quantité	Coût unitaire (\$ US)	Coût total (\$ US)	Désignation	Quantité	Coût unitaire (\$ US)	Coût total (\$ US)
Forage				Aire de lavage 3 x 3 m			
tube PVC 103 x 113 (2,9 m)	13	12	156	ciment (50 kg/sac)	14	12	168
crépine PVC 103 x 113 (2,9 m)	6	18	108	sable (m³)	2	12	24
prétube PVC 167 x 180 (2 m)	10	27	270	gravier (m³)	1	30	30
bouchon de pied	1	6	6	pierre (m³)	3	15	45
gravier filtrant (l)	600	0,05	30	treillis soudé (m²)	9	4	36
diesel (l)	500	1	500	Essai de pompage			
essence (l)	150	1	150	essence (l)	50	1	50
polycol (kg)	10	10	100	analyse bactériologique de l'eau	20	5	100
mousse de forage (l)	20	5	100	analyse physico-chimique	10	10	100
huile de forage (l)	5	5	25	Pompe			
graisse (l)	10	5	50	pompe U2 (India MarkII)	1 000	1	1 000
Dalle antibourbier 2,5 x 2,5 m				Amortissement de l'équipement			
ciment (50 kg/sac)	12	12	144	ACF-PAT 301	1	800	800
sable (m³)	0,6	12	7,2	TOTAL			
gravier (m³)	0,3	30	9				4 074
pierre (m³)	3	15	45				
treillis soudé (m²)	6	3,5	21				

Tableau 8.XXVIII B : Exemple de coût d'un forage au Libéria (ACF, 2003).

Profondeur 35 m, forage rotary 8"1/2 puis marteau fond de trou 6" (ACF-PAT 301). Durée du travail : 1 semaine avec le développement et l'installation de la pompe.

Désignation	Quantité	Coût unitaire (\$ US)	Coût total (\$ US)	Désignation	Quantité	Coût unitaire (\$ US)	Coût total (\$ US)
Forage				Pompe			
crépine PVC 2 m x 125 mm				Afridev (profondeur 15 m)	1	500	500
ouverture 1 mm	3	20	60	Amortissement de l'équipement			
tube PVC 125 mm x 2 m	10	15	150	ACF-PAT 301	1	500	500
tube PVC 125 mm x 1 m	2	8	16	Équipe de forage			
prétubage PVC 6m x 150 mm	3	33	99	(un coordinateur de forage			
bouchon de pied	1	5	5	supervise les différentes			
colle PVC (pot 500 ml)	1	30	30	machines)			
gravier filtrant (kg)	23	1	23	superviseur de forage	1	70*	70
polycol (50 kg)	1	50	50	assistant mécanicien de forage	1	40	40
Carburant pour compresseur				technicien de forage	3	30	90
(gallon)	40	3	120	ouvriers	3	20	60
essence (gallon)	15	3	45	Construction des trottoirs			
Trottoir				superviseur	1	70	70
ciment (sac de 50 kg)	14	7	98	maçon	2	30	60
sable (tonne)	2	10	20	TOTAL			
gravier (m³)	0.3	30	9				2 180
pierre (m³)	3	15	45				
fers à béton 3 m x 6 mm	10	2	20				
				* Coût par forage pour une semaine de travail.			

Tableau 8.XXIX : Exemple de coût d'un forage au Cambodge (ACF, 1998). Profondeur 56 m, forage 6"1/2 rotary (ACF-PAT 301).

Désignation	Coût unitaire (\$ US)	Désignation	Coût unitaire (\$ US)
Forage 56 m, entièrement équipé	590	Expatrié ACF	212
Dalle antibourbier	238	Sous-total	212
Pompe Afridev	390	Véhicule 4x4	350
Pièces détachées ACF-PAT 301	300	Location de camion	50
Amortissement machine de forage ACF-PAT 301	120	Sous-total logistique	400
Sous-total	1 638	Frais administratif 8 %	216
Équipe de forage	90	TOTAL	2 846
Équipe superstructure	62		
Équipe de promotion de l'hygiène	180		
Superviseur	48		
Sous-total	380		

3 Aperçus de quelques programmes

3.1 Zone sédimentaire non consolidée

Le programme synthétisé dans les tableaux suivants concerne une zone sédimentaire non consolidée (sable et argile) d'Afrique centrale. Dans ce contexte très enclavé, le forage rotary léger avec une machine ACF-PAT 201 a été choisi. L'objectif est de réaliser 40 forages de 40 m de profondeur moyenne à l'aide de deux machines, sur une période totale de 12 mois :

- 1 mois d'achat et de transport du matériel,
- 1 mois de mise en place et formation des équipes,
- 8 mois de forage,
- 2 mois de suivi des comités de l'eau chargés de la maintenance des pompes.

Le tableau 8.XXX présente le budget total de l'opération.

Tableau 8.XXX : Budget total d'une campagne de forage ACF-PAT 201 (ACF, 1996).

Résumé	Montant (\$ US)	Résumé	Montant (\$ US)
1. Équipe locale	65 600	3. Logistique	95 064
2. Équipement	96 282	4. Coûts administratifs	4 000
		Total général	260 946

1) Assistance technique	Nombre	Salaire (\$ US)	Durée (mois)	Total (\$ US)
Superviseur	1	800	12	9 600
Équipe de forage (2 groupes)	10	200	10	20 000
Maçon/technicien pompe (2 groupes)	6	150	12	10 800
Équipe géophysique	4	150	10	6 000
Logistique	1	300	12	3 600
Agents communautaires	5	100	12	6 000
Main d'œuvre	6	50	12	3 600
Autres	5	100	12	6 000
Total	38			65 600

2) Équipement	Nombre	Coût total (\$ US)
Équipement eau	1	45 400
Outils et consommables	1	11 882
Matériel pour 40 forages	1	39 000
Total		96 282

3) Logistique	Quantité /mois	Coût unitaire (\$ US)	Total (\$ US)
Entrepôt	2	3 000	6 000
Véhicule	24	2 400	57 600
Moto	3	1 938	5 814
Vélo	3	100	300
Carburant et maintenance	24	400	9 600
Transport international (T)	3,5	4 500	15 750
Total			95 064

4) Coûts administratifs	Durée (mois)	Coût unitaire (\$ US)	Total (\$ US)
Supports pédagogiques	10	300	3 000
Coûts de communication	10	100	1 000
Total			4 000

Le tableau 8.XXXI présente les coûts du matériel de forage.

Désignation	Quantité	Coût unitaire (\$ US)	Total (\$ US)
ACF-PAT 201 kit complet	2	10 500	21 000
Kit essais de pompage	1	3 000	3 000
Sonde piézométrique 50 m	2	600	1 200
Kit analyse d'eau	1	1 000	1 000
Kit analyse bactériologique	1	3 000	3 000
Conductivimètre	1	700	700
Résistivimètre Ω méga	1	5 500	5 500
Ordinateur	1	2 000	2 000
Motopompe et accessoires	1	3 000	3 000
Pièces détachées	1	5 000	5 000
TOTAL			45 400

Tableau 8.XXXI : Coût du matériel de forage.

Le tableau 8.XXXII présente le coût des consommables pour la réalisation de 40 forages.

Désignation	Quantité	Coût unitaire (\$ US)	Coût (\$ US)
Forage			
tube 103x113 (10/forage)	400	12	4 800
crépine 103x113 (4/forage)	160	18	2 880
prétube 167x180 (2/forage)	80	27	2 160
gravier filtre (600 l/puits – l)	24 000	0,05	1 200
gas-oil (20 l/forage)	800	0,85	680
essence (30 l/forage)	1 200	1	1 200
Dalle antibourbier			
ciment (8 sacs/forage)	320	12	3 840
sable (0,5 m ³ /forage)	20	12	240
briques (500/forage)	20 000	1	20 000
treillis soudé (1 feuille/forage)	40	20	800
pierres (2 m ³ /forage)	80	15	1 200
pompe à main	40	don	
TOTAL			39 000

Tableau 8.XXXII : Coût des consommables pour la réalisation de 40 forages.

3.2 Zone de socle

Cet exemple de programme concerne l'achat d'un atelier de forage ACF-PAT 301 capable de forer en rotary et en MFT en zone de socle africain. Le projet de 6 mois prévoit la réalisation de 10 forages d'une profondeur moyenne de 50 m (tabl. 8.XXXIII à 8.XXXVI).

Tableau 8.XXXIII : Budget total d'un programme de forage ACF-PAT 301.

Résumé	Montant (\$ US)			
1) Équipe locale	11 100			
2) Équipement	106 306			
3) Logistique	83 521			
4) Coûts administratifs	2 400			
Total général	203 327			
1) Assistance technique, équipe locale	Nombre	Salaire (\$ US)	Durée (mois)	Total (\$ US)
Superviseur	1	300	6	1 800
Foreur	1	50	6	300
Assistant foreur	5	30	6	900
Maçon	1	40	6	240
Assistant maçon	4	30	6	720
Technicien géophysique	3	30	6	540
Chauffeur	3	200	6	3 600
Main d'œuvre	5	50	6	1 500
Autres	5	50	6	1 500
Total	23			11 100
2) Équipement	Quantité	Coût total (\$ US)		
Foreuse et équipement	1	88 050		
Outils et consommables de forage	1	7 391		
Matériel pour 10 forages	1	10 865		
Total		106 306		
3) Logistique	Quantité /mois	Coût unitaire (\$ US)	Total (\$ US)	
Véhicule 4x4	1		30 000	
Camion de forage	1		15 000	
Maintenance & carburant camion (mois)	6	778,5	4 671	
Maintenance & carburant véhicule	6	1 100	6 600	
Transport routier (mois)	2	3 500	7 000	
Transport international (T)	4,5	4 500	20 250	
Total			83 521	
4) Coûts administratifs	Durée (mois)	Coût unitaire (\$ US)	Total (\$ US)	
Papeterie	6	200	1 200	
Coûts communication	6	200	1 200	
Total			2 400	

Tableau 8.XXXIV : Coût de l'équipement.

Désignation	Quantité	Coût unitaire (\$ US)	Total (\$ US)
ACF-PAT 301 RT kit complet	1	26 000	26 000
Compresseur Atlas Copco XAHS 175	1	40 000	40 000
Outils de forage rotary	1	1 900	1 900
trilame 8"1/2 (216 mm)	2		
trilame 6"1/2 (165 mm)	2		
trilame 3"7/8 (99 mm)	2		
adaptateur F 2"3/8 PAI REG x F 2"3/8 API REG	2		
adaptateur F 2"3/8 API REG x F 3"1/2	2		
Outils de forage marteau fond de trou	1	6 800	6 800
marteau challenge 4 Stenwick	1		
taillant 150 mm	4		
taillant 105 mm	2		
clés de montage pour taillants 150 & 105 mm	2		
Kit essais de pompage	1	2 500	2 500
Résistivimètre	1	5 000	5 000
Sonde piézométrique 50 m	1	1 000	1 000
Kit analyse d'eau	1	500	500
fer (réf. 11136C)	1	150	150
manganèse (réf. 14768)	1	200	200
Ordinateur et imprimante pour rapport et suivi de forage	1	3 000	3 000
GPS	1	1 000	1 000
TOTAL			88 050

Tableau 8.XXXV : Coût des consommables de forage.

Désignation	Quantité	Coût unitaire (\$ US)	Total (\$ US)
Forage			
tube 103 x 113 (10/forage)	100	12	1 200
crépine 103 x 113 (6/forage)	60	18	1 080
prétube 167 x 180 (4/forage)	40	27	1 080
bouchon	10	5	50
gravier filtre (600 l/forage – l)	6 000	0,05	300
gas-oil (500 l/forage)	5 000	0,85	4 250
essence (150 l/forage)	1 500	1	1 500
Aire de lavage			
ciment (11 sacs/aire de lavage)	55	12	660
sable (1 m3/aire de lavage)	5	12	60
gravier (2 m3/aire de lavage)	10	30	300
treillis soudé (1,5 feuilles/aire de lavage)	8	20	160
pierres (3 m3/aire de lavage)	15	15	225
TOTAL			10 865

Tableau 8.XXXVI : Coûts de l'outillage et du petit consommable.

Désignation	Quantité	Coût unitaire (\$ US)	Total (\$ US)
Citerne d'eau (m3)	1	1 500	1 500
Moule de coffrage métallique	1	1 000	1 000
Boîte à outils	1	1 200	1 200
Pince coupante aciers	1	480	480
Mètre (100 m)	4	30	120
Pioche	10	3	30
Pelle	10	3	30
Houe	10	3	30
Niveau	2	30	60
Mètre (5 m)	10	6	60
Seau	10	5	50
Brouette	2	20	40
Scie à bois	2	10	20
Marteau	5	5	
Marteau (5 kg)	2	8	16
Huile hydraulique (l)	50	3	150
Huile de forage (Azolla) (l)	50	5	250
Huile moteur (l)	50	2,5	125
Graisse (kg)	30	5	150
Polycol (kg)	50	10	500
Mousse de forage (l)	100	3	300
PVC tuyau à visser Ø 2" (3 m)	20	15	300
PVC tuyau à visser Ø 2" (1 m)	3	15	45
PVC coude à visser sur les tuyaux PVC Ø 2"	2	10	20
Bottes caoutchouc	15	10	150
Gants	20	8	160
Ciré	10	30	300
TOTAL			7 111

D PUIITS SUR FORAGE

1	Puits sur forage concentrique	308	1.2.1	Moyens humains	309
1.1	Mise en œuvre	308	1.2.2	Coûts forage et puits	310
1.1.1	Réalisation du forage	308	2	Puits sur forage latéral	310
1.1.2	Réalisation du puits	309	2.1	Construction du puits-citerne (ou contre-puits)	311
1.1.3	Planification	309	2.2	Réalisation de la connexion puits-forage	311
1.2	Moyens à mobiliser	309			

Un puits sur forage est un puits alimenté par un forage captant un aquifère captif. Le premier intérêt est évidemment d'exploiter une nappe profonde avec un niveau statique proche de la surface sans pour autant creuser un puits très profond ; le puits fonctionne alors uniquement comme une citerne, qui se recharge pendant les périodes de non-utilisation (cf. chap. 8A). Cette solution s'avère aussi intéressante lorsque le débit du forage est faible, car le puits procure une réserve d'eau-tampon où il est possible de puiser à un débit supérieur à celui du forage. Enfin, le puits sur forage permet d'éviter l'installation d'une pompe lorsque le contexte socio-économique ne le permet pas, tout en préservant la qualité de l'eau. Dans certains cas il permet de fournir deux points d'eau complémentaires (cf. § 2).

Il est relativement simple de réaliser ce type d'ouvrage en creusant le puits autour du tube de forage. De nombreux projets de puits sur forage ACF-PAT 201 et 301 ont été développés en Asie dans les formations sédimentaires présentant des aquifères captifs avec des niveaux statiques proche de la surface. Les puits-citernes sont alors équipés de pompes manuelles type VN6 (niveau statique au-dessus de 6 m) ou laissés ouverts (puisage manuel au seau) avec un chadouf (cf. chap. 7 § 1.2.2). On présente ci-après les éléments techniques et financiers de ce type de programme, extraits des programmes menés au Cambodge et en Birmanie par ACF depuis plusieurs années.

Depuis 1996, ACF construit aussi des puits sur forage dans le nord du Mali. Ces ouvrages sont équipés de systèmes de pompage traditionnels qui permettent aux populations pastorales d'exploiter des aquifères profonds sans être dépendants vis à vis de systèmes de pompage motorisés. Les forages atteignent en moyenne 110 m et les puits citernes, construits à côté des forages, ont une profondeur de 50 à 70 m.

1 Puits sur forage concentrique

1.1 Mise en œuvre

1.1.1 RÉALISATION DU FORAGE

Le forage est équipé de façon classique (cf. chap. 8A) en tube de 2" (Birmanie) ou 4" (Cambodge). Un massif filtrant est installé autour des crépines, surmonté d'un bouchon d'argile et d'un coulis de ciment pour éviter toute pollution provenant de la surface.

La profondeur moyenne des forages est ici de 15 à 30 m. Ils sont réalisés avec une machine ACF-PAT 201 dans les formations non consolidées ou 301 dans les formations plus dures (grès, argiles compactes).

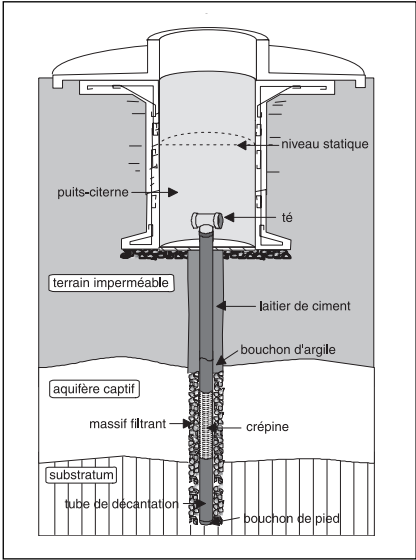


Figure 8.27 : Puits sur forage concentrique (ACF, Cambodge, 1998)

1.1.2 RÉALISATION DU PUIITS

Le puits est fouillé autour du forage en diamètre de 1,2 m jusqu'à une profondeur minimale de 2,5 m en dessous du niveau statique repéré dans le forage (le plus bas en période d'étéage). Pour un diamètre de puits donné, la profondeur du puits est choisie en fonction de critères techniques (obtenus par essai de pompage – cf. chap. 6) et humains (besoins quotidiens, débit du forage).

En Birmanie, des buses de diamètre intérieur de 1 m (hauteur 0,5 m) sont préfabriquées en surface une semaine avant leur mise en place. Une dalle de fond du puits est coulée en béton armé (épaisseur 10 cm) sur un empierrement pour asseoir la colonne de buse qui est alors montée jusqu'à la surface. On utilise du ciment à prise rapide en cas d'arrivée d'eau importante le long du tubage de forage, pour assurer une bonne étanchéité.

Au Cambodge, le puits est construit suivant la technique du coffrage couissant en remontant (cf. chap. 7). Le tube de forage est ensuite coupé à la cote 0,5 m au-dessus de la dalle de fond. Pour éviter de laisser le tube ouvert vers le haut et pour limiter toute intrusion dans le forage, un T est installé. Un aménagement de surface (margelle, dalle antibourbier, drainage) est ensuite réalisé (cf. chap. 7 et annexe 14).

1.1.3 PLANIFICATION

Un exemple de temps de réalisation est donné tableau 8.XXXVII.

	Semaine 1	Semaine 2	Semaine 3
Forage et développement		
Préfabrication de buses		
Excavation du puits		
Dalle de fond et cuvelage		
Aménagement de surface		

Tableau 8.XXXVII : Temps de construction d'un puits sur forage.

1.2 Moyens à mobiliser

1.2.1 MOYENS HUMAINS

Les moyens humains sont les mêmes que ceux requis pour la réalisation de puits et de forage, tableau 8.XXXVIII (voir aussi chap. 7B et 8C).

Équipe de forage	Salaire mensuel indicatif (\$US)	Équipe de puits	Salaire mensuel indicatif (\$US)
1 géologue	200-250	1 chef de chantier	150-200
1 foreur	150-250	1 assistant	100-150
1 assistant foreur	100-150	5 manœuvres	40-80
1 mécanicien	100-150	1 chauffeur	60-80
3 manœuvres	40-80		
1 chauffeur	60-80		

Tableau 8.XXXVIII : Moyens humains (ACF Birmanie, 1997).

1.2.2 COÛTS FORAGE ET PUIITS

Un exemple de coûts des matériaux nécessaires à la construction d'un puits sur forage est présenté tableau 8.XXXIX.

Tableau 8.XXXIX : Coûts pour un puits sur forage (ACF Cambodge, 1997).

Désignation	Unités	Quantité	Coût unitaire (\$ US)	Coût total (\$ US)
Forage 25 m				
Tube plein PVC 2" (63 mm ext.)	pcs 3 m	7	8	56
Tube crépiné 2"	pcs 3 m	1	9	9
Bouchon 2"	pcs	1	1	1
T	pcs	1	2	2
Manchons 2"	pcs	10	1	10
Gravier filtre	m3	0,3	20	6
Ciment	Sacs de 50 kg	3	7	21
Ciment prise rapide	kg	3	1,5	4,5
Gas-oil	l	90	0,5	45
Essence	l	10	0,4	4
Coût total par forage				158,5
Puits diamètre intérieur 1 m, profondeur 6 m				
Ciment	Sacs de 50 kg	62	7	434
Sable	m ³	4	5,5	22
Gravier	m ³	6	5,5	33
Pierre	m ³	3	7	21
Briques (trottoir, drainage)	pcs	200	0,04	8
Fer 8 mm	ml	200	0,4	80
Fer 6 mm	ml	400	0,3	120
Fil de fer	kg	7	2	14
Coût total par puits				732
Total général				890,5

2 Puits sur forage latéral

Un autre type de puits sur forage consiste à construire le puits citerne à côté du forage (fig. 8.28). Cet ouvrage est plus difficile à réaliser que le précédent, mais il présente les avantages suivants :

- il procure deux points d'eau distincts ; un d'eau potable pour la boisson (eau pompée dans le forage) et un autre pour le bétail (eau pompée à l'aide de systèmes traditionnels dans le puits citerne) ;
- dans le cas de puits profonds et exposés à l'ensablement (puisage traditionnel, vents de sable, etc.), il est alors possible de curer le puits grâce à une benne preneuse, ce qui n'est pas possible dans le cas d'une alimentation par un forage central (risque d'endommager la connexion).
- le forage reste accessible pour toute opération de pompage ou de réhabilitation, développement, etc.

Dans le Sahel, les puits sont généralement connectés latéralement aux forages, mais ce type de connexion n'est envisageable que si le terrain est suffisamment stable pour réaliser une galerie horizontale.

2.1 Construction de puits-citerne (ou contre-puits)

Afin de ne pas avoir une connexion trop difficile à réaliser le cuvelage est implanté à 1 m du forage. S'il est possible de connaître la déviation du forage à une profondeur donnée, ce renseignement permet de définir avec précision l'endroit où creuser. Cette information est parfois disponible sur les fiches de forage (une estimation de la déviation peut être obtenue en descendant une lampe torche dans le forage – on note la profondeur à laquelle on ne voit plus la lampe – ou en descendant un fil à plomb dans un disque fendu et étalonné).

Un pompage d'essai permet de déterminer les paramètres hydrodynamiques de l'aquifère et donc de définir la profondeur de connexion correspondant au débit désiré (cf. chap. 6). L'étude de la coupe géologique du forage permet de confirmer la faisabilité de construction d'une galerie à cette profondeur (couche stable, non sableuse). Si cette condition n'est pas remplie, il faut réaliser la connexion plus en profondeur (dans une mesure économiquement acceptable) ou positionner le puits sur le forage. Une fois la profondeur déterminée, le puits est construit de manière classique (cf. chap. 7A), jusqu'à 1,50 m sous la connexion. Ceci permet aux sédiments de décanter sans obstruer la connexion. Le cuvelage est descendu à cette cote et rendu étanche avec une dalle de fond non perforée et bien ancrée dans les parois.

2.2 Réalisation de la connexion puits-forage

La connexion au forage est le point sensible de l'ouvrage. Cette connexion doit faire l'objet de toutes les attentions afin de garantir la longévité de l'ouvrage. Le traçage est fait dans le puits verticalement grâce à un fil à plomb et horizontalement en tenant compte des estimations faites section 2.1 et des paramètres géologiques. Un tunnel de 1 m de long et 0,60 m de haut est creusé horizontalement, afin de dégager le tubage. Une fois le tubage atteint, plusieurs méthodes peuvent être utilisées. L'objectif de l'étape suivante est de rendre cette liaison puits-forage totalement étanche aux éléments extérieurs qui pourraient venir la colmater ou la contaminer.

Au Mali nous avons choisi de préfabriquer des éléments en béton armé de $0,60 \times 0,40 \times 0,20$ (L x H x P) et de 5 cm d'épaisseur. Cette solution a l'avantage de mettre en œuvre des éléments déjà durcis, en effet il peut parfois être difficile de couler du béton dans une galerie où de l'eau coule par l'espace annulaire. Les éléments préfabriqués sont mis en place "à reculons", le premier élément installé doit être fermé dans sa partie arrière. Ils sont liés entre eux par des épingles, puis joints par une mince couche de béton sur la partie basse et intérieure (solidité et étanchéité). L'extérieur de la niche est maçonné également à reculons. Des aciers plus longs doivent être prévus pour le dernier élément afin de le lier avec les aciers du cuvelage qui auront été conservés au moment du perçage de la paroi du puits. Le souci est toujours l'étanchéité de l'ensemble. Il est également possible de mettre en œuvre le béton avec un coffrage bois. L'utilisation d'adjuvant type Sicalatex "accélérateur de prise" peut améliorer la qualité du béton. Une autre solution consiste à connecter le tubage du forage directement à un autre tube qui amène l'eau dans le puits, sans tunnel, avec un collier de prise en charge.

Après finalisation de la connexion, il est préférable d'attendre quelques jours avant de mettre en eau afin de laisser le béton durcir. Il y a deux possibilités pour la mise en eau, soit une perforation directe du tubage (avec un outil approprié) soit la mise en place d'un collier de prise en charge avec vanne.

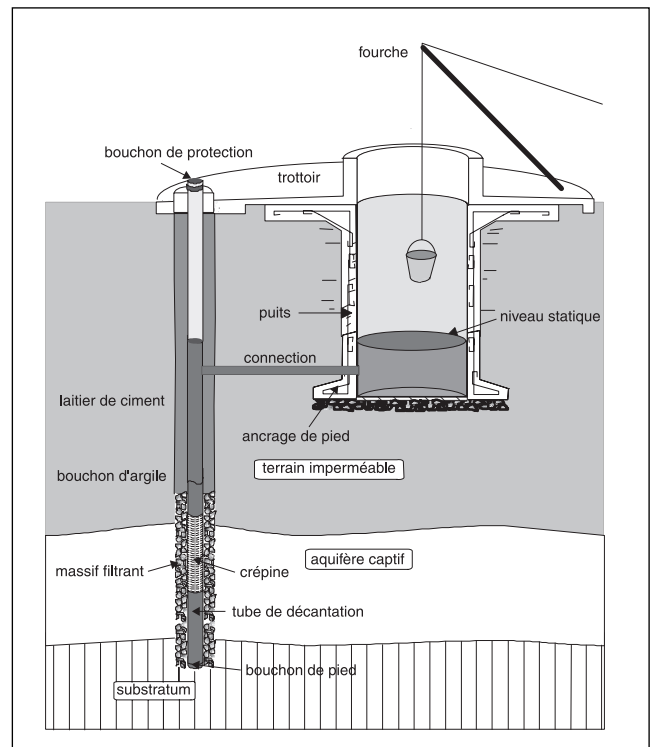


Figure 8.28 : Puits sur forage latéral (ACF, Mali, 2003).

Pompage

1	Généralités	313	5.2	Dimensionnement d'un générateur	327
2	Pompes motorisées	314	5.2.1	<i>Calcul théorique des puissances (moteur et groupe)</i>	327
2.1	Principe de fonctionnement des pompes centrifuges	315	5.2.2	<i>Calcul empirique</i>	327
2.2	Étanchéité d'une pompe centrifuge	316	6	Pompes d'épuisement	327
3	Hydraulique de pompage	316	6.1	Principe et matériel	327
3.1	Puissance	316	6.2	Pompes d'épuisement électriques	328
3.2	Hauteur d'aspiration	316	6.3	Pompes d'épuisement pneumatiques	328
3.3	Débit et hauteur manométrique totale (HMT)	317	7	Pompes à énergie renouvelable	329
3.3.1	<i>Courbe caractéristique d'une pompe</i>	318	7.1	Pompage solaire	329
3.3.2	<i>Pertes de charge</i>	319	7.1.1	<i>Énergie solaire</i>	329
3.4	Point de fonctionnement sur un réseau	319	7.1.2	<i>Dimensionnement des stations de pompage solaire</i>	330
3.5	Courbes caractéristiques particulières	320	7.2	Énergie hydraulique	331
3.5.1	<i>Influence de la vitesse de rotation du rotor</i>	320	7.2.1	<i>Vitesse de rotation de la pompe</i>	332
3.5.2	<i>Canalisation de refoulement vannée</i>	320	7.2.2	<i>Test de performance</i>	333
3.5.3	<i>Montage de deux pompes identiques en série</i>	320	7.2.3	<i>Matériel pour pompe Garman</i>	333
3.5.4	<i>Montage de deux pompes identiques en parallèle</i>	321	8	Pompes à motricité humaine	333
3.5.5	<i>Couplage de deux pompes différentes</i>	321	8.1	Typologie des principales pompes à main	334
4	Choix d'une pompe motorisée	322	8.2	Pompes à piston	335
4.1	Motopompe centrifuge de surface	322	8.2.1	<i>Pompes refoulantes (à piston immergé)</i>	335
4.2	Pompe électrique immergée	323	8.2.2	<i>Pompes aspirantes</i>	337
5	Alimentation électrique	324	8.3	Hydropompes	337
5.1	Puissance et intensité	325	8.4	Pompes à rotor	339
5.1.1	<i>Rendement</i>	325	8.5	Pompes à corde (<i>rope pump</i> ou pompe Mecate)	339
5.1.2	<i>Puissance électrique</i>	325	8.6	Pompe à pédales	340
5.1.3	<i>Intensité et tension</i>	325			

Le choix du système de pompage doit être fait en tenant compte non seulement des contraintes techniques (type de pompe, énergie, hauteur de refoulement, débit, turbidité de l'eau) mais aussi et surtout des contraintes liées au contexte socio-économique :

- acceptation du système de pompage,
- disponibilité et accessibilité (physique et économique) des pièces détachées et des consommables,
- capacité technique de maintenance des pompes.

Ce chapitre donne les éléments théoriques permettant de dimensionner les stations de pompage appropriées aux contextes d'intervention à moyen et long termes, illustrés par des exemples pratiques.

1 Généralités

La typologie des pompes les plus utilisées est donnée tableau 9.I. Quelle que soit la pompe, elle est constituée de trois parties distinctes :

- la partie moteur, qui fournit la puissance nécessaire au pompage ;
 - la transmission, qui transmet cette puissance à la partie hydraulique ;
 - la partie hydraulique, qui transmet cette puissance à l'eau pour la déplacer (l'aspirer et/ou la refouler).
- Le principe de fonctionnement correspondant aux différents types de pompes est présenté tableau 9.II.

Tableau 9.I : Typologie des pompes.

Type de pompe	Utilisation usuelle	Technologie
Pompe à motricité humaine	Équipement de forage et puits	Aspirante installée en surface → à piston Refoulante avec partie hydraulique immergée → à piston (existe aussi en version motorisée) → à boudruche hydraulique → à vis (existe aussi en version motorisée)
Pompe immergée électrique	Équipement de forage et puits pour débits > 2 m ³ /h, Essais de pompage	Refoulante → centrifuge multi-étagée
Pompe d'épuisement	Épuisement de fouilles (creusage puits dans nappe) Pompage sur eau de surface	refoulante ou aspirante-refoulante → centrifuge → pneumatique à membrane
Motopompe de surface	Pompage sur eau de surface Pompage de réservoir vers réseau ou autre réservoir	aspirante-refoulante (hauteur d'aspiration limitée 7 m) → centrifuge

2 Pompes motorisées

Il existe deux grands types de pompes motorisées, les pompes centrifuges et les pompes volumétriques. Ces dernières conviennent pour élever des faibles débits d'eau à des pressions élevées (Karcher, par exemple). Dans le domaine de l'eau potable, les seules pompes volumétriques couramment utilisées sont des pompes à motricité humaine (cf. § 8).

Tableau 9.II : Principe de fonctionnement des pompes usuelles.

	Partie moteur	Transmission	Partie hydraulique
Pompe à motricité humaine	Main Pied	Mécanique (levier + tringlerie) Hydraulique (tuyau d'eau)	Pompe volumétrique (piston immergé ou émergé, boudruche)
Motopompe de surface	Moteur thermique (diesel, essence ou électrique)	Arbre sur paliers	Pompe centrifuge
Pompe immergée électrique	Moteur électrique immergé	Arbre	Pompe centrifuge à roues multi-étagées
Pompe d'épuisement pneumatique	Compresseur	Tuyau d'air comprimé	Pompe volumétrique à membrane

2.1 Principe de fonctionnement des pompes centrifuges

Les pompes centrifuges font partie de la famille des turbopompes (fig. 9.1). Dans les turbopompes, une roue (rotor), munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur (stator). Certaines turbopompes diffèrent suivant la forme de la roue (fig. 9.2 & 9.3).

Figure 9.1 : Pompe centrifuge électrique de surface.

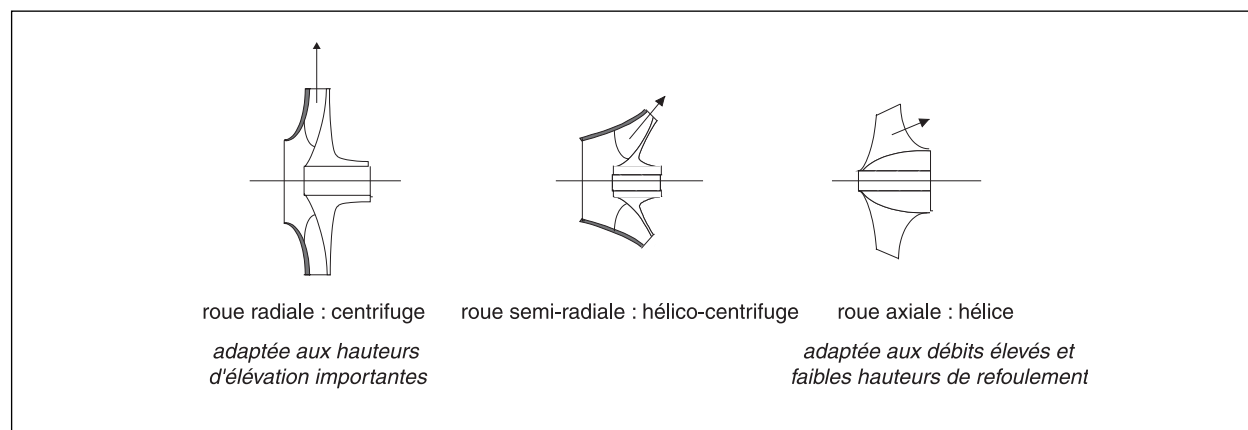
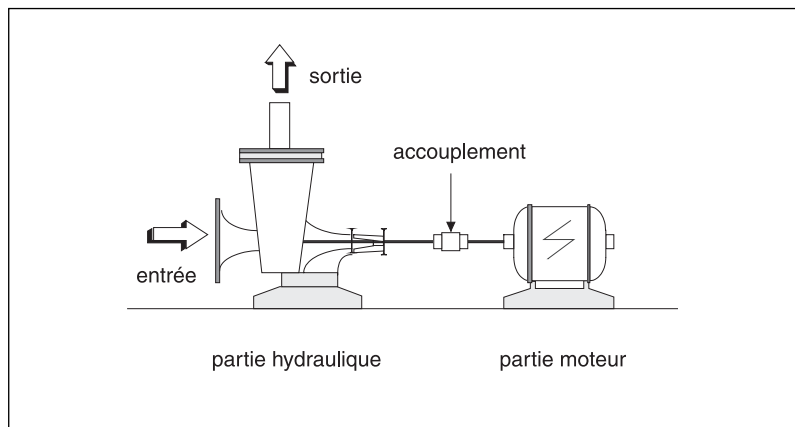


Figure 9.2 : Forme de la roue des turbopompes.

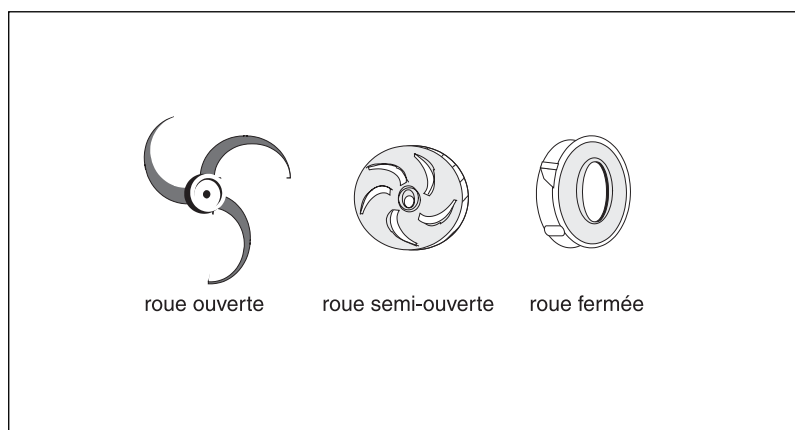


Figure 9.3 : Forme de la roue des pompes centrifuges.

La force motrice d'entraînement de l'arbre peut provenir d'un moteur thermique, d'un moteur électrique immergé ou émergé ou de toute autre force, comme une turbine sur un fleuve.

2.2 Étanchéité d'une pompe centrifuge

La partie hydraulique (volute) dans laquelle tourne la roue étant traversée par l'arbre du moteur, le système d'étanchéité est constitué d'un presse-étoupe (graphite) enroulé autour de l'arbre et serré par un fouloir.

L'étanchéité du presse-étoupe n'est pas parfaite : il suinte toujours un peu pour lubrifier et refroidir l'arbre. Il ne faut donc pas serrer abusivement le fouloir, au risque d'user prématurément les étoupes. Lorsque les étoupes sont usées, il suffit d'en ajouter des nouvelles sans retirer les anciennes.

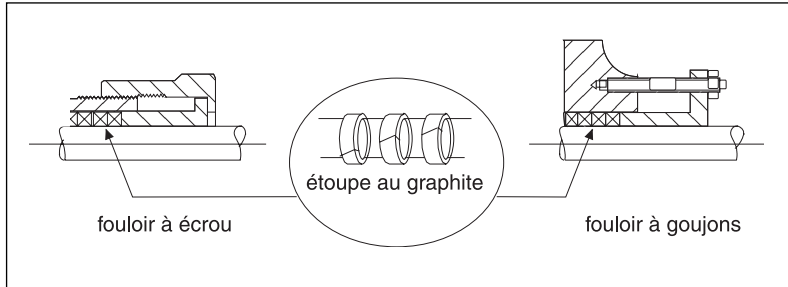


Figure 9.4 : Presse-étoupe.

3 Hydraulique de pompage

3.1 Puissance

Pour véhiculer une certaine quantité d'eau d'un point à un autre, la pompe doit transmettre de l'énergie au liquide. Cette quantité d'énergie est la même quelle que soit la technologie, et est donnée par la puissance de la pompe. Cette puissance se calcule à l'aide du théorème de Bernoulli (cf. annexe 6) en considérant tous les paramètres du bilan énergétique du système, comme l'altitude de pompage, l'altitude de refoulement, la longueur et le diamètre des tuyaux. Cependant, afin de simplifier ces calculs, les praticiens utilisent deux paramètres qui caractérisent tout système de pompage dans un réseau : le débit (Q) et la hauteur manométrique totale (HMT). La puissance absorbée sur l'arbre de la pompe est alors donnée par la formule suivante (cas de l'eau, poids spécifique égal à 1) :

$$P_{ef} = \frac{Q \times HMT}{367 \times \eta_p}$$

avec P_{ef} la puissance efficace (kW, 1 kW = 1,36 CV), HMT la hauteur manométrique totale (mCE), Q le débit (m³/h) et η_p le rendement de la pompe. Le rendement optimum (entre 0,8 et 0,9) se situe sur la plage d'utilisation de la pompe (courbe de rendement donnée par le constructeur).

La puissance du moteur nécessaire pour entraîner la partie hydraulique est toujours supérieure à la puissance absorbée par l'arbre, compte tenu des pertes diverses dues à la transmission, des incertitudes de calcul des pertes de charge au niveau de la pompe et du couple de démarrage.

3.2 Hauteur d'aspiration

La hauteur d'aspiration est théoriquement limitée à 10,33 m, ce qui correspond à la dépression nécessaire pour faire le vide (exprimée en hauteur de colonne d'eau sous une pression atmosphérique normale) dans un tube et faire monter l'eau. Dans la pratique cependant, cette hauteur est moins élevée, car une partie de la pression est requise pour communiquer à l'eau la vitesse désirable et une autre absorbée par les pertes de charge dans la conduite d'aspiration.

Par ailleurs, la pression d'aspiration dans la conduite ne doit pas descendre en dessous d'un certain niveau, pour lequel la tension de vapeur d'eau est atteinte (évaporation de l'eau). Pour les pompes d'eau potable (température inférieure à 20 °C) la tension de vapeur d'eau se situe autour de 0,20 m de pression : au-delà le pompage risque d'entraîner une évaporation de l'eau. Les bulles de vapeur d'eau ainsi formées dans le tube d'aspiration sont recomprimées dans la partie hydraulique (refoulement), ce qui provoque une détérioration excessive du rotor (phénomène d'usure). Ce phénomène, appelé cavitation, diminue l'efficacité de la pompe et suscite un bruit caractéristique provoqué par l'implosion des bulles de vapeur d'eau. En théorie, en faisant abstraction de la pression nécessaire pour mettre en mouvement l'eau (eau à 20 °C), on a :

$$H \text{ d'aspiration} = 10,33 - 0,2 - J \text{ (pertes de charge)}$$

Plus généralement, les possibilités d'aspiration d'une pompe de surface en fonction de ses caractéristiques et de ses conditions d'installation sont déterminées grâce au NPSH (net positif suction head, hauteur de charge nette absolue).

Ce paramètre est donné par le constructeur en fonction du débit de la pompe et des conditions d'installation. La hauteur géométrique d'aspiration (tabl. 9.III), plus les pertes de charges, doivent toujours être inférieure au NPSH requis par la pompe. Pour aspirer au-delà de cette hauteur, il est nécessaire d'utiliser non plus une pompe aspirante mais une pompe immergée refoulante. La hauteur d'aspiration affecte aussi la hauteur de refoulement totale que la pompe peut atteindre.

Les pompes aspirantes avec un hydroéjecteur sont des cas particuliers de pompes de surface aspirantes, qui peuvent relever de l'eau au-delà de la hauteur d'aspiration théorique. Une partie de l'eau fournie par la pompe est en effet refoulée et recyclée dans l'hydroéjecteur (2^e tube dans le forage) pour permettre de relever des hauteurs d'eau supérieures à 10 m ; le rendement de la pompe est d'autant plus faible.

Tableau 9.III : Hauteur d'aspiration en fonction du type de pompe.

Types de pompes de surface	Hauteur maximale d'aspiration	Exemples de pompe
Pompes à main à piston émergé	7-10 m selon modèles	Type VN6
Petites pompes centrifuges électriques	Maximum 8 m	Toutes marques, toutes origines
Pompes centrifuges électriques de taille importante	Cf. NPSH	Toutes marques Grundfos, KSB, Voguel
Motopompes centrifuges de surface (moteur essence)	jusqu'à 10 m avec talent	Pompes robins, Tsurumi, Moteurs Honda
Motopompes centrifuges de taille importante (moteur diesel)	Cf. NPSH Maximum 7 m	Pompes sur moteurs Lister

3.3 Débit et hauteur manométrique totale (HMT)

Ces deux paramètres traduisent directement le débit d'exploitation et la hauteur à laquelle la pompe peut refouler. Cette hauteur, majorée des pertes de charges et de la pression résiduelle en bout de conduite, s'écrit sous la forme :

$$HMT = (H_a + H_r) + J + P_r$$

avec HMT la hauteur manométrique totale (mCE), H_a la hauteur d'aspiration (m) et H_r la hauteur de refoulement (m), J la perte de charge (m), fonction du tuyau et des accessoires (vannes, coudes), P_r la pression résiduelle (mCE), pression à la sortie du tube de refoulement.

3.3.1 COURBE CARACTÉRISTIQUE D'UNE POMPE

Pour une pompe donnée, plus la HMT est élevée, plus le débit que peut fournir la pompe est faible. Les différents couples de points (HMT, débit) forment la courbe caractéristique de la pompe. Hors du voisinage de cette courbe, la pompe n'est pas dans sa configuration optimale, induisant une baisse de rendement (fig. 9.5).

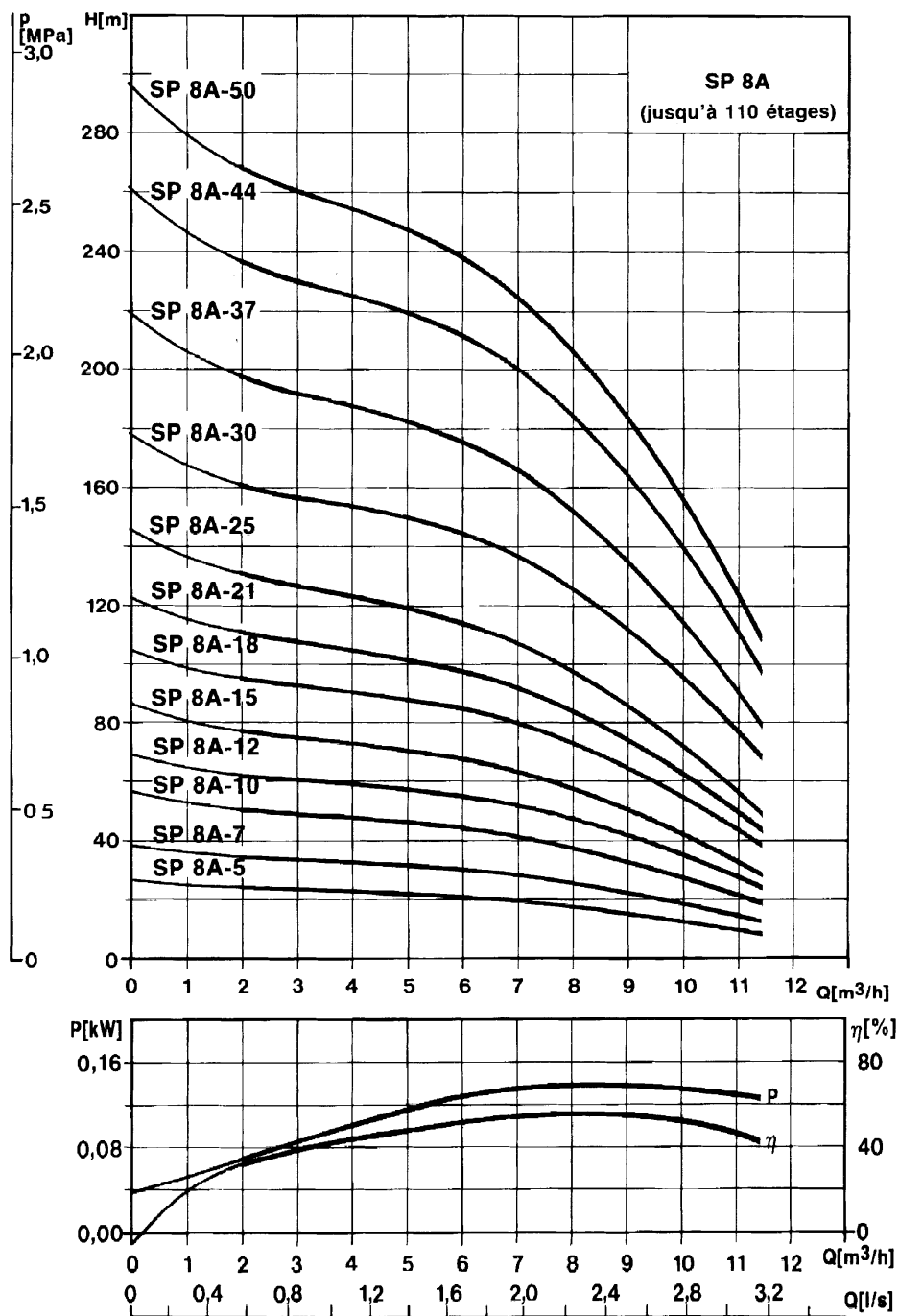


Figure 9.5 : Courbe caractéristique de la gamme des pompes SP 8A Grundfos et courbes de rendement, avec Q le débit, H la HMT et η le rendement.

3.3.2 PERTES DE CHARGE

La formule utilisée pour calculer les pertes de charge (frottement du fluide sur les parois et changement de section ou de direction) est la formule de Colebrook (cf. annexe 12).

Les pertes de charge J sont fonctions des pertes linéaires (longueur totale de conduites $L_a + L_r$) et des pertes de charge singulières (crépines, coudes, vannes) dans la plupart des cas. Ces dernières peuvent être estimées à 10 % des pertes de charge linéaires, sauf pour les pompes de surface, où les pertes de charge singulières sont calculées précisément pour connaître la hauteur maximale d’aspiration (limitée par le NPSH).

3.4 Point de fonctionnement sur un réseau

Ce point est le couple HMT/débit correspondant au fonctionnement de la pompe compte tenu des pertes de charge dans le réseau. Lors de l’installation de la pompe, un point de fonctionnement particulier correspond à l’équilibre entre débit et HMT.

Si on veut connaître à l’avance ce point de fonctionnement, il faut réaliser un graphe représentant la courbe caractéristique du réseau. Ce graphe est tracé en calculant les pertes de charge pour différents débits fictifs dans le réseau (tabl. 9.IV). Le point d’intersection de cette courbe avec la courbe caractéristique de la pompe donne le point de fonctionnement de la pompe sur ce réseau (fig. 9.6).

Tableau 9.IV : Pertes de charge (fonction du débit Q).

Q (l/mn)	Hauteur géométrique (m) ($H = H_a + H_r$)	Pertes de charge J (m)	HMT (m) ($HMT = H + J$)
0	25	0	25
125	25	9	34
250	25	32	57
300	25	44	69
380	25	66	91

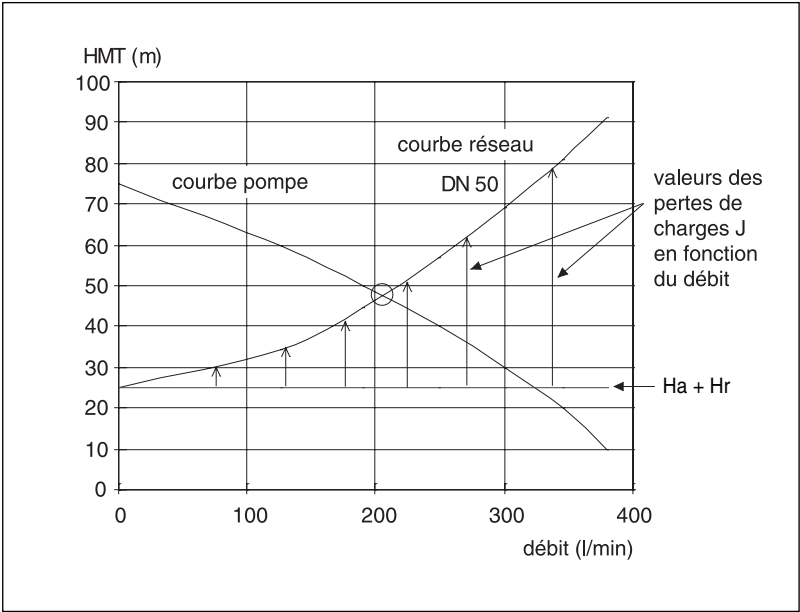


Figure 9.6 : point de fonctionnement (pompe TEF2-50 sur réseau).

3.5 Courbes caractéristiques particulières

3.5.1 INFLUENCE DE LA VITESSE DE ROTATION DU ROTOR

La vitesse de rotation de l'arbre est généralement mesurée en tours/minute. Si la vitesse de rotation d'une pompe donnée passe de n_1 à n_2 tours par minute (rpm, rotation par minute), le débit Q , la HMT et la puissance absorbée P varient dans les rapports suivants :

$$Q_2 = (n_2/n_1) Q_1 \quad H_2 = (n_2/n_1)^2 H_1 \quad P_2 = (n_2/n_1)^3 P_1$$

Un moteur thermique ou électrique à courant continu permet de faire varier cette vitesse pour l'adapter à une situation donnée. Certains constructeurs fournissent des courbes caractéristiques de pompes correspondant à des vitesses de rotation spécifiques (fig. 9.7). Généralement, les pompes électriques ont une vitesse de rotation égale à 3 000 tours/min pour les moteurs asynchrones bipolaires (vitesse de rotation = fréquence/nombre de paires de pôles du moteur). C'est le cas de toutes les pompes immergées sans régulateur de vitesse.

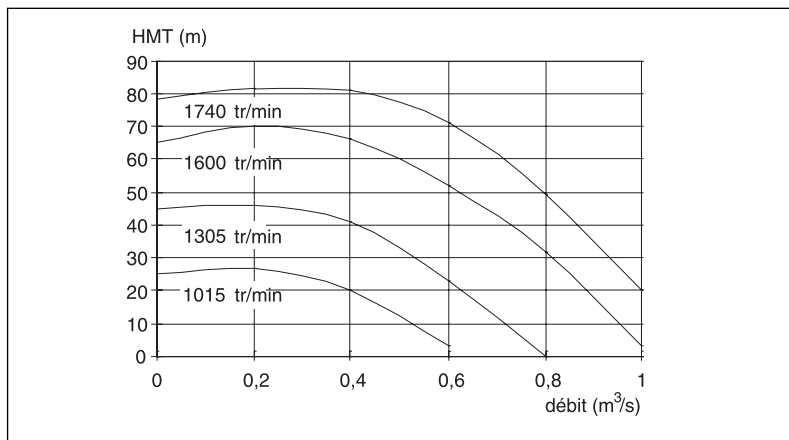
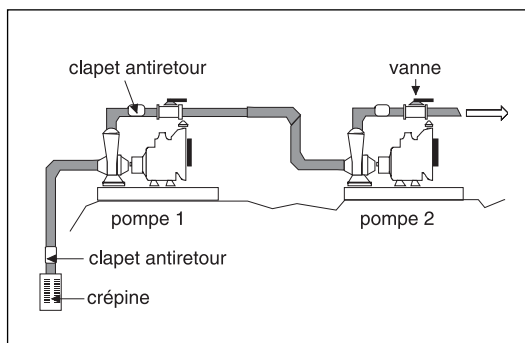


Figure 9.7 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge en fonction de sa vitesse de rotation.

3.5.2 CANALISATION DE REFOULEMENT VANNÉE

En diminuant la section de passage de l'eau par vannage, il est possible de diminuer le débit de la pompe (augmentation des pertes de charge singulières). Il en résulte immédiatement une baisse de rendement de la pompe et une augmentation de la puissance à développer. Sur les stations de pompage importantes, l'opération de vannage a donc des répercussions au niveau de la consommation du moteur de la pompe.

Par ailleurs, un trop fort vannage entraîne le risque de sortir de la plage d'utilisation de la pompe et d'augmenter les contraintes mécaniques.



3.5.3 MONTAGE DE DEUX POMPES IDENTIQUES EN SÉRIE

Le montage de deux pompes en série (fig. 9.8) accroît la hauteur de refoulement. Si l'on conserve le débit initial d'une pompe seule, la HMT est doublée. Pratiquement, pour construire la courbe caractéristique correspondante, il suffit d'additionner les HMT.

Figure 9.8 : Montage de deux pompes identiques en série.

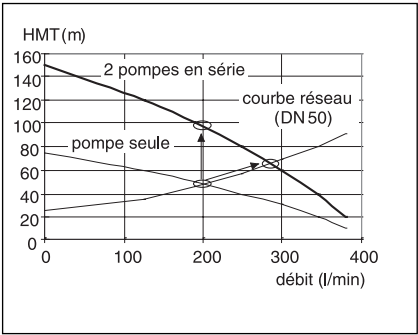


Figure 9.9 : Courbes caractéristiques d’une pompe seule et de deux pompes en série.

Dans le cas d’une pompe (TEF2-50 motopompe Tsurumi, moteur Robin) qui permet de pomper 200 l/mn à 50 m, deux pompes de ce modèle en série peuvent pomper un débit équivalent de 200 l/mn avec une HMT de 100 m. Si le débit n’est pas bridé, le point de fonctionnement s’établit sur la courbe de fonctionnement du réseau (tabl. 9.V & fig. 9.9).

Tableau 9.V : Débit et HMT de deux pompes en série.

Fonctionnement	Débit (l/mn)	HMT (mCE)
Pompe seule sur le réseau	200	50
Pompes en série sur le réseau	290	65
Pompes en série avec vannage du débit	200	100

3.5.4 MONTAGE DE DEUX POMPES IDENTIQUES EN PARALLÈLE

Le montage de deux pompes en parallèle (fig. 9.10) permet d’accroître le débit pompé sur un réseau. Pratiquement, il suffit d’ajouter les débits de chaque pompe en conservant la HMT pour tracer la courbe caractéristique (tabl. 9.VI & fig. 9.11). Mais en fonctionnement sur un réseau, les pertes de charge J augmentant avec le débit, il n’est pas possible de doubler ce débit.

Tableau 9.VI : Courbes caractéristiques de deux pompes identiques en parallèle.

Fonctionnement	Débit (l/mn)	HMT (mCE)
Pompe seule	240	43
Pompes en parallèle sur le réseau	320	57

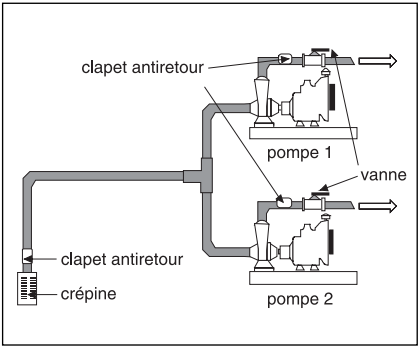
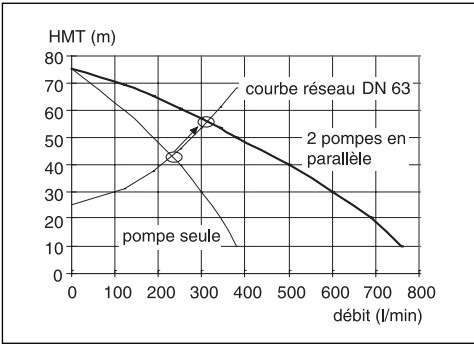


Figure 9.10 : Montage de deux pompes en parallèle.

Figure 9.11 : Courbes caractéristiques de deux pompes montées en parallèle.

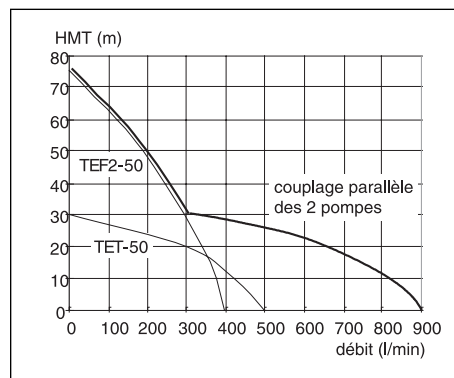


3.5.5 COUPLAGE DE DEUX POMPES DIFFÉRENTES

Le montage en série ou en parallèle de pompes de caractéristiques différentes est possible. Le principe est le même : en série, on additionne les HMT et en parallèle, les débits. En traçant la courbe caractéristique de l’ensemble des deux pompes et celle du réseau, on détermine le point de fonctionnement. Sur l’exemple de la figure 9.12, pour une

HMT supérieure à 30 m, il ne sert à rien de coupler ces deux pompes, le débit ne sera pas augmenté. Pour une HMT de 20 m, le débit de pompage sera de 600 l/mn, au lieu de 350 l/mn avec la pompe TEF2 50 seule.

Figure 9.12 : Courbes caractéristiques de deux pompes différentes en parallèle (pompes TET-50 et TEF2-50).



4 Choix d'une pompe motorisée

4.1 Motopompe centrifuge de surface

Dans l'exemple envisagé (fig. 9.13A), la motopompe aspire de l'eau à 5 m de profondeur (H_a) et la refoule à 25 m de hauteur (H_r). La conduite utilisée a un diamètre intérieur de 40,8 mm (DN 50) ; la longueur totale de la conduite de refoulement est de 200 m (L_r), celle de la conduite d'aspiration de 6 m (L_a). Le débit requis est de 2 l/s, soit 120 l/mn. On désire une pression résiduelle de 1 bar, soit 10 m de colonne d'eau. La hauteur manométrique totale est égale à :

$$HMT = H_a + H_r + J \text{ linéaires} + Pr + J \text{ singulières}$$

$$HMT = (5 + 25) + (206 \cdot 5,85 \%) + 10,33 + 10 \% \text{ de } J \text{ linéaire} = 53 \text{ m}$$

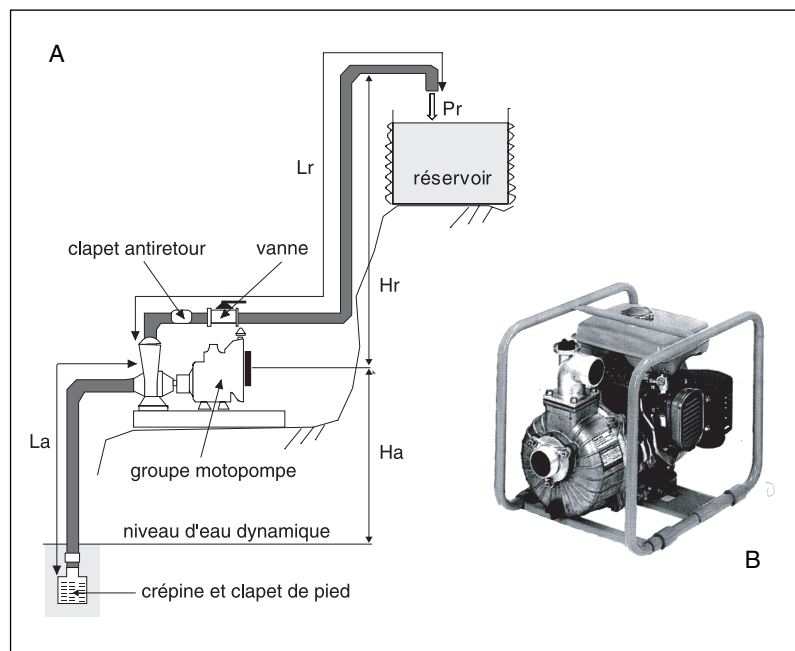


Figure 9.13 : Motopompe de surface.
A, montage type. B, photo.

1 bar vaut 10,33 mCE dans les conditions normales de température et de pression ; 5,85 % représentent le coefficient de pertes de charge par ml de tuyau pour les conditions énoncées (tuyau de DN 50, débit 2 l/s – cf. chap. 11 & annexe 12). Le calcul de la HMT permet de déterminer le couple HMT-débit (53 m, 120 l/mn) afin de choisir la pompe appropriée.

Ici, la pompe qui correspond est la TEF2-50 (fig. 9.12). Les constructeurs présentent les caractéristiques des pompes par des faisceaux de courbes (cf. fig. 9.15). Une fiche technique (tabl. 9.VII) est généralement réalisée pour éviter les confusions au niveau du traitement de la commande (choix des conduites, marquage, type de carburant...).

Tableau 9.VII : Fiche technique d'une pompe.

DN aspiration (mm)	50
DN refoulement (mm)	1 x 40 + 2 x 25
Débit maximal (l/min)	400
HMT maximale (m)	75
Point de fonctionnement débit (l/mn)	120
HMT (m)	53
Utilisation	Pompage en rivière
Moteur	ROBIN EY-20D
Puissance (CV, tours/min)	5,0/4 000
Types / carburants	4 temps, refroidissement par air, essence

4.2 Pompe électrique immergée

Pour une pompe électrique immergée, dont le montage est présenté figure 9.14, on procède de même qu’au paragraphe 4.1 pour le calcul de la HMT :

$$HMT = (60 + 25) + (260 \cdot 5,85 \%) + 10,33 + J \text{ singulière} \equiv 120 \text{ mCE}$$

En toute rigueur, les pertes de charge singulières doivent être calculées. Dans le cas d’une pompe immergée refoulante (pas de hauteur d’aspiration), ce terme est parfois négligé ou estimé arbitrairement à 10 %.

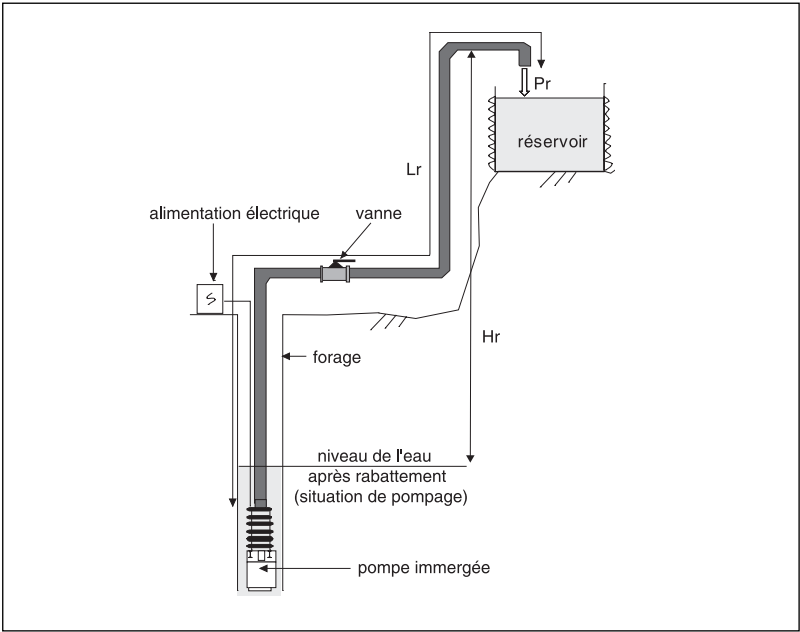


Figure 9.14 : Montage type d’une pompe électrique immergée multi-étagée.

La codification des pompes Grundfos se présente sous la forme : SP 5 A 12, avec SP, *submersible pump*, 5 la gamme de débit d'exploitation (5 m³/h) et 12 le nombre d'étages (pompe multi-étagée). Pour l'exemple retenu, on recherche une pompe capable de débiter 7,2 m³/h à 120 mCE. Il faut donc choisir la série SP 8A (fig. 9.15) et au sein de cette série, celle qui comporte 30 étages (fig. 9.5) est la pompe SP 8A 30. Le tableau 9.VIII indique les diamètres extérieurs des pompes pour équiper des forages en 4 et 6".

- La pompe peut fonctionner sur réseau électrifié ou avec un générateur ; le raccordement comprend alors :
- un câble étanche pour raccorder la pompe au boîtier de commande ;
 - un boîtier de commande faisant la liaison avec le générateur ou le réseau.

Gamme de pompe	Diamètre (mm)	Diamètre (mm)	Diamètre (mm)
SP1A – 5A	95		
SP8A – 5 à 25		101	
SP8A – 30/50			138
SP 14A		101	
SP 45 A			145 à 192

Tableau 9.VIII : Diamètre des pompes immergées Grundfos.

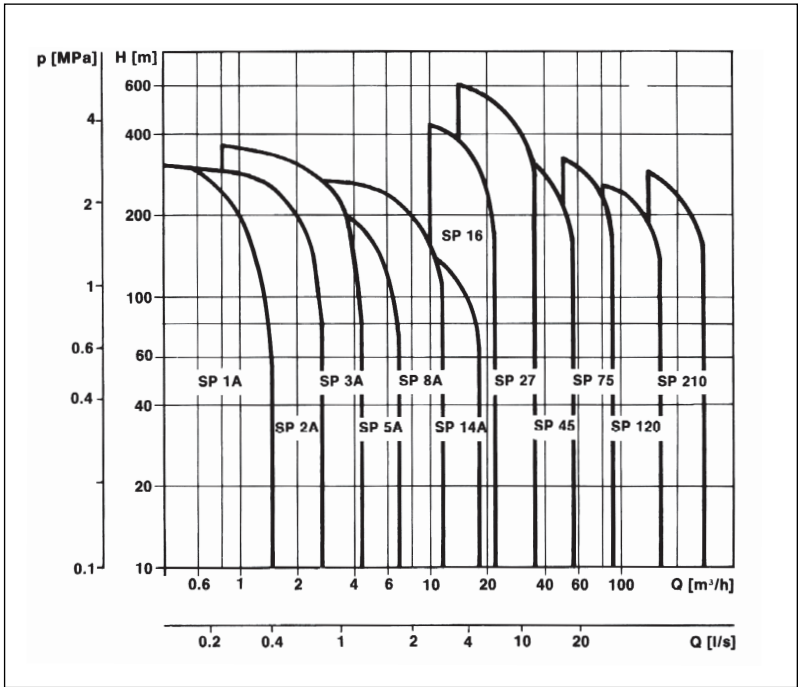


Figure 9.15 : Gamme des pompes Grundfos.

5 Alimentation électrique

En fonction des possibilités et des contraintes de terrain, l'alimentation électrique provient :

- du secteur (milieu urbain essentiellement) ;
- d'un générateur (là où il n'y a pas de réseau correct) ;
- d'un système d'énergie solaire.

Chaque système comporte ses contraintes propres (niveau technique requis, coût de l'équipement et de fonctionnement, durée d'amortissement, maintenance des équipements), qui doivent être évaluées (tabl. 9.IX). Une

installation solaire est plus performante en termes de coût de fonctionnement mais reviendra beaucoup plus cher à l'achat que l'installation d'un générateur classique.

Tableau 9.IX : Différentes alimentations électriques des pompes.

Alimentation	Éléments à évaluer ou à vérifier
Sur secteur	Viabilité du secteur : phases, coupures, chutes de tension Installation d'un transformateur ; câble d'alimentation (longueur et diamètre) et pertes de puissance
Sur générateur	Puissance du générateur Câble d'alimentation (longueur et diamètre) ; phases
Solaire	Puissance nécessaire ; nombre de panneaux photovoltaïques Onduleur ; câble d'alimentation (longueur et diamètre)

5.1 Puissance et intensité

Quel que soit le type d'alimentation électrique, il est primordial d'évaluer la puissance absorbée par le moteur électrique de la pompe. On a précisé paragraphe 3.1 comment calculer la puissance en fonction de la HMT et du débit. On peut maintenant déterminer la puissance consommée par le moteur de la pompe.

5.1.1 RENDEMENT

En fonction du type de transmission entre les parties pompe et moteur, le rendement entre la puissance hydraulique efficace (P_{ef}) et la puissance mécanique fournie par le moteur est :

- 85 à 90 % dans le cas d'une transmission direct par arbre ;
- 70 % dans le cas d'une transmission par courroie ;

$$P_{\text{moteur}} = \frac{P_{ef}}{0,7}$$

5.1.2 PUISSANCE ÉLECTRIQUE

La puissance apparente $P = UI$ (kVA), est la puissance utilisée pour désigner les générateurs.

La puissance réelle $P = UI \cos \phi$ (kW), est la puissance servant au calcul de la consommation des moteurs. Elle tient compte du facteur de puissance réactive $\cos \phi$, égal à 0,8.

5.1.3 INTENSITÉ ET TENSION

Sur les plaques signalétiques des moteurs, sont notés deux termes d'intensité :

- intensité nominale I_n , l'intensité en marche normale ;
- intensité de démarrage I_d , l'intensité absorbée lors du démarrage du moteur, supérieure à I_n .

5.1.3.1 Intensité nominale absorbée par le moteur

- En courant continu : $I_n = (P_n \cdot 1\,000)/(U \cdot \eta_p)$
- En courant alternatif monophasé : $I_n = (P_n \cdot 1\,000)/(U \cdot \eta_p \cdot \cos \phi)$
- En courant alternatif triphasé : $I_n = (P_n \cdot 1\,000)/(U \cdot \sqrt{3} \eta_p \cdot \cos \phi)$

avec I_n l'intensité nominale (A), P_n la puissance nominale du moteur de la pompe (kW), U la tension (V) et η_M le rendement du moteur.

Le rendement d'un moteur est d'autant plus élevé que le moteur est puissant. Pour des moteurs de 50 kW, le rendement est de l'ordre de 0,85 ; pour des moteurs de l'ordre de 1 kW, il est plus faible et de l'ordre de 0,70. Le rendement des moteurs diminue lorsque les pertes de charge hydrauliques augmentent. On définit alors une intensité I , de pleine charge qui correspond au fonctionnement de la pompe à pleine charge, avec les pertes de charge minimales et le meilleur rendement. Le vannage (augmentation des pertes de charge) provoque bien une baisse de rendement du moteur, et donc une consommation supérieure au régime normal (cf. § 3.5.2).

Pour des moteurs à courant alternatif de 1 à 10 kW tournant à 3 000 tr/mn, on observe donc les intensités suivantes :

- monophasé 220 V, 5 A par kW ;
- triphasé 220 V, 3,8 A par kW ;
- triphasé 380 V, 2,2 A par kW.

5.1.3.2 Intensité de démarrage et puissance nécessaire

Lors du démarrage du moteur, la puissance absorbée est très nettement supérieure à la puissance nominale (démarrage du moteur électrique et de la partie hydraulique de 0 à 3 000 tr/mn). La tension étant fixe, c'est l'intensité qui s'accroît. Les constructeurs donnent généralement le rapport I_d/I_n qui permet de connaître l'intensité absorbée lors du démarrage direct de la pompe. La valeur réelle (de l'ordre de 6) est notée sur la plaque du moteur de la pompe.

La puissance du générateur ou du secteur sur lequel est branchée la pompe doit pouvoir supporter cette intensité de démarrage I_d . C'est donc avec ce terme I_d que sera calculé la puissance du générateur nécessaire au fonctionnement d'une pompe à partir de la formule :

$$P \text{ (kVA)} = UI_d$$

Compte tenu que cette intensité est absorbée sur un temps très court, on propose un calcul empirique (cf. § 5.2.2) pour dimensionner les générateurs.

5.1.3.3 Chute de tension

Le moteur fonctionne de manière optimale à une tension précise. La section des câbles d'alimentation doit être calculée pour ne pas entraîner une chute de tension aux bornes du moteur supérieure à 5 % (tabl. 9.X). La section des câbles est donnée par la formule :

$$A = \frac{L \rho I C}{U \Delta v}$$

avec A la section du câble (mm^2), L la longueur du câble (m), ρ la résistance du câble ($\equiv 0,02 \text{ W} \cdot \text{mm}^2/\text{m}$), I l'intensité (A), C le coefficient fonction de l'alimentation, U la tension nominale (V), Δv les pertes maximales de tension (5 %).

$C = 2 \cdot \cos \phi \cdot 10$ en cas de démarrage direct monophasé.

$C = \sqrt{3} \cdot \cos \phi \cdot 100$ en cas de démarrage direct triphasé.

Puissance moteur (kW)	Monophasé 220 V	Triphasé 220 V	Triphasé 380 V
0,55	3 / 1,5 mm ²	4 / 1,5 mm ²	4 / 1,5 mm ²
1,1	3 / 2,5 mm ²	4 / 1,5 mm ²	4 / 1,5 mm ²
2,2	–	4 / 2,5 mm ²	4 / 1,5 mm ²
3,7	–	4 / 2,5 mm ²	4 / 1,5 mm ²
5,5	–	4 / 4 mm ²	4 / 1,5 mm ²
11	–	4 / 6 mm ²	4 / 2,5 mm ²

Tableau 9.X : Nombre de câbles et section en fonction de la puissance moteur et de l'alimentation (ligne de 100 m et plus). Sections normalisées : 1,5, 2,5, 4, 6, 10 mm².

5.2 Dimensionnement d'un générateur

Le générateur est choisi en fonction des caractéristiques du moteur de la pompe. Une pompe triphasée est toujours alimentée par un groupe fournissant du courant triphasé. Une pompe monophasée peut être alimentée par un groupe monophasé ou triphasé de préférence pour réduire les problèmes d'intensité de démarrage. Un boîtier de démarrage est nécessaire pour les moteurs monophasés.

Les calculs théoriques ne suffisent pas pour dimensionner correctement un groupe, car ils ne prennent pas en compte les caractéristiques des générateurs, lesquelles diffèrent selon la technologie de la génératrice. Pour les gammes de puissance relativement faible (< 10 kVA), on propose un calcul empirique. Pour des puissances beaucoup plus élevées, des démarreurs progressifs sont le plus souvent appropriés pour s'affranchir des problèmes d'intensité de démarrage.

5.2.1 CALCUL THÉORIQUE DES PUISSANCES (MOTEUR ET GROUPE)

Les caractéristiques du moteur de la pompe SP8A-25 sont données par le constructeur :

- Inominal = 8,9 A
- Id/In = 4,4 (< 6)
- $\cos \phi = 0,87$
- Id = $8,9 \times 4,4 = 39,2$ A
- puissance consommée par le moteur de la pompe :
 $P = UI \cos \phi = 380 \times 8,9 \times 0,87 = 2,9$ kW
- puissance requise par le générateur :
 $P = UI = 380 \times 8,9 = 3,4$ kVA
- puissance requise par le générateur au démarrage :
 $P = UI_d = 380 \times 39,2 = 14,9$ kVA

La puissance requise du groupe alimentant cette pompe devrait, d'après les calculs, être de 15 kVA. En fait, deux facteurs sont pris en compte dans le dimensionnement final : la fréquence du démarrage et le triphasage du moteur, qui subit un couple plus faible au démarrage qu'un moteur monophasé.

5.2.2 CALCUL EMPIRIQUE

En effectuant une approximation pour les groupes inférieurs à 10 kVA, la puissance du groupe est égale au double de celle consommée par le moteur de la pompe en fonctionnement nominal, avec une majoration de 25 % :

$$P_{\text{groupe}} = (P_{\text{pompe}} \times 2) + 25 \%$$

Soit, pour cet exemple :

$$P_{\text{groupe}} = (2,9 \times 2) + 25 \% = 7,25 \text{ kVA}$$

6 Pompes d'épuisement

6.1 Principe et matériel

Contrairement aux pompes immergées classiques, ces pompes refoulantes sont capables de pomper des eaux chargées (boue, sable). Elles sont utilisées pour épuiser les fouilles des chantiers de terrassement par exemple. Ce type d'équipement a été testé pour l'épuisement des puits. Pour cet usage, les motopompes de surface sont limitées par leur hauteur d'aspiration maximale de 10 m et pour des raisons de sécurité évidentes, il est totalement exclu de descendre la motopompe dans un puits lorsque les puisatiers y travaillent (impossible évacuation des gaz d'échappement). Ces pompes peuvent également être employées pour tout pompage sur rivière, pour alimenter une station de traitement d'eau (réseau d'urgence) ou pour l'irrigation.

L'expérience a conduit à développer deux types de pompes : les pompes d'épuisement électriques et les pompes d'épuisement pneumatiques.

Pour les chantiers de puits, les pompes pneumatiques – malgré leur coût (pompes + compresseur) plus élevé – apparaissent plus adaptées (robustesse, sécurité, pas d'électricité au fond de fouille). Elles fonctionnent avec un petit compresseur de chantier, fournissant au minimum 6 bars et 35 l/s, qui s'avère aussi très utile lors du chantier lui-même (alimentation d'un marteau piqueur, par exemple).

En revanche, pour tout pompage sur rivièr (eau potable ou irrigation), les pompes d'épuisement électriques sont plus adaptées du fait de leur faible encombrement, de leurs performances hydrauliques (HMT, débit), enfin de leur moindre coût d'achat et de fonctionnement (consommation d'un générateur faible par rapport à celle d'un compresseur).

6.2 Pompes d'épuisement électriques

Les caractéristiques du modèle présenté (fig. 9.16 & 9.17) en font une pompe polyvalente pour les situations courantes. Il existe évidemment d'autres gammes de pompes en fonction des utilisations spécifiques.

Figure 9.16 : Courbe caractéristique d'une pompe d'épuisement électrique.

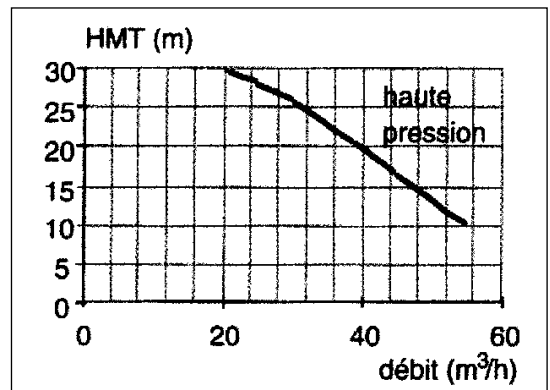
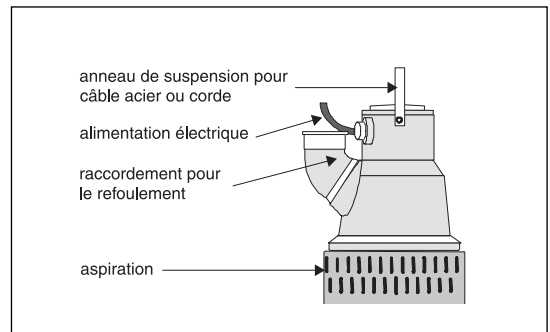


Figure 9.17 : pompe d'épuisement électrique.

Modèle 2102 HT 234 ; poids : 50 kg ;
hauteur et diamètre : 660 x 470 mm ; diamètre de refoulement : 2" ;
puissance nominale : 4,6 kW ; alimentation :
U = 380 V, 50 Hz triphasé ou 220 V, 50 Hz triphasé.



6.3 Pompes d'épuisement pneumatiques

Le montage (fig. 9.18) d'une pompe pneumatique et d'un marteau piqueur implique une alternance des phases de pompage (vanne pompe ouverte) et de fonçage (vanne marteau ouverte). Les inhalations d'air chargé d'huile sont toxiques (masques pour les ouvriers) et il est conseillé de régler le lubrificateur au minimum. Une simple lubrification quotidienne des équipements permet de s'affranchir de cet inconvénient.

Le modèle sélectionné par ACF est une pompe à membrane dont les caractéristiques sont données figure 9.19.

Figure 9.18 : Montage d'une pompe pneumatique et d'un marteau piqueur.

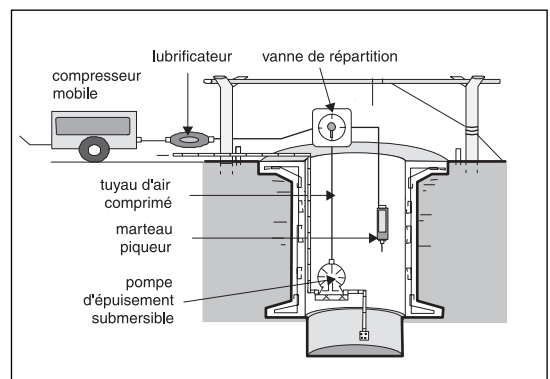
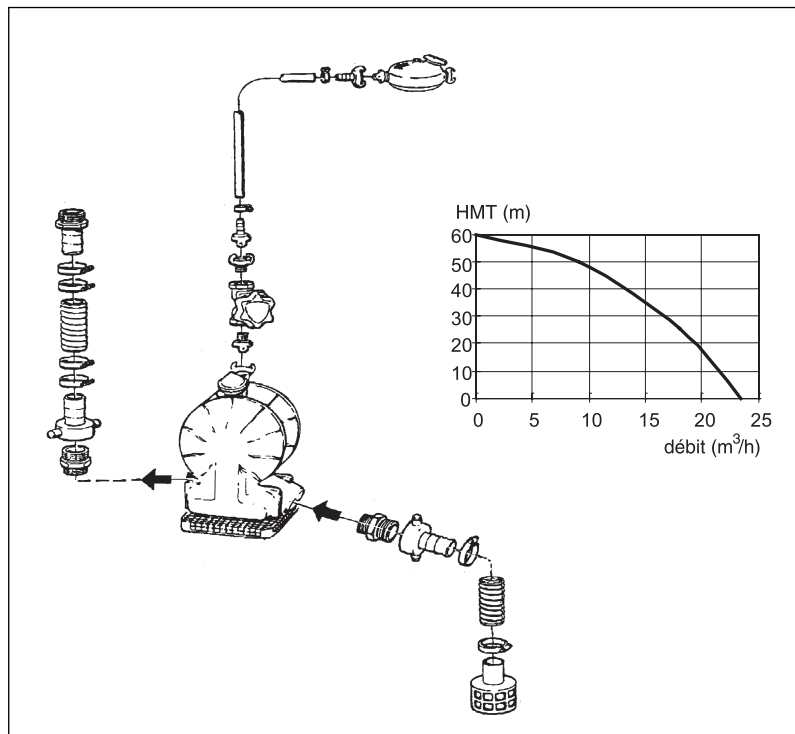


Figure 9.19 : Pompe d'épuisement à membrane.
A, éclaté. Poids : 31 kg ;
hauteur x largeur x longueur :
60 x 40 x 30 cm ; DN refoulement : 2,5" ;
air comprimé, consommation : 6 bar ;
débit : 34 l/s ; DN entrée air : 0,75".
B, courbe caractéristique.



7 Pompes à énergie renouvelable

Le pompage solaire est une technologie maintenant bien maîtrisée par les constructeurs. Cette solution se révèle intéressante pour l'alimentation en eau d'un village de taille moyenne. Les débits exploités et les HMT restent limités (au maximum, 100 m³/j et 100 m). Au-delà, la surface des panneaux solaires à installer devient vite importante, ce qui rend l'installation très onéreuse. La maintenance de ces installations doit être considérée au même titre qu'une installation classique même si les coûts de fonctionnement sont très faibles : il faut s'assurer de la disponibilité des pièces détachées et de la formation de techniciens à cette technique. Le recours à l'énergie solaire ne doit pas induire une fausse idée du coût de l'eau et de la maintenance de l'installation.

L'expérience ACF de pompe fonctionnant en utilisant la force du courant du Nil, à Juba au Soudan, est une alternative méritant d'être présentée dans ce chapitre sur le pompage à énergie renouvelable.

7.1 Pompage solaire

7.1.1 ÉNERGIE SOLAIRE

Des panneaux solaires convertissent l'énergie solaire (agitation des photons) en énergie électrique (agitation des électrons). Cette énergie peut être accumulée dans des batteries (accumulateurs) pour permettre un fonctionnement continu, ou transmise directement à l'appareil électrique. On distingue :

- le fonctionnement "au fil du soleil", dit "fil de l'eau" dans le cas du pompage (fig. 9.20) ;
- le fonctionnement sur batterie après stockage de l'énergie (réfrigérateur, éclairage, radio...).

Le pompage solaire se fait toujours au fil de l'eau pour s'affranchir des accumulateurs, qui sont des équipements onéreux, à changer tous les deux à trois ans. Sur un réseau d'eau, le réservoir a une fonction similaire à un accumulateur :

- les panneaux solaires fournissent la puissance nécessaire au fonctionnement de la pompe. Leur montage en série permet d'obtenir la tension voulue au convertisseur (on additionne les tensions de chaque module) ;

– le convertisseur alimente la pompe en courant alternatif 220 V à partir du courant continu fourni par les panneaux solaires. La vitesse de rotation du rotor et donc le débit de la pompe varient en fonction de l'ensoleillement, avec un débit maximal au milieu de la journée (fort ensoleillement).

L'électricité produite par les panneaux est un courant continu d'une intensité de quelques ampères, sous une tension de 12 à 18 V et fournissant une puissance, selon les modèles, de 60 à 90 Wc (4,86 A, 18,5 V et 90 Wc pour les BP Solar 590).

Le rendement des panneaux solaires est fonction de l'ensoleillement et de l'angle d'exposition, d'une part, et de la température des cellules, d'autre part. Ces deux paramètres dépendent de la latitude ainsi que des caractéristiques climatiques et géographiques de la zone d'implantation. Une étude est obligatoire pour chaque cas afin de déterminer la surface de panneaux nécessaire.

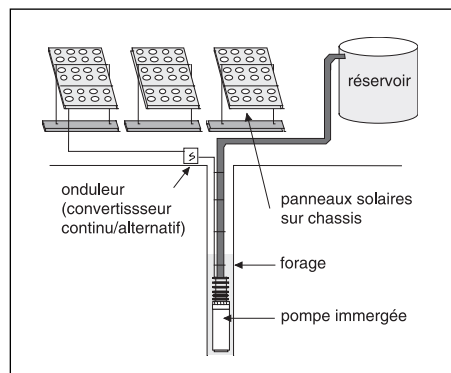


Figure 9.20 : Alimentation d'une pompe à l'aide de panneaux solaires.

7.1.2 DIMENSIONNEMENT DES STATIONS DE POMPAGE SOLAIRE

7.1.2.1 Principe

Pour définir la puissance, développée par les panneaux solaires, nécessaire au fonctionnement de la pompe, il faut connaître la situation géographique pour déterminer l'ensoleillement et la radiation solaire globale (HSP : *hour sun pic*) ainsi que le débit et la HMT. On procède ainsi :

– définition du HSP (kWh/m²/j), fonction de la durée en heure de l'ensoleillement maximal et de la durée du jour.

Ce HSP est donc défini par rapport à la latitude de la zone de travail ;

– choix d'une pompe en fonction du débit et de la HMT (tabl. 9.XI) ;

– emploi des abaques de rendement des pompes fournis par le constructeur pour obtenir, en fonction du HSP, la puissance nécessaire développée W_p par les panneaux pour faire fonctionner la pompe dans cette gamme de débit et de HMT (se reporter fig. 9.21) ;

– détermination du nombre de panneaux : W_p/P_n (puissance nominale d'un panneau) ;

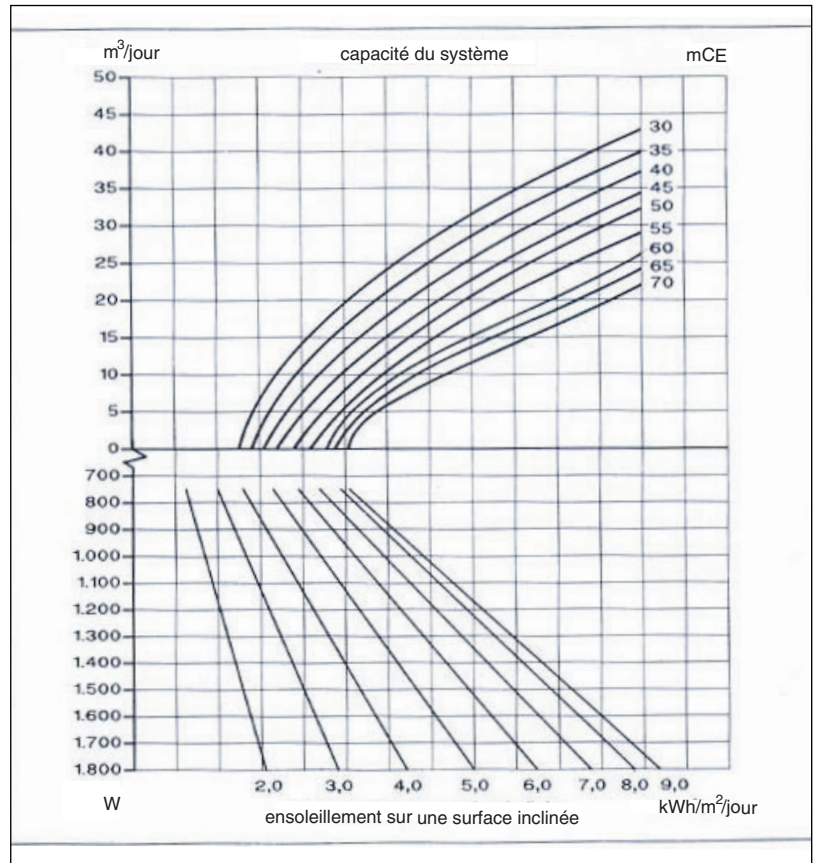
– vérification de la tension nominale pour le fonctionnement de l'onduleur (selon les modèles) ;

– calcul du débit instantané à l'ensoleillement maximal, à l'aide de l'abaque donnant le débit en fonction de la puissance $W_{cc} = 0,8 \times W_p$.

Pompe	HMT (m)	Débit moyen journalier (m ³ /j)
SP1,5A-21	80-120	10
SP2A-15	50-120	15
SP3A-10	30-70	20
SP5A-7	2-50	35
SP8A-5	2-28	60
SP14A-3	2-15	>100

Tableau 9.XI : Gamme des principales pompes solaires Grundfos avec leurs débits moyens journaliers (HSP 5,7 ; température 30 °C ; 20° latitude Nord ; inclinaison 20°).

Figure 9.21 : Abaque de dimensionnement pour pompe SP3A-10 pour 11 h d'ensoleillement par jour et une température moyenne de 30 °C.



7.1.2.2 Exemple d'une station de pompage

Données :

- HMT 65 m, $Q = 10 \text{ m}^3/\text{j}$;
- station au Mali, HSP = $5,7 \text{ kWh}/\text{m}^2/\text{j}$.

Dans le cas d'une pompe SP3A-10, l'abaque présenté figure 9.21 donne une puissance utile au moteur W_p de 1 400 W.

Pour équiper l'installation de panneaux BP Solar 590 à 90 Wc, le nombre de modules solaires est : $W_p/P_n = 1\,400/90 = 15,5$ panneaux.

L'onduleur fonctionnant sous une tension nominale de 110 V, il faut donc 7 panneaux de 18 V, montés en série. La station sera donc composée de 21 panneaux, 7 modules en série et 3 en parallèle.

Le débit instantané est $W_{cc} = 1\,890 (90 \times 21) \times 0,8 = 1\,512 \text{ W}$; d'après l'abaque, la pompe fournira $3,5 \text{ m}^3/\text{h}$.

7.2 Énergie hydraulique

Les pompes Garman, fabriquées sous un brevet anglais en Angleterre et à Khartoum au Soudan, sont des pompes centrifuges de surface utilisant la force motrice du courant des rivières, par l'intermédiaire de pales fixées sur une hélice pour entraîner l'arbre de la pompe.

Ces pompes peuvent fonctionner en continu (24 h/24) dès lors que le cours d'eau présente une vitesse minimale de $0,85 \text{ m/s}$ et une profondeur suffisante de 3 m environ (fig. 9.22 & 9.23). Leur domaine d'utilisation est l'eau potable mais surtout l'irrigation, compte tenu de leur faible hauteur de refoulement, d'un coût de fonctionnement réduit à la seule maintenance des pompes et des hélices (les pales) et enfin de l'absence de carburant. Le choix des pales de l'hélice est fonction de la vitesse du courant et de la profondeur du cours d'eau (tabl. 9.XII).

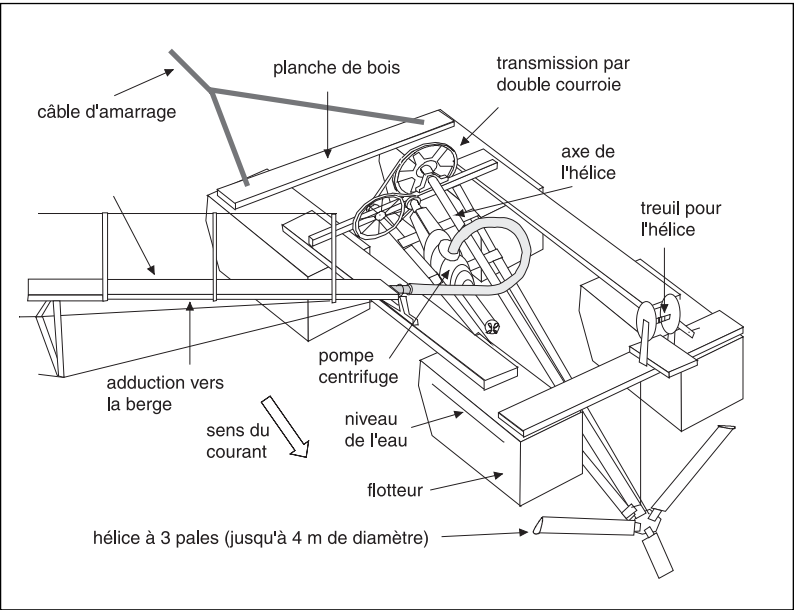


Figure 9.22 : Pompe Garman installée sur un radeau.

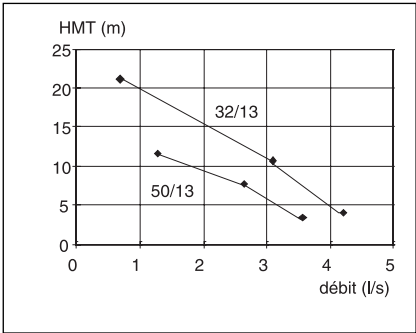


Figure 9.23 : Courbes caractéristiques des pompes Garman 32/13 et 50/13. Vitesse du courant : 0,85 à 0,90 m/s ; grandes pales (ACF Soudan, 1996). Ces deux pompes montées en série sur le Nil à Juba ont refoulé jusqu'à 2 l/s pour une HMT de 25 m.

Profondeur	Vitesse du courant (m/s)		
	0,7-1	1-1,2	1,2-1,4
2,5 à 3 m	–	–	80 cm
3 à 3,5 m	–	100 cm	80 cm
3,5 à 4 m	120 cm	100 cm	80 cm

Tableau 9.XII : Longueurs des pales d'hélice susceptibles d'être installées en fonction des caractéristiques du cours d'eau.

7.2.1 VITESSE DE ROTATION DE LA POMPE

La vitesse de rotation de la pompe est ici fonction de la vitesse du courant mais aussi du diamètre des poulies transmettant cette rotation vers l'arbre de la pompe :

$$\omega_{pompe} = (\phi_1/\phi_2)(\phi_3/\phi_4) \omega_{hélice}$$

avec ϕ le diamètre des poulies et ω la vitesse de rotation des axes (t/min). Par exemple, la rotation de l'arbre de l'hélice (turbines) étant de 21 révolutions par minute, l'arbre de la pompe tournera à 2 320 tours par minute dans les configurations de poulies présentées figure 9.24.

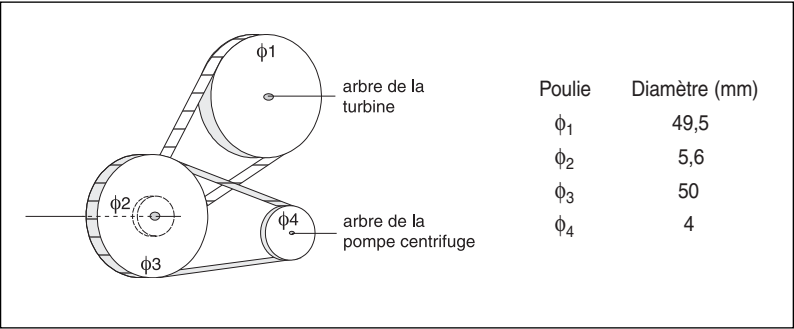


Figure 9.24 : Schéma de montage des poulies.

7.2.2 TEST DE PERFORMANCE

Tableau 9.XIII : Réglage de la vitesse de rotation d'une pompe Garman.

Ratio	Modification à entreprendre
$r < 1,45$	Diminution du diamètre de la poulie de pompe
$1,45 < r < 1,55$	Zone de fonctionnement acceptable ; le ratio 1,55 constitue le meilleur réglage
$r > 1,65$	Augmentation de la taille des pales de turbine et du diamètre de la poulie de pompe

D'une façon empirique, on mesure la vitesse de l'arbre de la turbine en rotations par minute (rpm) à vide et en charge (pompe connectée par le jeu de courroies à l'arbre de l'hélice). Le ratio $r = \omega_{\text{vide}}/\omega_{\text{charge}}$ donne la performance de la pompe installée (tabl. 9.XIII).

7.2.3 MATÉRIEL POUR UNE POMPE GARMAN

La liste de ce matériel est présentée tableau 9.XIV. Le prix d'une pompe Garman, fabriquée à Khartoum, est d'environ 2 000 \$US.

Tableau 9.XIV : Matériel nécessaire au montage d'une pompe Garman.

Dénomination française/anglaise	Quantité
Pompe centrifuge simple de type 32/13, 40/13 ou 50/13 / <i>centrifugal pump</i>	1
Arbre de transmission de turbine (tube galva 3") / <i>rotor shaft</i>	1
Grandes, moyennes ou petites pales (80, 100, 120 cm) / <i>longest, medium or shortest blades</i>	3
Palier roulement à billes pour arbre de turbine / <i>rotor shaft bearing</i>	2
Courroie pour arbre de turbine / <i>rotor shaft belt</i>	1 + pièces
Courroie de transmission à l'arbre de la pompe / <i>pump belt</i>	1 + pièces
Palier roulement à billes intermédiaire / <i>intermediate shaft bearings</i>	2
Grande poulie / <i>big pulley</i>	2
Câble acier inox pour treuil / <i>winch cable</i>	1
Clapet de pied antiretour avec crépine / <i>intake none return valve</i>	1
Manomètre pression de refoulement / <i>pump pressure gauge</i>	1
Radeau flottant pour installation de la pompe / <i>frame</i>	1
Câble acier d'amarrage du radeau / <i>mooring cable</i>	1
Pont d'accès au radeau / <i>access walkway</i>	1

8 Pompes à motricité humaine

L'emploi des pompes à motricité humaine, dites pompes à main, est courant pour équiper les forages et les puits. La majorité des pompes manuelles est constituée de pompes volumétriques à piston immergé commandé par une tringlerie mécanique, ou hydraulique (système développé par A. Vergnet). Certaines refoulent l'eau sur une hauteur de plus de 60 m.

Divers modèles de pompes à main résistantes ont été développés pour répondre aux contraintes rencontrées sur le terrain, notamment une utilisation intensive. Le choix s'effectue selon des critères techniques et socio-économiques (tabl. 9.XV).

Critères techniques	Critères socio-économiques	
Profondeur de pompage et débit souhaités	Existence d'un réseau de distribution de pièces de maintenance	
Diamètre de la pompe	Pompe éprouvée et acceptée par la population	
Facilité d'installation et de maintenance	Pompes déjà installées dans la zone	
Résistance et fiabilité de la pompe	Directives de l'État ou inter-agence	
Type de pompage particulier :	Coût	
– refoulement dans un réservoir		
– entraînement par moteur + courroie possible		
Type de pompe	Diamètre du tubage (cas de forage)	
Pompe aspirante type VN6	2"	DN 50 (52 mm intérieur)
Vergnet 3C	3"	DN 75 (82 mm intérieur)
Autres pompes	4"	DN 100 (103 mm intérieur)
Kardia K65	4"1/2	DN 115 (113 mm intérieur)

Tableau 9.XV : Critères de choix pour l'installation des pompes.

8.1 Typologie des principales pompes à main

Les pompes à main sont classées en fonction de leur profondeur d'installation (tabl. 9.XVI) : pompes aspirantes pour niveaux dynamiques inférieurs à 7 m ; pompes refoulantes pour niveaux dynamiques supérieurs à 7 m ; pompes adaptées aux grandes profondeurs de pompage (> à 35 m). Les pompes Vergnet et Monolift ont la capacité de refouler au-dessus de la fontaine dans un réservoir par exemple (étanchéité de la tête de pompe).

Les débits d'exploitation des pompes à main varient selon la profondeur d'installation et le type de pompe. À titre d'exemple :

- une pompe Aquadev installée à 15 m de profondeur : 1,4 à 1,8 m³/h ;
- une pompe aspirante VN6 à 6 m : 1,5 à 1,8 m³/h ;
- une pompe HPV 60 Vergnet à 35 m : 1 m³/h.

Les débits moyens sont donnés par les constructeurs en fonction de la cadence de pompage (nombre de coups par minute).

Tableau 9.XVI : Plage de fonctionnement usuel des pompes manuelles.

	10 m	20 m	30 m	40 m	50 m	60 m	70 m	80 m	90 m	100 m	110 m
..... Tara											
... Vergnet HPV 30											
..... India Mark 2											
..... Aqua/Afridev											
..... Kardia											
..... Vergnet HPV 60											
..... Volonta.....											
..... Monolift											
..... Vergnet HPV 100*											

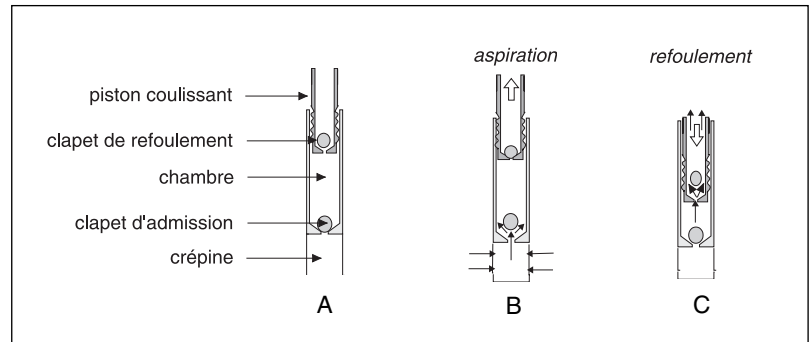
* Avec 2 personnes qui pompent.

8.2 Pompes à piston

8.2.1 POMPES REFOULANTES (À PISTON IMMERGÉ)

Le principe de fonctionnement est mentionné figure 9.25. Les divers éléments immergés sont présentés figure 9.27.

Figure 9.25 : Principe de fonctionnement d'une pompe à piston.
A, schéma de principe.
B, le piston monte, le clapet d'admission s'ouvre, le clapet de refoulement se ferme, la chambre se remplit d'eau.
C, le piston descend, le clapet de refoulement s'ouvre alors que le clapet d'admission se ferme, la chambre se vide.



Les segments qui assurent l'étanchéité entre piston et cylindre (fig. 9.26) sont en frottement permanent et constituent donc des pièces d'usure. Certains constructeurs les ont éliminés (joints hydrauliques).

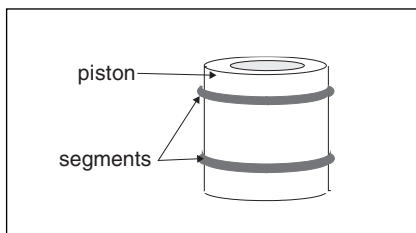


Figure 9.26 : Étanchéité au niveau du piston-segments.

Toutes sortes de clapets sont utilisés pour les pompes à main. (fig. 9.27). Un dysfonctionnement au niveau du clapet entraîne une baisse de performance de la pompe, voire un désamorçage complet.

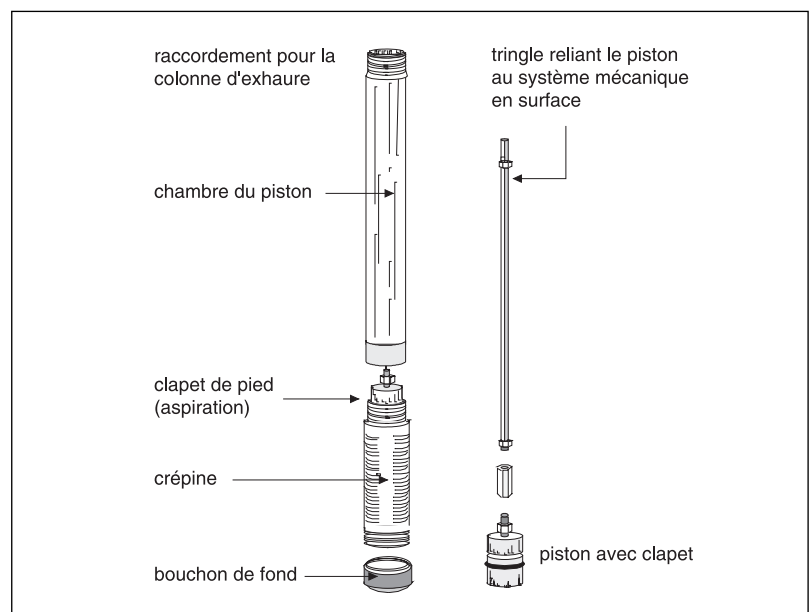


Figure 9.27 : Cylindre de pompe Kardia.

Des exemples de pompes refoulantes à piston sont présentés figures 9.28 à 9.31.

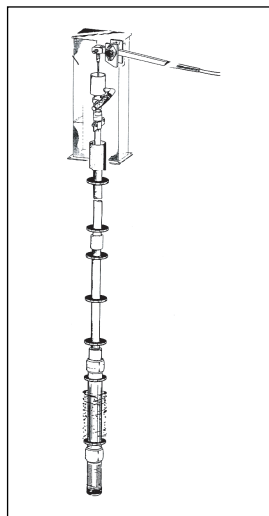


Figure 9.28 : Pompes Kardia K65 et K50 (grandes profondeurs).

Fabricant	Preussag AG
Tête de pompe et levier	Acier galvanisé
Tringlerie, colonne	Acier inox et tubes PVC à visser
Corps de pompe	Acier inox
Piston, cylindre	PVC
Diamètre	K65, 70 mm ext. ; K50, 50 mm ext.
Poids total (25 m)	110 kg
Prix	2400 euros départ usine (45 m)
Performances (40 coups/min)	K65, 1 m ³ /h à 30 m ; K50, 672 l/h à 45 m
Avantages	Très bonne résistance à la corrosion ; facilité d'installation (PVC vissés) ; bonne qualité de fabrication
Inconvénients	Desserrages fréquents des vis de fixation des roulements à bille du levier (emploi de produit comme le Frenbloc) ; coût d'achat élevé

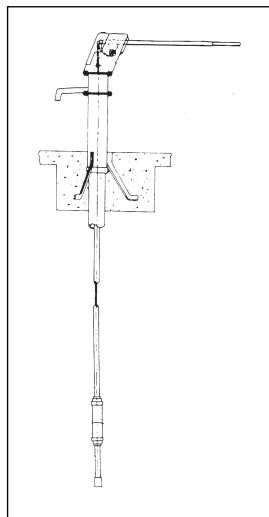


Figure 9.29 : Pompes India Mark II.

Fabrication	Locale ou française (Sovema)
Tête de pompe	Acier galvanisé
Tringlerie, colonne	Acier galvanisé
Corps de pompe	Selon fabrication : inox (Mali) ou acier galvanisé (Inde)
Poids total	120 kg pour 25 m
Prix	600–750 euros (25 m)
Performances (40 coups/min)	700 l/h à 25 m
Avantages	Subventionnée par l'UNICEF, faible coût d'achat
Inconvénients	Problème de transmission avec la chaîne ; trépied recommandé pour installation (pompe lourde) ; Version Mark III trop lourde (tube en acier galva 3")

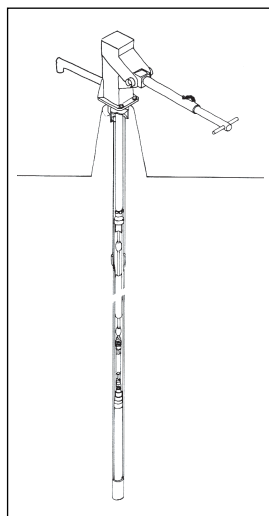


Figure 9.30 : Pompes Aquadev/Afridev.

Fabricants	Aquadev-Mono pumps (Angleterre) ou locaux (Kenya, Mozambique)
Tête de pompe	Acier inox microsoudé
Tringlerie et colonne	Acier et PVC
Corps de pompe	PVC
Piston	Synthétique
Poids total	100 kg pour 25 m
Prix indicatif	750 euros départ usine (25 m)
Performances (40 coups/min)	1,3 m ³ /h
Avantages	Bonne qualité de fabrication de l'Aquadev ; démontage complet du piston et du clapet de pied sans retirer le tube PVC
Inconvénients	Colonne PVC à coller donc démontage difficile ; qualité moyenne du PVC suivant la fabrication (Afridev) ; fixation des tringles Afridev par crochet peu fiable

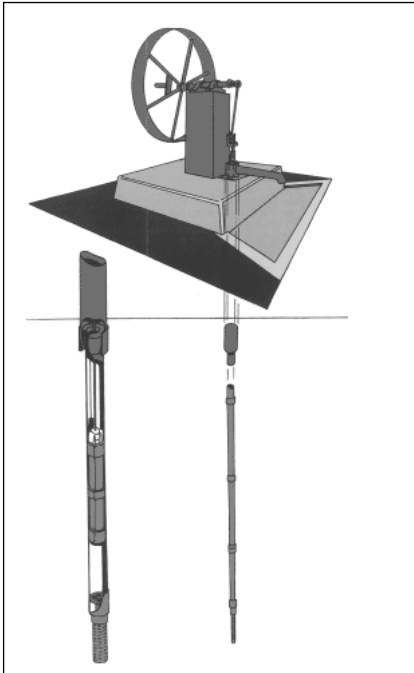
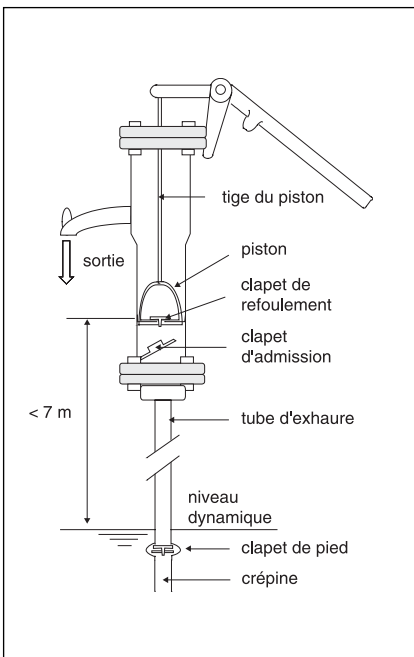


Figure 9.31 : Pompes à main Volanta.

Fabricant	Jensen Venneboer (Pays-Bas)
Superstructure	Tôle peinte
Volant d'inertie	Tôle peinte
Refolement	PVC
Cylindre	Résine d'époxy renforcée
Piston / tringlerie	Acier inox
Clapets	Caoutchouc
Poids total	700 kg
Prix indicatif	3500 euros (sans les tuyaux)
Performances à 75 watts	HMT 20 m : 1,5 m ³ /h, HMT 50 m : 1 m ³ /h, HMT 80 m : 0,5 m ³ /h
Refolement	10 – 80 mCE
Avantages	Bonne qualité de fabrication, solidité ; possibilité de refouler l'eau vers des points élevés et suffisamment éloignés du puits (diminue le risque de contamination du point d'eau, utile pour l'abreuvement du bétail) ; peut se coupler à une éolienne ou à un moteur
Inconvénients	Coût élevé, fabrication locale difficile ; difficile à manœuvrer par des enfants ; nécessite une eau très claire pour éviter un blocage du piston

8.2.2 POMPES ASPIRANTES

La pompe aspirante à piston type VN6, de faible coût (30 \$), est fabriquée localement en Asie du Sud-Est. Sa simplicité de conception (fig. 9.32) et de fabrication en fait une pompe peu onéreuse mais sujette à de nombreuses ruptures du corps de pompe (fonte de qualité médiocre). La qualité de fabrication diffère selon les pays (Bangladesh, Vietnam, Birmanie). Son utilisation est possible jusqu'à des niveaux dynamiques de 8 à 9 m avec l'installation d'un clapet de pied supplémentaire, car le clapet dans le cylindre est souvent de qualité moyenne. Un socle en acier, sur lequel les boulons d'embase sont vissés, est nécessaire pour éviter le scellement des boulons dans la dalle.



8.3 Hydropompes

Les hydropompes, principalement développées par Vergnet, sont des pompes refoulantes fonctionnant avec une transmission hydraulique entre le cylindre immergé et la tête de pompe, ce qui limite les pièces mécaniques en mouvement (fig. 9.33). Il en existe trois modèles : HPV 30 – 60 – 90.

La boudruche, cylindre de caoutchouc déformable, varie en volume à l'intérieur d'un corps de pompe étanche (fig. 9.34 A). La commande est hydraulique, car la déformation de cette boudruche est pilotée par de l'eau mise sous pression depuis la surface par le piston (pédale). La HN30 fonctionne sur le même principe mais est commandée par une poignée (main) et non par une pédale (pied).

Figure 9.32 : Pompes aspirantes type VN6.

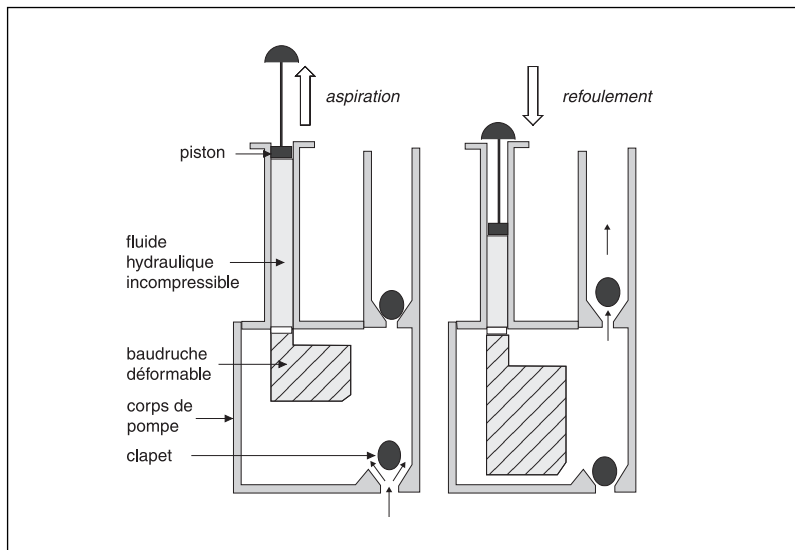


Figure 9.33 : Principe de fonctionnement de l'hydropompe Vergnet.

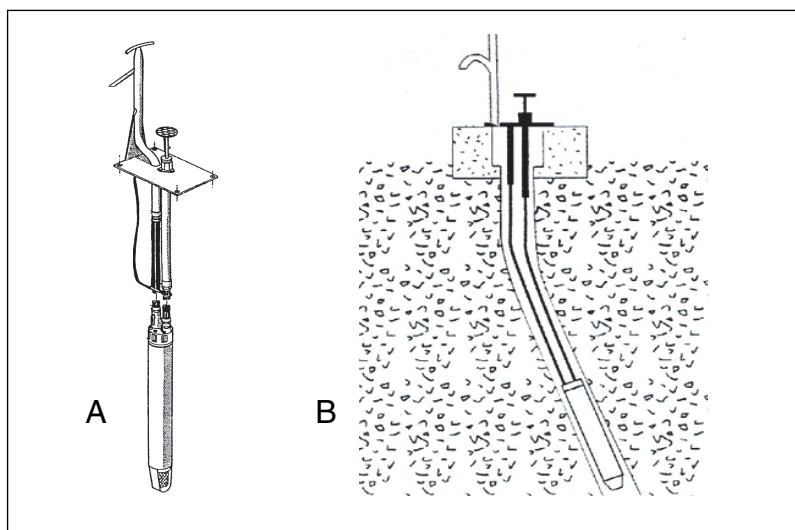


Figure 9.34 : Hydropompes Vergnet. A, HPV 60. B, Hydro India 60.

Fabricant	Vergnet
Tête de pompe	Acier galvanisé
Cylindre de pédale	Acier inox
Tube de commande	Polyéthylène haute densité (PEHD)
Refoulement	Polyéthylène haute densité (PEHD)
Corps de pompe	Acier inox
Cylindre	Acier inox
Baudruche	Caoutchouc
Clapets	Billes
Poids total	45 kg pour 25 m
Prix indicatifs	950 euros (HPV 30), 1300 euros (HPV 60), 2500 euros (HPV 100)
Performances	1,3 m³/h à 30 m, 0,8 m³/h à 70 m, 0,7 m³/h à 90 m
Avantages	Fonctionne dans des ouvrages déviés (fig 9.34B) ; excellente résistance à la corrosion ; facilité d'installation et de réparation ; peu de pièces d'usure ; montage et démontage aisé ; pompes très légères ; bon rapport qualité/prix.
Inconvénients	Désamorçages fréquents de la commande hydraulique sur les anciens modèles ; auto-amorçage sur les modèles récents ; baudruche onéreuse mais garantie 5 ans ; commande à pédale parfois mal perçue par certaines communautés

8.4 Pompe à rotor

La pompe fonctionne sur le principe de variation volumétrique. L'élément de pompage (partie hydraulique) comprend un rotor hélicoïdal en alliage d'acier, qui tourne à l'intérieur d'un stator en caoutchouc élastique à double hélice (fig. 9.35). Le rotor est mis en mouvement depuis la surface par l'intermédiaire d'un arbre guidé par des paliers.

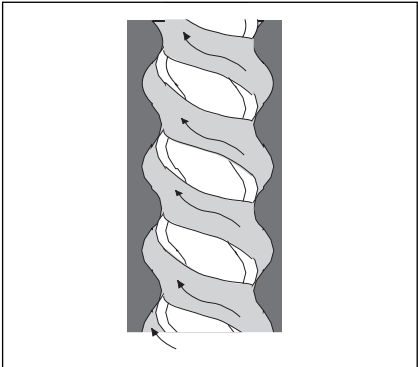


Figure 9.35 : Rotor hélicoïdal de la pompe Monolift.

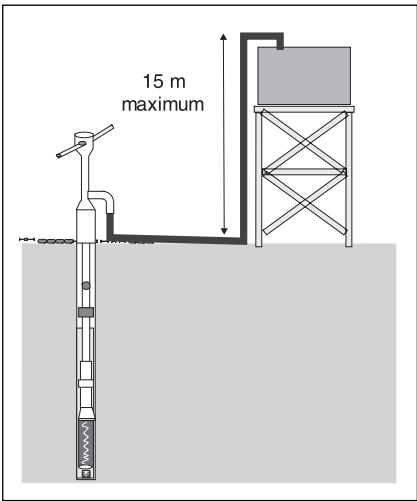


Figure 9.36 : Refoulement avec une pompe Monolift.

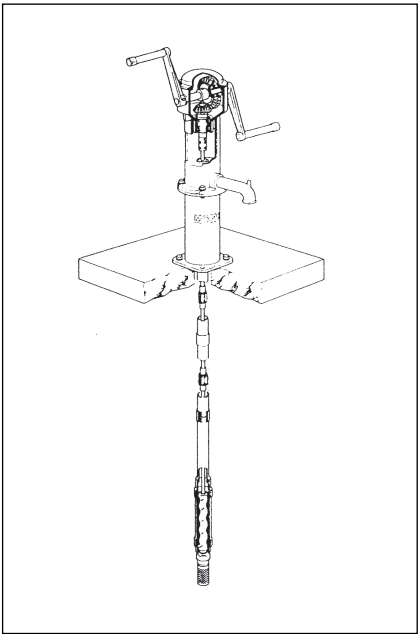


Figure 9.37 : caractéristiques d'une pompe Monolift.

Fabricants	Mono Pumps (Angleterre) ou Euroflo pompe (Afrique du Sud)
Superstructure	Fonte
Arbre principal	Acier inox ou galvanisé
Colonne	Acier galvanisé
Corps de pompe, rotor	Laiton chromé
Stator	Acier et caoutchouc
Clapet de pied	Polyéthylène
Poids total	420 kg pour 60 m
Prix indicatif	1950 euros départ usine (60 m)
Avantages	Robuste et bien adaptée aux grandes profondeurs ; motorisation facile ; possibilité de refouler l'eau à 15m au-dessus de la fontaine
Inconvénients	Renvoi d'angle fragile (casse des engrenages) ; manivelle dure à tourner (parfois impossible pour les enfants) ; sensible à la corrosion

8.5 Pompes à corde (rope pump ou pompe Mecate)

La pompe à corde est une pompe de fabrication locale, peu coûteuse, adaptée à l'usage familial ou communautaire. Bombas Mecate a transformé cette pompe de technologie traditionnelle en un système de pompage bon marché, durable et très efficace, grâce à l'utilisation de tubes en PVC et de rondelles. Elle est normalement utilisée dans les puits et les forages (diamètre minimal de 100 mm) mais peut aussi être installée en bordure de rivière. Cette pompe présente l'avantage de pouvoir être installée dans des ouvrages déviés (forage non vertical), car la pompe n'a pas à être installée

obligatoirement à la verticale, et de pouvoir alimenter des réservoirs surélevés (capacité de refoulement). Des modèles peuvent être adaptés pour l'irrigation, l'augmentation de la taille des rondelles permettant d'augmenter les débits.

Cette technologie simple est utilisée largement dans les zones rurales du Nicaragua, et s'est répandue à l'ensemble du pays ainsi que dans d'autres pays d'Amérique centrale. ACF, comme d'autres organisations, introduit cette pompe dans d'autres pays et soutient sa fabrication locale, en adaptant le modèle selon les spécificités locales. ACF a déjà promu cette technologie au Nicaragua, Guatemala, Honduras, Salvador, Colombie, Angola, Guinée Conakry (en cours), Mali (en cours) et Birmanie (en cours), et étudie les possibilités dans d'autres pays. Elle est déjà fabriquée au Ghana et en Éthiopie.

La pompe à corde est composée d'un tubage (PVC) à l'intérieur duquel circulent de petites rondelles de plastique fixées sur une corde, la corde étant entraînée par une roue actionnée par une manivelle (fig. 9.38). Le corps de la pompe est fabriqué en acier doux peint et la roue construite grâce à de (vieilles) roues. La boîte de guidage est constituée d'un bloc de béton à l'intérieur duquel est placé un guide où circulent la corde et les "pistons" (le guide peut être réalisé en céramique ou avec une bouteille de verre). Cette pompe est peu sensible à la corrosion. Elle peut être actionnée à la main mais aussi par traction animale, un vélo fixe, le vent ou un moteur thermique. Elle permet de couvrir en eau les besoins journaliers familiaux, l'abreuvement du bétail et une petite activité agricole.

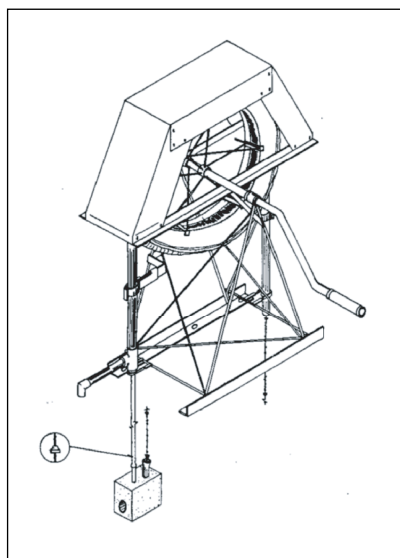


Figure 9.38 : Pompe à corde.

Fabricants	Rope Technology Transfer Division, Bombas Mecate SA, fabricants locaux
Superstructure	Acier peint
Manivelle	Tuyau d'acier peint
Poulie de transmission	Caoutchouc et tôle
Rondelles	Polyéthylène haute densité (PEHD)
Boîte de guidage	Céramique et PVC
Refoulement	Tuyau de PVC
Prix indicatif	100 euros environ
Performances à 75 watts	HMT 10 m : 1,4 m ³ /h, HMT 15 m : 1,1 m ³ /h, HMT 30 m : 0,7 m ³ /h
Profondeur maximale	40 m en standard, 60 m avec une double manivelle
Avantages	Simplicité de l'utilisation, maintenance facile par les communautés ; faible coût et possibilité de fabrication locale ; fonctionnement dans des ouvrages déviés
Inconvénients	Parfois difficile de convaincre les autorités de faire ce choix

La pompe à corde nécessite une maintenance très simple et peut être fabriquée facilement localement. Sa fabrication nécessite :

- un moule et une presse pour la fabrication des rondelles (à partir de polyéthylène haute densité) ;
- l'achat de cordes (la fabrication est difficile et présente peu d'intérêt) ;
- une boîte de guidage constituée d'un tube d'entrée, d'un tube de pompage, d'une connexion céramique (la première céramique est faite manuellement, elle servira de moule pour la production des autres pièces) ;
- la construction de la roue, de la poulie et du corps de pompe avec des pièces métalliques.

Remarque. – Les technologies de faible coût favorisent les opérations de maintenance à long terme, mais elles ne garantissent pas que celle-ci sera réalisée. Souvent, le prix n'est pas le seul facteur qui entrave les réparations, l'implication de la communauté reste la contrainte principale.

8.6 Pompe à pédales

Les pompes à pédales sont une solution efficace pour l'agriculture irriguée. Leur coût réduit les rend accessible même pour les agriculteurs à faible revenu. Leur développement a commencé au Bangladesh, et depuis quelques années

on en trouve dans de nombreux pays d’Afrique (ACF exporte ces pompes d’Afrique du Sud en Angola pour un projet d’irrigation à Matala).

La pompe à pédales est une pompe d’aspiration constituée de deux cylindres métalliques, avec des pistons qui sont actionnés par un simple mouvement de pied (marche) sur les 2 pédales (fig. 9.39). Les pédales et la structure de support sont construites avec du bambou ou tout autre matériau bon marché trouvé localement. Les pièces métalliques peuvent être remplacées par d’autres matériaux pour éviter les problèmes de corrosion (plastique, etc.). L’efficacité du “pédalage” permet de pomper d’importants volumes d’eau (irrigation). Il existe aussi des pompes à pédales “refoulantes” qui permettent de pomper l’eau au-dessus du niveau de la pompe. Elle peut ainsi être pompée dans des zones élevées ou conduite sur de longues distances (jusqu’à 500 m).

Tous les membres de la famille sont capables d’actionner cette pompe, elle est robuste et facile à entretenir grâce au remplacement de pièces métalliques standards, bon marché et disponibles sur les marchés locaux. Ce type de pompe peut être fabriqué localement dans de simples ateliers de ferronnerie .

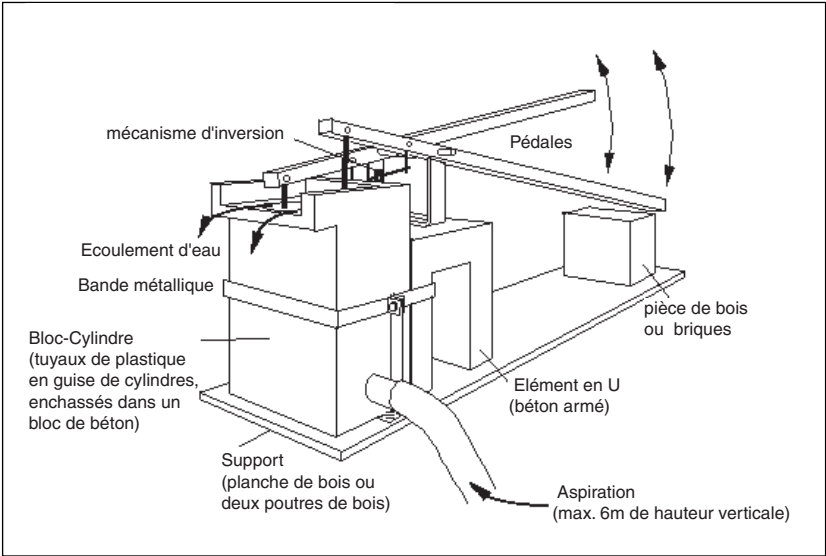


Figure 9.39 : Pompe à pédales
(Viltac modèle 99 “zéro soudure”).

Fabricants	Divers (Afrique du Sud, Éthiopie)
Cylindres	Métal
Pistons	Caoutchouc
Pédales	Bois (ou autre matériau)
Support structure	Métal (ou autre matériau)
Diamètre du tuyau d’aspiration	75 mm
Prix indicatifs (2003)	20 – 150 euros
Débit	3 à 10 m³/h selon le diamètre du cylindre et la profondeur de pompage
Surface irriguée	0,4 Ha
Hauteur maximale d’aspiration	Environ 6 m
Refoulement maximal	10 – 15 m (pour modèles <i>ad hoc</i>)
Avantages	Faible coût, débit important, simplicité d’utilisation et de maintenance, possibilité d’utiliser des pièces détachées standardisées ; bonne qualité de fabrication
Inconvénients	Limitation de la hauteur d’aspiration (6 m)

Sources

A CAPTAGE DE SOURCES ET DIMENSIONNEMENT DES RÉSERVOIRS

1	Captage de sources	343	2.1	Réservoir sur captage de source	347
1.1	Mesure de débit	343	2.2	Réservoir de réseau gravitaire	347
1.2	Contexte hydrogéologique	343	2.3	Réservoir sur réseau avec pompage	349
1.3	Captage	344	2.4	Réservoir de récupération d'eau de pluie	349
1.4	Aménagement	346	2.5	Réservoir de récupération d'eau de ruissellement	350
2	Réservoir de stockage	347			

1 Captage de sources

Les sources présentent généralement les qualités de l'eau souterraine ; si le captage est bien protégé, les sources offrent une eau d'excellente qualité. Par ailleurs leur exploitation est aisée (pas besoin de pompage) aussi elles sont fréquemment utilisées de façon traditionnelle. En revanche elles sont sensibles à toute variation du niveau de la nappe et sont donc vulnérables aux sécheresses.

1.1 Mesure de débit

Les mesures de débit sont essentielles pour estimer la production des sources sur l'ensemble de l'année. En toute rigueur, il est indispensable de disposer d'une chronique suffisamment longue pour apprécier les fluctuations de débit*. Dans la pratique, il est souvent impossible d'obtenir ces informations chiffrées, mais les populations connaissent parfaitement le comportement des sources. Il est donc indispensable de réaliser l'enquête de terrain en compagnie d'une personne locale. À partir des mesures réalisées et des informations obtenues par les utilisateurs, on estime les débits d'étiage et de crue. Le débit d'étiage est comparé aux besoins de la population et permet de décider si la construction d'un réservoir de stockage est utile. Le débit de crue permet de dimensionner les trop-pleins. Les techniques de mesure de débit sont présentées chapitre 3.

1.2 Contexte hydrogéologique

Lors de la visite préliminaire, il importe d'identifier le contexte hydrogéologique qui fixe la zone d'émergence (cf. chap. 3). On distingue en général** :

* Une chronique de débit assez longue permet aussi d'étudier la courbe de tarissement de la source et d'obtenir des informations sur les réserves du système.

** Cette classification ne correspond pas à celle communément utilisée en hydrogéologie (source artésienne, source par débordement, émergence et déversement), qui est apparue peu pratique à utiliser sur le terrain.

– *les sources de fracture* dont l'émergence se fait au travers d'une fracture parfois élargie par les racines d'un arbre. Ces sources peuvent être artésiennes, leur zone d'émergence est généralement bien délimitée et le captage par chambre de captage est envisageable ;

– *les sources de bas-fond*, typiques des zones de socle, correspondant à l'affleurement de la nappe au droit d'une dépression topographique. L'émergence de ces sources est souvent diffuse et le captage par drain (ou par puits) généralement préconisé ;

– *les sources de pente*, qui correspondent souvent au recoupement du niveau piézométrique (nappe libre) ou du toit (nappe captive) avec la surface topographique. La zone d'émergence de ces sources est fréquemment diffuse, sauf dans le cas de ravine.

Une coupe géologique sommaire peut être dessinée pour visualiser le contexte hydrogéologique. Il importe également de trouver l'émergence native (première) de la source, qui peut être masquée par des éboulis, une zone marécageuse ou un relief très accidenté. Par ailleurs, la zone d'émergence peut varier au cours de l'année. La visite de terrain doit donc être minutieuse. Des indices simples permettent également de préciser le contexte :

– les variations saisonnières de débit donnent une image de l'inertie et donc des vitesses de transfert dans le système (transfert de pression ou de débit) ;

– la réponse de la source à une averse isolée permet d'estimer la réponse du système à une impulsion, et donc sa vulnérabilité ;

– les variations de qualité de l'eau, notamment de la turbidité, complètent ces informations.

1.3 Captage

L'objectif est d'exploiter au mieux le débit de la source, tout en la protégeant des pollutions extérieures, notamment d'origine fécale.

Chaque captage de source est un cas particulier : il n'est donc pas possible de proposer un modèle adapté à toutes les situations. On peut néanmoins distinguer deux types d'ouvrages, qui correspondent chacun à des contraintes de terrain particulières (tabl. 10.I).

Tableau 10.I : Technique de captage de source.

Technique de captage	Type de source	Avantage	Inconvénient
Chambre de captage	Zone à capter peu profonde et bien localisée	Captage visitable	Nécessite souvent de gros travaux de soutènement
Drain enterré	Zone à capter diffuse et/ou profonde	Facile à réaliser	Captage non visitable

Le choix de la technique de captage est déterminé à partir de la visite de site, mais surtout en fonction de l'évolution des travaux de fouille. On procède comme suit :

– nettoyage de la zone d'émergence pour bien visualiser les sorties d'eau ;

– creusement en suivant les venues d'eau, en veillant à ne pas obstruer l'écoulement ;

– arrêt de la fouille lorsque le niveau imperméable est atteint :

• si l'émergence est bien localisée et peu profonde (moins de 2 m), construction d'une boîte de captage et d'un mur de soutènement pour protéger l'ouvrage ;

• si la zone d'émergence est diffuse et/ou profonde, construire un drain sur barrage ;

– positionnement correct des sorties et des trop-pleins en dessous du niveau d'émergence ;

– mise en place du périmètre de protection.

Les figures 10.1 et 10.2 présentent les principes de captage par chambre de captage et par drain.

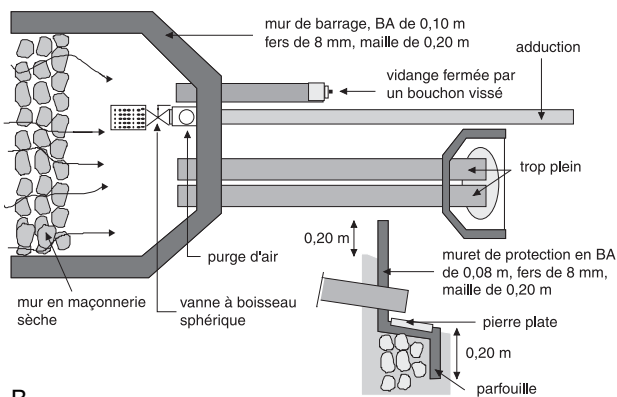
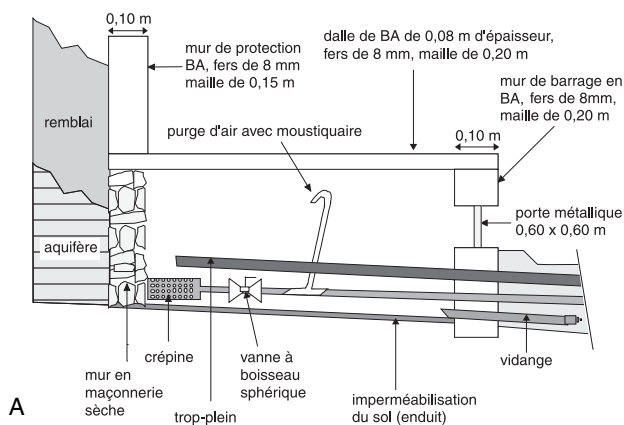


Figure 10.1 : Boîte de captage en béton armé. A, vue en coupe. B, vue de dessus.

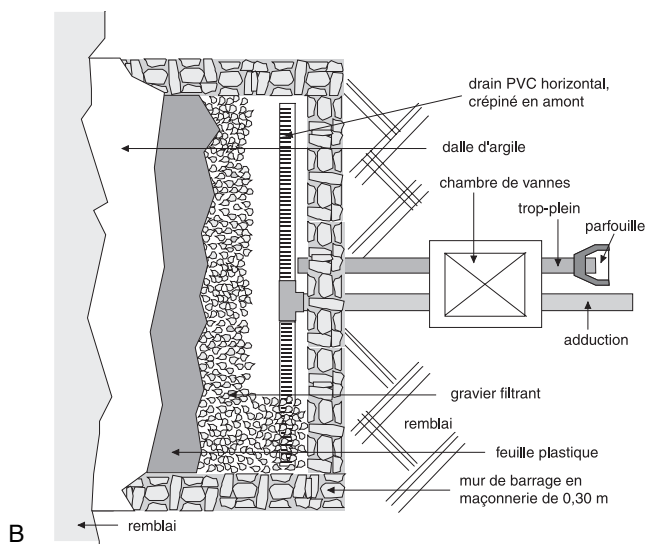
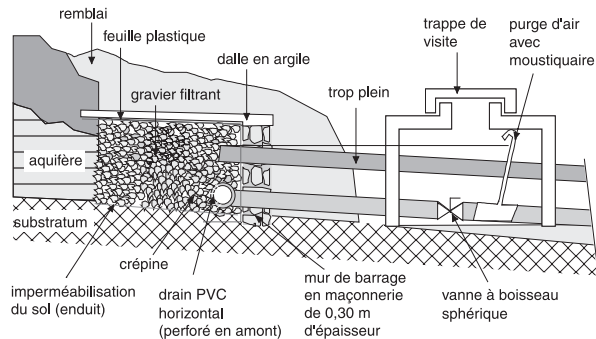


Figure 10.2 : Drains de captage enterré. A, vue en coupe. B, vue de dessus.

Les constructions, notamment le mur de barrage des drains ou la chambre de captage, peuvent être réalisées en maçonnerie ou en béton armé. Les drains sont constitués de pierres roulées de 5 à 10 cm, posées derrière le mur ou dans un gabion. Un tuyau PVC largement crépiné peut être noyé dans le drain roche pour diminuer les pertes de charge.

La technique de captage par drain étanché à l'argile (fig. 10.3) est couramment employée dans les zones où l'argile est extraite de la fouille (Rwanda, Burundi, ACF 1996).

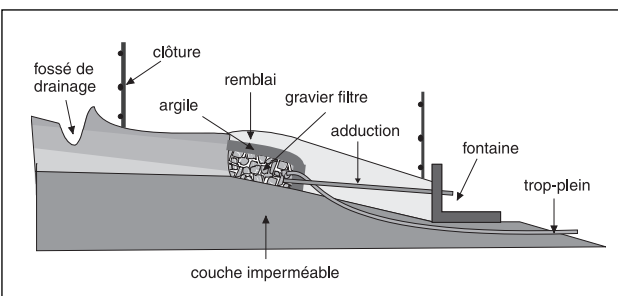


Figure 10.3 : Drain étanché à l'argile.

Trois règles doivent impérativement être respectées pour construire un captage de source de qualité.

Le captage ne doit jamais être mis en charge : le niveau d'eau dans la boîte de captage ou dans le drain doit toujours être en dessous du niveau d'émergence avant travaux. Le captage doit permettre de drainer la nappe en autorisant un rabattement du niveau piézométrique, mais surtout il ne doit pas augmenter la charge car cela risquerait de perdre la source.

On peut utiliser un piquet (planté assez loin pour ne pas gêner les travaux de fouille) de référence du niveau initial d'émergence. Ce niveau sert de repère lors de la construction de l'ouvrage : la sortie et le trop-plein sont placés en dessous de ce niveau. Toujours pour éviter une mise en charge accidentelle, la mise en place de trop-plein est obligatoire ; en l'absence d'information sur le débit de crue, le trop-plein doit être surdimensionné (deux ou trois tuyaux de 3").

Le barrage doit être posé sur un terrain imperméable : la fouille ne doit pas être interrompue avant d'avoir trouvé le *substratum*. Cela représente parfois de gros travaux de terrassement, mais c'est indispensable pour éviter que l'eau ne passe sous le captage après quelques semaines d'utilisation. La notion de *substratum* est parfois difficile à cerner sur le terrain : on retient donc plutôt l'idée de terrain moins perméable sur lequel l'eau circule.

Le captage doit être protégé : les travaux de protection font partie intégrante des travaux de captage. Il faut notamment soigner l'étanchéité du captage au niveau de la couverture du drain (argile, bâche plastique...) ou de la construction de la boîte.

1.4 Aménagement

L'aménagement doit garantir une bonne protection de la source et un usage aisé pour les populations. La mise en place des périmètres de protection est détaillée annexe 10. Enfin, il existe de nombreux modèles de fontaine pour source (fig. 10.4) : le choix doit se faire en accord avec les populations et en respectant les données culturelles. Il faut cependant bien étudier l'évacuation de l'eau pour ne pas favoriser le développement de broussaille et d'eau stagnante. Les détails de construction sont donnés annexe 14.

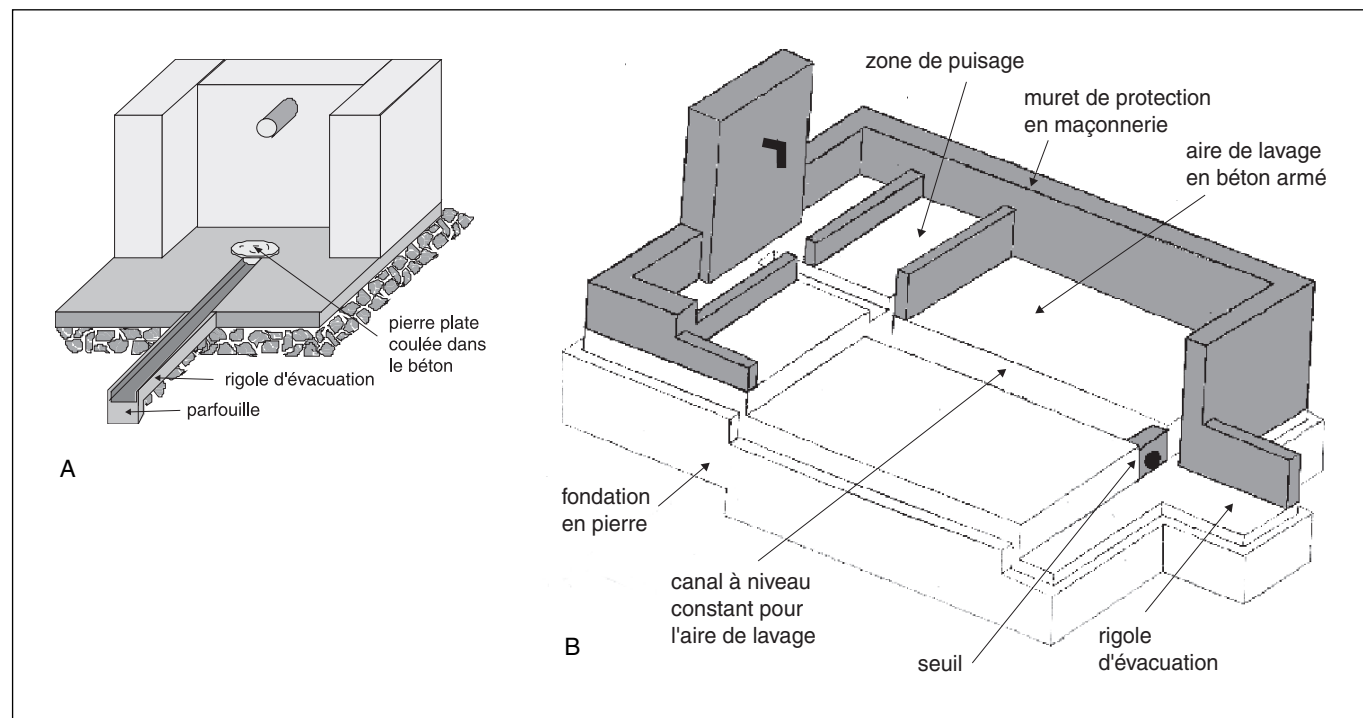


Figure 10.4 : Exemples de fontaine.

A, fontaine simple (ACF Burundi, 1995). B, fontaine et aire de lavage (ACF Éthiopie, 1993).

2 Réservoir de stockage

2.1 Réservoir sur captage de source

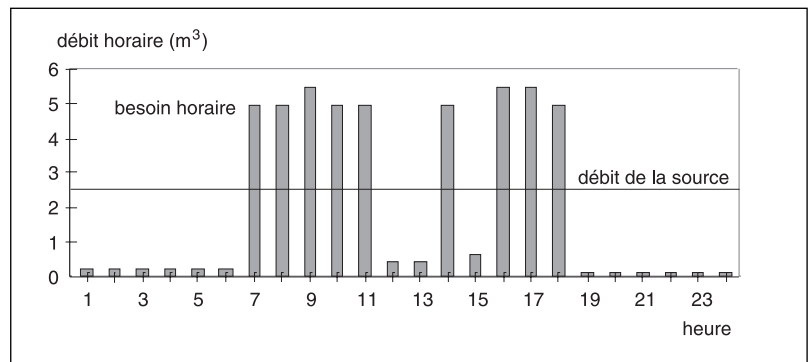
Lorsque le besoin horaire maximal est supérieur au débit horaire de la source, il est nécessaire de construire un réservoir de stockage. Le principe est de stocker l'eau sur les périodes où la demande des populations est faible, et de pouvoir fournir un débit plus important lorsque la demande augmente. La différence entre besoins et débit de la source en fonction du moment de la journée est présentée figure 10.5 (exemple du réseau d'Aloua, cf. chap. 11A).

En fonction des capacités de la source, on peut donc envisager une distribution ouverte (écoulement en continu) ou fermée avec des robinets et un réservoir :

- besoin horaire maximal (m^3/h) < débit source (m^3/h) → circuit ouvert sans réservoir ;
- besoin horaire maximal (m^3/h) > débit source (m^3/h) → circuit fermé avec réservoir.

Le calcul de la capacité du réservoir permet un dimensionnement économique. Il est donc important sur les installations de moyenne dimension (cf. § 2.2). Sur les captages de source à très faible débit, on estime en première approximation que le volume du réservoir doit correspondre au volume d'eau produit par la source en période nocturne.

Figure 10.5 : Besoins horaires/débit d'une source.



2.2 Réservoir de réseau gravitaire

Lorsque la source doit alimenter une population plus importante au travers d'un réseau de distribution, il est préférable de réaliser un dimensionnement optimal du réservoir.

La répartition des besoins par tranche horaire est alors calculée en utilisant un coefficient de consommation sur chaque période (pourcentage de la consommation totale sur 24 h). Le tableau 10.II présente une estimation réalisée pour le réseau d'Aloua.

Le volume économique du réservoir correspond au volume minimum requis pour couvrir les besoins horaires de la population.

Si l'on souhaite capter une plus grande part du débit de la source, en prévision d'une augmentation de population par exemple, un réservoir plus grand sera construit (volume optimal). Dans l'exemple précédent, le volume économique de $17,34 \text{ m}^3$ sera choisi, et la construction d'un réservoir de 28 m^3 recommandée.

Les niveaux d'eau dans le réservoir en fonction du moment de la journée peuvent être représentés sous forme de courbes ou présentés dans un tableau.

Le tableau 10.III et la figure 10.6 correspondent à l'exemple précédent du village d'Aloua, dans l'hypothèse d'un réservoir vide à 18 h 00 et d'un volume de $17,5 \text{ m}^3$.

On remarque figure 10.6 que la recharge du réservoir se fait essentiellement à partir de 18 h (on note deux petites recharges dans les creux de consommation 11-12 h et 14-15 h). Si le réservoir est dimensionné à $17,5 \text{ m}^3$, le trop-plein fonctionne à partir de 1 h 40 pour un volume total de $10,92 \text{ m}^3$ pendant un peu plus de 4 h.

Tableau 10.II : Calcul des besoins par tranches horaires.Aloua (Éthiopie), janvier 1995 : débit de la source 2,52 m³/h ; besoins journaliers 49,56 m³/j.

Période (h)	Coefficient de consommation (%)	Besoin sur la période (m ³)	Production de la source (m ³)	Stock dans le réservoir (m ³)
0-6	2,5	1,24	15,12	13,88
6-7	10	4,96	2,52	11,44
7-8	10	4,96	2,52	9,00
8-9	11	5,45	2,52	6,07
9-10	10	4,96	2,52	3,63
10-11	10	4,96	2,52	1,19
11-13	1,75	0,87	5,04	5,36
13-14	10	4,96	2,52	2,92
14-15	1,25	0,62	2,52	4,82
15-16	11	5,45	2,52	1,89
16-17	11	5,45	2,52	– 1,04
17-18	10	4,96	2,52	– 3,48
18-21	0,75	0,37	7,56	3,71
21-24	0,75	0,37	7,56	10,9
0-24	100 %	49,56	60,48	stock max = 13,88 stock min = – 3,48

Trop-plein = débit source sur 24 h – besoins journaliers TP = 10,92 m³Volume réservoir mini (économique) = stock maxi – stock mini $V_{\min} = 17,34 \text{ m}^3$ Volume du réservoir pour utiliser toute la source $(V_{\min} + TP) V_{\text{tank}} = 28,26 \text{ m}^3$ **Tableau 10.III : Calcul du volume d'eau dans le réservoir.**

Période (h)	Coefficient de consommation (%)	Besoin sur la période (m ³)	Production de la source (m ³)	Stock dans le réservoir en fin de période (m ³)
0-6	2,5	1,24	15,12	17,34
6-7	10	4,96	2,52	14,90
7-8	10	4,96	2,52	12,47
8-9	11	5,45	2,52	9,53
9-10	10	4,96	2,52	7,10
10-11	10	4,96	2,52	4,66
11-13	1,75	0,87	5,04	8,83
13-14	10	4,96	2,52	6,40
14-15	1,25	0,62	2,52	8,30
15-16	11	5,45	2,52	5,37
16-17	11	5,45	2,52	2,44
17-18	10	4,96	2,52	0
18-21	0,75	0,37	7,56	7,19
21-24	0,75	0,37	7,56	14,38
0-24	100 %	49,56	60,48	maxi = 17,34

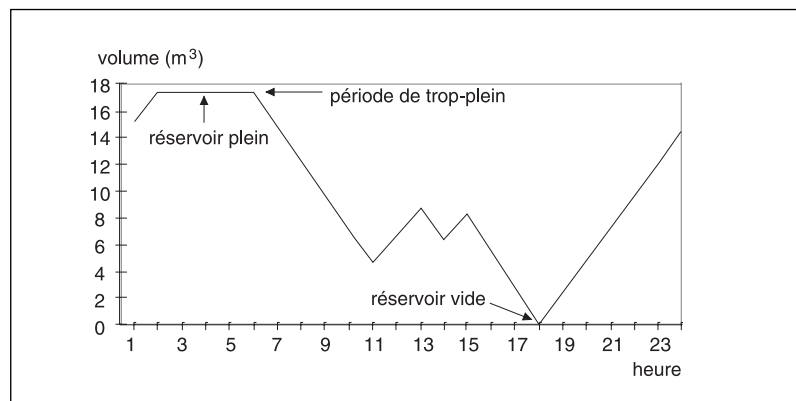


Figure 10.6 : Visualisation du volume d'eau dans le réservoir au cours de la journée.

2.3 Réservoir sur réseau avec pompage

Dans le cadre d'adduction par pompage, le volume du réservoir est calculé en fonction du débit de la pompe et de la fréquence de sa mise en route. Dans la pratique, on considère qu'un volume correspondant à la demande journalière en eau est satisfaisant. Cela permet en effet de ne démarrer la pompe qu'une fois par jour. Lorsque le pompage est solaire "au fil du soleil", la capacité du réservoir doit être au minimum le volume journalier produit.

Dans le cadre des programmes d'urgence, les réservoirs utilisés sont généralement de taille fixe : 10, 20, 30, 45, 70 et 95 m³, et le nombre de réservoirs est donné par les contraintes de traitement de l'eau (cf. chap. 12).

2.4 Réservoir de récupération d'eau de pluie

Les réservoirs de récupération d'eau de pluie à l'échelle familiale ou de la petite collectivité (école, centre de santé) sont généralement dimensionnés en comparant les besoins et les volumes mensuels cumulés sur une année. Si on prend l'exemple d'une école au nord de l'Ouganda, dont la surface de toiture est de 550 m², le ratio pluie tombée/pluie récupérée est estimé à 80 % (tôle ondulée, cf. chap. 3) et les données pluviométriques disponibles sur une base mensuelle. Les besoins journaliers sont estimés à 1 000 l (100 élèves x 10 l/j). La figure 10.7 compare les besoins et les volumes d'eau récupérable, cumulés sur une année. Le volume du réservoir peut être défini graphiquement comme la différence entre l'excédent mensuel maximal et les besoins cumulés à cette période, soit 60 m³ (mois d'octobre). Ce volume étant légèrement supérieur au déficit maximal du mois de mars, estimé à 54 m³, la couverture des besoins devrait donc être satisfaite toute l'année. En l'absence de données pluviométriques précises, Pacey et Cullis (1986) proposent les volumes présentés tableau 10.IV.

Tableau 10.IV : Volume de réservoir pour une récupération familiale d'eau de pluie.

Pluviométrie moyenne annuelle (mm)	Surface du toit (m ²)	Volume du réservoir (m ³)	Volume d'eau disponible par jour	Pérennité du réservoir (% de mois sur l'année)
1 800 – pas de saison sèche (Jakarta)	30	8	31	95
800 – 2 saisons des pluies (Ghana)	30	7,5	66	–
635 – 1 saison sèche de 6 mois (Swaziland)	30	5	37	–
1 500 – 5 mois secs (Indonésie)	30	5,1	30	99
1 300 – 4 mois secs (Thaïlande)	30	5,8	45	95
1 200 – pas de saison sèche (Australie)	30	11,8	74	80
390 – pas de saison sèche (Australie)	30	10,5	25	80

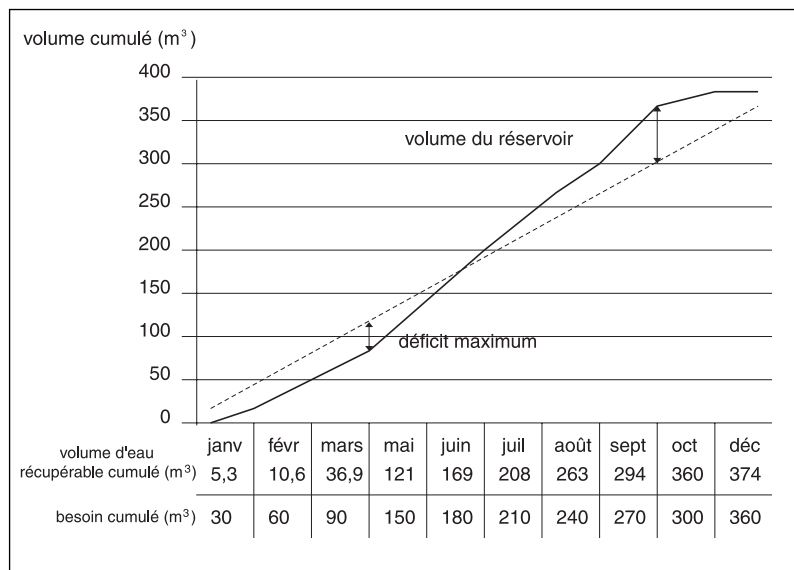


Figure 10.7 : Dimensionnement d'un réservoir d'eau de pluie pour une école (ACF Ouganda, 1996).

2.5 Réservoir de récupération d'eau de ruissellement

À l'échelle collective, le volume des réservoirs (*birkads*, *ponds*, cf. chap. 3 et 19) peut être estimé à partir des procédures utilisées pour l'échelle familiale. Il est cependant préférable de travailler avec des données décadaires, et non plus mensuelles, afin d'optimiser le dimensionnement. Dans le cas de stockage ouvert (mare), il est nécessaire de tenir compte des pertes par évaporation et infiltration. L'expérience montre cependant que les volumes ainsi calculés sont généralement difficiles à mettre en œuvre : les contraintes de terrains obligent à limiter l'emprise au sol des réalisations.

B EXEMPLES DE TERRAIN

1	Captage de source	351	2.4	Plomberie	357
2	Point d'eau	353	2.5	Maçonnerie	357
2.1	Terrassement	354	2.6	Canal à niveau constant	358
2.2	Fondations	354	2.7	Canal d'évacuation	358
2.3	Radier en béton armé	355			

Cet exemple présente la construction d'un captage de source et d'une borne-fontaine avec une aire de lavage attenante, réalisée par ACF en Éthiopie. Il s'agit de borne-fontaine de distribution d'eau en continu (sans robinet) installée à l'extrémité d'une adduction (20 à 200 m). L'aire de lavage attenante, sous la forme d'une dalle au sol, est alimentée par un canal à ciel ouvert.

1 Captage de source

Le captage de source est présenté figure 19.8. Il s'agit du captage, par 4 drains enterrés, de 4 émergences distantes d'une vingtaine de mètres au maximum. Le captage de l'ensemble de ces émergences est rendu nécessaire par le faible débit de chacune d'entre elles. La fiche de terrain présentant les matériaux mis en jeu pour capter la source d'Ababuo est présentée tableau 10.V.

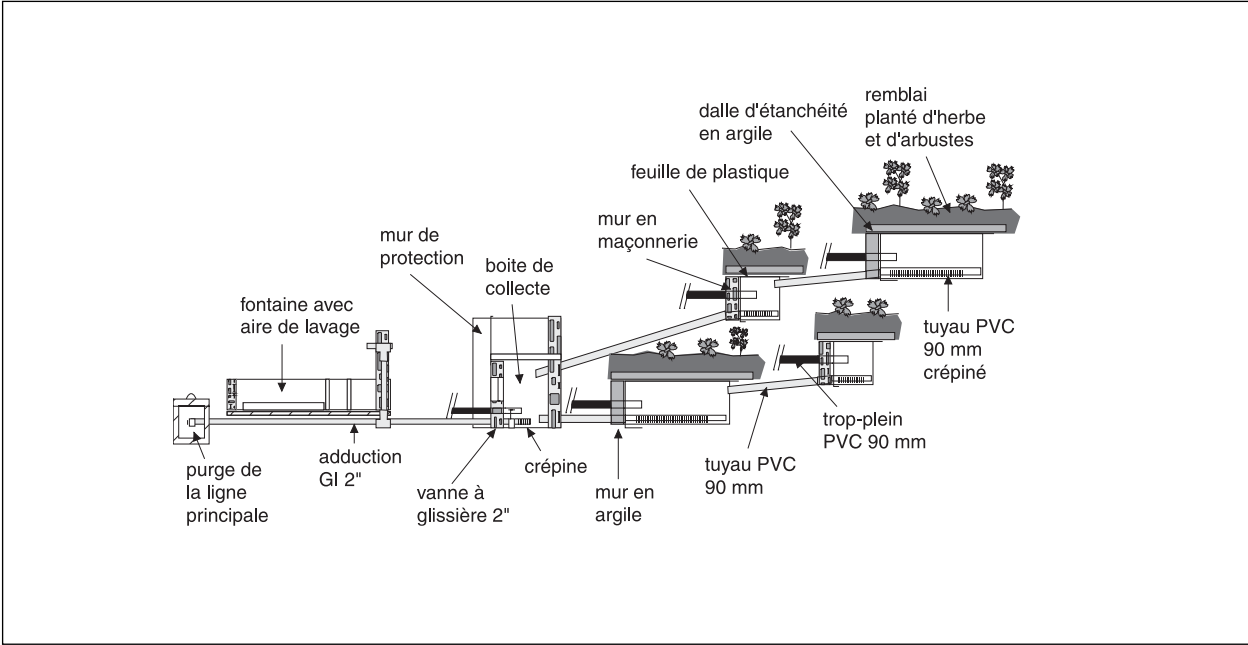


Figure 10.8 : Captage de source.

Tableau 10.V : Matériaux et coût d'un captage de source.

Site :	Ababuo	Nombre de bénéficiaires :	605 (123 familles)
Kebele :	Sundusa		
Woreda :	Soro	Date de début des travaux :	16/11/92
Zone :	Hadya	Remise aux bénéficiaires :	17/08/93

Matériel et équipement	Quantité	Coût unitaire (Euros €)	Total (Euros €)
Matériaux de construction			
ciment (50 kg)	37	7,50	277,50
sable (100 kg)	110	2,50	275,00
pierre (m3)	35	5,00	175,00
fer à béton 8 mm (barre de 12 m)	30	15,00	450,00
fer à béton 6 mm (kg)	7,5	10,00	75,00
fer à ligature (kg)	5	5,00	25,00
fer barbelé (m)	200	0,45	90,00
bois de clôture	1	150,00	150,00
clous	8	6,00	48,00
porte métallique	1	87,50	87,50
Matériaux de plomberie			
Acier galvanisé 2"			
T	2	17,50	35,00
manchon	5	12,50	62,50
réducteur 2" / 1"1/2	2	12,50	25,00
bouchon	1	10,00	10,00
raccord union	1	25,00	25,00
vanne à glissière	1	45,00	45,00
tuyau (6 m)	5	100,00	500,00
Acier galvanisé 1"1/2			
T	1	15,00	15,00
coude	1	10,00	10,00
tuyau (1,40 m)	1	17,50	17,50
PVC			
tuyau 90 mm (6 m)	49	50,00	2450,00
tuyau 50 mm (6 m)	3	12,00	36,00
Total 1			4884,00
Main d'œuvre			
	Nombre	Jours de travail	Coût/j (Euros €)
administrateur	1	28	10,50
maçon	2	54	9,00
aide-maçon	4	54	6,00
assistant de projet	1	52	9,50
mécanicien	1	28	9,00
chauffeur	1	54	8,00
tailleur de pierre	1	43	6,25
manœuvre	4	32	3,00
Total 2			2646,75
Logistique			
transport			266,74
stockage			64,03
Total 3			330,77
Coûts administratifs			
Total 4			123,70
Total général			7985,22
Coût par bénéficiaire			13,19

2 Point d'eau

La description technique suivante prend en compte les différentes étapes de la construction :

- le terrassement,
- les fondations,
- le ferrailage du béton,
- le radier,
- la plomberie,
- la maçonnerie,
- le canal à niveau constant,
- le canal d'évacuation.

Les matériaux mis en jeu et les délais d'exécution de la borne-fontaine sont présentés tableau 10.VI (borne-fontaine à une sortie, adduction en GI 1"1/4, rigole d'évacuation de 5 m de long).

Tableau 10.VI : Moyens nécessaires à la construction d'une borne-fontaine.

Activité	Main d'œuvre (homme/j)	Pierre (m ³)	Sable (m ³)	Gravier (m ³)	Ciment (50 kg)	Fer 6 mm (kg)	Fer 8 mm (12 m)	Plomberie
Excavation	4 manœuvres							
Fondations	1,5 maçons 4,5 aide-maçons	4,1						
Ferrailage	2 maçons 6 aide-maçons					15	9 barres de + 2 kg fer à ligature	
Radier	2 maçons 6 aide-maçons		0,625	1,25	10			
Plomberie	1 plombier 1 manœuvre							raccord union (1) ; T (2) ; manchon (2) ; mamelon (1) ; coude (1) ; bouchon mâle (2) ; tuyau GI (1,25 m)
Maçonnerie	2 maçons 6 aide-maçons	0,65	0,35		3			
Niveau constant	0,006 maçon 0,018 aide-maçons	0,002	0,001		0,25 l			tuyau PVC 75 mm ou GI 2"1/2 (0,10 m)
Canal + parafouille	3 maçons 9 aide-maçons	0,795	0,225	0,24	2,8	13 + 0,5 kg de fer à ligature		
Total (arrondi)	11 maçons 33 aide-maçons 1 plombier 5 manœuvres	5,6	1,3	1,5	16	28 + 2,5 kg de fer à ligature		9 barres

2.1 Terrassement

Le terrassement englobe les différents travaux de préparation du terrain pour implanter la borne-fontaine et son aire de lavage. Le choix de l’emplacement de la fontaine est tout d’abord lié à la pente : on s’impose une pente minimale de 3 % pour la ligne principale et de 1 % pour les canaux de la borne-fontaine et le canal d’évacuation. Il s’agit donc de déterminer l’emplacement le plus favorable réunissant ces conditions, en limitant toujours la longueur de l’adduction pour des raisons de coût.

La délimitation de la zone d’implantation de la borne-fontaine (tabl. 10.VII) s’effectue à l’aide de piquets (en bois, par exemple) et de cordelette (nylon diamètre 4 mm). Les angles droits doivent être vérifiés à l’aide d’une équerre.

Surface nécessaire	3,00 m x 4,80 m = 14,4 m ²	
Profondeur des fondations	0 → 1,65 m	prof. = 0,40 m
	1,65 → 4,80 m	prof. = 0,45 m
Volume excavé	6,25 m ³	
Main-d’œuvre	4 hommes/j	

Tableau 10.VII : Caractéristiques des travaux de terrassement pour l’implantation d’une borne-fontaine.

2.2 Fondations

L’épaisseur des fondations est variable et dépend de la nature du sol. Les épaisseurs utilisées dans le cadre des ouvrages ACF sont importantes et utilisables dans des sols relativement meubles (fig. 10.9 & tabl. 10.VIII).

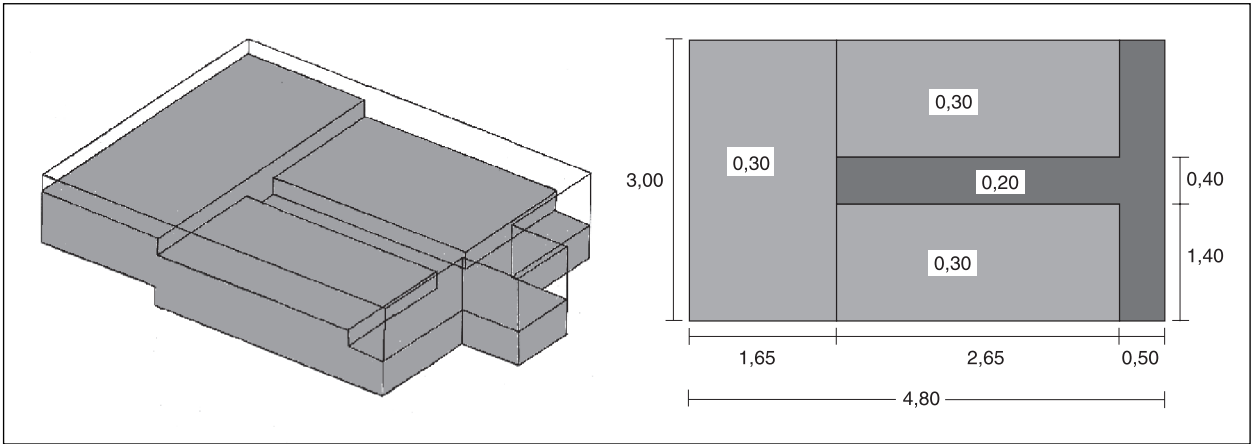


Figure 10.9 : Fondations de la borne-fontaine et de son aire de lavage. A, vue en perspective. B, plan (dimensions en m).

Épaisseur de pierre brute	0 → 1,65 m	épaiss. = 0,30 m
	1,65 → 4,80 m	épaiss. = 0,20 à 0,30 m
Volume total de pierre	4,1 m ³	
Main-d’œuvre	1,5 maçons/j	
	4,5 aide-maçons/j	

Tableau 10.VIII : Caractéristiques des fondations pour l’implantation d’une borne-fontaine.
Ces fondations dépassent de 0,10 m autour du radier pour en assurer l’assise.

2.3 Radier en béton armé

Le radier est réalisé en béton armé. La première partie du travail consiste à préparer et à mettre en place les fers à béton qui seront noyés dans le béton (fig. 10.3) ; la seconde opération est le coulage de la dalle. Le ferrailage du béton est réalisé avec des fers de 8 mm (torsadé) et 6 mm (lisse), alternés, avec une maille de 0,20 m (fig. 10.10). Les fers sont recourbés à leurs extrémités pour permettre un meilleur ancrage dans le béton.

Dans le cas où l'on envisage la construction de plusieurs bornes-fontaines de ce type, il est intéressant de construire une table-gabarit afin de faciliter la préparation des fers à béton.

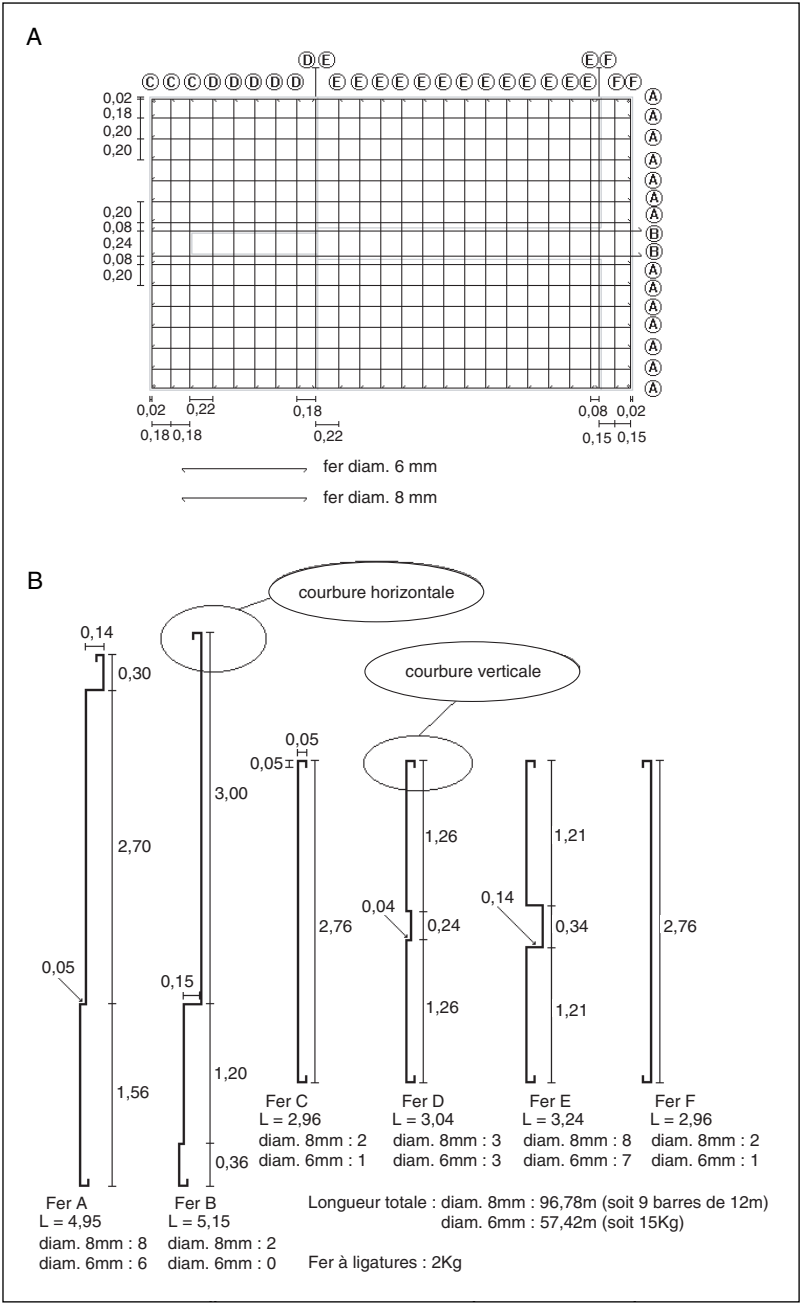
Un soin particulier doit être porté à la mise en place du ferrailage, car l'efficacité des fers dans la résistance du radier dépend beaucoup de cette étape. En particulier, la distance entre les fers et la hauteur du ferrailage par rapport aux fondations doivent être parfaitement respectées.

Pour maintenir les fers dans la bonne position, on utilise du fer à ligature (ou fil de fer recuit) et du gravier ou des petits cailloux, qui sont englobés dans le béton lors du coulage. L'extrémité recourbée des fers se trouve à 0,02 m du bord extérieur de la dalle.

Le radier de l'ensemble de la borne-fontaine et de l'aire de lavage est fait en une seule pièce, malgré les différences de niveau, afin d'assurer une bonne résistance de l'ensemble. Néanmoins, il est difficile de couler la dalle en une seule fois, en particulier du fait de la différence de niveau entre les coffrages. On peut raisonnablement envisager de réaliser ce travail sur 2 j, en prenant soin de laisser des surfaces de reprise (surface rugueuse, propre et bien mouillée lors de la reprise). La dalle pour la fontaine, l'aire de passage et les aires de lavage a une épaisseur de 0,10 m. L'épaisseur du béton pour les canaux est de 0,05 m (fig. 19.11 & 19.12).

Un soin particulier doit être apporté à la préparation du béton, qui doit avoir une texture "plastique" pour bien couler dans les mailles du ferrailage.

Figure 10.10 : Plan de ferrailage du radier (dimensions en m).
A, schéma du montage.
B, section des différents aciers.



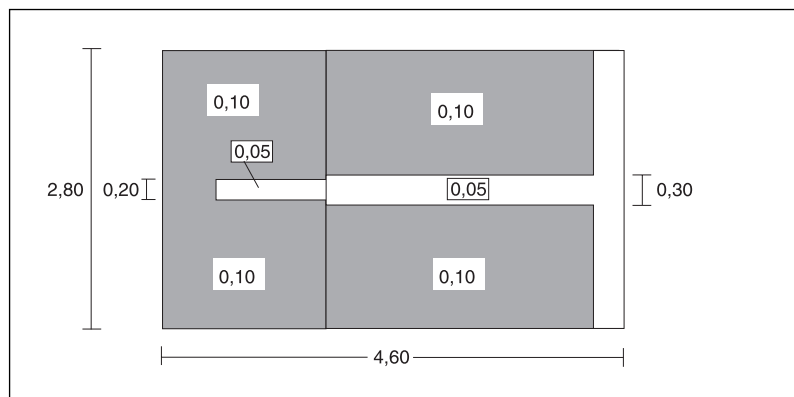


Figure 10.11 : Plan du radier
(dimensions en m).

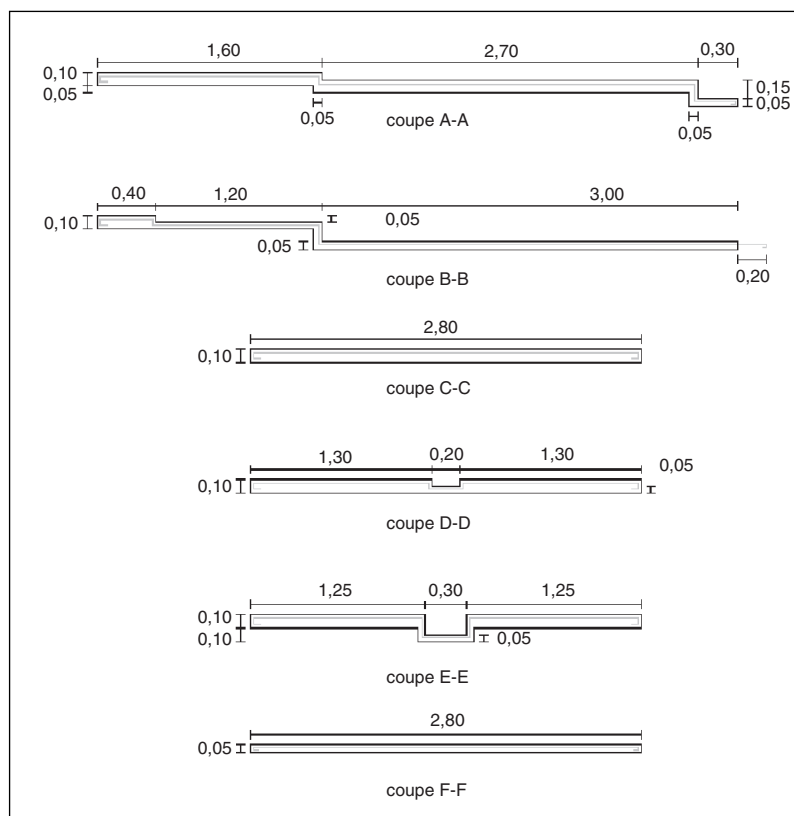


Figure 10.12 : Coupes du radier
(dimensions en m).

Proportions à respecter	1 volume de ciment 2 volumes de sable 4 volumes de gravier
Volume total de béton	1,25 m ³
ciment	9 sacs de 50 kg
sable	0,608 m ³
gravier	1,21 m ³
Main-d'œuvre	2 maçons/j 6 aide-maçons/j

Lors de sa mise en place, il faut veiller à ce que les agrégats ne gênent pas son passage sous le ferrailage (vibrer le béton) mais aussi à ce que le treillis des fers à béton reste bien en place. Les volumes et les caractéristiques du béton sont donnés tableau 10.IX.

Tableau 10.IX : Caractéristiques du béton à 350 kg utilisé pour la dalle.

2.4 Plomberie

On utilise du tuyau en acier galvanisé (GI) à insérer dans la maçonnerie (le PVC pose des problèmes d'adhérence avec le mortier ou le béton). Sur la fontaine, on met en place des bouchons (fig. 10.13) :

- l'un au pied de la fontaine permettant la vidange de l'adduction ;
- l'autre à l'opposé de la (ou des) sortie(s), dans le but de nettoyer d'éventuels colmatages sans être obligé de tout détruire.

Le diamètre utilisé est lié au débit de la source. Dans les cas des sources à débit variable, un compromis doit être trouvé entre l'étiage et le débit de crue pour définir le diamètre de l'adduction.

2.5 Maçonnerie

Le mur de la fontaine, les murs extérieurs de protection et les murets intérieurs de séparation sont réalisés en maçonnerie. Le radier sert de base à la construction. On définit ainsi :

- pour les murs extérieurs, une épaisseur de 0,20 m et une hauteur au-dessus du niveau du sol de 0,20 m ;
- pour les murets intérieurs, une épaisseur de 0,10 m avec une hauteur de 0,10 m pour le muret aire de puisage/aire de passage et de 0,15 m pour le muret aire de passage/aire de lavage.

Les dimensions du mur de la fontaine sont variables suivant le nombre de sorties installées : on a ici utilisé une épaisseur de 0,30 m et une hauteur de 1,00 m, la sortie se trouvant à 0,75 m du sol (fig. 10.14 & tabl. 10.X)

Figure 10.13 : Plomberie des fontaines (dimensions en m).

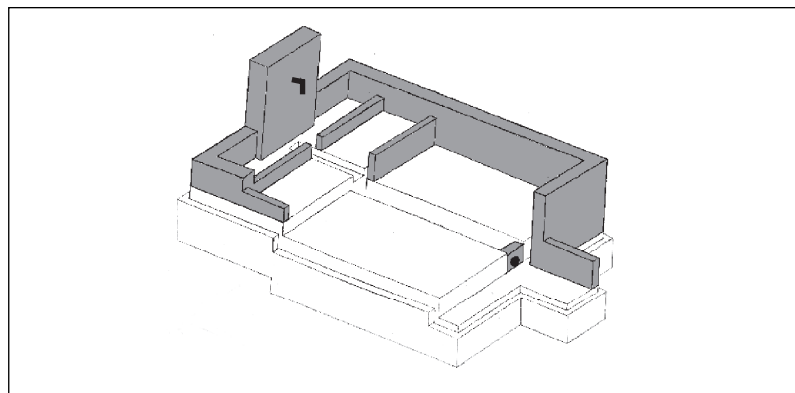
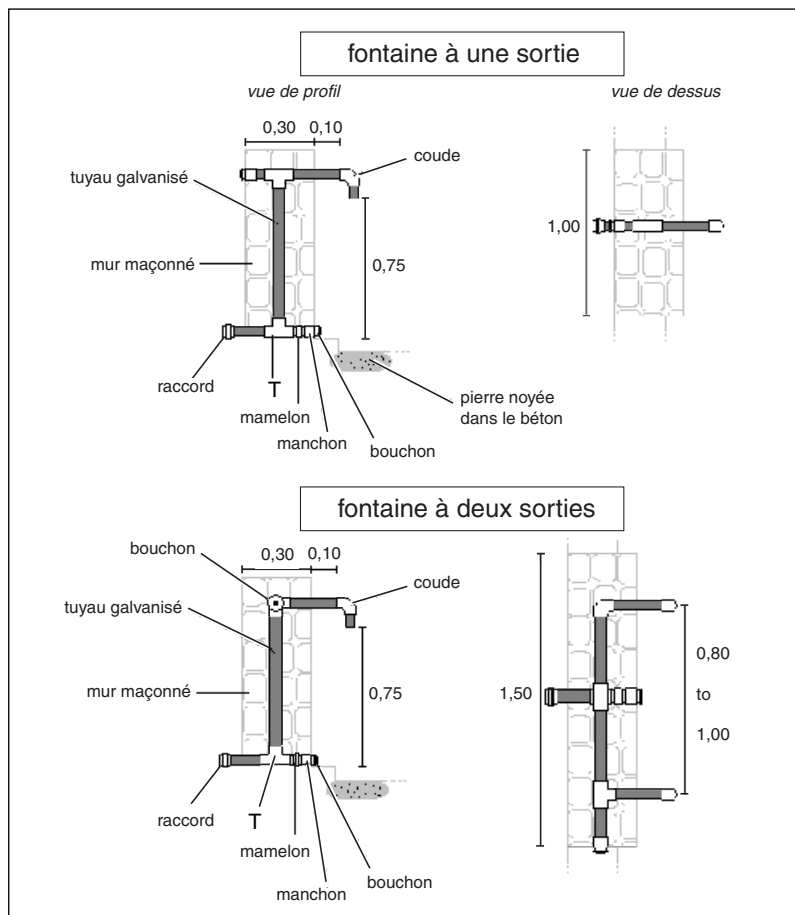


Figure 10.14 : Élévation du mur.

Volume nécessaire	
pierre	0,65 m ³
mortier	0,35 m ³
– sable :	0,35 m ³
– ciment :	3 sacs de 50 kg
Main-d'œuvre	
	2 maçons/j
	6 aide-maçons/j

Tableau 10.X : Matériaux pour la construction des murs de la fontaine.
Pour ces calculs, les dimensions du mur de la fontaine retenues sont de 1,00 x 1,00 x 0,30, pour une seule sortie.

2.6 Canal à niveau constant

Le principe est de pouvoir disposer à tout moment d'une réserve d'eau puisable pour faciliter le lavage du linge et limiter les transports d'eau. Si l'on bouche l'orifice d'évacuation (avec un linge, par exemple), on fait monter le niveau de l'eau dans le canal, laquelle s'évacue ensuite par surverse : en enlevant le "bouchon", l'eau s'évacue normalement et le canal peut être nettoyé.

Le système consiste à mettre en place, à l'extrémité du canal et posé sur le fond, un tuyau de 0,10 m de long (PVC 75 mm ou GI 2"1/2), pris dans une maçonnerie (0,10 x 0,10 x 0,30 m) qui le maintient et sert de seuil (tabl. 10.XI). Le volume dans le canal est alors constant et de 78 l.

Volume nécessaire	
pierre	0,002 m ³
mortier	0,001 m ³
– sable :	0,001 m ³
– ciment :	0,25 l
Tuyau (PVC 75 mm ou GI 2"1/2)	0,10 m
Main-d'œuvre	
	0,006 maçons/j
	0,018 aide-maçons/j

Tableau 10.XI : Matériaux pour la construction du canal.

2.7 Canal d'évacuation

Ce canal permet d'évacuer l'eau de la fontaine vers un emplacement favorable. Il doit avoir une pente minimale de 1 % pour assurer un bon écoulement et faciliter l'évacuation. Le canal peut être construit soit en maçonnerie sur un radier en béton armé, soit entièrement en béton armé. Sa longueur est déterminée essentiellement par la pente, la sortie devant émerger au niveau du sol pour éviter tout embourbement ultérieur.

Dans tous les cas, pour éviter tout phénomène d'érosion, il est indispensable de construire un parafouille à son extrémité ainsi que d'aménager la sortie du canal avec un empierrement (fig. 10.15).

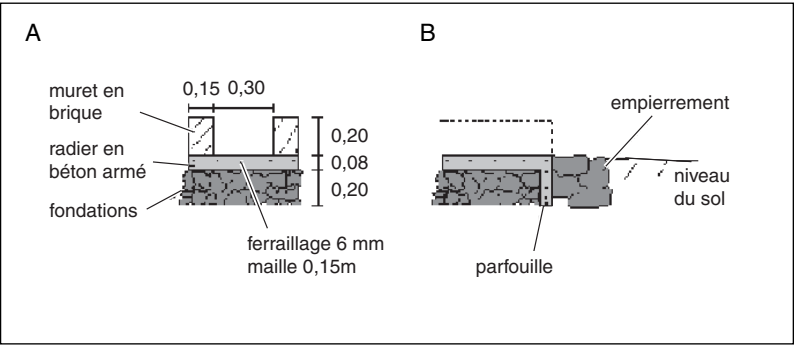


Figure 10.15 :
A, canal d'évacuation (dimensions en m). B, parafouille.

Réseau de distribution gravitaire

A CONCEPTION ET CONSTRUCTION

1	Étude de faisabilité	359		
1.1	Tracé du plan de distribution	359	2.3.1	Dimensionnement du réservoir 369
1.2	Relevé topographique rapide	362	2.3.2	Positionnement des ouvrages 370
1.3	Validation technique	363	2.3.3	Choix des types, diamètres et longueurs de tuyaux 372
2	Étude détaillée	363	2.3.4	Plan de vannage du réseau 373
2.1	Relevé topographique	363	3	Construction du réseau 375
2.1.1	Choix du tracé	363	3.1	Bassin de mise en charge / bassin brise-charge 375
2.1.2	Méthodologie de relevé topographique	363	3.2	Réservoir de stockage 376
2.1.3	Tracé du profil topographique	364	3.3	Canalisation 377
2.2	Dimensionnement hydraulique	364	3.3.1	Tuyaux et accessoires 377
2.2.1	Profils d'énergie	364	3.3.2	Mise en place des tuyaux 385
2.2.2	Calcul des pertes de charge	367	3.4	Bornes-fontaines 388
2.3	Dimensionnement du réseau	369	3.4.1	Équipement 389
			3.4.2	Construction 389

Les besoins en eau s'expriment en termes de quantité et de qualité mais également d'accessibilité. Il existe de nombreux exemples de points d'eau sous-utilisés car trop éloignés des habitations, ou de consommation limitée par des corvées d'eau longues et pénibles. Il est donc indispensable que les points d'eau soient proches des populations, la construction de réseaux de distribution permet une desserte de proximité.

Ce chapitre présente les techniques mises en œuvre par Action contre la Faim pour dimensionner et construire les adductions et distributions d'eau gravitaires (fig. 11.1). Les adductions d'eau par pompage sont évoquées chapitre 9. L'exemple du réseau ramifié du village d'Aloua, alimenté par un captage de source, illustre les étapes de ce travail ; un exemple de dimensionnement de réseau au Laos est donné chapitre 11B.

1 Étude de faisabilité

Le dimensionnement d'un réseau gravitaire est un travail relativement long qu'il est difficile de réaliser dans le cadre d'une mission d'identification. On s'attache donc à réaliser une étude de faisabilité pour définir les grandes lignes techniques et budgétaires du projet. Si les conclusions de cette étude laissent supposer que le projet est réalisable, une étude plus complète est entreprise.

1.1 Tracé du plan de distribution

La définition des besoins se fait dans le cadre de l'enquête d'identification (cf. chap. 2). À partir de cette enquête, un plan de masse du site est dressé, sur lequel figurent les besoins recensés et les zones de distribution. Ces zones sont

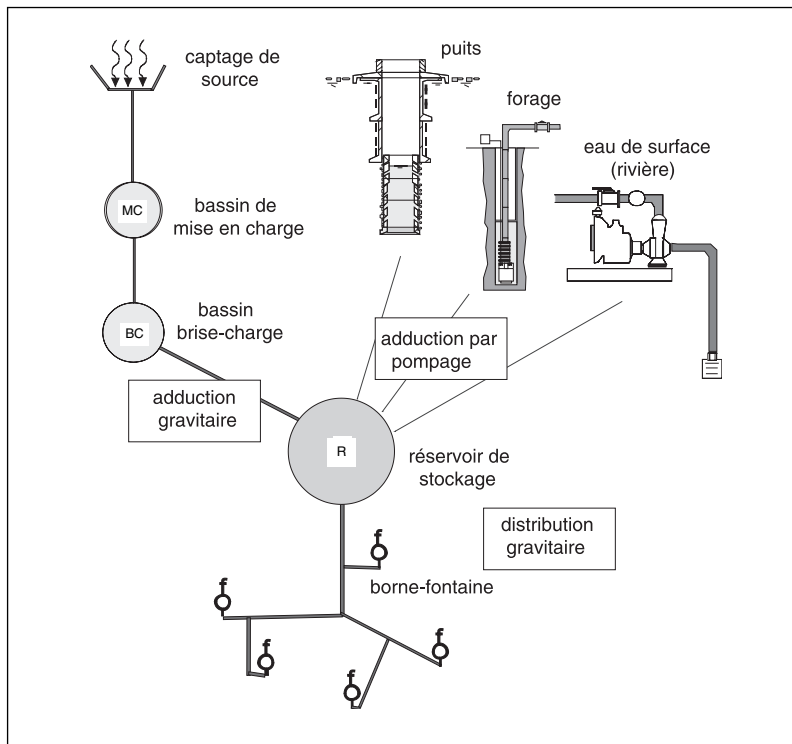


Figure 11.1 : Réseau de distribution, divers schémas possibles.

définies en fonction de critères humains (origines des populations, différences entre quartiers, présence de structures de santé, religieuses...) et techniques (accessibilité, topographie...). Un exemple est donné figure 11.2.

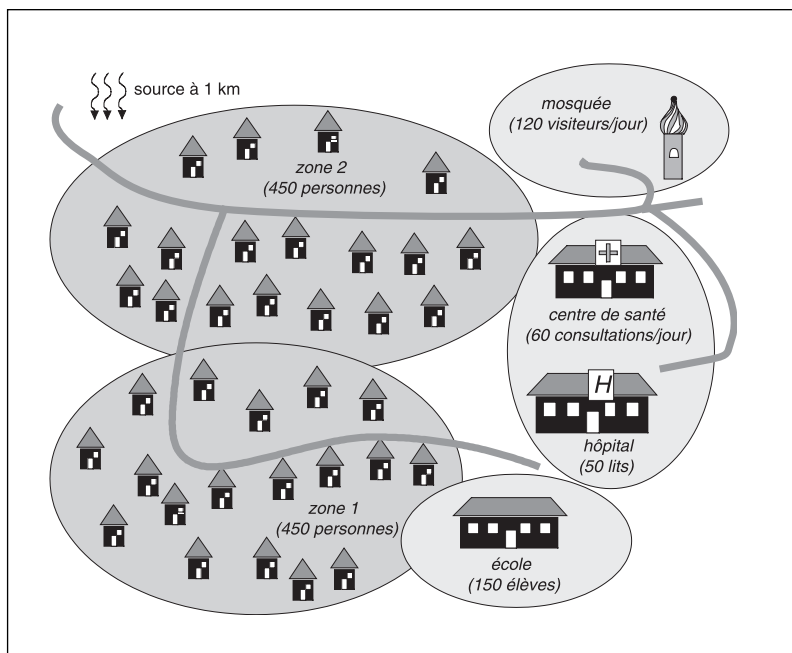


Figure 11.2 : Plan de masse avec délimitation des zones de distribution, village d'Aloua.

Les besoins en eau de la communauté sont distingués pour chaque zone. Ils sont exprimés en volume journalier, puis en débit moyen sur la période de distribution choisie : par exemple, pour un quartier de 450 habitants dont les besoins sont de 20 l/j et par personne, le volume journalier distribué doit être de : $450 \times 20 = 9\,000$ l. Si l'on considère

que la consommation s'étale sur 10 h par jour, le débit d'alimentation de la zone doit être de : $9\,000/10 = 900$ l/h. Ce débit est appelé débit utile. Il est nécessaire de définir la période d'utilisation du réseau de façon précise, car elle détermine de façon considérable ce débit utile. Dans l'exemple précédent, si la période d'alimentation choisie est de 5 h au lieu de 10, le débit utile est doublé (1 800 l/h).

D'une façon générale, si on considère que le réseau est utilisé de façon continue durant 10 h/j, on tend à niveler les pointes de consommation (et donc le débit utile). En fonction du contexte culturel, il est possible de réduire cette période d'utilisation à 8 ou 6 h ou, mieux, d'évaluer les besoins horaires. Ce sont essentiellement les habitudes et le rythme de vie des populations qui permettent de définir le débit utile avec précision. Dans le cadre d'une distribution publique par bornes-fontaines, le nombre de robinets est donné par le débit utile et par l'accessibilité aux points d'eau, à partir des indications rassemblées tableau 11.I.

Débit d'un robinet standard 3/4" (sous 10 m de pression)	0,2 à 0,3 l/s
Débit d'un robinet Talbot (sous 5 m de pression)	0,1 à 0,2 l/s
Nombre maximal de personnes pour 1 robinet*	150 personnes
Distance maximale entre 2 bornes-fontaines	250 m

* En situation d'urgence, le projet Sphère définit 250 personnes par robinet fournissant 0,12 l/s.

Tableau 11.I : Critères de fonctionnement des bornes-fontaines.

Dans l'exemple précédent, le débit utile de 900 l/h (soit 0,25 l/s) peut être distribué par $0,25/0,2 = 1,25$, soit 2 robinets type Talbot. La zone étant peuplée de 450 personnes, il est préférable d'installer $450/150 = 3$ robinets pour limiter le temps d'attente au point d'eau. Les trois robinets sont installés sur une ou plusieurs bornes-fontaines en fonction de la superficie de la zone (distance maximale de 250 m entre deux bornes-fontaines).

Le dimensionnement du réseau doit se faire pour une durée minimale de 10 ans. Il faut donc tenir compte du taux d'accroissement de la population et d'une éventuelle croissance "extraordinaire" due, par exemple, à l'arrivée de l'eau ou à l'ouverture d'une route (tabl. 11.II).

Tableau 11.II : Calcul des besoins du village d'Aloua (janvier 1995, taux d'accroissement annuel : 2 %).

	Nombre	Nombre dans 10 ans	Besoins unitaires (l/pers/j)	Besoins totaux (m ³ /j)	Nombre de robinets à 0,25 l/s
Centre de santé	50 consultations	60	20	1,2	1
Hôpital	40 lits	48	50	2,4	1
École	150 élèves	180	10	1,8	1
Lieu de culte	100 visiteurs	120	10	1,2	1
Habitants	900 habitants	1 080	40	43,2	6
Besoins totaux en eau (m ³ /j) :		49,8			
Besoin en bornes-fontaines à 1 robinet :	4				
Besoin en bornes-fontaines à 2 robinets :	0				
Besoin en bornes-fontaines à 3 robinets :	2				

Lorsque le nombre de bornes-fontaines et de robinets est fixé, les informations sont reportées sur le plan de masse avec les débits instantanés maximaux dans chaque branche de distribution (débit maximal = nombre de robinets

desservis x débit unitaire des robinets, fig. 11.3). Dans l'exemple d'Aloua, un débit unitaire de 0,25 l/s par robinet a été retenu. Le plan de masse ainsi complété est un outil de travail indispensable pour déterminer les diamètres et les longueurs de canalisation ; on l'utilise en parallèle avec les profils topographiques. Les symboles employés sont présentés figure 11.11.

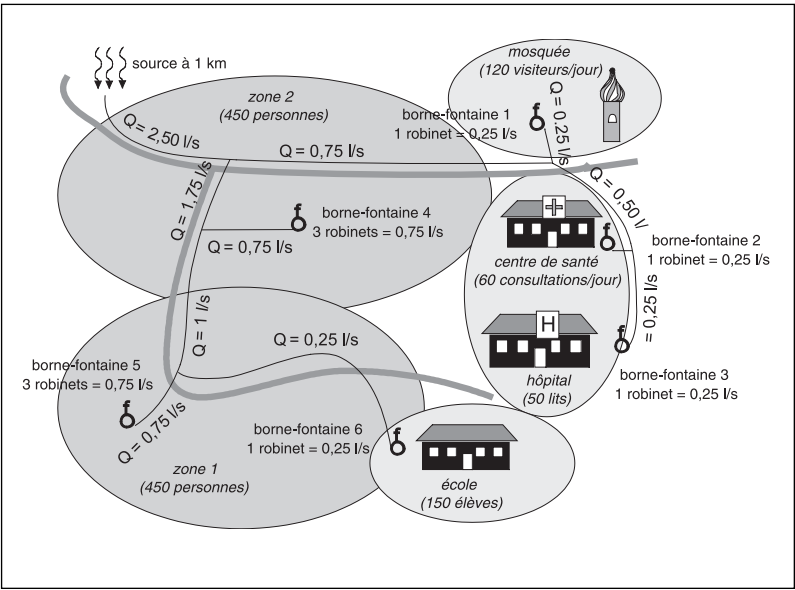


Figure 11.3 : Repérage des lignes, des débits et du nombre de robinets.

Les débits instantanés maximaux ainsi calculés permettent de distribuer un volume journalier supérieur à celui des besoins (nombre de robinets arrondi à l'entier supérieur dans chaque zone). Dans l'exemple d'Aloua, les besoins journaliers ont été estimés à 49,8 m³, alors que la somme des débits instantanés maximaux est de (0,75 x 2) + (0,25 x 4) = 2,5 l/s, soit 9 000 l/h pour une période d'utilisation de 6 h, soit 54 m³/j. Dans la pratique, les débits qui vont transiter dans le réseau ne correspondent aux débits instantanés maximaux que quelques heures par jour, lorsque la totalité des robinets sera ouverte. Le reste du temps, les débits seront inférieurs et le volume journalier distribué proche de celui estimé par les besoins.

1.2 Relevé topographique rapide

L'objectif est d'estimer si le dénivelé entre les différents éléments du réseau est suffisant pour permettre l'écoulement gravitaire de l'eau. Une estimation rapide peut être réalisée par un opérateur muni d'un altimètre. Un relevé de l'altitude des points caractéristiques du tracé est effectué : points hauts et bas, zone de desserte...

Tableau 11.III : Fiche de relevé d'altimètre.

Grille de l'opérateur mobile sur le tracé					Grille de l'assistant en poste fixe	
Heure / minute	Distance au sol (m)	Distance cumulée (m)	Altitude (m)	Remarque	Heure / minute	Altitude (m)

La distance au sol est mesurée par le nombre de pas. L'altimètre étant directement lié à la pression atmosphérique, il est nécessaire d'effectuer un relevé d'altitude en poste fixe (altitude fixe) pour corriger l'altitude relevée par l'opérateur se déplaçant. Une fiche de relevé rapide est présentée tableau 11.III.

1.3 Validation technique

Deux conditions doivent être remplies pour valider la faisabilité du réseau : la quantité d'eau disponible au niveau de la ressource doit être suffisante pour couvrir les besoins, et la topographie doit permettre une distribution gravitaire. Lorsque les besoins sont définis pour chaque zone, il est facile de vérifier la faisabilité du réseau en termes de quantité : le débit de la ressource en eau sur 24 h doit être supérieur ou égal aux besoins quotidiens de la communauté.

Pour permettre une distribution gravitaire, la pente entre le point haut du réseau (réservoir ou captage de source) et le point le plus éloigné de la distribution doit être supérieure à 1 %. Si on trace une ligne de pente 1 % à partir du point haut, aucune partie du réseau ne doit être située au-dessus de cette ligne.

Si ces deux conditions sont remplies, il est *a priori* techniquement possible de construire une distribution gravitaire qui couvre les besoins des populations. Une étude détaillée doit néanmoins le confirmer.

2 Étude détaillée

2.1 Relevé topographique

Le relevé topographique est essentiel dans la méthode de dimensionnement d'un réseau gravitaire. C'est en effet l'étude des dénivelés qui permet de faire les bilans d'énergie et de calculer les débits, vitesses et pertes de charge en tous points du réseau.

2.1.1 CHOIX DU TRACÉ

Il est possible sur une carte (ou photo aérienne) d'établir un tracé théorique pour éviter les passages difficiles, mais le tracé définitif ne peut être arrêté qu'à la suite de visites de terrain, en compagnie d'une personne qui connaît bien la localité. Pour définir le tracé définitif, il faut prendre en compte les problèmes suivants :

- minimiser le nombre de passages difficiles : traversées de route, de ravine... ;
- éviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux ;
- éviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée ;
- préférer les zones accessibles : le long des chemins existants par exemple ;
- apprécier les problèmes de propriété de terrain et d'autorisation : problèmes fonciers ;
- au niveau de la communauté, le tracé est généralement dicté par les contraintes liées à l'occupation des sols (jardins, maisons...).

2.1.2 MÉTHODOLOGIE DE RELEVÉ TOPOGRAPHIQUE

Le relevé rapide réalisé au cours de l'étude préliminaire doit être confirmé et détaillé par un relevé précis. La technique la plus facile à mettre en œuvre sur le terrain consiste à utiliser un niveau. L'emploi d'un niveau de chantier est recommandé, car la précision des mesures est très bonne. Cependant, l'utilisation d'un niveau Abney ou celle d'un clinomètre peuvent être envisagées dans les zones peu accessibles.

Le principe du niveau Abney et du clinomètre consiste à mesurer l'angle formé par l'horizontale et un point de visée. Si on connaît la distance au sol entre ce point de visée et l'appareil de mesure, il est facile de calculer le dénivelé (c'est-à-dire la distance au sol x le sinus de l'angle en degré).

On effectue généralement deux visées par point : une visée avant, et une contre-visée sur le point précédent qui permet de confirmer la mesure. La distance au sol est mesurée à l'aide d'un mètre-ruban.

(cf. annexe 12). Cette pression, appelée *pression statique*, est la force motrice de l’installation ; en d’autres termes, ce sont les dénivelés entre les différents points du réseau qui permettent l’écoulement de l’eau depuis le réservoir (ou le captage de la source) jusqu’aux bornes-fontaines. La pression statique est exprimée en mCE, telle que :

$$P_{\text{statique}} \text{ (mCE)} = H \text{ (m)}$$

avec H le dénivelé entre le point haut et le point considéré. Dans la figure 11.6 le point haut est la surface libre de l’eau dans le réservoir.

Dans le cadre de projets simples, la pression statique est la pression maximale qui peut exister à l’intérieur des tuyaux. Elle permet de déterminer la pression à laquelle doivent résister les tuyaux, ainsi que la nécessité de mettre en place des dispositifs dissipateurs de pression.

2.2.1.2 Classe de pression des tuyaux et bassins brise-charge

Les tuyaux utilisés sont résistants à une certaine pression, appelée pression nominale (PN) : si la pression dans le tuyau est supérieure à sa PN, il y a risque de rupture. La PN est généralement exprimée en bar. Les classes de pression usuelles sont données tableau 11.IV.

Tableau 11.IV : Classes de pression des tuyaux de distribution.

PE (polyéthylène)	PVC (polychlorure de vinyle)	GI (acier galvanisé)
PN 6	PN 6	PN 16
PN 10	PN 10	PN 25
PN 12,5		

Figure 11.6 : Visualisation de la pression statique dans une canalisation.

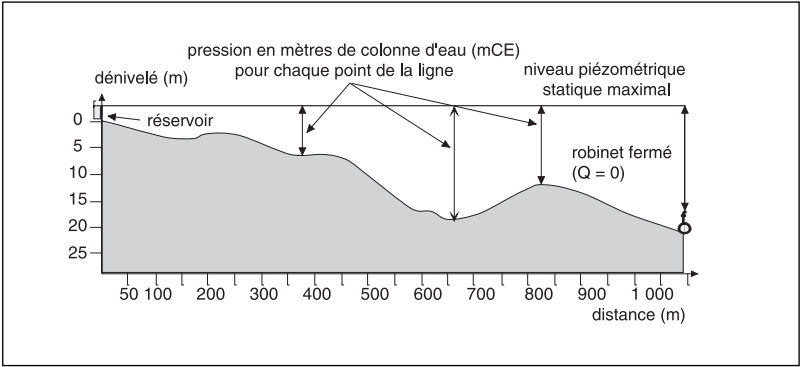
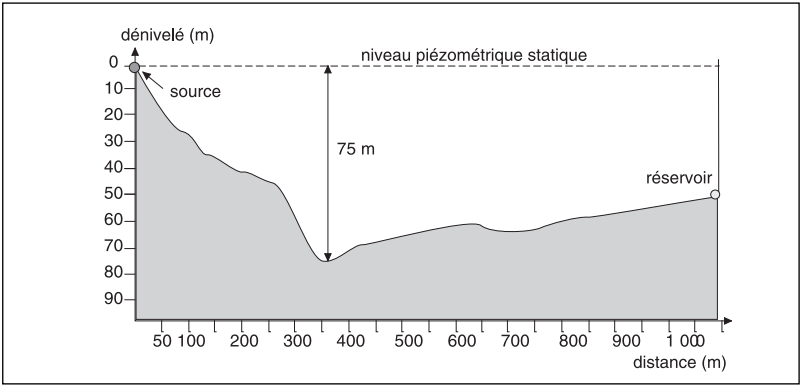


Figure 11.7 : Profil statique et classe de pression des tuyaux.



À partir du profil de charge statique, il est possible de définir la classe de pression des tuyaux nécessaires. Sur la figure 11.7, le niveau statique au point bas est de 75 mCE, soit 7.5 bars. Un tuyau de pression nominale 6 bars (PN 6) ne peut donc pas convenir, et l'emploi d'un tube de PN 10 bars est indispensable.

Si la pression imposée par la topographie est trop importante pour la classe de pression des tuyaux disponibles, il est possible de construire un bassin brise-charge qui ramène la pression dans le réseau à la pression atmosphérique. En effet, chaque fois que l'on a une surface libre en contact avec l'atmosphère, la pression statique devient nulle*.

Dans un réseau, les surfaces libres sont les réservoirs, les bassins brise-charge, les boîtes de captage de source. Dans l'exemple de la figure 11.7, la classe de pression du tuyau devait être PN 10. Si la classe disponible n'est que de PN6, il faut installer un bassin brise-charge pour contrôler la pression. La figure 11.8 montre l'implantation d'un brise-charge qui permet d'obtenir des pressions statiques maximales de 32 mCE en amont et 43 mCE en aval.

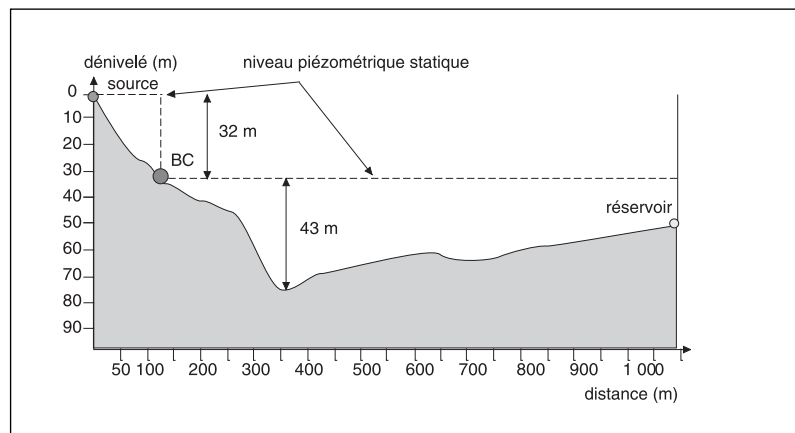


Figure 11.8 : Installation d'un brise-charge pour respecter la classe de pression du tuyau ($P_{\text{statique}} < 60 \text{ mCE}$).

2.2.1.3 Profil dynamique

Lorsque l'eau circule dans les canalisations, on observe des pertes de pression dues aux frictions de l'eau dans les tuyaux. Ces pertes de pression sont appelées pertes de charge (cf. annexe 12). Si on trace la ligne de pression pendant l'écoulement, on obtient le profil de charge dynamique (fig. 11.9).

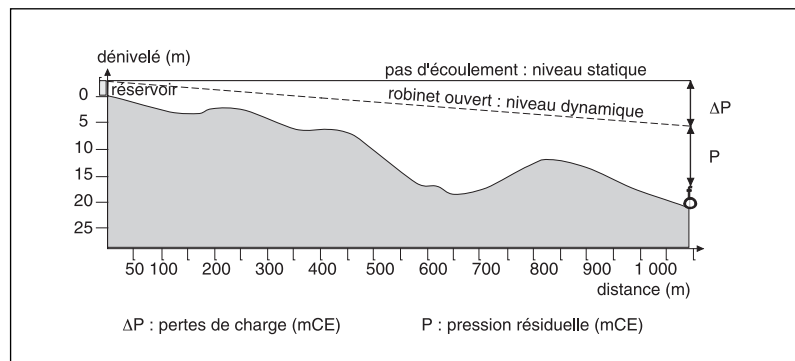


Figure 11.9 : Régime dynamique et pertes de charges.

Une partie de la force motrice est donc consommée par les pertes de charge (ΔP) pendant le transport de l'eau. La pression résiduelle est définie par :

$$P_{\text{résiduelle}} = H - \Delta P$$

* On raisonne ici en pression relative, c'est-à-dire par rapport à la pression atmosphérique qui s'exerce sur tout le réseau. Une pression nulle signifie donc que l'on se trouve à la $P_{\text{atmosphérique}}$.

avec $P_{\text{résiduelle}}$ la pression résiduelle au point considéré (mCE), H le dénivelé entre le point haut et le point considéré (m) et ΔP les pertes de charge (m).

2.2.2 CALCUL DES PERTES DE CHARGE

Pour faciliter le calcul des pertes de charge, on distingue les pertes de charge créées par les canalisations et celles induites par les accessoires (coudes, T, vannes...).

2.2.2.1 Pertes de charge linéaires

Ces pertes de charge dans une canalisation, dites linéaires, dépendent de différents facteurs :

- le diamètre du tuyau : pour un débit donné, elles sont d'autant plus grandes que le tuyau est petit ;
- le débit transitant à l'intérieur du tuyau : pour un diamètre donné, les pertes de charge sont d'autant plus grandes que le débit est élevé ;
- la longueur du tuyau ;
- la rugosité du tuyau : plus la rugosité d'un tuyau est élevée, plus les pertes de charge sont importantes (toutes choses étant égales par ailleurs). La rugosité des tuyaux dépend de leur qualité (matériaux, fabrication) et de leur vieillissement.

Les pertes de charge linéaires s'expriment généralement en mètre pour 100 m de canalisation. Un coefficient de perte de charge de 1 % correspond donc à une perte de pression de 1 mCE pour 100 m de longueur de tuyau. Le calcul des pertes de charge linéaires se fait numériquement par des relations empiriques ou à l'aide d'abaques (cf. annexe 12).

Formules

Il existe différentes formules pour calculer les pertes de charge dans un tuyau. Les plus courantes, Darcy et Colebrook-White par exemple, impliquent un mode de calcul par itération, complexe et difficile à utiliser sur le terrain. D'autres méthodes plus simples à utiliser sur le terrain ont été développées, comme la formule de Hazen Williams* :

$$J = \frac{10.9 L Q^{1.85}}{C^{1.85} D^{4.87}}$$

avec J les pertes de charge (m), L la longueur du tuyau (m), Q le débit (m^3/s), C le coefficient de Hazen Williams (C = 150 pour du PVC et du PE, C = 130 pour du GI), D le diamètre intérieur du tuyau.

Utilisation des abaques

L'abaque présenté figure 11.10 représente sous forme graphique les relations entre les diamètres de canalisation, les vitesses d'écoulement de l'eau et les pertes de charge linéaires, pour une rugosité donnée. Connaissant deux paramètres (diamètre et débit), on en déduit les pertes de charge.

Si l'on considère, par exemple, un débit de 1 l/s dans une canalisation de DN 50 en polyéthylène haute densité (\varnothing intérieur = 40,8 mm), on trouve d'après l'abaque un coefficient de pertes de charge de 1,7 %. Si l'on veut diminuer les pertes de charge, on fait pivoter la droite tracée (suivant les flèches) autour du débit et on obtient le diamètre de tuyau adapté ; pour une perte de charge ≤ 1 % avec le même débit (1 l/s) on devra utiliser un tuyau de DN 63 (\varnothing int. = 51,4 mm) – (tabl. 11.V).

Lors de l'utilisation des abaques, il importe de vérifier les points suivants :

- l'abaque sélectionné doit correspondre au type de tuyau utilisé (PE, PVC, GI, fonte...). Il est indispensable de vérifier sa validité en effectuant le calcul des pertes de charge à l'aide de formules appropriées (cf. annexe 12) ;
- la vitesse dans une canalisation doit être proche de 1 m/s. Les vitesses supérieures entraînent un sifflement de l'eau, et éventuellement des problèmes hydrauliques (turbulences). Les vitesses inférieures favorisent le risque de décantation des matières solides (eau chargée) dans les points bas du réseau.

* Formule valable pour $V < 3\text{ m/s}$ et $Re > 4000$, avec V = vitesse d'écoulement (m/s) et Re = nombre de Reynolds (rapport entre forces d'écoulement et viscosité, permettant de déterminer si un écoulement est turbulent ou laminaire (cf. annexes 6 et 12).

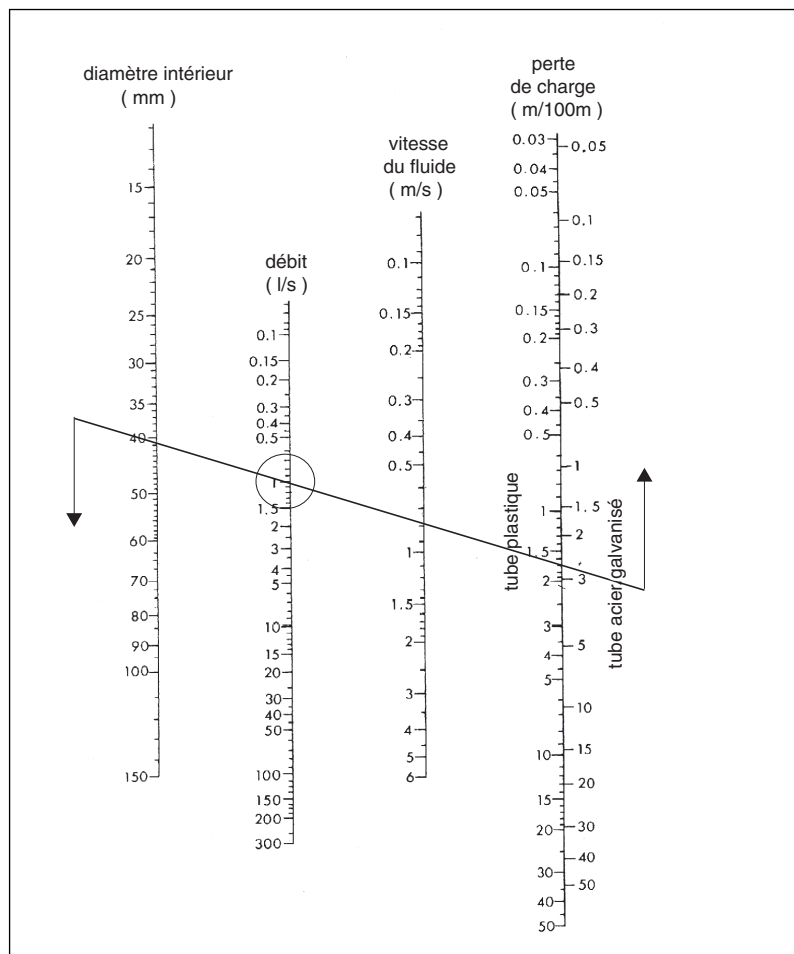


Figure 11.10 : Abaque de calcul des pertes de charge linéaires.

Débit (l/s)	Diamètre intérieur (mm)	Vitesse (m/s)	Coefficient de perte de charge (%)	Pertes de charge ΔP pour 1 km (mCE)
1	40,8 (DN 50)	0,8	1,7	17
1	51,4 (DN 63)	0,5	0,6	6

Tableau 11.V : Exemple d'utilisation de l'abaque des pertes de charge linéaires.

2.2.2.2 Pertes de charge singulières

En plus des pertes de charge linéaires dans les canalisations, il existe des pertes de pression dans tous les organes de régulation (vannes) et lors du passage d'accessoires (coude, T, rétrécissement ou élargissement...). Ces pertes de pression sont appelées pertes de charge singulières et peuvent être comptabilisées de la même façon que les pertes linéaires.

Dans les réseaux simples, les pertes de charge singulières sont généralement faibles devant les pertes de charge linéaires : on les estime parfois à environ 10 % des pertes de charge linéaires. Néanmoins, on peut les calculer à l'aide de coefficients caractéristiques de chaque accessoire. Il existe, de la même façon que pour les tuyaux, des abaques ou des tableaux de calcul. On assimile généralement les accessoires à des longueurs droites équivalentes : par exemple, un coude à 90° en DN 50 correspond, du point de vue des pertes de charge, à une longueur de tuyau de 1,5 m de même diamètre. Cela permet un calcul simple de l'ensemble des pertes de charge du réseau.

Le tableau 11.VI donne les longueurs équivalentes de conduite pour les accessoires courants en PVC ou PE. Pour les tuyaux en acier galvanisé, ces valeurs doivent être multipliées par 0,64. Lorsque deux valeurs sont indiquées sous la même rubrique, elles correspondent à une fourchette de longueur équivalente donnée par différents paramètres. D'une façon générale, les accessoires vissés créent plus de pertes de charge que les raccords à brides ou les accessoires collés.

Tableau 11.VI : Longueur équivalente (m) pour les accessoires plastiques (d'après Lencastre).

Diamètre des accessoires (DN en mm)	12,5	25	50	75	100
Robinet à soupape	1,83	4,78	12	20,37	30,3
	3,61	9,17	23	39,98	58,38
Vanne à passage direct	0,014	0,055	0,11	0,19	0,3
	0,055	1,66	0,41	0,75	1,11
Vanne en Y	1,08	2,75	6,92	11,75	17,51
Clapet antiretour horizontal	0,8	0,055	0,14	0,22	0,36
		2,11	5,28	9	13,42
Clapet de pied	5,42	13,76	34,75	58,93	87,57
Réduction vissée	0,72	0,055	0,11	0,19	0,3
		1,83	4,61	7,83	11,6
Coude à 90° normal	0,22	0,55	1,39	2,36	3,5
	0,33	0,84	2,08	3,53	5,25
Coude à 45°	0,08	0,19	0,5	0,86	1,27
	0,11	0,27	0,69	1,33	1,75
T normal	0,3	0,77	1,97	3,33	4,94
	0,44	1,19	3	5,08	7,58

2.3 Dimensionnement du réseau

Les documents nécessaires pour le dimensionnement sont les profils topographiques de l'ensemble du réseau, ainsi que le plan de masse avec les débits instantanés maximaux dans chaque partie du réseau. Les documents produits seront les profils de charges de tout le réseau, le plan de masse détaillé du réseau, le tableau récapitulatif des profils avec toutes les caractéristiques des tronçons du réseau et le plan de vannage. Les symboles usuels de représentation des ouvrages et accessoires sont donnés figure 11.11.

2.3.1 DIMENSIONNEMENT DU RÉSERVOIR

Dans le cas d'adductions gravitaires à partir de captages de sources, le réservoir n'est pas toujours nécessaire. On estime que si le débit utile (calculé à partir du besoin horaire le plus élevé) est inférieur au débit d'étiage de la source, le réservoir est inutile. Cette option présente de plus l'avantage de ne pas nécessiter l'installation de robinet sur les bornes-fontaines. Dans le cas contraire, le réservoir doit être soigneusement dimensionné (cf. chap. 10).










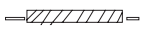









borne-fontaine (plusieurs robinets)	
borne-fontaine (un robinet)	
bassin de mise en charge	
bassin de sédimentation	
bassin brise-charge	
réservoir n°1	
captage	
canalisation hors sol protégée	
canalisation protégée et suspendue	
massif d'ancrage	
pompe	
compteur	
vanne à boisseau sphérique	
vanne à piston	
vanne à piston à maximum réglable	
vanne à glissière	
purge d'air	
puits	
forage	

Figure 11.11 : Symboles de représentation des ouvrages et accessoires.

2.3.2 POSITIONNEMENT DES OUVRAGES

2.3.2.1 Bassin de mise en charge

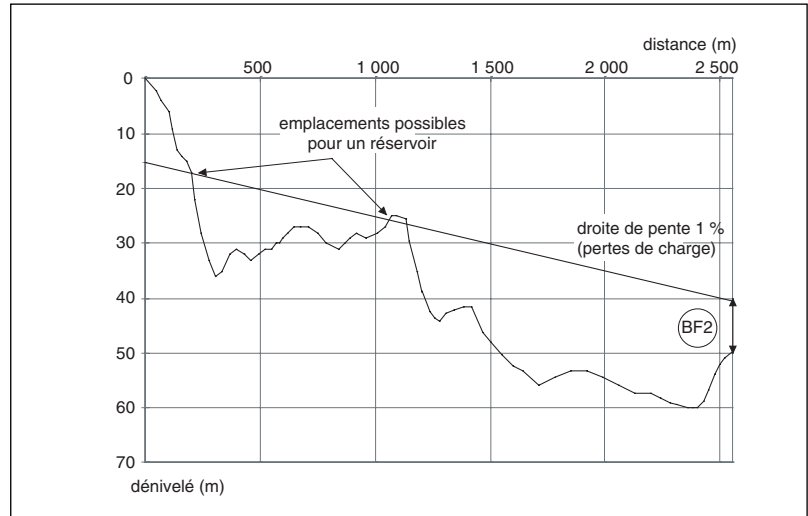
Le bassin de mise en charge est indispensable dans le cas d'une adduction gravitaire par captage de source (fig. 11.1). Il permet d'isoler hydrauliquement le captage du réseau, et évite ainsi toute mise en charge accidentelle de la source en cas de problème sur le réseau. Il permet également de tranquilliser le flux venant de la source.

Ce sont souvent les contraintes d'accès au site et de transport des matériaux qui définissent son emplacement exact, juste en aval du captage. Le profil de charge du réseau commence à partir de ce point.

2.3.2.2 Réservoir

Le positionnement du réservoir est dicté par la nécessité de pouvoir desservir par gravité les bornes-fontaines situées en aval. En première approximation, on considère que les pertes de charge dans la partie distribution du réseau (en-dessous du réservoir) sont de l'ordre de 1 % ; on trace donc une droite de pente 1 % à partir de la borne-fontaine la plus haute (en tenant compte d'une pression résiduelle minimale de 10 mCE). Tous les points situés en dessous de cette droite ne sont pas adaptés au positionnement du réservoir (fig. 11.12).

Figure 11.12 : Choix de l'emplacement du réservoir (exemple du réseau d'Aloua).
Deux emplacements sont possibles. Le site situé en amont se trouve dans une zone apparemment abrupte, celui en aval sur un relief à environ mi-parcours entre le captage et la borne-fontaine n° 2. En plaçant le réservoir sur le site aval, on lui permet de jouer le rôle de bassin brise-charge et de limiter la pression statique maximale dans le réseau à 35 mCE.



L'emplacement choisi doit ensuite être validé par un calcul rigoureux des pertes de charge. Dans tous les cas, les problèmes d'accessibilité (transport des matériaux et matériels de construction, entretien...) et fonciers doivent être envisagés. Le temps de vidange d'un réservoir peut être évalué (encadré 11.1)

Réservoir ouvert par un orifice

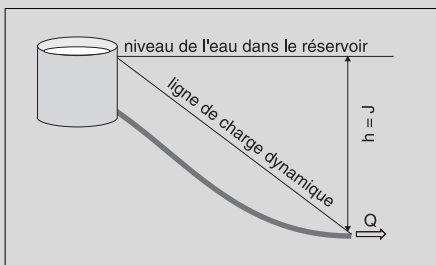
La durée de vidange d'un réservoir, ouvert sur un côté d'un orifice est donnée par :

$$t = \frac{2 S (\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2})}{k s \sqrt{2g}}$$

avec t le temps de vidange (s), S la surface du réservoir (cm^2), s la surface de l'orifice (cm^2), g l'accélération de la pesanteur (981 cm/s^2), h_1 la hauteur initiale (cm) de l'eau au dessus de l'orifice, h_2 la hauteur finale (cm) de l'eau au dessus de l'orifice ($h_2 = 0$ si la vidange est complète).

k est un coefficient de contraction (en fonction de l'orifice, $0,5 < k < 1$). Pour un petit orifice à paroi mince ou un orifice noyé, $k = 0,62$; pour un ajustage cylindrique rentrant, $k = 0,5$; pour un ajustage cylindrique extérieur, $k = 0,82$.

Réservoir connecté à un tuyau ouvert. Débit gravitaire maximal dans une canalisation



Lorsque la pression résiduelle d'une canalisation qui se décharge librement dans l'atmosphère est nulle, le débit qui transite dans le tuyau est le débit gravitaire maximal. Dans de telles conditions, les pertes de charge J en bout de canalisation correspondent à la totalité du dénivelé disponible h . Connaissant la distance l entre les deux points, il est facile de calculer ou de lire sur un abaque le débit Q qui transite (fig. 1).

Figure 1 :
Débit gravitaire maximal.

Encadré 11.1
Temps de vidange d'un réservoir.

2.3.2.3 Bassin brise-charge

La nécessité de mettre en place des brise-charge ainsi que leur emplacement sont définis par l'étude du profil statique (cf. § 2.2.1).

2.3.3 CHOIX DES TYPES, DIAMÈTRES ET LONGUEURS DE TUYAUX

2.3.3.1 Types de tuyaux

Généralement on privilégie les tuyaux en PE (polyéthylène Haute Densité ou Basse Densité) jusqu'aux diamètres DN 75". Au-dessus de ce diamètre, les tuyaux deviennent difficiles à mettre en œuvre (moins souples, lourds, raccords soudés). Le PVC est facile à utiliser et disponible dans le plupart des pays. Tous les passages hors sol, les franchissements de ravines et les passages en maçonnerie se font en tuyaux galvanisés (GI pipes).

2.3.3.2 Diamètres des tuyaux

Le diamètre des tuyaux est déterminé par l'étude des profils d'énergie et par le calcul des pertes de charge. Il est recommandé que la vitesse dans les tuyaux soit comprise entre 0,5m/s et 3m/s, les pressions résiduelles dans le réseau doivent respecter les règles suivantes :

- 2 à 10 mCE pour les entrées de réservoirs, de brise-charge... ;
- 5 à 15 mCE pour les robinets (5 mCE pour le Talbot) ;
- un minimum de 10 mCE dans les lignes principales de distribution. C'est en effet la pression qui réside à l'intérieur du tuyau qui empêche les infiltrations d'eau extérieure, source de contamination. La pression de fonctionnement du réseau garantit donc la qualité de l'eau distribuée.

2.3.3.3 Adductions gravitaires (ligne captage/réservoir)

La partie du réseau alimentant le réservoir à partir d'un captage de source (fig. 11.1) est dimensionnée pour permettre au débit maximal de la source de transiter dans les tuyaux. Il est en effet important de capter et de transporter la totalité du débit de la source jusqu'au réservoir, même si les besoins actuels de la population sont inférieurs : cela permet d'envisager des extensions futures du réseau. Une juste mesure doit être trouvée lorsque le débit de la source est très supérieur aux besoins des populations, ou fluctue de façon importante au cours de l'année. On veillera à ce que la ligne captage/réservoir ne pénalise pas l'accès à l'eau des populations habitant au dessus du réservoir (réservoir proche du captage et borne-fontaine à proximité du réservoir).

2.3.3.4 Distribution gravitaire (lignes réservoir/fontaines)

On commence le dimensionnement du réseau par la ligne principale, puis par les lignes secondaires. On procède ensuite par essais successifs jusqu'à ce que le diamètre choisi permette d'obtenir la pression résiduelle requise. Dans l'exemple de la figure 11.13, la $P_{\text{résiduelle}}$ est visualisée par le dénivelé entre le point B au sol et celui du profil piézométrique à sa verticale. Le diamètre requis est DN 50, car :

- avec un tuyau DN 50, la $P_{\text{résiduelle}}$ est positive et égale à 14 mCE ;
- avec un tuyau DN 40, la $P_{\text{résiduelle}}$ est également positive et égale à 4,1 mCE ;
- avec un tuyau DN 32, la $P_{\text{résiduelle}}$ est alors négative et égale à - 41 mCE.

La figure 11.14 présente un passage de relief pour lequel la pression doit être maintenue au-dessus de 10 mCE. Sur le plan économique, on a toujours intérêt à utiliser des tuyaux de petit diamètre, moins onéreux. On peut donc être conduit à employer deux diamètres différents sur une même ligne pour optimiser le coût du réseau (fig. 11.15).

Les profils de charge des différentes lignes, accompagnés d'un tableau récapitulatif, regroupent toutes ces informations. L'exemple de la ligne desservant la borne-fontaine n° 2 du réseau d'Aloua est présenté tableau 11.VII et figure 11.16.

Figure 11.13 : Visualisation des pertes de charges avec différents diamètres de tuyaux pour la première partie du réseau d'Aloua.

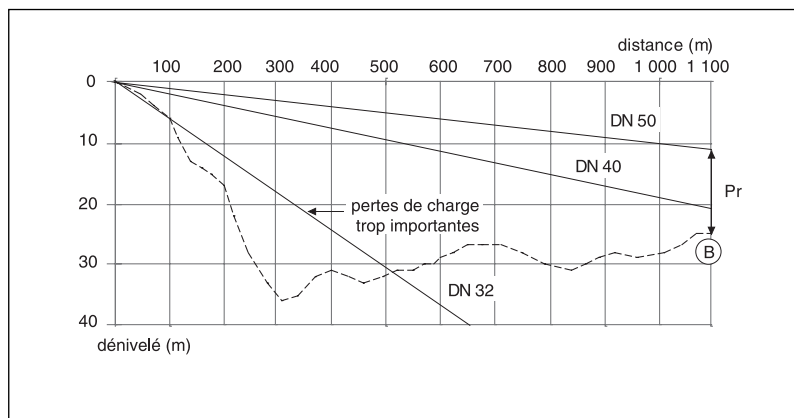


Figure 11.14 : Passage d'un relief.

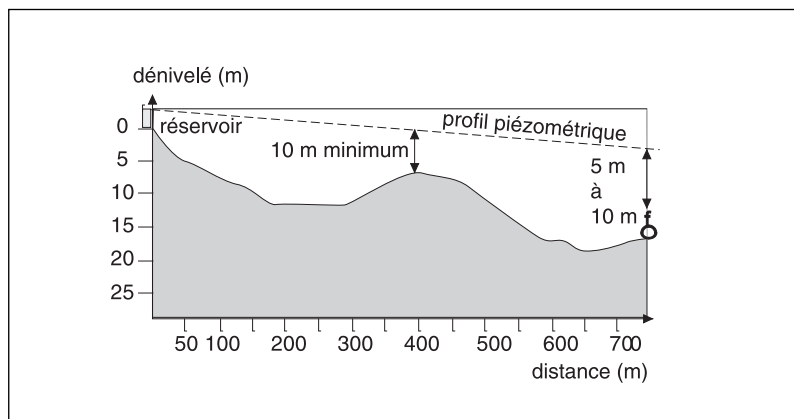
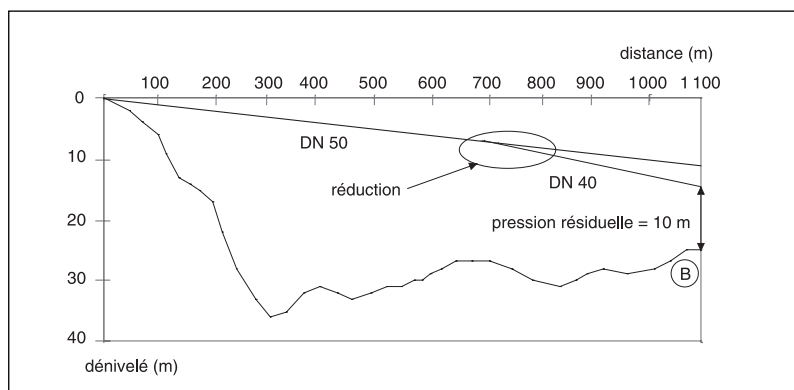


Figure 11.15 : Combinaison de deux diamètres de tuyaux pour obtenir une pression résiduelle de 10 mCE au point B (exemple de la première partie du réseau d'Aloua).



2.3.4 PLAN DE VANNAGE DU RÉSEAU

Un certain nombre de vannes doit être installé sur le réseau. Elles ont différentes fonctions et doivent toutes figurer sur un plan spécifique.

2.3.4.1 Vannes de réglage

Pour garantir le bon fonctionnement du réseau, il faut impérativement respecter les débits établis pour le dimensionnement. Pour cela, on installe des vannes de régulation à l'entrée de chaque borne-fontaine ainsi qu'à l'entrée du (ou des) réservoirs et brise-charge.

Tableau 11.VII : Récapitulatif de la ligne principale desservant la borne-fontaine n° 2 du réseau d'Aloua.
Ps, pression statique. Ph, pression dynamique.

Point considéré station (1)	station (2)	Débit (l/s)	DN (mm)	Longueur L (m)	A (%)	ΔP (m)	Ph (1) (mCE)	Cote topo (2) (m)	Ph res (2) (mCE)
Source	Réduction	0,7	50	330	0,9	3	0	36	33
Réduction	Réservoir	0,7	40	770	2,5	19,25	33	25	2,75
Réservoir	J1	2,5	63	500	2,8	14	0	52	13
J1	J2	0,75	50	800	1	8	13	60	13
J2	BF2	0,5	40	150	1,3	1,95	13	59,20	10,25

Source-Réservoir

Le débit pris en compte pour le dimensionnement est le débit maximal fourni par la source. On utilise une combinaison de deux diamètres de tuyaux sur cette portion.

– Source-Réduction

Pression à la réduction

= Ps réduction

– ΔP

ΔP = A (%) x L(m)

Ph réduction

= 36

- 3

= 33 mCE

ΔP = 0,9 x 330 = 3 mCE

– Réduction-Réservoir

Pression au réservoir

= Ph réduction + (Ps réservoir – Ps réduction) – ΔP

ΔP = A (%) x L(m)

Ph réservoir

= 33 + (25 – 36) – 19,25

= 2,75 mCE

ΔP = 2,5 x 500 = 19,25 mCE

Réservoir-BF2

Le réservoir étant un ouvrage à surface libre, la pression à sa surface est nulle (en pression relative).

– Réservoir-J1

Pression en J1

= Ph réservoir + (Ps J1 – Ps réservoir) – ΔP

ΔP = A (%) x L(m)

Ph J1

= 0 + (52 – 25) – 14= 13 mCE

ΔP = 2,8 x 500 = 14 mCE

– J1-J2

Pression en J2

= Ph J1 + (Ps J2 – Ps J2) – ΔP

ΔP = A (%) x L(m)

Ph J2

= 13 + (60 – 52) – 8 = 13 mCE

ΔP = 1 x 800 = 8 mCE

– J2-BF2

Pression résiduelle à BF2

= Ph J2 + (BF2 – Ps J2) – ΔP

ΔP = A (%) x L(m)

Ph BF2

= 13 + (59.2 – 60) – 1.95

= 10,25 mCE

ΔP = 1.3 x 150 = 1.95 mCE

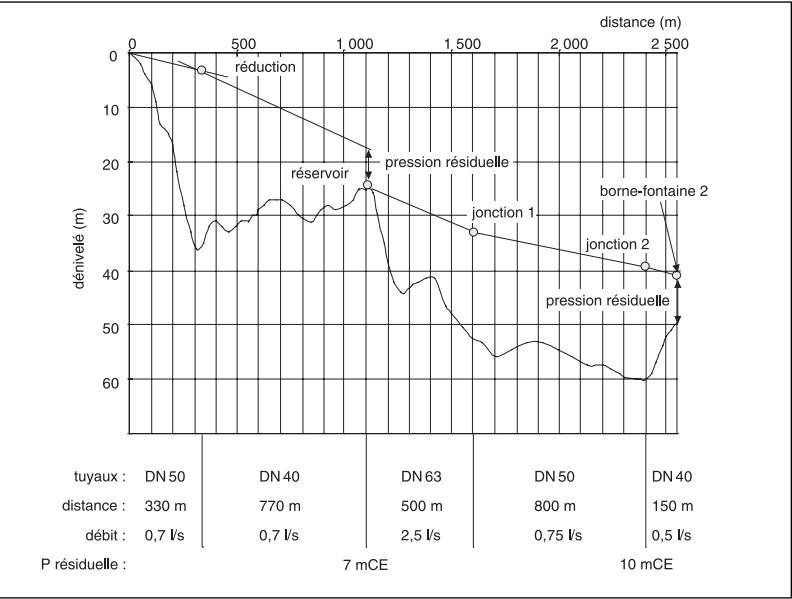


Figure 11.16 : Profil de charge de la ligne desservant la borne-fontaine n° 2 du réseau d'Aloua.

2.3.4.2 Vannes de type ouvert-fermé

Des vannes d'arrêt (vannes ouvert-fermé du type boisseau sphérique) sont installées pour permettre d'isoler les différentes branches du réseau. Cela permet d'interrompre l'alimentation de certaines zones en cas de fuite ou de travaux d'entretien. Ces vannes sont installées à chaque jonction importante. De même, des vannes de vidanges sont disposées sur tous les réservoirs, brise-charge et bassins de mise en charge (fig. 11.17).

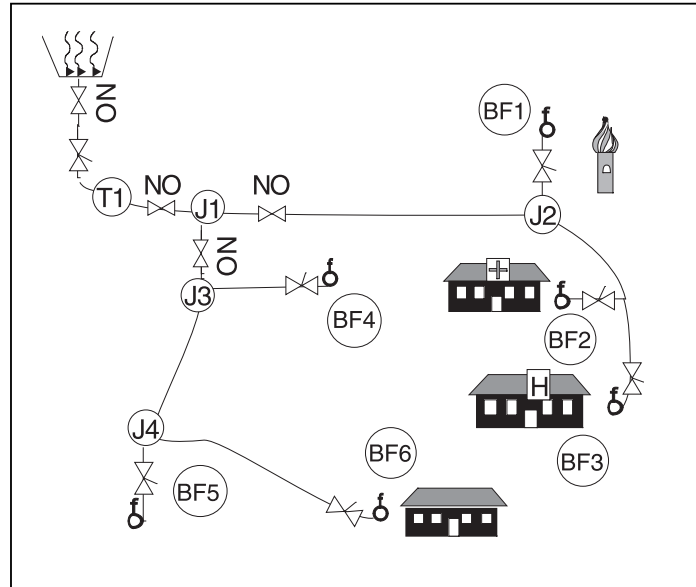


Figure 11.17 : Plan de vannage minimal du réseau d'Aloua (hors vidanges et purges d'air).

Ces vannes sont “normalement ouvertes” (NO) ou “normalement fermées” (NF) suivant leur rôle ; une vanne d'isolation est NO, une vanne de vidange NF. Elles sont toutes placées dans des boîtes à vannes qui, tout en les protégeant, permettent une intervention facile.

3 Construction du réseau

La construction d'un réseau passe par la réalisation de différents ouvrages et par la pose de canalisation. Les indications données dans ce paragraphe sont issues de l'expérience d'ACF dans le cadre de différents projets en Afrique et en Asie. Les détails de construction et de dimensionnement des ouvrages de génie civil sont présentés en annexe 14.

3.1 Bassin de mise en charge / bassin brise-charge

Les bassins sont toujours équipés :

- d'une entrée d'eau avec une vanne de régulation (type vanne à piston) ;
- d'une sortie d'eau avec une vanne ouvert-fermé (type vanne à boisseau sphérique) et une purge d'air ;
- d'une vidange ;
- d'un trop-plein ;
- d'une trappe de visite.

La construction peut être faite en maçonnerie ou en béton armé (fig. 11.18 & 11.19), le volume est de 2 à 3 m³ et la forme rectangulaire ou cylindrique (utilisation de buses préfabriquées).

L'installation d'un seuil dans les brise-charge est recommandée pour casser la pression dynamique et permettre une bonne aération de la lame d'eau. De plus, la hauteur de la lame d'eau sur le seuil permet de mesurer le débit entrant (cf. chap. 3).

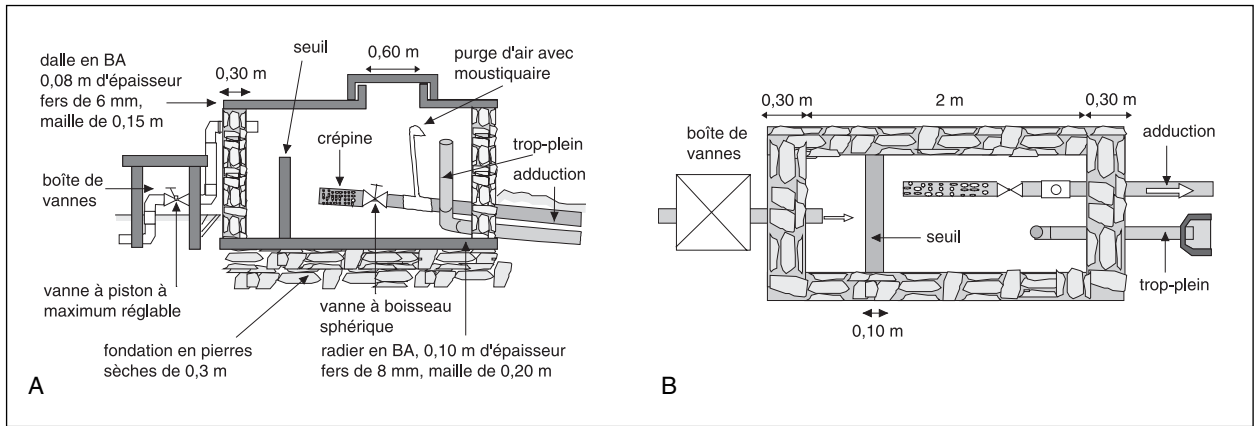


Figure 11.18 : Bassin brise-charge en maçonnerie. A, vue en coupe. B, vue en plan.

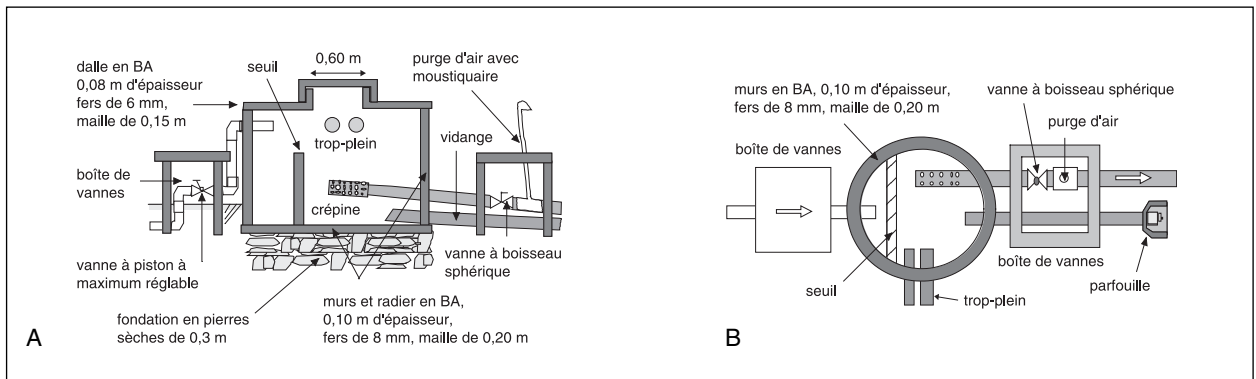


Figure 11.19 : Bassin brise-charge en béton armé. A, vue en coupe. B, vue en plan.

3.2 Réservoir de stockage

Il faut prévoir pour un réservoir de stockage (fig. 11.20) :

- une entrée d'eau, avec vanne à piston réglable et vanne à boisseau,
- une sortie d'eau, avec vanne à boisseau sphérique et purge d'air,
- une vidange, – un trop-plein, – une trappe de visite et une aération.

La construction des réservoirs en béton armé et en maçonnerie est détaillée annexe 14.

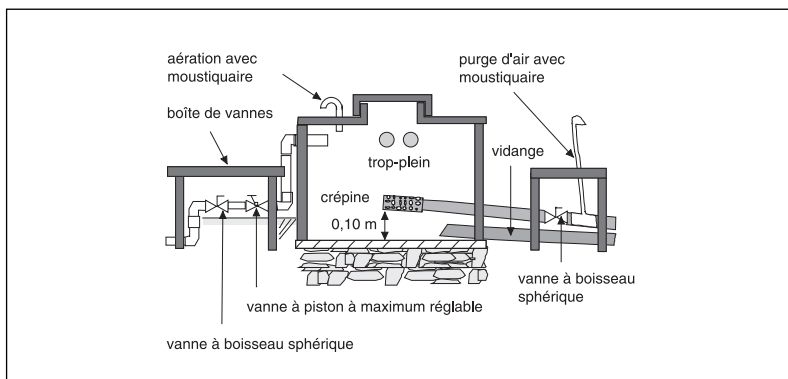


Figure 11.20 : Équipement d'un réservoir de stockage.

3.3 Canalisation

3.3.1 TUYAUX ET ACCESSOIRES

3.3.1.1 Correspondance des diamètres

Les diamètres nominaux (DN) des tuyaux en acier galvanisé correspondent aux diamètres intérieurs, alors que les diamètres de référence des tuyaux plastiques (PVE et PE) correspondent aux diamètres extérieurs (tabl. 11.VIII).

Tableau 11.VIII : Correspondance des diamètres de tuyaux.

Tuyaux PVC/PE		Tuyaux acier	
DN en mm (diamètre ext.)	diamètre équivalent en pouces	DN en pouces (diamètre int.)	diamètre équivalent en mm (int/ext)
16		3/8"	12/17
20	3/4"	1/2"	15/21
25	1"	3/4"	20/27
32	1"1/4	1"	26/34
40	1"1/2	1"1/4	33/42
50	2"	1"1/2	40/49
63	2"1/2	2"	50/60
75	3"	2"1/2	66/76
90	3"1/2	3"	80/90
110	4"1/2	4"	102/114

3.3.1.2 Classes de pression

La pression nominale (PN) est généralement exprimée en bar (PN 6, PN 10, PN 12,5...). Certains pays (Kenya, Inde) possèdent leurs propres standards de pression, présentés tableau 11.IX.

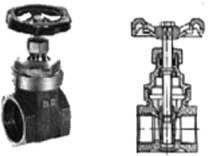

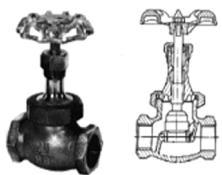

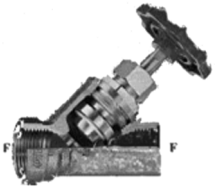


La pression de mise en service (PMS) est différente de la pression nominale dans des conditions particulières (température élevée de l'eau, eau corrosive, etc.). Dans le cadre des programmes classiques, on ne tient compte que de la pression nominale.

Tableau 11.IX : Correspondance des pressions nominales (PN).

Tuyau PE PN (bar)	Classe équivalente	Tuyau PVC PN (bar)	Classe équivalente	Tuyau GI PN (bar)
PN 6	Class B ou III	PN 6	Class B ou III	PN 16
PN 10	Class C ou IV	PN 10	Class C ou IV	PN 25
PN 12.5	Class D	PN 16	Class E	

3.3.1.3 Vannes et robinets

Les différents modèles de vannes et robinets sont présentés tableau 11.X.

Modèle	Dénomination française et utilisation <i>Dénomination anglaise</i>	Modèle	Dénomination française et utilisation <i>Dénomination anglaise</i>
	Vanne à glissière <i>Gate valve</i> ouverture/fermeture régulation de débit possible, mais préférer vanne à piston		Vanne à boisseau sphérique <i>Ball valve</i> ouverture/fermeture pas de régulation de débit possible
	Vanne à piston <i>Stop cock</i> régulation de débit ouverture/fermeture possible, mais préférer vanne à glissière ou vanne à boisseau sphérique		Vanne à flotteur <i>Float valve</i> ouverture/fermeture automatique selon niveau d'eau (réservoir, bassin brise-charge) contrôle de niveau
	Vanne à piston à butée réglable <i>Adjustable stop cock</i> régulation de débit avec ouverture maximale réglable (vis de butée cachée) ouverture/fermeture possible, mais préférer vanne à glissière ou vanne à boisseau sphérique		Robinet automatique Talbot <i>Self closing tap "Talbot"</i> distribution publique fermeture/ouverture maximale (pas d'ouverture réglable)
			Robinet à boisseau sphérique <i>(hose) Ball tap</i> distribution publique si Talbot non disponible (avec embout cannelé)

Tableaux 11.X : Modèles de vannes et robinets.

3.3.1.4 Tuyaux et accessoires en acier galvanisé

Les tuyaux sont généralement disponibles en longueur de 6 m. Leurs caractéristiques et les divers modèles existants sont présentés tableaux 11.XI et 11.XII.

Tableau 11.XI : Correspondance entre diamètre intérieur (mm) et poids au mètre linéaire (kg) pour des tuyaux en acier galvanisé.

Diamètre	3/4 "	1 "	1"1/2	2 "	2"1/2	3"
Poids	1,6	2,4	3,6	5	6,5	8,4

Les tuyaux en acier galvanisé sont reliés à l'aide d'un manchon à visser, également en acier galvanisé. Chaque tuyau est fileté aux deux extrémités et en principe livré avec un manchon. L'étanchéité est assurée avec du Téflon pour les petits diamètres, puis de la filasse à partir de 1"1/2. Pour utiliser ces tuyaux, il est nécessaire d'être équipé d'outils spécialisés :

- une filière (porte-filière et filière) qui permet de fileter les tuyaux (la filière "standard" permet travailler du 1/2" au 2"1/2 avec trois jeux de filières) ;
- un coupe-tube ;
- un étau "eau".












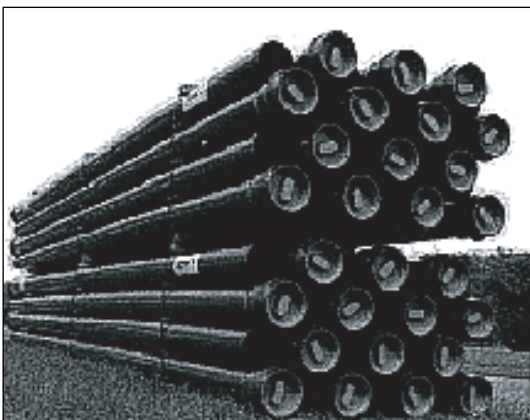
Modèle	Dénomination française et utilisation <i>Dénomination anglaise</i>	Modèle	Dénomination française et utilisation <i>Dénomination anglaise</i>
	Manchon <i>Socket</i> raccordement de 2 tuyaux		Réduction <i>Reducer</i> raccordement F-F de 2 tuyaux de diamètres différents
	Mamelon <i>Nipple</i> raccordement de 2 accessoires femelles		Réduction <i>Reducer</i> réduction M-M de 2 tuyaux de diamètres différents
	Raccord-union <i>Union</i> raccordement de 2 tuyaux et démontage possible		Réduction <i>Reducer</i> réduction M-F de 2 tuyaux de diamètres différents
	Coude 90° <i>90° elbow</i> raccordement à 90° de 2 tuyaux		Bouchon <i>Cap</i> bouchon mâle
	Coude 45° <i>45° elbow</i> raccordement à 45° de 2 tuyaux		Bouchon <i>Cap</i> bouchon femelle
	T 90° <i>90° tee</i> raccordement de 3 tuyaux de même diamètre		

Tableau 11.XII : Accessoires pour tuyaux en acier.

3.3.1.5 Tuyaux et accessoires en PVC

Ces tuyaux et accessoires sont généralement disponibles en longueur de 6 m, conditionnés en fagots (fig. 11.21). Il existe différents types de raccordement des tuyaux PVC (tabl. 11.XIV) :



- tuyaux à joint caoutchouc (fig. 11.22A), généralement utilisés pour les gros diamètres (tabl. 11.XV). Il est recommandé d'utiliser de l'eau savonneuse pour emboîter les tuyaux à joint caoutchouc, ceci afin d'éviter que le joint ne sorte de sa gorge au moment de l'enfoncement ;
- tuyaux à joint collé (fig. 11.22B), généralement utilisés pour les petits diamètres tabl. 11.XIII) ;
- montage par manchon (utilisation de tuyaux coupés – fig. 11.22C).

Figure 11.21 : Tubes PVC à joints collés.

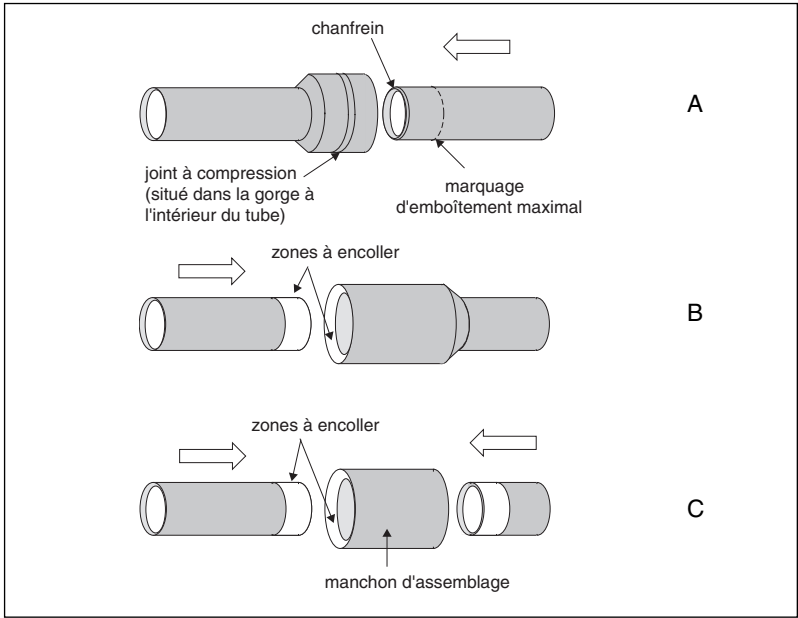


Figure 11.22 : Raccordement des tuyaux PVC.

A, tuyaux à joint caoutchouc.

B, tuyaux à joint collé.






C, tuyau coupés montés par manchon.

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Poids au ml (kg/ml)
32	29,2	0,3
40	36,4	0,5
50	45,2	0,8
63	57	1,2
75	69	1,6
90	84	1,8

Tableau 11.XIII : Tubes PVC à joints collés, PN 10.

Tableaux 11.XIV : Accessoires pour tuyaux en PVC.

Modèle	Dénomination française et utilisation <i>Dénomination anglaise</i>
	Manchon <i>Socket</i> raccordement de 2 tuyaux
	Raccord-union <i>Union</i> raccordement de 2 tuyaux, démontage possible
	Coude 90° <i>90° elbow</i> raccordement à 90° de 2 tuyaux
	Coude 45° <i>45° elbow</i> raccordement à 45° de 2 tuyaux
	T 90° <i>90° tee</i> raccordement à 90° de 3 tuyaux de même diamètre

Modèle	Dénomination française et utilisation <i>Dénomination anglaise</i>
	Réduction <i>Reducer</i> raccordement de 2 tuyaux de diamètres différents
	Adaptateur mâle <i>Male adaptor</i> raccordement PVC-galva, PVC-vannes...
	Adaptateur femelle <i>Female adaptor</i> raccordement PVC-galva, PVC-mamelons...
	Douille <i>Hose socket</i> raccordement d'un tuyau souple, avec collier de serrage
	Bouchon <i>Plug</i>

**Tableau 11.XV : Tubes PVC
à joints caoutchouc.**

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)
63	57
75	69
90	83
110	101,4
125	116,2
140	130,2



**Figure 11.23 :
Tubes
polyéthylène.**

3.3.1.6 Tuyaux et accessoires en polyéthylène

Les tuyaux en polyéthylène (PE) sont généralement conditionnés en couronnes de 50 ou 100 m (fig. 11.23).

Les tuyaux PE sont disponibles en différentes qualités : haute, moyenne et basse densité (tabl. 11.XVI). Pour l'eau potable, on utilise généralement les tuyaux haute densité. Ils sont cependant plus rigides, et dans le cas de raccordement de bornes-fontaines ou de réservoirs, une moyenne densité peut être employée.

**Tableau 11.XVI : Caractéristiques
des tuyaux PE selon la qualité,
haute ou basse densité.**

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Poids au m linéaire (kg/ml)
Haute densité, PN 10		
32	26	0,3
40	32,6	0,45
50	40,8	0,7
63	51,4	1,0
75	61,4	1,5
90	73,6	2,2
Basse densité, PN 10		
25	16,6	0,3
32	21,2	0,45
40	26,6	0,7
50	33,4	1,0
63	42	1,7

Pour le raccordement des tuyaux en PE (tabl. 11.XVII), on utilise des raccords à compression jusqu'au diamètre 2"1/2 (fig. 11.24). Pour les diamètres supérieurs, il est préférable de thermosouder les raccords.

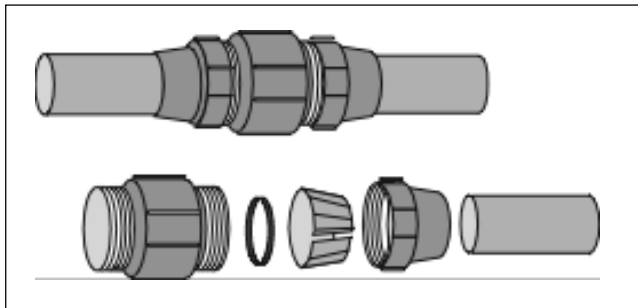




Figure 11.24 : Raccord à compression PE.

Modèle	Dénomination française et utilisation <i>Dénomination anglaise</i>
	Manchon <i>Socket</i> raccordement de 2 tuyaux
	Raccord union <i>Union</i> raccordement de 2 tuyaux, démontage possible
	Coude 90° <i>90° elbow</i> raccordement à 90° de 2 tuyaux
	Coude 45° <i>45° elbow</i> raccordement à 45° de 2 tuyaux








Modèle	Dénomination française et utilisation <i>Dénomination anglaise</i>
	T 90° <i>90° tee</i> raccordement à 90° de 3 tuyaux de même diamètre
	Réduction <i>Reducer</i> raccordement de 2 tuyaux de diamètre différents
	Adaptateur mâle <i>Male adaptor</i> raccordement PE-galva ou PE-vannes
	Adaptateur femelle <i>Female adaptor</i> raccordement PE-galva ou PE-mamelons
	Bouchon <i>Plug</i>

Tableau 11.XVII : Accessoires pour tuyaux PE.

3.3.1.7 Raccords pompiers

Ces accessoires (tabl. 11.XVIII) sont utilisés essentiellement sur les réseaux d'urgence, pour les raccords de pompes, de camions-citernes, de bornes-fontaines...

Modèle	Dénomination française et utilisation <i>Dénomination anglaise</i>
	Raccord pompier <i>Quick hose coupling</i> raccordement à tuyau souple ; prévoir collier de serrage
	Raccord pompier <i>Quick hose coupling</i> raccordement sur accessoire fileté femelle (vanne...)


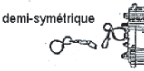

Modèle	Dénomination française et utilisation <i>Dénomination anglaise</i>
	Raccord pompier <i>Quick hose coupling</i> raccordement à tuyau galva ou accessoire fileté mâle (mamelon...)
	Bouchon <i>Dust plug with locking ring</i> bouchon pour raccords pompiers demi-symétriques
	Clé tricoise <i>Wrench</i> clé pour serrage raccord demi-symétrique

Tableau 11.XVIII : Accessoires type pompiers.

3.3.1.8 Outillage classique

Cet outillage est présenté tableau 11.XIX.





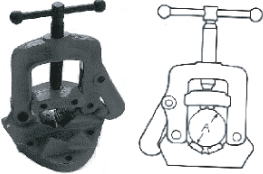


Modèle	Dénomination française et utilisation Dénomination anglaise	Modèle	Dénomination française et utilisation Dénomination anglaise
	Clé à griffe Stilson pipe wrench		Filière manuelle, cage avec bras Manual thread-cutter with arm
	Serre-tube à chaîne Chain pipe wrench		Cage et jeu de peignes pour filière Socket and dies for thread-cutter
	Étaux pour tube Pipe vices		Coupe-tube pour tuyau acier GI pipe cutter
			Molette pour coupe tube Pipe cutter wheel

Tableau 11.XIX : Outillage classique pour tube G.I.

3.3.1.9 Accessoires pour la réparation et le raccordement à un réseau fonte

Ces accessoires sont présentés tableau 11.XX.

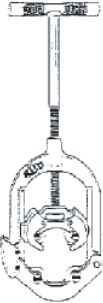

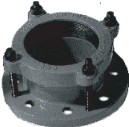
Modèle	Dénomination française et utilisation Dénomination anglaise	Modèle	Dénomination française et utilisation Dénomination anglaise
	Coupe-tube Pipe cutter ce type de coupe-tube peut être utilisé pour les tuyaux en acier ; il existe aussi des modèles moins onéreux à deux molettes, très pratiques pour le travail hors sol pour les tubes PVC et PE, une scie à métaux est suffisante modèle à 4 molettes pour travail avec débattement réduit (90°)		Raccord Clamp grande tolérance de raccord (étanchéité joint par serrage des goujons) pour assemblage de tubes de même diamètre nominal quelles que soient leurs matières et épaisseurs
			Adaptateur Adaptator même type pour adaptation sur bride ; prévoir joint de bride

Tableau 11.XX : Accessoires pour la réparation et le raccordement à un réseau fonte.

3.3.1.10 Matériel pour la réparation de canalisation

Ce matériel est présenté tableau 11.XXI.

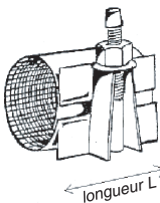
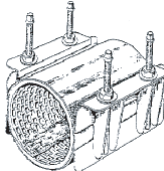
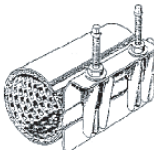
Modèle	Dénomination française et utilisation <i>Dénomination anglaise</i>	Modèle	Dénomination française et utilisation <i>Dénomination anglaise</i>
	Manchon de réparation <i>Repair clamp</i> permet de réparer très rapidement tout type de canalisations : amiante ciment, fonte, acier, PVC longueur 100 mm		Manchon de réparation <i>Repair clamp</i> modèle double coquilles ; longueur 200 à 300 mm ; 400 mm pour les Ø 200 à 400 mm ; 500 mm pour les Ø 350 à 500 mm
	Manchon de réparation <i>Repair clamp</i> modèle monocoquille identique au précédent en longueur 200 et 250 mm		

Tableau 11.XXI : Matériel pour la réparation de canalisation.

3.3.1.11 Matériel de prise en charge pour canalisations

Ce matériel (tabl. 11.XXII & fig. 11.25) permet d'effectuer un raccordement sur une canalisation en charge sans interrompre la distribution. Il est notamment utilisé pour la mise en place de bornes-fontaines ou de branchements privés.




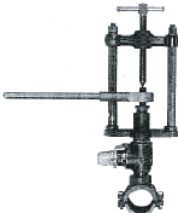
Modèle	Dénomination française et utilisation <i>Dénomination anglaise</i>	Modèle	Dénomination française et utilisation <i>Dénomination anglaise</i>
	Collier de prise en charge <i>Tapping saddle clamp</i> toutes conduites (PE, PVC, fonte, acier, amiante, ciment), livré avec joint		Robinet de prise en charge <i>Connector tap</i> sortie mâle ou femelle pas du gaz
	Collier de prise en charge <i>Tapping saddle clamp</i> pour PVC et PE, fonte ductile, acier et amiante, ciment		Machine de perçage <i>Hole cutter</i> matériel de perçage et de mise en place de collier et robinet de prise en charge

Tableau 11.XXII : Matériel de prise en charge pour canalisations.

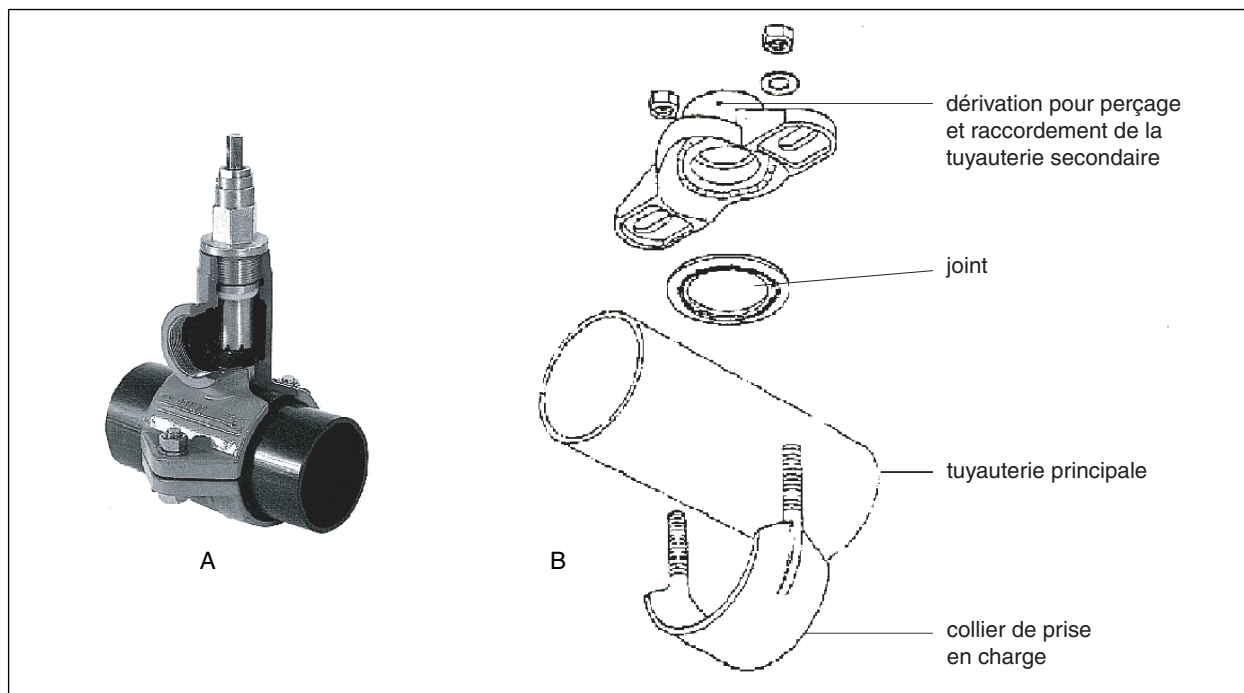


Figure 11.25 : Collier de prise en charge. A, avec vanne de perçage intégrée. B, détails.

3.3.2 MISE EN PLACE DES TUYAUX

3.3.2.1 Tranchée

- Profondeur minimale : 0,8 m (largeur = largeur de l’outil).
- Élimination des pierres et des racines pouvant abîmer le tuyau.
- Ouverture de la tranchée au dernier moment, pour éviter tout risque d’écroulement ou de ravinement par les eaux de ruissellement, en cas de pluie. Si ce n’est pas possible, placer des barrages de terre à l’intérieur de la tranchée aussi souvent que la pente le demande.

3.3.2.2 Pose des tuyaux

- Si le fond de la fouille n’est pas plan ou si le sol risque d’abîmer les tuyaux (roches altérées), dépôt d’une couche de sable ou à défaut de terre “triée” dans le fond de la tranchée.
- Pose des tuyaux en soignant leur assemblage (attention aux problèmes de dilatation des tuyaux, notamment lors de la pose de tuyaux polyéthylène de grande longueur en pleine chaleur).

3.3.2.3 Remblais

- Utilisation des déblais pour remblayer (bien éliminer tous les éléments qui pourraient abîmer le tuyau).
- Après la pose du tuyau, remblai sur 30 cm puis tassement correct. Si possible alors, mise en eau du réseau et recherche des fuites (fig. 11.26A).
- Fin du remblai et tassement (fig. 11.26B).

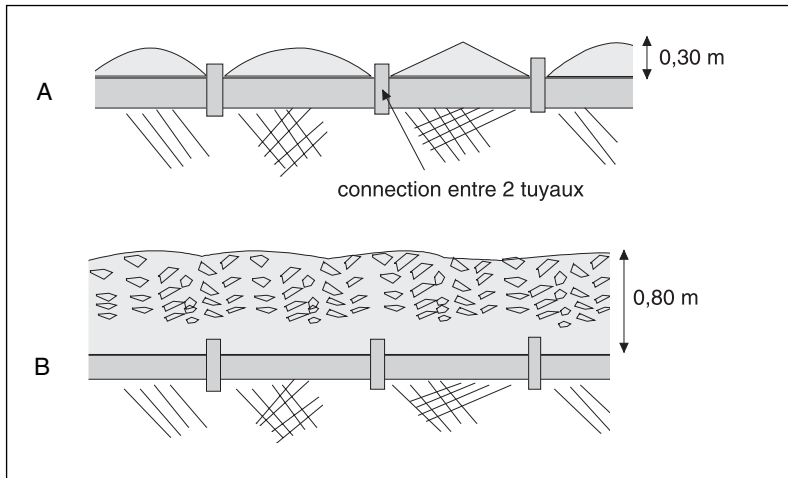


Figure 11.26 : Remblais de tuyaux.
A, remblai initial pour tester les tuyaux (mise en eau du réseau). B, remblai définitif après test des tuyaux.

3.3.2.4 Passage hors sol

Lorsqu'il n'est pas possible d'enterrer le tuyau à plus de 30 cm, plusieurs solutions sont envisageables (fig. 11.27) :

- utilisation de tuyaux en acier galvanisé ;
- mise en place d'un fourreau autour du tuyau ;
- protection du tuyau plastique par un remblai en béton (10 cm) ou en maçonnerie, qui peut, si nécessaire, être hors sol.

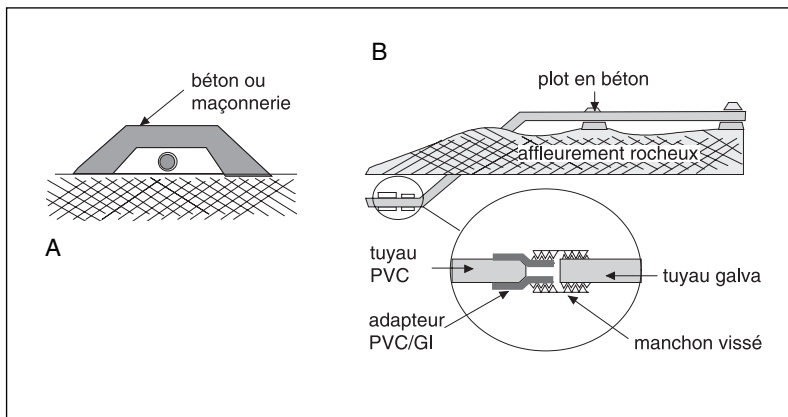


Figure 11.27 : Passages hors sol.
A, protection maçonnée du tuyau.
B, utilisation de tuyau acier.

Dans le cas de passage de ravine, rivières... :

– si la portée est de moins de 5 m, l'emploi d'un tuyau en acier galvanisé est recommandé. Ces tuyaux sont en effet autoportants sur une longueur de 5 m. Si la ligne est en tube plastique, un tuyau en acier peut être utilisé comme fourreau (bien ancrer les extrémités du tuyau galva dans des blocs de béton – fig. 11.28A) ;

– si la portée est supérieure à 5 m, il est indispensable de soutenir le tuyau avec un câble.

Il faut prêter attention aux aspects suivants :

- le câble doit être bien ancré ;
- les tuyaux PVC doivent passer à l'intérieur des tuyaux galva ;
- les tuyaux doivent être suspendus tous les 70 cm sous le câble.

Le diamètre du câble est sélectionné en fonction de la longueur de portée et du diamètre du tuyau (tabl. 11.XXIII & fig. 11.28B).

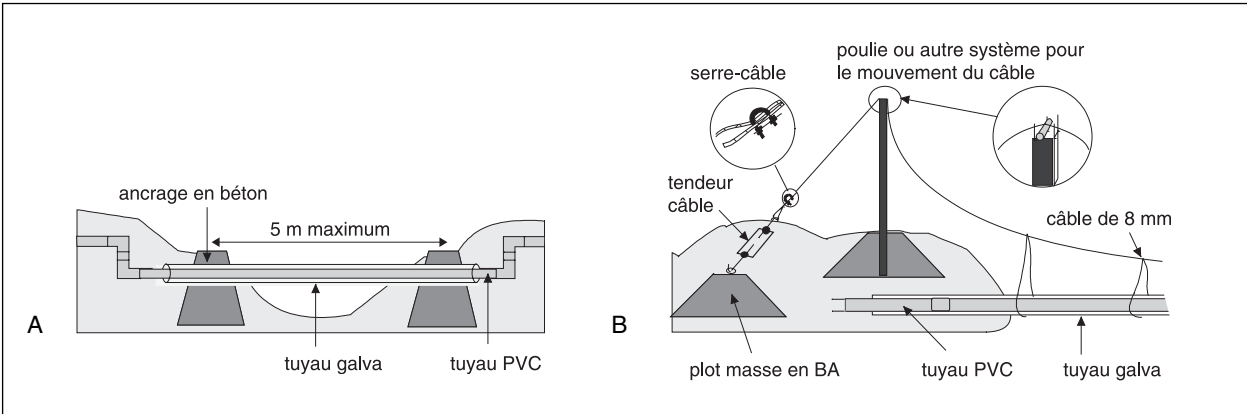


Figure 11.28 : Passages de ravines ou rivières. A, utilisation d'un manchon en acier galvanisé. B, tuyau suspendu.

Diamètre tuyau	1"	2"	3"
Portée maximale	170 m	70 m	40 m

Tableau 11.XXIII : Diamètre du tuyau et portée maximale avec un câble de diamètre 8 mm.

3.3.2.5 Passage de route

- Enfouissement du tuyau à 1 m au minimum de profondeur.
 - Emploi d'un tuyau en acier galvanisé, gaine acier (GI) ou de buse béton.
- Les diamètres de gaines sont choisis en fonction des diamètres de tuyaux (tabl. 11.XXIV).

Tuyau plastique	40 mm	50 mm	60 mm	75 mm
Gaine acier (tuyau galvanisé)	2"	2 1/2"	3"	4"

Tableau 11.XXIV : Diamètres respectifs des tuyaux et des gaines.

3.3.2.6 Butées

Les butées (fig. 11.29) sont indispensables lorsque la ligne décrit un coude, ainsi que pour soutenir les T et les vannes.

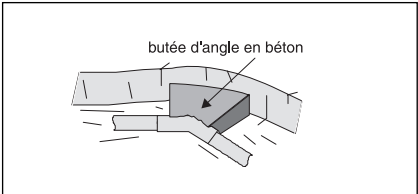


Figure 11.29 : Butée de soutien.

3.3.2.7 Ancrages

Dans les très fortes pentes (ou lorsque le terrain est instable), le tuyau doit être ancré (fig. 11.30) pour éviter qu'il ne bouge lors de la mise en eau. Il est important de placer autant d'ancrages que nécessaire.

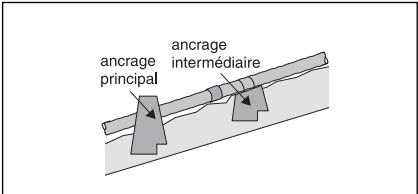
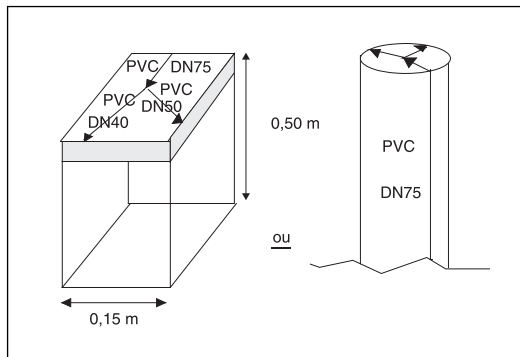


Figure 11.30 : Ancrage de tuyau.

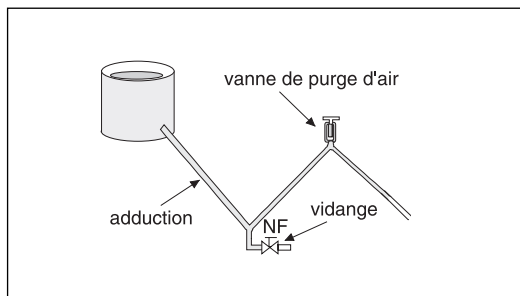
3.3.2.8 Plots de repérage



Pour matérialiser le passage de la ligne, on installe des plots en béton ou en maçonnerie tous les 250 m et à chaque point particulier (embranchements, changement de direction...). On indique sur les plots le type de tuyau (nature et diamètre), la direction du flux et un numéro de repère (fig. 11.31).

Figure 11.31 : Marquage de la ligne.

3.3.2.9 Vannes de vidanges



On installe des vannes à boisseau sphérique dans les points bas de la ligne, pour pouvoir vidanger les canalisations et évacuer les dépôts de fines formés (fig. 11.32). Les points bas des profils en U sont les plus sensibles.

Figure 11.32 : Vidange et purge d'une ligne.

3.3.2.10 Purges d'air

On place des vannes à boisseau sphérique aux points hauts de la ligne (spécialement des profils en U), afin de permettre l'évacuation de l'air qui s'y accumule. Ces vannes sont ouvertes lors de la mise en eau du réseau, puis régulièrement lors des tournées d'inspection.

Des dispositifs spécifiques, appelés ventouses, permettent d'évacuer automatiquement l'air qui s'accumule dans les tuyaux. Disposés aux points hauts, ils autorisent une maintenance facilitée.

3.3.2.11 Boîtes ou chambres de vannes

Toutes les vannes, aussi bien le long de la ligne qu'au niveau des ouvrages, doivent être protégées dans des chambres de vanne :

- munies d'un couvercle verrouillable,
- permettant l'évacuation de l'eau d'infiltration,
- assez grandes pour pouvoir permettre un démontage et un remplacement facile de la vanne.

Toutes les poignées de vannes doivent être démontées et rester en la seule possession du responsable du réseau, pour éviter toute ouverture inopportune. Toutes les vannes sont à monter entre deux raccords-unions pour permettre leur démontage sans imposer la découpe du tuyau.

3.4 Bornes-fontaines

Les bornes-fontaines doivent permettre de distribuer l'eau du réseau de façon confortable pour les usagers et d'assurer une bonne hygiène de la distribution.

3.4.1 ÉQUIPEMENT

On considère généralement que les robinets 3/4" fournissent un débit de 0,25 l/s sous 10 mCE. Les robinets Talbot ne permettent pas d'atteindre ces débits mais seulement 0,1 à 0,15 l/s sous 5 mCE. De plus, ils ne fonctionnent correctement que sous une faible pression, de 3 à 8 mCE. À partir de 8 mCE, ils deviennent très difficiles à ouvrir. Ils présentent cependant l'avantage d'être solide, et de se fermer automatiquement. Leur utilisation est donc conseillée, mais en respectant leur domaine de fonctionnement correct.

Toutes les bornes-fontaines doivent être équipées d'une vanne de régulation (vanne à piston réglable) ou, mieux, d'un régulateur de pression. Ce dispositif permet d'ajuster la pression de service des robinets, et donc d'assurer un fonctionnement optimal de la fontaine. Si des régulateurs de pressions sont installés (ce qui est vivement recommandé), une vanne NO doit également équiper la fontaine.

3.4.2 CONSTRUCTION

Les figures 11.33 et 11.34 présentent deux modèles de bornes-fontaines, en béton armé ou en maçonnerie, à 1 ou 4 robinets ; les détails de construction sont indiqués annexe 14. Toutes les combinaisons sont possibles et doivent être adaptées au contexte culturel. Lieu de rencontre, la borne-fontaine est un ouvrage social important qui mérite une attention particulière, aussi bien dans sa conception que dans sa réalisation. Les utilisateurs doivent être associés à son élaboration : c'est la seule garantie d'intégrer les contraintes locales concernant le puisage (forme des récipients, hauteur des robinets, habitude de lavage...). Un exemple de dessin de borne-fontaine élaborée en Éthiopie avec les communautés est donné chapitre 10B.

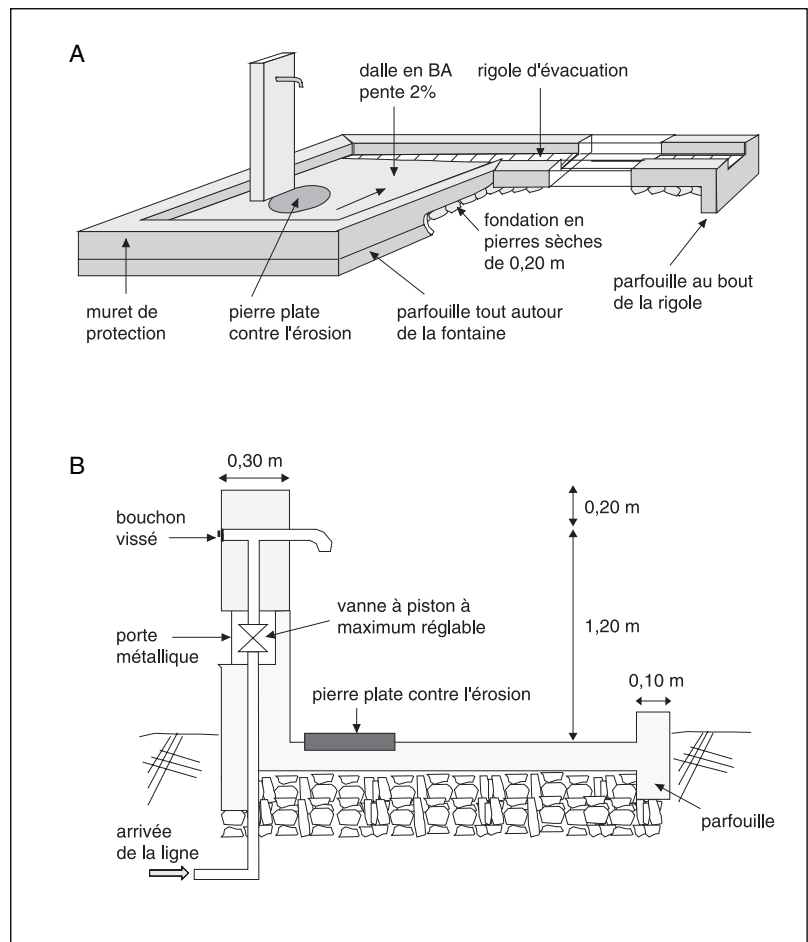


Figure 11.33 : Fontaine en béton armé à 1 robinet. A, vue générale. B, vue en coupe.

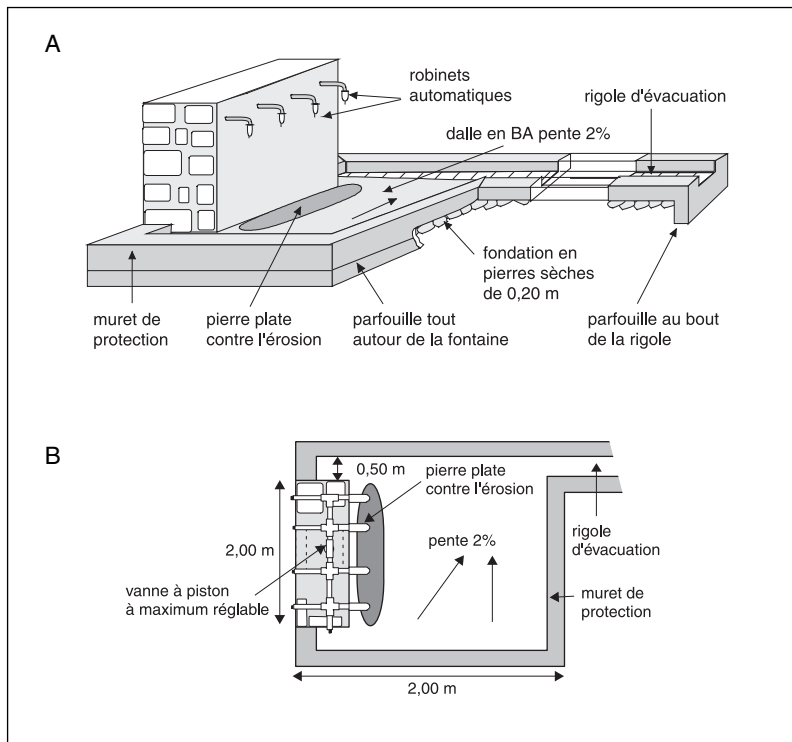


Figure 11.34 : Fontaine maçonnée à 4 robinets. A, vue générale. B, vue en plan.

Techniquement, il importe de veiller aux aspects suivants :

- placer une pierre plate apparente à l'endroit où l'eau coule sur la dalle, pour éviter que le béton ne s'érode trop vite ;
- bien marquer la pente de la dalle vers la rigole (environ 2 %) ;
- la rigole étant partie intégrante du plan de construction de la dalle, la construire aussi longue que nécessaire et la terminer par un parafeu ;
- construire une barrière de protection pour éviter tout accès des animaux à la borne-fontaine ;
- surélever d'au moins 10 cm le muret de la dalle au-dessus du niveau du sol pour empêcher l'entrée d'eau de ruissellement.

B EXEMPLES DE TERRAIN

1	Réseaux gravitaires sur captage de source	391	3.1.2	<i>Floculation-décantation</i>	407
1.1	Planification	391	3.1.3	<i>Désinfection et stockage</i>	407
1.2	Moyens humains et financiers	391	3.1.4	<i>Module unitaire de traitement</i>	407
1.3	Exemple du réseau de Ban Houn	393	3.1.5	<i>Montage d'un réservoir rigide type Oxfam</i>	407
2	Réseaux d'urgence sur forage	405	3.1.6	<i>Floculation sur filtre</i>	408
2.1	Mise en œuvre	405	3.2	Exemple du réseau d'Ashwa	408
2.2	Moyens humains et financiers	405	3.2.1	<i>Station de pompage et réseau</i>	409
3	Réseau d'urgence sur rivière	406	3.2.2	<i>Fonctionnement de la station</i>	409
3.1	Mise en œuvre	406	3.2.3	<i>Moyens humains et gestion de la station</i>	409
3.1.1	<i>Pompage</i>	407	3.2.4	<i>Coûts des équipements</i>	410

1 Réseaux gravitaires sur captage de source

La conception et la réalisation du projet doivent se faire en collaboration avec la communauté et les personnalités responsables. Il importe de bien prendre en considération les particularités de chaque communauté et d'envisager avec la population le déroulement du projet.

1.1 Planification

Le temps nécessaire à la construction d'un réseau dépend de nombreux facteurs (tabl. 11.XXV) : participation des bénéficiaires, longueur et complexité du réseau, conditions atmosphériques (important surtout pour le creusement de la tranchée)...

Tableau 11.XXV : Exemple de délais d'exécution des principaux travaux pour la construction d'un réseau.

Captage de source	5 semaines – 10 personnes
Construction réservoir de stockage	1 mois – 8 personnes
Construction fontaine	1 à 2 semaines – 5 personnes
Creusement tranchée (80 cm)	5 m/pers/j
Pose des tuyaux	50 m/pers/j
Rebouchage tranchée	8 m/pers/j

Le planning de travail du réseau d'Aloua, présenté chapitre 11A, est donné tableau 11.XXVI.

1.2 Moyens humains et financiers

Les travaux qualifiés réalisés lors de la construction d'un réseau sont la pose des canalisations et le génie civil, effectués ou non en sous-traitance. Dans le cadre d'une réalisation directe, on met en place deux équipes, l'une chargée

Mois	Déroulement du projet
1	Enquête de terrain (ressources, besoin) sur site, contact avec bénéficiaires Plan du village Topographie Calcul de dimensionnement
2	Achat de l'équipement (tuyaux, ciment, moules...) Recrutement des ouvriers Planning du programme d'animation villageoise
3	Captage de source Construction d'ouvrages particuliers (bassin mise en charge et sédimentation, brise-charges, etc.) Mise en place du programme d'animation
4	Construction du réservoir de stockage Poursuite du programme d'animation
5	Construction de 3 fontaines Poursuite du programme d'animation
6	Construction de 4 fontaines Début creusement de la tranchée, pose des tuyaux, rebouchage partiel Poursuite du programme d'animation
7	Fin construction fontaines Fin pose des tuyaux, rebouchage tranchée Poursuite du programme d'animation
8	Mise en eau des tuyaux Réparation fuites Fin des chantiers (protection extérieure des fontaines...) Évaluation, nouvelles propositions

Tableau 11.XXVI : Calendrier de réalisation du réseau d'Aloua.

de la plomberie (raccord et pose des tuyaux...) et l'autre du génie civil (tabl. 11.XXVII). Les bénéficiaires peuvent être associés aux divers travaux, notamment :

- au débroussaillage du tracé du réseau et au transport des matériels et matériaux le long de la ligne ;
- au creusement de la tranchée ;
- au drainage des eaux résiduelles et à la protection extérieure du captage et des fontaines (barrière de protection, etc.).

En ce qui concerne les coûts, les ordres de grandeur présentés tableau 11.XXVIII correspondent à des prix de matériels et équipements en 1997.

Encadrement	
1 hydraulicien	Conception, planification, gestion des équipes
1 logisticien	Approvisionnement chantier, suivi matériel et véhicules
1 chef de travaux	Dirige des équipes de plomberie et de maçonnerie
Équipe de maçons	
1 chef maçon	Conducteur de travaux
2 aide-maçons	Préparation, mise en œuvre du béton
Équipe de plombiers	
1 chef plombier	Conducteur de travaux, pose et raccords des tuyaux
2 aide-plombiers	Pose et raccord de tuyaux
Manoœuvres	
Suivant les besoins	Tranchées, génie civil, plomberie

Tableau 11.XXVII : Personnel requis pour la construction d'un réseau de distribution.

Tableau 11.XXVIII : Coût moyen en euros de matériels et équipements acquis en France en 1997. ml, mètre linéaire.

Tuyaux

Galvanisé (pour 6 m)		PVC, PN 10 (ml)		PEHD, PN10 (ml)	
3/4"	18,3	32 mm	0,5	32 mm	1,5
1"	25,2	40 mm	0,8	40 mm	2,3
2"	50,3	50 mm	1,2	50 mm	3,4
3"	86,9	75 mm	2,4	75 mm	7,6
		– 90 mm	3,2	90 mm	10,7
		– 110 mm	4,6		

Accessoires de raccordement

Galvanisé		PVC		PE	
– manchon 2"	7,6	– manchon 2"	2,0	– manchon 2"	13,0
– mamelon 2"	4,6	– union 2"	6,9	– union 2"	15,2
– union 2"	14,5	– coude 90° 2"	3,4	– coude 90° 2"	17,5
– coude 90° 2"	5,9	– T 90 ° 2"	4,0	– T 90 ° 2"	19,1
– T 90 ° 2"	8,8	– réduction 2-1"	2,1	– réduction 2-1"	13
– réduction 2-1"	6,4				

Divers

– collier de prise en charge DN 50	15,2
– manchon de réparation (100 m)	7,6
– manchon de réparation (200 m)	61
– raccord grande tolérance DN 40 à 300	25,9 à 99,1

Équipement

	Quantité	Prix
Motopompe diesel et accessoires	1	1 829,3
Kit relevé topo rapide	1	609,8
Doseur proportionnel (1 à 20 m3/h)	1	1 524,4

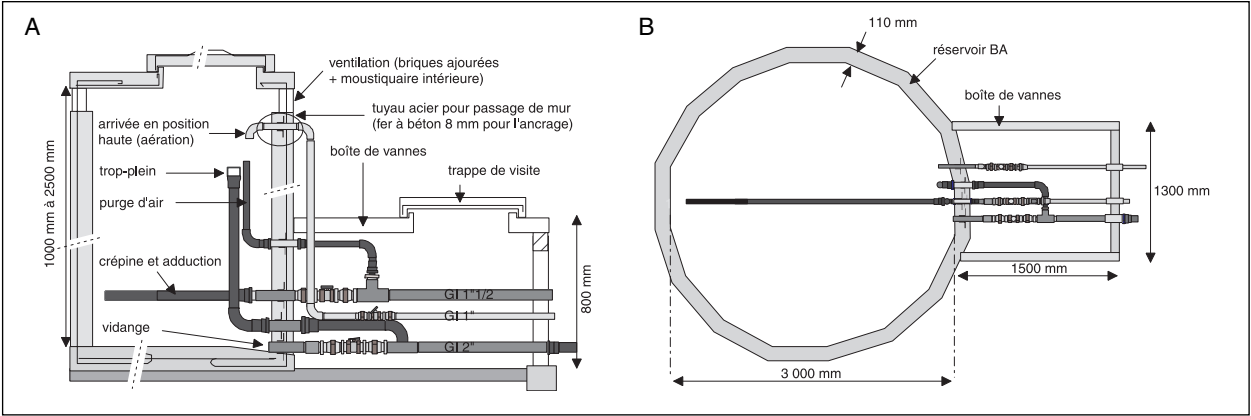
Kit

– analyse bactériologique + consommables	1	2 134,4
– analyse de l'aluminium	1	101,2
Petit outillage et équipement	1	762,2
Sulfate d'aluminium (50 kg)	10	762,2
HTH (kg)	10	152,4

1.3 Exemple du réseau de Ban Houn

L'exemple suivant présente un réseau de distribution gravitaire réalisé à partir d'un captage de source au Laos, pour le village de Ban Houn (ACF, 1998). Les figures 11.35 et 11.36 présentent les plans des ouvrages de ce réseau (encadré 11.2).

Figure 11.35 : Réservoir en béton armé (ACF Laos, 1998). A, vue en coupe. B, vue en plan.



Lorsque les villages sont inaccessibles, notamment pour le transport des matériaux (fer, ciment), il est possible d'utiliser des réservoirs préfabriqués en polyéthylène. Ceux-ci sont alors enterrés et protégés par une aire clôturée en surface (fig. 11.37).

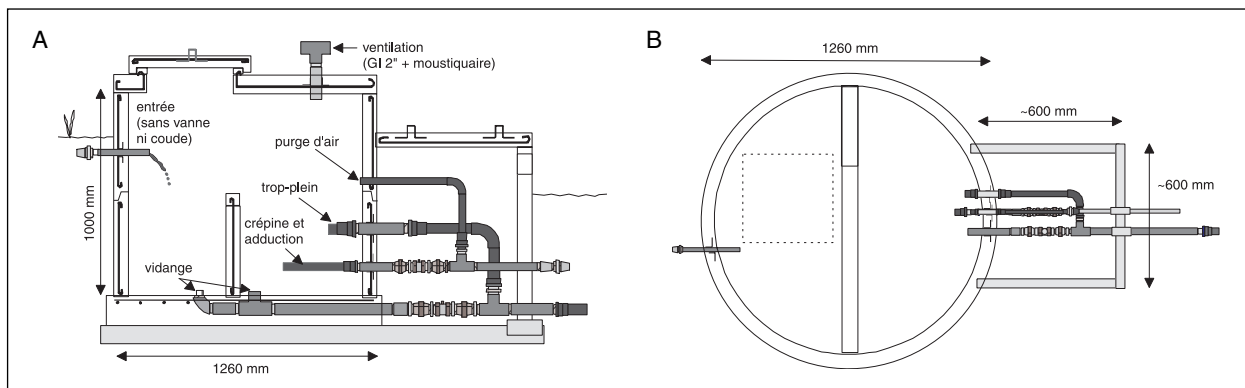


Figure 11.36 : Bassin de mise en charge. A, vue en coupe. B, vue en plan.

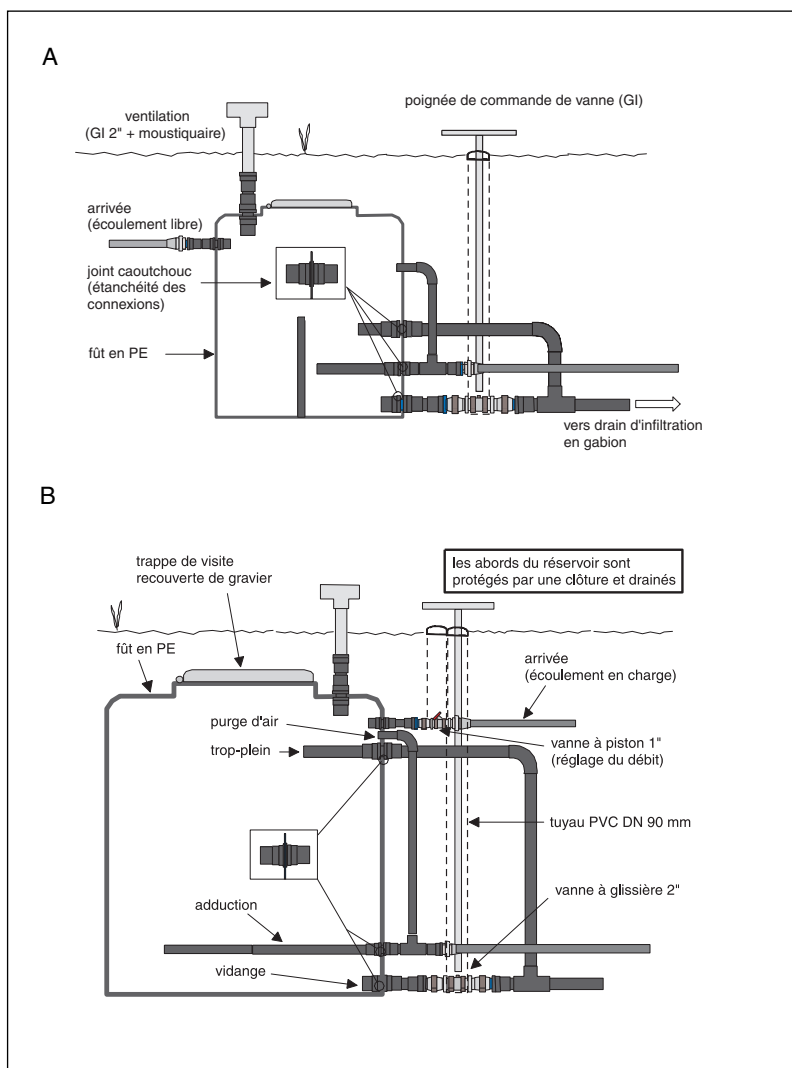


Figure 11.37 : Bassin en polyéthylène. A, brise-charge. B, réservoir.

Encadré 11.2

Dimensionnement du réseau de Ban Houn.

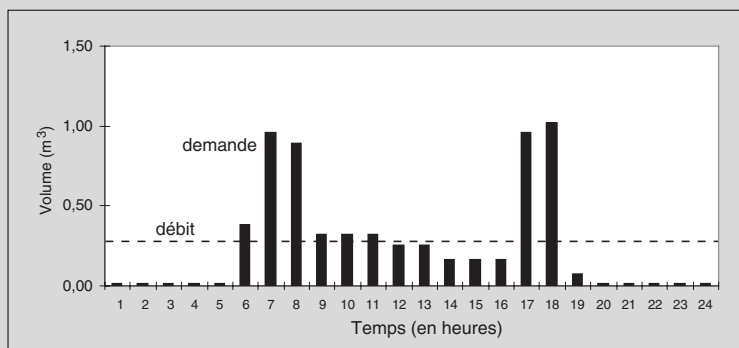
Site : Ban Houn

Date : 22/07/98

Taux d'accroissement de la population : 3 %

Analyse de la situation

	Population actuelle	Population dans 10 ans	Demande l/pers/j	Besoins quotidiens (m ³ /j)	Nombre de robinets
Population	123	159,9	40	6,396	2
Centre de santé		0	10	0	0
Hôpital		0	50	0	0
Marché		0	10	0	0
Temple		0	10	0	0
École		0	0	0	0
Demande journalière	6,40 m ³ /j	Nombre de robinets	2	Débit de la source (saison sèche)	0,075 l/s

**Figure 1 : Comparaison entre la demande horaire et le débit de la source.****Débit de la source < demande horaire ⇒ nécessité de stockage (réservoir).***Volume du réservoir*Débit de la source (saison sèche) 0,27 m³/h Demande totale 6,40 m³/j

Heure de la journée	Coefficient de consommation durant la période (%)	Demande durant la période (m ³)	Volume d'eau produit par la source durant la période (m ³)	Différence (m ³)	Stock négatif	Stock positif	Stock cumulé (m ³)
1	0,2	0,01	0,27	0,26	0	0,26	0,26
2	0,2	0,01	0,27	0,26	0	0,26	0,51
3	0,2	0,01	0,27	0,26	0	0,26	0,77
4	0,2	0,01	0,27	0,26	0	0,26	1,03
5	0,2	0,01	0,27	0,26	0	0,26	1,29
6	6	0,38	0,27	- 0,11	- 0,11	0	1,17
7	15	0,96	0,27	- 0,69	- 0,69	0	0,48
8	14	0,90	0,27	- 0,63	- 0,63	0	- 0,14
9	5	0,32	0,27	- 0,05	- 0,05	0	- 0,19
10	5	0,32	0,27	- 0,05	- 0,05	0	- 0,24
11	5	0,32	0,27	- 0,05	- 0,05	0	- 0,29
12	4	0,26	0,27	0,01	0	0, 01	- 0,28

Heure de la journée	Coefficient de consommation durant la période (%)	Demande durant la période (m ³)	Volume d'eau produit par la source durant la période (m ³)	Différence (m ³)	Stock négatif	Stock positif	Stock cumulé (m ³)
13	4	0,26	0,27	0,01	0	0,01	- 0,26
14	2,6	0,17	0,27	0,10	0	0,10	- 0,16
15	2,6	0,17	0,27	0,10	0	0,10	- 0,06
16	2,6	0,17	0,27	0,10	0	0,10	0,05
17	15	0,96	0,27	- 0,69	- 0,69	0	- 0,64
18	16	1,02	0,27	- 0,75	- 0,75	0	-1,40
19	1,2	0,08	0,27	0,19	0	0,19	- 1,20
20	0,2	0,01	0,27	0,26	0	0,26	- 0,94
21	0,2	0,01	0,27	0,26	0	0,26	- 0,69
22	0,2	0,01	0,27	0,26	0	0,26	- 0,43
23	0,2	0,01	0,27	0,26	0	0,26	- 0,17
24	0,2	0,01	0,27	0,260	0	0,26	0,08
Total	100	6,40	6,48	0,08	- 3,02	3,10	

Volume minimal du réservoir (m³) 2,68 Volume optimal du réservoir (m³) 2,77 Volume choisi (m³) 3,50

Relevé topographique, niveau d'Abney

Province : Luang Namtha District : Nale Site : Ban Houn Date : 19/07/98

Station	Distance au sol) (m entre stations)	cumulée	Angle vertical	Angle vertical (degrés décimaux)	Distance verticale (degrés et minutes)	Élévation (m)	Remarque
0		0				626,0	Captage
1	19,8	19,8	- 6,67	- 6,4	- 2,30	623,7	
2	29,6	49,4	- 6,17	- 6,1	- 3,18	620,5	
3	22,0	71,4	- 8,17	- 8,1	- 3,13	617,4	
4	17,8	89,2	- 7,17	- 7,1	- 2,22	615,2	
5	22,5	111,7	- 7,17	- 7,1	- 2,81	612,4	
6	22,3	134	- 7,00	- 7,0	- 2,72	609,7	
7	20,4	154,4	- 0,67	- 0,4	- 0,24	609,4	
8	28,1	182,5	- 3,33	- 3,2	- 1,63	607,8	
9	23	205,5	- 2,67	- 2,4	- 1,07	606,7	
10	19,4	224,9	- 1,67	- 1,4	- 0,56	606,1	
11	23,6	248,5	- 3,33	- 3,2	- 1,37	604,8	
12	24,7	273,5	- 13,17	- 13,1	- 5,63	599,1	
13	25,1	298,3	- 19,17	- 19,1	- 8,24	590,9	
14	25,3	323,6	- 19,33	- 19,2	- 8,38	582,5	
15	19,8	343,4	- 20,17	- 20,1	- 6,83	575,1	
16	21,3	364,7	- 18,67	- 18,4	- 6,82	568,9	
17	9,1	373,8	- 15,17	- 15,1	- 2,38	566,5	
18	22,8	396,6	- 8,67	- 8,4	- 3,44	563,1	

Station	Distance au sol) (m entre stations	cumulée	Angle vertical	Angle vertical (degrés décimaux)	Distance verticale (degrés et minutes)	Élévation (m)	Remarque
19	27	423,6	- 18,00	- 18,0	- 8,34	554,7	
20	27,8	454,4	- 19,67	- 19,4	- 9,36	545,4	
21	30	481,4	- 10,33	- 10,2	- 5,38	540	
22	22,2	503,6	- 8,33	- 8,2	- 3,22	536,8	Brise-charge (BC)
23	22,3	525,9	- 8	- 8,00	- 3,10	533,7	
24	20,2	546,1	- 7,33	- 7,2	- 2,58	531,1	
25	25,9	572	- 11,17	- 11,1	- 5,02	526,1	
26	22,0	594	- 18,33	- 18,2	- 6,92	519,2	
27	29,3	623,3	- 20,83	- 20,5	- 10,42	508,7	
28	28	651,3	- 18,67	- 18,4	- 8,96	499,8	
29	17,4	668,7	- 19,50	- 19,3	- 5,81	494	
30	17,5	686,2	- 22,67	- 22,4	- 6,74	487,2	
31	24,2	710,4	- 21,67	- 21,4	- 8,93	478,3	
32	20,5	730,9	- 19,83	- 19,5	- 6,96	471,3	
33	21,2	752,1	- 21,17	- 21,1	- 7,65	463,7	
34	30	782,1	- 18,33	- 18,2	- 9,44	454,2	
35	30	812,1	- 1,17	- 1,1	- 0,61	453,6	
36	8	820,1	- 2,67	- 2,4	- 0,37	453,3	Réservoir Jonction
37	30	850,1	- 2,67	- 2,4	- 1,40	451,9	
38	30	880,1	- 4,83	- 4,5	- 2,53	449,3	
39	6,7	886,8	- 0,83	- 0,5	- 0,10	449,2	
40	30	916,8	- 1	1,00	0,52	449,8	
41	11,2	928	- 0,50	- 0,3	- 0,10	449,7	Fontaine 1 (F1)
42	8	68	0		- 0,37	453,3	Réservoir
43	30	98	0		- 4,20	449,1	
44	30	128	0		- 3,10	446	Fontaine 2 (F2)

Pertes de charge

Station 1	Station 2	Débit (l/s)	Tuyau longueur (m)	Ø (mm)	Coefficient de friction (%)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge (m)	Altitude station 1 (h1) (m)	Altitude station 2 (h2) (m)	Dénivelé (h1 - h2) (m)	Pression statique stat. 1 Ph1 (m)	Pression résiduelle stat. 2 Ph1 + h- P (m)	Remarque
0	2	0,075	49,4	33/40				626,0	620,5	Pas de mise en charge			CAPT - BMC
2	22	0,075	454,2	26/32	0,15	0,15	0,68	620,5	536,8	83,7	0	83,1	BMC - BC
22	36	0,075	316,5	26/32	0,15	0,15	0,47	536,8	453,3	83,5	0	83,04	BC - RES
36	37	0,5	30,0	33/40	1,3		0,39	453,3	451,9	1,4	0,0	1,01	RES - J
37	41	0,25	77,9	26/32	1,3	0,5	1,01	451,9	449,7	2,2	1,01	2,19	J - F1
43	44	0,25	30,0	26/32	1,3	0,5	0,39	449,1	446,0	3,1	1,01	3,72	J - F2

PE 32 = 878,6 ml PE 40 = 79,4 ml Total = 958 ml

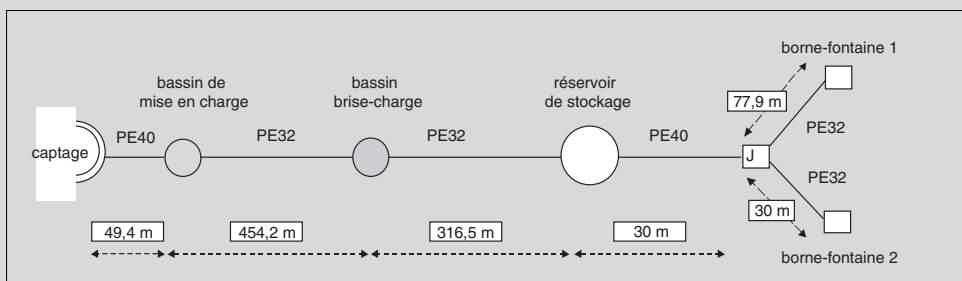


Figure 2 : Schéma du réseau gravitaire.

Profil de charge

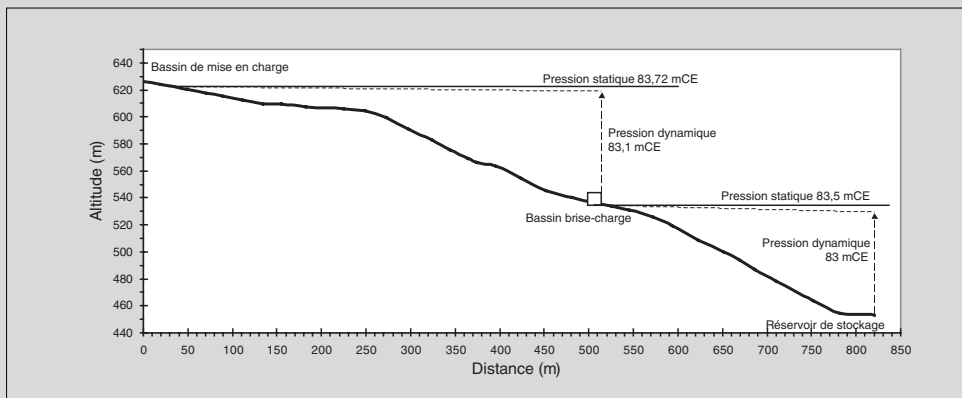


Figure 3 : Adduction principale.

	Source	Bassin mise en charge		Brise-charge		Réservoir
Altitude (m)	626	620,52		536,8		453,3
Tuyau ø (mm)		33/40		26/32		26/32
Longueur (m)	0	49,4		503,6		820,1
Débit (l/s)		0,075		0,075		0,075
Pression résiduelle (mCE)0		0		83,1		83

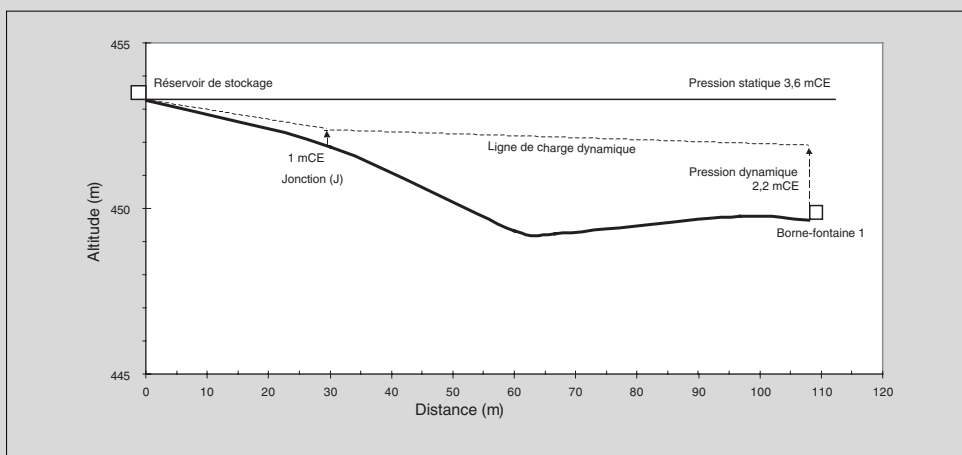


Figure 4 : Réservoir au robinet 1.

	Réservoir		Jonction		Fontaine 1
Altitude (m)	453,3		451,9		449,7
Tuyau ø (mm)		33/40		26/32	
Longueur (m)	0		30		107,9
Débit (l/s)		0,5		0,25	
Pression résiduelle (mCE)	0		1		2,2

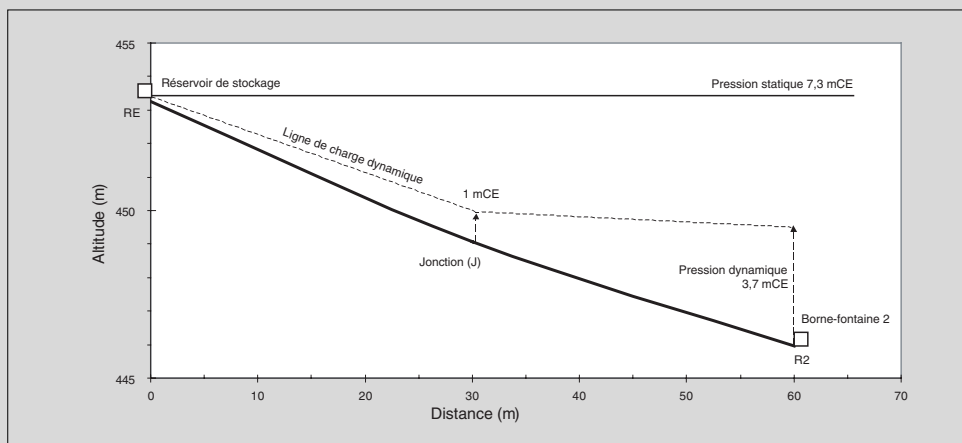


Figure 5 : Réservoir au robinet 2.

	Réservoir		Jonction		Fontaine 2
Altitude (m)	453,3		451,9		446
Tuyau ø (mm)		33/40		26/32	
Longueur (m)	0		30		60
Débit (l/s)		0,5		0,25	
Pression résiduelle (mCE)	0		1		3,7

Calcul des matériaux

BMC		BMC / CC		BMC FERRAILLAGE	
H	1 m	H	0,9 m		
Ø ext.	1,3 m	I	0,8 m	Paroi	
Épaisseur murs	0,07 m	Épaisseur murs	0,08 m	Fer Ø 6 mm	
Épaisseur couvercle	0,08 m	Épaisseur couvercle	0,08 m	Maille H	0,12 m
Épaisseur dalle	0,15 m	Épaisseur dalle	0,1 m	Maille V	0,12 m
Épaisseur fondations	0,15 m	Épaisseur fondations	0,1 m	Fer H	17,9 m
Circonférence centre mur	2,15 m			Fer V	17,9 m
Surface extérieure	1,33 m ²	Surface parois	2,16 m ²	Couvercle	
Surface intérieure	1,06 m ²	Surface extérieure	0,64 m ²	Fer Ø 6 mm	
Volume extérieur	1,33 m ³			Maille	0,12 m
Volume intérieur	1,06 m ³			Fer	22,1 m
Volume parois	0,27 m ³	Volume parois	0,17 m ³		

400 *Alimentation en eau*

PAROIS					
Quantité fer V	10 mm		Quantité fer H	8 mm	
Longueur	137,50 m		Longueur	110 m	
Poids	81,13 kg		Poids	41,80 kg	
Fil de fer	70 m				
Poids fer	1,7 kg				
DALLE	L	I			
Treillis	15 cm	15 cm			
Ø fer	8 mm	8 mm			
Longueur	26,67 m	26,67 m			
Poids	10,05 kg	10,05 kg			
Fil de fer		25 m			
Poids fer		0,6 kg			
COUVERCLE	L	I			
Treillis	15 cm	15 cm			
Ø fer	8 mm	8 mm			
Longueur	26,67 m	26,67 m			
Poids	10,05 kg	10,05 kg			
Fil de fer		25 m			
Poids fer		0,6 kg			
DALLE CONTRÔLE	L	I			
Treillis	10 cm	10 cm			
Ø fer	6 mm	6 mm			
Longueur	14,4 m	14,4 m			
Poids	3,05 kg	3,05 kg			
Fil de fer		3 m			
Poids fer		0,1 kg			
COUVERCLE CONTRÔLE	L	I			
Treillis	10 cm	10 cm			
Ø fer	8 mm	8 mm			
Longueur	14,4 m	14,4 m			
Poids	5,43 kg	5,43 kg			
Fil de fer		24 m			
Poids fer		0,6 kg			
Volume		Ciment	Ciment (sacs)	Pertes (%)	Total (sacs)
1,4	Parois	490	9,8	10	11
0,7	Dalle 1	236	4,7	10	6
0,7	Dalle propreté	135	2,7	10	3
0,4	Couvercle 1	126	2,5	10	3
0,1	Dalle 2	50	1,0	10	2
0,1	Dalle propreté	29	0,6	10	1
0,1	Couvercle 2	40	0,8	10	1
			Total	27 sacs	
				1,35 mT	

Total fer Ø 10		138 m
	0,59	81 kg
pertes	10 %	89 kg
Total fer Ø 8		217 m
	0,38	82 kg
pertes	10 %	91 kg
Total fil de fer		
poids	0,38	3,7 kg
pertes	10 %	4,0 kg
Total fer Ø 6		58 m
	0,21	12 kg
pertes	10 %	13 kg

SOURCE						
Muret						
Longueur	5 m	Maille treillis	15 cm			
Hauteur	0,6 m	Ø fer	8 mm			
Épaisseur	150 mm					
Ciment	350 kg/m ³					
Surface	3,00 m ²	Longueur fer	46 m		Calculé	10 %
Volume	0,45 m ³	Poids fer	18 kg	Ciment	0,33 mT	0,4 mT
Ciment	157,5 kg	Fil de fer	17 m	Poids fer	53 kg	57,8 kg
Sable	191 L	Poids fil de fer	0,4 kg	Poids fil de fer	1,2 kg	1,3 kg
Gravier	381 L					
Dalle						
Longueur	3 m	Maille treillis	15 cm			
Largeur	2 m	Ø fer	8 mm			
Épaisseur	80 mm					
Ciment	350 kg/m ³					
Surface	6,00 m ²	Longueur fer	85 m			
Volume	0,43 m ³	Poids fer	34 kg			
Ciment	168 kg	Fil de fer	30 m			
Sable	203 L	Poids fil de fer	0,8 kg			
Gravier	407 L					
BORNE-FONTAINE						
Dalle						
Longueur	2,5 m	Maille treillis	10 cm	Total pour une fontaine		
Largeur	2 m	Ø fer	6 mm	Ciment	0,372 mT	
Épaisseur	100 mm			Ciment	8 sacs	
Ciment	350 kg/m ³			Fe Ø 6	145 ml	
				Fe Ø 6	30,5 kg	
				Fil de fer	0,5 kg	
Surface	5,00 m ²	Longueur fer	105 m			
Volume	0,50 m ³	Poids fer	24 kg			
Ciment	175 kg	Fil de fer	55 m			
Sable	212 L	Poids fil de fer	0,4 kg			
Gravier	424 L					
Rebord						
Longueur	9 m	Maille treillis	10 cm			
Largeur	0,1 m	Ø mm fer	6 mm			
Épaisseur	100 mm					
Ciment	350 kg/m ³					
Surface	0,90 m ²	Longueur fer	27 m			
Volume	0,09 m ³	Poids fer	6 kg			
Ciment	31,5 kg	Fil de fer	18 m			
Sable	38,12 L	Poids fil de fer	0,1 kg			
Gravier	76,25 L					
Potence						
Longueur	1,35 m	Maille treillis	10 cm			
Largeur	0,15 m	Ø fer	6 mm			
Épaisseur	150 mm					
Ciment	350 kg/m ³					

Potence				
Surface	0,20 m ²	Longueur fer	6 m	
Volume	0,03 m ³	Poids fer	1 kg	
Ciment	10,631 kg	Fil de fer	4 m	
Sable	12,87 L	Poids fil de fer	0,03 kg	
Gravier	25,73 L			
Boîte à vanne				
Longueur	2,6 m	Maille treillis	10 cm	
Largeur	0,5 m	Ø fer	6 mm	
Épaisseur	80 mm			
Ciment	350 kg/m ³			
Surface	1,30 m ²	Longueur fer	29 m	
Volume	0,10 m ³	Poids fer	7 kg	
Ciment	36,40 kg	Fil de fer	16 m	
Sable	44,05 L	Poids fil de fer	0,11 kg	
Gravier	88,11 L			
Béton de propreté				
Longueur	2,7 m	Maille treillis	10 cm	
Largeur	2,2 m	Ø fer	6 mm	
Épaisseur	100 mm			
Ciment	200 kg/m ³			
Surface	5,94 m ²	Longueur fer	124 m	
Volume	0,59 m3	Poids fer	28 kg	
Ciment	118,80 kg	Fil de fer	64 m	
Sable	274,46 L	Poids fil de fer	0,45 kg	
Gravier	548,92 L			

Récapitulatif des matériaux et du coût du réseau de distribution gravitaire

Site : Ban Houn Date : 22 juillet 1998

Matériel et accessoires	U	Coût unitaire (\$ US)	Source	BMC	Brise-charge	Pipeline	Parties du système	Réser-voir	Borne-fontaine	Total à commander	Coût total (\$ US)
ACIER											
Acier Ø10	kg	0,65	11					115		126	81,90
Acier Ø 6	kg	0,65		25	20			5	35	85	55,25
Acier Ø 8	kg	0,65	8					55		63	40,95
Fil de fer 1 mm	kg	1,89								10	18,90
CONSTRUCTION											
Briques	Pces	0,04						400		400	16
Ciment	T	95	0,4	0,25	0,20			1,35	0,8	3	285,00
Fer 8	kg	0,5								4	2
Fer 6	kg	0,5								2	1
Additif ciment	kg									10	

Matériel et accessoires	U	Coût unitaire (\$ US)	Source	BMC	Brise-charge	Pipeline	Parties du système Réser-voir	Borne-fontaine	Total à commander	Coût total (\$ US)
VANNES										
Vanne à boisseau sphérique 1/2"	Pces	8,82							14	123,48
Robinet Talbot 3/4 "	Pces	16						2	2	32
Vanne à piston 3/4"	Pces	44						2	2	88
Vanne à piston butée 1"	Pces	39			1				1	39,00
Vanne d'arrêt 1 1/2"	Pces	14,29		1	1		1		3	42,87
Joint pour vannes	Pces	1							20	20
PVC										
Manchon 1 1/2"	Pces	0,26					1		1	0,26
Adaptateur F 1 1/2"	Pces	2	1	1	1		1		4	8
Adaptateur F 2"	Pces	6	3	2	2		1		8	48,00
Adaptateur M 2"	Pces	0,43		2	2		1		5	2,15
Coude 90° 2"	Pces	4,76	2	1	1				4	19,04
PVC tuyau 1 1/2"	M	0,63	1,5	1,5	1,5		2		6,5	4,10
PVC tuyau 2"	M	1	12,0	16	16		12		56	56,00
PVC Glue	Pot								1	
HDPE										
T 90° 32 x 32 x 32	Pces	4,9				1			1	4,90
Raccord à compression 32 x 32	Pces	2,84				9			9	25,56
Réducteur 40 x 32	Pces	4,29				1			1	4,29
HDPE tuyau OD 32 mm. PN 10	m	0,36				920			920	331,20
HDPE tuyau OD 40 mm. PN 10	m	0,56				80			80	44,80
Adaptateur femelle 32 x 1"	Pces	1,72					1		1	1,72
Adaptateur mâle 32 x 1"	Pces	1,7		1	2			2	5	8,50
Adaptateur mâle 40 x 1 1/2"	Pces	3	1	1					2	6
G.I.										
G.I. coude 3/4"	Pces	0,33		1	1		3	12	17	5,61
G.I. coude 1"	Pces	1,2			2		2		4	4,80
G.I. coude 1 1/2"	Pces	2,4		2					2	4,80
G.I. coude 2"	Pces	1,79		1	1		3		5	8,95
G.I. mamelon 3/4"	Pces	0,6							8	4,80
G.I. mamelon 1"	Pces	0,8			4		4		8	6,40
G.I. mamelon 1 1/2"	Pces	1,5		3	3		3		9	13,50
G.I. mamelon 2"	Pces	2,2		3	3		3		9	19,80
G.I. tuyau 3/4"	m	1,92		1	1		3,5	6	11,5	22,08
G.I. tuyau 1"	m	2,72			1		2		3	8,16
G.I. tuyau 1 1/2"	m	3,76	0,5	1,5	0,5		0,5		3	11,28
G.I. tuyau 2"	m	4,7	1,0	2,0	2,0		3,5		8,5	39,95
G.I. réducteur F-F 1"-3/4"	Pces	0,85						2	2	1,70
G.I. réducteur M-F 1 1/2"-3/4"	Pces	1,28		1	1		1		3	3,84
G.I. manchon 1 1/2"	Pces	2,15	1						1	2,15
G.I. T 1 1/2"	Pces	3,24		1	1		1		3	9,72
G.I. T 2"	Pces	4,72		2	1		1		4	18,88
G.I. raccord 3/4"	Pces	2					1	4	5	10
G.I. raccord 1"	Pces	3,22			2		1		3	9,66
G.I. raccord 1 1/2"	Pces	3,96		2	2		2		6	23,76
G.I. raccord 2"	Pces	6,8		2	2		2		6	40,80
Coût total										1681,51

2 Réseaux d'urgence sur forage

2.1 Mise en œuvre

Sur des forages productifs d'un débit d'exploitation de l'ordre de quelques m^3/h , il est pertinent dans certains contextes (situation d'urgence, zone d'habitation dense, quartiers urbanisés, etc.) d'installer une pompe immergée alimentant une série de bornes-fontaines au lieu de recourir à plusieurs forages équipés de pompes manuelles. En effet, la mise en œuvre s'avère plus rapide et le suivi d'une mini-station plus simple que la maintenance régulière d'un parc de pompes manuelles. De plus, un système simple de chloration de l'eau peut être installé au niveau du réservoir de distribution, ce qui se révèle beaucoup plus souple et facile qu'un système de traitement sur l'ensemble des pompes manuelles ou à domicile. La chloration est particulièrement importante dans les régions où le choléra est endémique et où les risques d'épidémies sont élevés. Enfin, ces mini-réseaux, souvent installés en situation d'urgence, peuvent ultérieurement être conservés et améliorés après mise en place d'un système de gestion (cf. chap. 16).

Le mini-réseau est constitué :

- d'un forage, en 103-113 mm ou 112-125 mm (il est possible d'équiper en 167-180 mm pour installer une pompe immergée 6" destinée à produire des débits importants) ;
- d'une station de pompage, équipée d'une pompe immergée 4" et d'un générateur ;
- d'un réservoir de stockage, placé en hauteur pour alimenter le réseau sous pression ;
- d'un système de désinfection de l'eau au chlore (HTH) ;
- de lignes d'adduction principales et secondaire, alimentant les bornes-fontaines ;
- de bornes-fontaines d'urgence et d'un aménagement simple (antibourbier).

En toute logique, le choix de la pompe immergée dépend du débit et de la HMT (cf. chap. 6), mais il est possible d'utiliser en équipement standard une pompe immergée de 4", associée à un générateur si nécessaire. En fonction du contexte, le réservoir de stockage est temporaire ou permanent. Les réservoirs d'urgence en tôles ondulées et bâchés sont à monter et sont adaptés à une installation semi-permanente (plusieurs années), mais ils ne peuvent pas être montés en hauteur ; les valeurs standard sont 45, 70 et 95 m^3 . Dans le cas de château d'eau, on préférera les réservoirs de type Braithwhaites, constitués de panneaux en fer galvanisé, qui peuvent être montés en hauteur, de façon permanente, sur une structure métallique. Les dimensions et volumes de réservoirs disponibles chez ce fournisseur vont de quelques dizaines à plusieurs centaines de m^3 .

Pour des raisons de simplicité de mise en œuvre, on considère par défaut des adductions de diamètre standard 2" pour les installations d'urgence de petite dimension (branchement des bornes-fontaines d'urgence, sortie de pompe, raccords classiques). Sur des réseaux plus complexes et ayant vocation à rester en fonctionnement, il est primordial de dimensionner correctement l'ensemble du réseau (cf. chap. 11A). Les conduites sont enterrées, hormis dans les situations d'extrême urgence où cela est effectué dans un deuxième temps.

Le système de chloration de l'eau est soit une pompe doseuse proportionnelle au débit de type Dosatron, soit un simple système de goutte à goutte installé sur le réservoir. (Attention, le chlore est fixé par le métal dans le cas d'un réservoir métallique – cf. chap. 12.)

2.2 Moyens humains et financiers

L'ensemble du personnel nécessaire pour la mise en œuvre d'un mini-réseau d'urgence sur forage est présenté tableau 11.XXIX.

On indique ici le coût d'un mini-réseau sur forage (hors forage) alimentant 2 lignes d'adduction de 250 m et 6 bornes-fontaines de 4 robinets chacune, permettant d'alimenter quotidiennement 3 200 personnes (tabl. 11.XXX). Le réservoir de stockage est un réservoir Braithwhaite de 24 m^3 . On distribue l'eau en deux périodes de 2 h/j, l'une le matin et l'autre en fin d'après-midi. Le débit par robinet est fixé entre 0,15 et 0,2 l/s. Le réservoir est rempli en 4 h, le soir pour le matin et de 11 h à 15 h pour la seconde distribution.

Équipe	Salaire mensuel indicatif (\$ US)
1 électricien (montage et réparation des pompes)	150-200
1 chef de chantier	150-200
1 responsable de la station (choisi au sein de la communauté)	40-60
2 plombiers (pendant la durée des travaux)	100-150
12 manœuvres (pendant la durée des travaux)	40-80
2 maçons (pendant la durée des travaux)	100-150
1 chauffeur	60-80

Tableau 11.XXIX : Personnel requis pour l'installation d'un réseau d'urgence sur forage.

	Coût unitaire (€)	Quantités	Coût total (€)
Kit de pompage	5 000	1	5 000
Réservoir de stockage Braithwaite 24 m ³	5 000	1	5 000
Bornes-fontaines	270	6	1 620
Système de dosage Dosatron	1 100	1	1 100
Ligne d'adduction 2" (ml)	6	500	3 000
Kit d'accessoires distribution	2	1 500	3 000
Stock de HTH (kg)	4	100	400
Kit d'analyse bactériologique	2 500	1	2 500
Total			21 620

Tableau 11.XXX : Coût (en euros) d'un mini-réseau sur forage produisant 6 m³/h, qui fournit 48 m³/j et couvre les besoins urgents en distribuant 15 l/j/pers.

3 Réseau d'urgence sur rivière

3.1 Mise en œuvre

Ces réseaux d'approvisionnement d'urgence sont des stations de production et de traitement à partir d'une ressource d'eau de surface (lac ou rivière). L'eau est distribuée par un réseau ramifié équipé de rampes de distribution. De technologie simple, la chaîne de traitement de l'eau consiste généralement en une floculation-décantation suivie d'une désinfection au chlore (fig. 11.38).

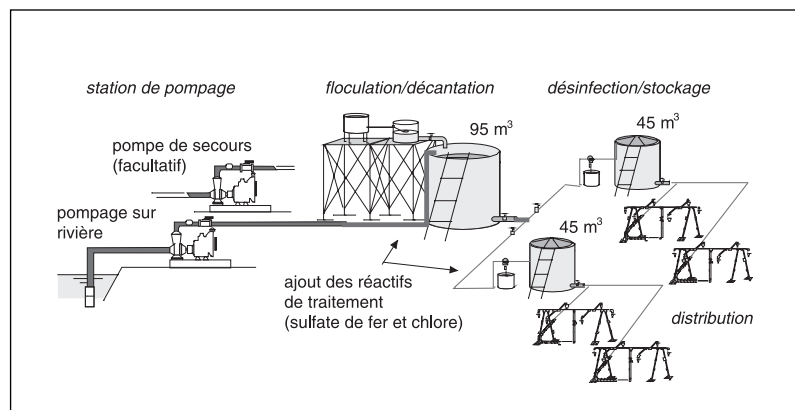


Figure 11.38 : Schéma du principe d'un réseau d'approvisionnement d'urgence.

3.1.1 POMPAGE

L'eau est directement pompée dans la rivière à l'aide d'une motopompe (simple et économique) ou par une pompe d'épuisement. La crépine est maintenue en suspension à 1 m sous la surface par un flotteur, ou installée dans un puits de pompage (cf. chap. 12). La prise d'eau est située le plus en amont par rapport aux lieux de vie et protégée le plus efficacement possible des pollutions fécales (cf. chap. 2 et annexe 12).

3.1.2 FLOCULATION-DÉCANTATION

Cette opération (cf. chap. 12) s'effectue de manière classique dans des réservoirs rigides, par injection d'un floculant comme le sulfate d'aluminium. Le dosage du réactif nécessite la préparation d'une solution-mère à 5 % et un étalonnage (*jarre test*) en fonction de la turbidité de l'eau brute.

3.1.3 DÉSINFECTION ET STOCKAGE

Une fois décantée, l'eau passe dans un réservoir, où elle est désinfectée et stockée avant d'être distribuée par gravité dans le réseau. Les réservoirs utilisés (type Oxfam – cf. § 3.1.5) sont constitués d'un assemblage de tôles ondulées boulonnées entre elles, l'intérieur étant recouvert d'une bâche. Les réservoirs de désinfection-stockage doivent être équipés d'un toit. Les volumes habituellement utilisés sont de 45, 70 et 95 m³.

3.1.4 MODULE UNITAIRE DE TRAITEMENT

Le montage type est celui d'un réservoir de décantation/floculation de 95 m³ et de deux réservoirs de 45 m³ pour la chloration-stockage, pour une production journalière de 80 ou 160 m³ en effectuant deux cycles de décantation. La détermination exacte du temps de décantation permet de prévoir le nombre de cycles remplissage-distribution quotidiens (test du temps de décantation préliminaire – cf. chap. 12). Pour augmenter le volume d'eau traitée, il suffit d'ajouter un ou plusieurs modules (un réservoir de décantation et deux réservoirs de stockage) à la chaîne de traitement.

3.1.5 MONTAGE D'UN RÉSERVOIR RIGIDE TYPE OXFAM

Ces réservoirs sont de capacités variables (tabl. 11.XXXI). L'exemple donné correspond à l'installation d'un réservoir modèle Even-Product 45 000 l, pour laquelle le temps nécessaire est d'une demi-journée avec une équipe de six personnes (tabl. 11.XXXII).

Tableau 11.XXXI : Caractéristiques de réservoirs rigides type OXFAM.	Capacité (l)	Hauteur (m)	Nombre d'étages de tôles	Diamètre (m)
	11 000	2,3	2	2,5
	45 000	1,5	2	6,4
	70 000	2,3	3	6,4
	95 000	3,0	4	6,4

Tableau 11.XXXII : Modalité de l'installation d'un réservoir modèle Even-Product 45 000 l.	
--	--

Décapage du site de la terre végétale et de tous les éléments grossiers	Mise en place des adhésifs et du PVC de protection
Traçage de 2 cercles concentriques (rayons de 3,2 et 3,5 m)	Installation de la bâche intérieure (le fond de la bâche est à même le sol)
Creusement d'une rigole de 5 cm de profondeur entre ces cercles	Fixation par clips de la bâche au sommet du deuxième étage de tôles
Pose de la bâche au centre des cercles	Découpe de la bâche au niveau des prises d'eau, et installation des brides
Assemblage du premier étage de tôles en fichant les éléments dans la rigole	Installation du poteau central et des tendeurs reliant ce poteau au 2 ^e étage
Consolidation de la base (intérieure et extérieure) à l'aide de terre ou de sable	Positionnement de la bâche de toit, tendue par les tendeurs
Montage du deuxième étage	

3.1.6 FLOCULATION SUR FILTRE

On utilise des filtres fonctionnant sous pression, de maille 40 micromètres, composés de charbon actif et d'un milieu de filtration (gravier, sable fin, etc.). L'eau pompée passe directement sous pression dans les filtres après injection de floculant, le principe étant de bloquer les floccs sur les filtres*. Le contact pour la coagulation se fait dans la longueur de tuyau de pompage.

L'inconvénient majeur de cette chaîne de traitement est le colmatage rapide des filtres dès que l'eau est trop turbide (> 100 NTU). Il est donc nécessaire d'effectuer de fréquents rétrolavages, fortement consommateurs d'eau : le débit final de production chute radicalement de 10 à 5 m³/h. L'une des solutions consiste à disposer ce filtre en aval d'une floculation-décantation classique en réservoir (expérience de Bô, ACF Sierra Leone, 1996). On peut alors prévenir les variations de turbidité de l'eau issue du décanteur et bloquer les "floccs restants" sur le filtre.

Cette chaîne s'avère notamment utile en cas de floculation/décantation médiocre, du fait de brutales variations de la turbidité de l'eau (orage...), ou pour raccourcir la durée du traitement de l'eau et engager un second cycle de décantation dans une journée, en doublant ainsi la production d'eau traitée.

3.2 Exemple du réseau d'Ashwa

Ashwa se trouve au sud du Soudan, à 40 km de la frontière ougandaise : un réseau y a été installé en 1993 pour alimenter en eau un camp de 5 000 personnes déplacées (fig. 11.39).

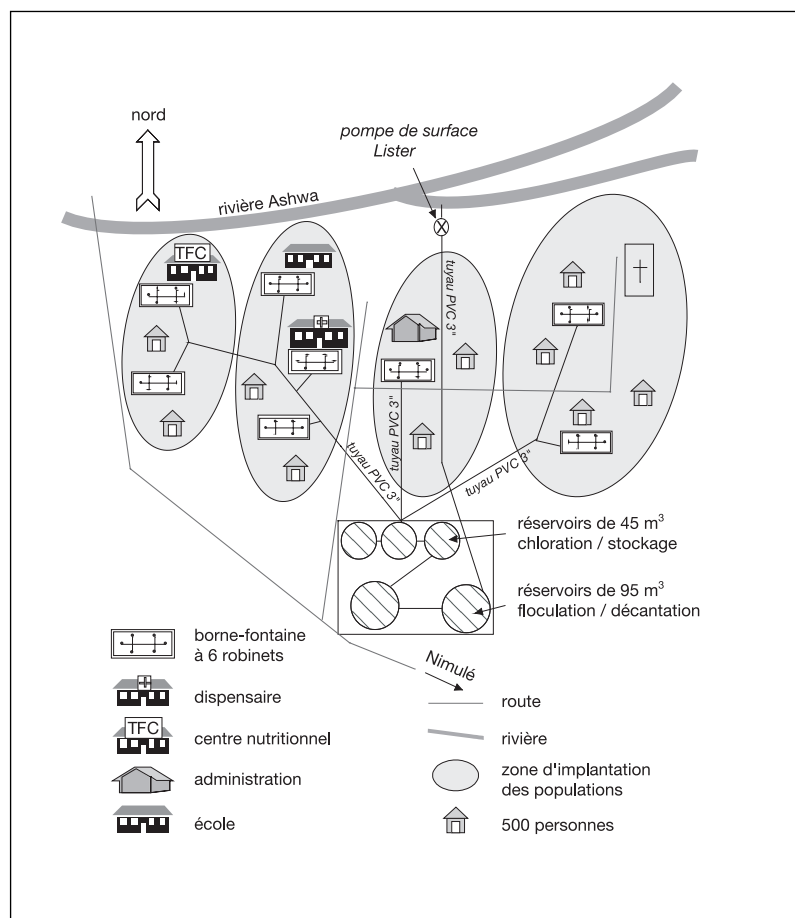


Figure 11.39 : Réseau d'urgence installé à Ashwa (Sud-Soudan, 1993).

* Expériences et études en cours de développement.

3.2.1 STATION DE POMPAGE ET RÉSEAU

Située au bord de la rivière d'Ashwa, la station est équipée d'une motopompe diesel 2 cylindres, de marque Atlanta, avec un moteur Lister-Peter. La consommation journalière de carburant est de 15 l pour 4 h de pompage. La hauteur d'aspiration est de 2 à 8 m suivant les fluctuations de niveau de la rivière. La conduite d'aspiration de 15 m est équipée d'une crépine et d'un clapet de pied. La conduite de refoulement, enterrée, a une longueur totale de 700 m et est constituée de tuyaux PVC 3", avec joints à lèvres.

Le dénivelé total entre la pompe et la station de traitement (tabl. 11.XXXIII) est de 35 m. La pression résiduelle dans la conduite est de 2 bars. Le débit est de 30 m³/h. Les pertes de charge sont estimées à 25 mCE.

2 réservoirs de 95 m ³ pour la décantation
3 réservoirs de 45 m ³ pour la chloration-stockage
Fondations des réservoirs : 30 cm empierrés et radier béton

Tableau 11.XXXIII : Unité de traitement.

3.2.2 FONCTIONNEMENT DE LA STATION

La production journalière est de 120 m³ d'eau traitée. Le remplissage des réservoirs se fait en un seul pompage de 4 h (l'après midi). L'adjuvant de floculation est mélangé pendant le remplissage simultané des deux réservoirs de 95 m³. Après une nuit de décantation, la vidange des réservoirs de décantation vers ceux de chloration-stockage est alors effectuée (durée 3 h). La solution chlorée est ajoutée dans le premier réservoir (le matin). L'eau traitée est ensuite distribuée dans le réseau gravitaire (l'après-midi).

Le bilan des produits consommables est donné tableau 11.XXXIV, les résultats du traitement tableau 11.XXXV.

Sulfate d'aluminium	8 kg/j
Fleur de chaux [Ca(OH) ₂]	3 kg/j
HTH à 65 %	360 g/j
Red phénol (contrôle pH)	12 comprimés/semaine
DPD 1 (chlore résiduel libre)	12 comprimés/semaine

Tableau 11.XXXIV : Consommables.

Paramètres	Avant traitement	Après traitement	Valeurs réseau
Turbidité (NTU)	80	< 5	
pH	7,8	6,8	7
Chlore résiduel	0	R1 : 0,6 – R3 : 0,3	0,25
Nombre de coliformes fécaux (100 ml)	> 50		0
Débit moyen par robinet (l/s)			0,2

**Tableau 11.XXXV : Résultats du traitement.
R, réservoir de stockage.**

3.2.3 MOYENS HUMAINS ET GESTION DE LA STATION

Une planification quotidienne des différentes phases de traitement (remplissage-floculation-décantation-désinfection) et des horaires de distribution est tenue par le personnel de la station (tabl. 11.XXXVI). Des registres mis à jour quotidiennement indiquent les volumes d'eau traitée, les dosages des réactifs en fonction de la turbidité, le chlore résiduel

libre et le pH avant et après floculation, l'aluminium après traitement. Des analyses bactériologiques régulières contrôlent la qualité de l'eau après et avant traitement.

1 chef de station, responsable des dosages/analyses et du bon fonctionnement
 1 mécanicien en charge de la maintenance des pompes et des équipements
 2 manœuvres
 Gardiens (jour et nuit)

Tableau 11.XXXVI : Personnel nécessaire au fonctionnement de la station.

3.2.4 COÛTS DES ÉQUIPEMENTS

L'ensemble des moyens financiers à mettre en œuvre pour une station telle que celle du réseau d'Ashwa est indiqué tableau 11.XXXVII.

Tableau 11.XXXVII : Coût (euros) des équipements nécessaires pour la mise en place d'un module de traitement par coagulation/floculation analogue à celui d'Ashwa.

	Coût unitaire (€)	Quantités	Coût total (€)
Motopompe Diesel (30 m ³ /h à 45 m)	2 500	1	2 500
Réservoir rigide 95 m ³ (décantation, sans toit)	5 350	1	5 350
Réservoir rigide 45 m ³ (chloration et stockage, avec toit)	4 300	3	12 900
Bornes-fontaines	270	8	2 160
Système de dosage, pompe doseuse	1 100	1	1 100
Ligne d'adduction (PVC 3") en ml et accessoires	6	700	4 200
Ligne de distribution en ml (PVC 3") et accessoires	6	1 500	9 000
Kit de chloration (kg)	4	500	2 000
Sulfate d'aluminium (en kg)	1	250	250
Kit d'analyse bactériologique	2 000	1	2 000
Total			41 460

Traitement de l'eau

1	Procédés de traitement	411	1.4	Désinfection	415
1.1	Choix des procédés	411	1.4.1	Principe de la chloration	416
1.1.1	Différents procédés	411	1.4.2	Mise en œuvre	417
1.1.2	Analyses rapides	412	1.4.3	Mesure du chlore résiduel libre	419
1.2	Prétraitements	412	1.5	Filtration	420
1.2.1	Dispositifs de pompage	412	1.5.1	Filtration sur bougies céramiques	420
1.2.2	Stockage-décantation	413	1.5.2	Filtration rapide sur sable	420
1.3	Floculation-décantation	413	1.5.3	Filtration lente sur sable	420
1.3.1	Principe	413	1.6	Aération	421
1.3.2	Mise en œuvre	413	2	Dosage de réactifs	422
1.3.3	Analyse de l'eau	415			

Dans le cadre des programmes humanitaires, l'objectif premier du traitement de l'eau est de rendre l'eau potable, notamment en protégeant les consommateurs des micro-organismes pathogènes. Les problèmes chimiques sont en effet beaucoup moins fréquents ; leurs traitements ne sont donc pas traités dans cet ouvrage, en revanche le chapitre 4 en présente la problématique.

Le traitement de l'eau nécessite du matériel, des compétences, une surveillance et un entretien régulier. La moindre défaillance dans le système de traitement remet en cause la qualité de l'eau, aussi il doit être surveillé de près notamment lorsqu'un risque sanitaire élevé existe. Pour cette même raison les systèmes de traitement de l'eau à l'échelle individuelle doivent être analysés avec précaution avant d'être mis en œuvre, car le suivi est beaucoup plus difficile que dans le cas d'un traitement collectif.

1 Procédés de traitement

1.1 Choix des procédés

1.1.1 DIFFÉRENTS PROCÉDÉS

Un procédé de traitement est une technique spécifique qui permet de corriger un caractère particulier de l'eau. Le choix du procédé ou des combinaisons de procédés se fait donc en fonction des paramètres à traiter (tabl. 12.I).

Turbidité	→	stockage/décantation – floculation/décantation – filtration simple
Pollution fécale	→	désinfection – filtration lente sur sable
Fer, manganèse	→	aération puis décantation ou filtration simple

Tableau 12.I : Procédés de traitement de l'eau.

1.1.2 ANALYSES RAPIDES

Des analyses rapides de l'eau brute permettent de définir les paramètres à corriger, ainsi que les ordres de grandeur des quantités de réactifs nécessaires. Lorsque le processus de traitement est déjà instauré, un suivi de la qualité de l'eau brute (avant traitement) permet de juger de la variation des caractéristiques de l'eau, et donc d'ajuster le traitement en conséquence. Ceci est particulièrement utile pour les stations de traitement d'eau de rivière installées en situation d'urgence. L'ensemble des paramètres de qualité d'eau propres à chaque ressource est présenté chapitre 4.

Le niveau de pollution générale de l'eau à traiter (matières organiques, matières oxydables, micro-organismes) peut être rapidement estimé par la demande en chlore (cf. § 2.4.1). Une eau exempte de toutes matières oxydables n'a pas de demande en chlore, alors qu'une eau de surface polluée peut avoir jusqu'à 6 à 8 mg/l de demande en chlore. Ce paramètre, imprécis, doit être utilisé essentiellement pour le suivi de la qualité de l'eau brute dans le temps. Sur le terrain, la demande en chlore se mesure suivant la même procédure que le chlore résiduel libre (cf. § 2.4.3).

L'analyse bactériologique de l'eau permet d'obtenir une image partielle du niveau de pollution fécale (cf. chap. 4) et confirme généralement le besoin d'une désinfection. Cette analyse est également utilisée de façon routinière pour contrôler l'efficacité des procédés de traitement.

La turbidité résulte de la présence de particules en suspension dans l'eau (débris organiques, argiles, organismes microscopiques...). Une turbidité élevée protège les micro-organismes fixés sur les particules du désinfectant : la turbidité doit donc être la plus faible possible pour permettre une bonne désinfection (tabl. 12.II).

NTU < 5	Eau incolore, pouvant être chlorée ou filtrée directement
5 < NTU < 30	Eau peu turbide, requérant un traitement (filtration, décantation) avant chloration
NTU > 50	Eau turbide, requérant un traitement (floculation, décantation, filtration) avant désinfection

Tableau 12.II : Échelle de valeur de la turbidité.

Le pH doit être compris entre 6 et 7,5 (Degrémont, 1989) pour une utilisation efficace du coagulant sulfate d'aluminium. Si ce n'est pas le cas, il faut soit corriger le pH, soit utiliser un coagulant plus adapté (sels de fer par exemple).

1.2 Prétraitements

Lorsqu'une eau doit être traitée, il est essentiel qu'elle soit débarrassée de ses matières en suspension. Des techniques simples permettent d'éliminer les débris et les grosses particules d'une eau de surface (débris végétaux, bois flottants, sables).

1.2.1 DISPOSITIFS DE POMPAGE

Dans le cas d'un pompage d'eau de surface, il est primordial de placer correctement le tuyau d'aspiration. Plusieurs possibilités se présentent. L'emploi d'une crépine adaptée, dont le diamètre des orifices est compris entre 5 et 20 mm, permet d'éliminer les plus grosses particules flottantes ou en suspension. Ce diamètre choisi en fonction de la taille des particules à arrêter doit permettre une vitesse d'entrée de l'eau dans la crépine inférieure à 70 cm/s pour éviter les pertes de charge excessives. La crépine doit être placée en pleine eau, à l'aide d'un dispositif flottant (fût, ballon, radeau).

Une tranchée filtrante (ou galerie d'infiltration), creusée dans les alluvions de la rivière et comblée de pierres roulées de 10 à 20 cm de diamètre, est une technique efficace de préfiltration. La crépine de la pompe est alors installée dans un puits construit en bout de tranchée (buse en béton ou fût métallique). L'ensemble ou une partie de la tranchée doit être construite dans le lit de la rivière ou du lac, ou sur la berge.

Il est également possible de disposer dans la tranchée un tuyau PVC crépiné (grossièrement) autour duquel est déposé un massif filtrant composé de cailloux de 10 à 20 cm de diamètre sur 30 ou 40 cm d'épaisseur. Le tuyau PVC

est alors directement connecté à l'aspiration de la pompe. Cette disposition présente l'avantage, par rapport à celle de la simple tranchée filtrante, de pouvoir être nettoyée à contre-courant.

1.2.2 STOCKAGE-DÉCANTATION

Cette technique permet d'éliminer les matières en suspension décantables ainsi qu'une partie des organismes pathogènes. En effet, l'eau est un milieu dans lequel la durée de vie des pathogènes est limitée : d'après l'OMS, une réduction d'environ 99 % des bactéries indicatrices de pollution fécale est atteinte après 3 à 4 semaines de stockage. Néanmoins, les temps de stockage usuels ne sont pas assez longs pour les éliminer tous. Pendant ce stockage, une décantation des plus gros organismes pathogènes se produit également, avec leur dépôt au fond du réservoir.

Toutes les matières en suspension ne sont pas décantables, notamment les colloïdes (matières qui colorent l'eau). Il est donc nécessaire de réaliser un essai de décantation dans une bouteille : si après 1 h, la majorité des matières en suspension n'est pas décantée, il faut recourir à une autre technique, la floculation.

1.3 Floculation-décantation

1.3.1 PRINCIPE

La floculation permet de réduire la turbidité de l'eau en éliminant les matières en suspension ainsi que les colloïdes qui sont maintenus en suspension par des phénomènes électrostatiques et d'hydratation (matières en suspension non ou difficilement décantables, notamment les argiles et les matières qui donnent à l'eau sa coloration). De façon induite, la floculation permet de réduire le nombre d'organismes pathogènes présents dans l'eau en permettant leur décantation avec les matières colloïdales.

La floculation consiste à ajouter des produits chimiques dans l'eau, les coagulants, qui neutralisent les colloïdes et permettent leur regroupement sous forme de floes. Ces "floes", suffisamment gros et libres, sont éliminés par décantation (ou filtration). Les sédiments, chargés des résidus de coagulants et d'organismes pathogènes, sont évacués en respectant les règles sanitaires de base.

Le coagulant le plus utilisé est le sulfate d'aluminium, $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$, il se présente sous forme de poudre ou de morceaux solides. L'utilisation de morceaux, très difficiles à réduire en poudre et peu solubles, est à éviter. La limite d'utilisation du sulfate d'aluminium est le pH de l'eau, qui doit être compris entre 6 et 7,5 (fig. 12.1) : si le pH est hors de cet intervalle, la floculation peut être mauvaise et les doses à utiliser très importantes. Il est alors conseillé d'utiliser un autre coagulant, le sulfate de fer, $\text{Fe}(\text{SO}_4)_3$, actif sur un plus large intervalle de pH ($5 < \text{pH} < 9$).

D'autres coagulants synthétiques sont plus polyvalents et efficaces. Ils sont la plupart du temps disponibles sous forme de liquides, ce qui peut compliquer leur transport. Il existe enfin des coagulants naturels (semences de végétaux, fruits, bois...) dont l'utilisation peut s'avérer pertinente à l'échelle familiale.

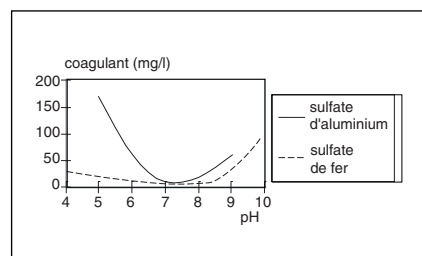


Figure 12.1 : Exemple de quantité de coagulants à utiliser en fonction du pH de l'eau.

1.3.2 MISE EN ŒUVRE

Les coagulants ne sont pas utilisés directement, mais sous la forme d'une solution-mère. La dose optimale requise dépend de la qualité de l'eau à traiter, et doit être déterminée par un test appelé *jar test* (cf. § 1.3.2.2). Pour mettre en œuvre la coagulation sur le terrain, différentes étapes sont nécessaires.

1.3.2.1 Préparation de la solution-mère

Cette solution à 5 % permet d'utiliser le coagulant. Sa conservation est possible dans un jerrican de 20 l, voire dans un fût de 200 l si les besoins sont importants (bien mélanger la solution avant chaque utilisation). La solution-mère peut être conservée 1 semaine.

1.3.2.2 Dosage du produit (jar test)

Il n'est pas nécessaire d'effectuer quotidiennement ce test de floculation si la qualité de l'eau ne fluctue pas rapidement. Le test est mené comme suit :

– remplir 4 seaux en plastique avec chacun 10 l d'eau à traiter. Ajouter dans les seaux des doses croissantes de solution-mère à 5 % avec une seringue, de façon à encadrer les doses usuelles de 20 à 150 mg/l, par exemple :

• seau 1 : 4 ml de solution-mère à 5 %, soit 200 mg de coagulants dans 10 l d'eau, c'est-à-dire une concentration de coagulant (produit commercial) de 20 mg/l ;

• seau 2 : 10 ml de solution-mère, soit une concentration de coagulant de 50 mg/l ;

• seau 3 : 20 ml de solution-mère, soit une concentration de coagulant de 100 mg/l ;

• seau 4 : 30 ml de solution-mère, soit une concentration de coagulant de 150 mg/l.

– remuer vigoureusement pendant 30 secondes, puis doucement pendant 5 minutes ;

– laisser reposer 1 heure et examiner les échantillons : visuellement, un floc ressemble à un morceau de coton noyé dans l'eau.

Le dosage le plus faible qui donne de bons résultats est celui préconisé. Si le dosage est insuffisant, les floes ne se forment pas, sont de petites tailles ou ne décantent pas. S'il est trop fort, il risque de rester des traces de coagulant dans l'eau (notamment d'aluminium) qui ne peuvent plus être facilement éliminées.

1.3.2.3 Floculation dans le réservoir

La formation de floes est relativement rapide, si bien que la solution-mère de coagulant doit être mélangée le plus rapidement possible dans l'eau à traiter. Deux modes d'introduction de la solution garantissent un mélange rapide et homogène (cf. § 3) : soit au niveau de l'aspiration de la pompe, soit au niveau du réservoir lors de son remplissage.

La mise en forme des floes et la décantation peuvent être améliorées par un brassage lent et régulier juste après le mélange rapide. Dans les réservoirs circulaires, le refoulement de la pompe placé sur le coté du réservoir donne un mouvement circulaire à l'eau, ce qui facilite le mélange. Le temps nécessaire à une bonne décantation varie d'une demi-heure à une demi-journée, et ne peut être déterminé avec précision que par les tests.

Il est impératif de transvaser l'eau ainsi traitée dans un nouveau réservoir avant de la chlorer pour éviter, lors du brassage de la solution de chlore, de remettre en suspension les floes décantés. Par ailleurs, les sédiments de la coagulation (boues que leur teneur en aluminium rend toxiques) doivent être vidangés régulièrement, en prenant soin de les épandre sans risquer de contaminer une ressource en eau ou un champ cultivé. Le tableau 12.III présente les informations essentielles concernant le sulfate d'aluminium, coagulant le plus répandu.

Caractéristique

- teneur en produit actif du produit commercial : environ 17 %
- limite de solubilité : 688 g/l
- densité : 1 t/m³
- réactif acide : entraîne une baisse du pH de l'eau

Utilisation du produit commercial

- solution-mère à 5 % → 50 g/l → 1 kg/20 l
 - doses usuelles : 20 à 150 mg/l de produit commercial → 4 à 30 ml de solution-mère par 10 l d'eau à traiter
 - 50 kg de sulfate d'aluminium permettent de traiter environ 300 à 2 500 m³ d'eau
 - 6 < pH de l'eau à traiter < 7,5
-

Tableau 12.III : Mémento du sulfate d'aluminium.

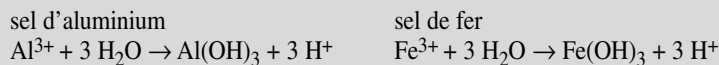
1.3.3 ANALYSE DE L'EAU

Le pH de l'eau traitée avec un floculant est en général abaissé (encadré 12.1). Il est donc nécessaire de le vérifier lors du traitement et, le cas échéant, de modifier les dosages de floculant utilisé ou de corriger le pH par l'ajout d'un nouveau produit.

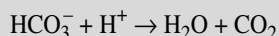
L'aluminium doit être mesuré dans l'eau traitée avec du sulfate d'aluminium. La norme OMS recommande une concentration maximale de 0,2 mg/l.

Acidification

Les coagulants minéraux (sels de fer et d'aluminium) forment un précipité d'hydroxydes avec libération d'une certaine acidité lorsqu'ils sont mis en solution dans l'eau :



Cette acidité peut réagir sur certaines espèces en solution, notamment les ions bicarbonates :



Elle peut donc être compensée par le pouvoir tampon de l'eau (cf. chap. 4) ou, si nécessaire, par l'ajout d'une base.

Correction du pH

Différents produits peuvent être utilisés pour remonter le pH de l'eau :

chaux hydratée (CaOH_2)	<i>hydrated lime</i>	peu soluble : 1,76 g/l à 10 °C
chaux vive (CaO)	<i>quicklime</i>	peu soluble : 1,3 g/l à 10 °C
carbonate de sodium (Na_2CO_3)	<i>soda ash</i>	solubilité de 305 g/l à 10°C

La chaux hydratée est le produit le plus courant, mais difficile à utiliser car peu soluble. Il est nécessaire de préparer une solution à 1 g/l et de la remuer continuellement jusqu'à l'utilisation.

La mesure de l'alcalinité de l'eau brute permet d'estimer le pouvoir-tampon de l'eau, donc la quantité de base à utiliser. Cependant, une approximation suffisante pour réaliser des essais est donnée par Degremont (1989) et obtenue en compensant l'acidification induite par le sulfate d'aluminium par l'ajout :

- en chaux, environ du tiers de la dose de sulfate d'aluminium exprimée en produit commercial solide ;
- en carbonate de sodium, de 50 à 100 % de la dose de sulfate d'aluminium exprimée en produit commercial solide.

Ces dosages doivent être validés par des essais du type *jar test*. Si la chaux est utilisée pour corriger le pH avant floculation, on peut conduire le *jar test* en fixant la dose de sulfate d'aluminium, puis en essayant différentes doses de chaux. Il est également possible de faire varier la dose de floculant en fonction de celle de chaux, afin de déterminer le meilleur compromis.

Encadré 12. Coagulants et pH.

1.4 Désinfection

Il existe de nombreuses méthodes de désinfection de l'eau, mais la plus utilisée dans le cadre des programmes d'urgence est la chloration. Elle permet de détruire les organismes pathogènes présents dans l'eau* en bloquant leur activité enzymatique, et de protéger l'eau contre de nouvelles contaminations au cours de son transport ou de son stockage. Cette rémanence du pouvoir de désinfection représente son principal avantage face au traitement par ozone ou ultraviolets, ou ébullition**.

* D'après l'OMS : des conditions normales de chloration (0,5 mg/l de chlore résiduel libre, au moins 30 min de contact, pH inférieur à 8 et turbidité inférieure à 1 NTU) permettent de réduire de bien plus de 99 % le nombre d'*E. coli* et de certains virus, mais a un effet bien moindre sur les kystes ou ovocytes de protozoaires.

** La durée d'ébullition préconisée pour la consommation de l'eau dépend de l'altitude... et des publications : 2 minutes < 2000m d'altitude, 3 minutes entre 2000 et 3000m et 5 minutes > 3000 mètres sont les valeurs les plus souvent proposées. Pratiquement, sur le terrain, une valeur conservatrice de 5 minutes est préconisée dans tous les cas. Noter que la désinfection de matériel médical ou d'analyse nécessite des temps d'ébullition supérieurs (5 à 30 minutes).

1.4.1 PRINCIPE DE LA CHLORATION

Le chlore est un oxydant : en solution dans l'eau, il réagit avec toutes les matières oxydables présentes, aussi bien inorganiques (fer, manganèse...) qu'organiques. Cette réaction peut s'exprimer en termes de *demande en chlore*. Si la quantité de chlore ajoutée à l'eau est suffisante pour combler cette demande, le chlore non utilisé se retrouve sous forme libre dans l'eau : c'est ce que l'on appelle le *chlore résiduel libre* (fig. 12.2). Le chlore utilisé pour répondre à la demande est appelé *chlore combiné*.

Pour s'assurer que la quantité de chlore ajoutée dans l'eau à traiter est suffisante, il est nécessaire de rechercher la présence de chlore résiduel libre. C'est également ce chlore résiduel libre qui permet la protection de l'eau contre de nouvelles pollutions survenant après la désinfection : cette forme de chlore reste en effet active un certain temps et peut oxyder et donc tuer de nouveaux organismes pathogènes. En fonction des conditions de stockage de l'eau, cette rémanence du chlore résiduel libre peut aller de quelques jours à quelques heures. Le chlore résiduel combiné est plus stable mais a une action désinfectante bien moins efficace que le chlore résiduel libre.

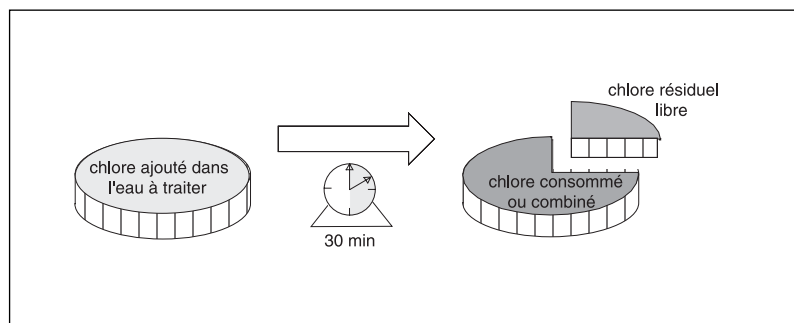


Figure 12.2 : Le chlore en solution dans l'eau.

Les limites de la chloration sont multiples. La turbidité doit être inférieure à 5 NTU pour permettre une bonne désinfection. Occasionnellement, il est possible de chlorer de l'eau ayant une turbidité jusqu'à 20 NTU, mais les quantités de chlore à utiliser sont plus importantes, le goût et l'odeur du chlore décelables et désagréables, et la désinfection perfectible (cela favorise aussi la formation d'organochlorés dangereux pour la santé). En effet, les organismes pathogènes fixés (souvent adsorbés) sur les matières en suspension sont très difficiles à détruire et risquent de ne pas l'être même s'il y a du chlore résiduel libre après 30 min.

La chloration est beaucoup moins efficace si le pH est supérieur à 8. En effet, le chlore se trouve sous des formes différentes en fonction du pH de l'eau (acide hypochlorique HClO pour les valeurs de pH acides, ion hypochloreux ClO^- pour les pH alcalins). La forme la plus oxydante étant l'acide hypochlorique, la désinfection est meilleure pour les pH acides (Degrémont, 1989).

L'action de désinfection est obtenue en composant avec deux paramètres : la dose de désinfectant et le temps de contact entre le désinfectant et l'eau. Toutes les doses discutées dans le présent chapitre sont calculées pour un temps de contact minimal de 30 min, qu'il est impératif de respecter. Si le temps de contact est inférieur, les doses de chlore doivent être supérieures. On considère que le produit [temps de contact (min) x chlore résiduel libre (mg/l)] doit être d'environ 15 mg/l.min : environ 1 mg/l.min suffit pour détruire 99,9 % d'une population d'*E. coli*, mais environ 10 fois plus sont nécessaires pour le poliovirus 1 (d'après Degrémont, 1989).

La chloration ne doit pas être faite dans des réservoirs métalliques (non peints ou non protégés), car le chlore sera consommé pour oxyder le métal. En cas d'urgence, il est possible de recourir à des récipients en métal émaillé ou peint (peinture alimentaire), l'idéal étant les plastiques.

Le chlore est un gaz difficile à mettre en œuvre dans les programmes d'urgence. On utilise donc des produits générateurs de chlore, qui libèrent du chlore lorsqu'ils sont en solution dans l'eau. Ces produits se présentent sous différentes formes (tabl. 12.IV). Leur concentration en chlore actif s'exprime :

- en pourcentage, avec 1 % = 10 g/l ;
- en degré chlorimétrique, avec 1 °Cl = environ 3 g/l ;
- en milligramme par litre, avec 1 mg/l = 1 ppm = 0,0001 %.

Le HTH (*High Test Hypochlorite*) est le produit qu’il faut utiliser en priorité : il se conserve bien (perte de 2 % chlore par an) dans un récipient non métallique, hermétique, à l’abri de la lumière et de la chaleur. Il est cependant très corrosif et sa manutention doit se faire avec précaution (en cas de contact, rincer abondamment avec de l’eau). Le HTH est soumis à des normes de transport aérien très strictes et ne peut être transporté par air que dans des conteneurs agréés.

Tableau 12.IV : Produits générateurs de chlore.

Produit actif	Teneur en chlore actif	Remarque
Hypochlorite de calcium	70 % en poudre	Produit à choisir en priorité pour le traitement collectif
Dichloro-isiocyanurate de sodium (NaDCC)	60 % en poudre 1,5 g/comprimé	Présentation en tablette Permet la distribution familiale
Hypochlorite de sodium [eau de Javel 12 °Cl (ou 15 °Cl)]	4 % (ou 5 %) liquide	Se conserve très peu de temps après ouverture
Chloramine T [chlonazone]	25 % en comprimé	Réservé à l'usage individuel

1.4.2 MISE EN ŒUVRE

1.4.2.1 Préparation de la solution-mère

Pour chlorer régulièrement l’eau, on utilise une solution-mère à 1 % (soit 10 g/l) de chlore actif, préparée à partir d’un produit générateur de chlore (tabl. 12.V). Il est en effet plus facile d’utiliser une solution qu’un produit solide. Cette solution-mère doit être conservée dans un jerrican en plastique, hermétique, à l’abri de la lumière et durant une période maximale de 1 semaine.

Tableau 12.V : Préparation de solution à 1 %.
Pour évaluer les quantités : 1 cuillère à soupe contient environ 15 mg ou 15 ml de produit, une cuillère à café 5 mg ou 5 ml.

Produit et concentration de chlore actif	Dilution
Hypochlorite de calcium – HTH à 70 %	15 g/l
Dichloro-isiocyanurate de sodium (NaDCC) à 1,5 g par comprimé	7 comprimés/l
Hypochlorite de sodium – eau de Javel 12 °Cl (15 °Cl)	250 ml/l (200 ml/l)

Pour préparer 5 l de solution-mère à partir du HTH (fig. 12. 3), on mélange 5 cuillères à soupe de HTH dans un jerrican en plastique ; bien secouer. Cette solution ne se conserve pas plus de 3 à 4 j.

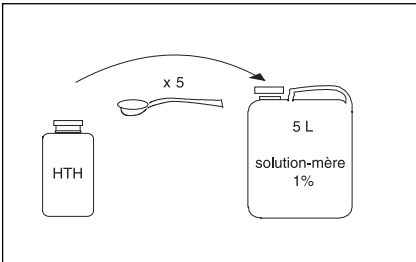


Figure 12.3 : Préparation de solution-mère de chlore.

1.4.2.2 Dosage du produit (jar test)

Il n'est pas nécessaire de réaliser cet essai tous les jours. En revanche, la mesure du chlore résiduel libre doit être faite impérativement après chaque chloration. Le test est mené de la manière suivante :

– remplir 4 seaux en plastique avec chacun 10 l d'eau à traiter

(fig. 12.4) ;

– ajouter dans les seaux des doses croissantes de solution-mère à 1 % avec une seringue, de façon à encadrer les doses usuelles de 1 à 5 mg de chlore actif par litre d'eau. Par exemple :

• seau 1 : 1 ml de solution-mère à 1 %, soit 10 mg de chlore dans 10 l d'eau, c'est-à-dire une concentration de chlore de 1 mg/l ;

• seau 2 : 2 ml de solution-mère, soit une concentration de chlore de 2 mg/l ;

• seau 3 : 3 ml de solution-mère, soit une concentration de chlore de 3 mg/l ;

• seau 4 : 5 ml de solution-mère, soit une concentration de chlore de 5 mg/l ;

– remuer vigoureusement et laisser agir 30 min ;

– mesurer le chlore résiduel libre et choisir comme référence la dose permettant d'obtenir entre 0,5 et 1 mg/l de chlore résiduel libre.

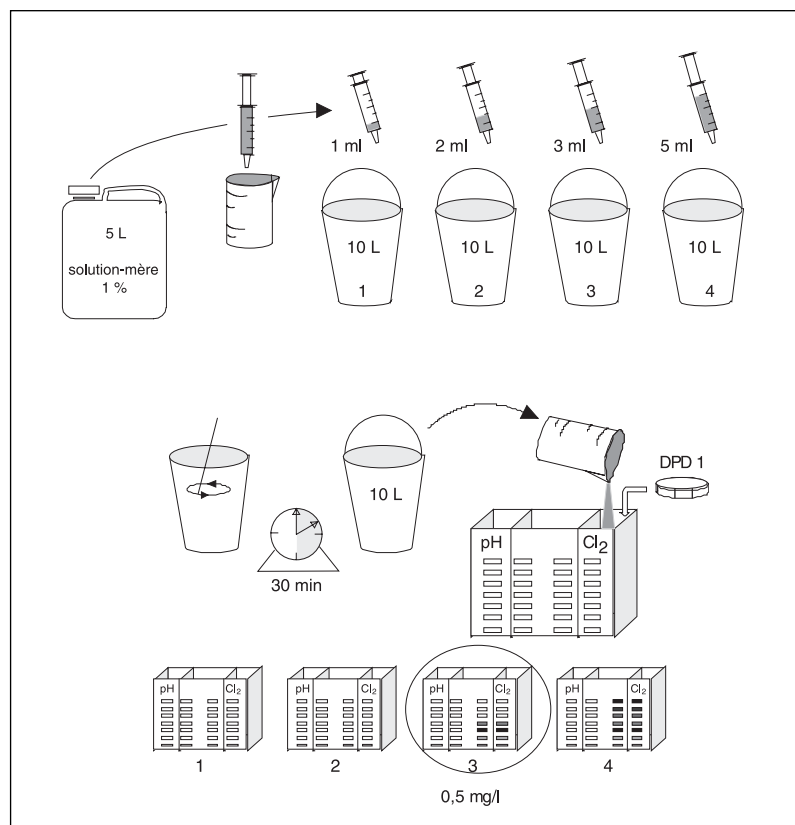


Figure 12.4 : Jar test.
A, préparation des solutions.
B, choix de la dose.

1.4.2.3 Chloration dans le réservoir

Pour assurer un bon brassage, la solution est ajoutée au moment du remplissage du réservoir. Pour les volumes d'eau importants, il est possible d'utiliser un doseur automatique (cf. § 3). On laisse agir 30 min et on mesure le chlore résiduel libre.

Les principales caractéristiques du produit générateur de chlore le plus utilisé, le HTH, sont synthétisées tableau 12.VI.

Tableau 12.VI : Mémento du HTH.

Caractéristiques

- teneur en produit actif du produit commercial : environ 70 %
- limite de solubilité : 225 g/l
- réactif alcalin : entraîne une hausse du pH de l'eau

Utilisation du produit commercial

- solution-mère à 1 % → 15 g/l → 1 cuillère à soupe/l
- doses usuelles : 2 à 15 mg/l de HTH → 2 à 15 ml de solution-mère par 10 l d'eau à traiter
- 1 kg de HTH permet de traiter de 50 à 500 m³ d'eau
- pH de l'eau à traiter < 8

1.4.3 MESURE DU CHLORE RÉSIDUEL LIBRE

Le chlore résiduel libre doit être analysé de façon routinière lorsque l'eau est désinfectée avec du chlore : c'est le seul moyen de s'assurer que la désinfection a été efficace. Ces analyses doivent être effectuées à différents endroits de la distribution : sortie de réservoir de désinfection, bornes-fontaines et stockage à domicile. Il est impératif de connaître la valeur de chlore résiduel libre au moment de la consommation d'eau par les populations, c'est-à-dire au domicile. Ce chlore résiduel libre doit être compris entre 0,5 et 1 mg/l ; une concentration égale à 0,5 mg/l est recommandée. Le dosage s'effectue comme suit :

- rinçage du pool testeur avant emploi ;
- dissolution d'un comprimé de DPD1 dans le compartiment chlore et d'un comprimé phénol red dans le compartiment du pH (fig. 12.5) :
- si le pH > 8, le chlore résiduel libre doit être supérieur à 1 mg/l ;
- si le produit générateur de chlore est la chloramine T, le chlore résiduel se trouve uniquement sous forme combiné. On utilise alors un comprimé DPD 1 et un comprimé DPD 3 ;
- si la concentration en chlore résiduel est très importante, les résultats sont faussement négatifs, car le chlore blanchit les réactifs.

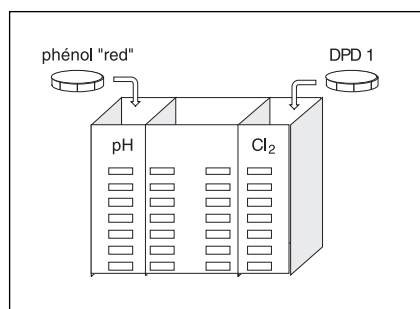


Figure 12.5 : Pool testeur.

Encadré 12.2
Ébullition.

L'ébullition est un procédé efficace de désinfection de l'eau, qui agit même sur les eaux turbides. Cette méthode comporte néanmoins de sérieux inconvénients, qui limitent son utilisation aux situations où aucune autre technique n'est envisageable :

- il faut en moyenne 1 kg de bois pour faire bouillir 1 l d'eau ;
- l'eau doit être menée à une franche ébullition pour tuer les pathogènes. En altitude, le temps d'ébullition doit être prolongé de 2 min par 1 000 m d'altitude ;
- l'ébullition désaère l'eau et lui donne un goût ;
- contrairement à la chloration, il n'y a pas de rémanence du désinfectant dans l'eau après traitement.

1.5 Filtration

Il existe différents modes de filtration qui traitent de façon spécifique des pollutions différentes de l'eau (tabl. 12.VII).

1.5.1 FILTRATION SUR BOUGIES CÉRAMIQUES

Les filtres-bougies céramiques sont bien adaptés à une utilisation familiale, ou dans le cadre d'une petite structure de santé. L'emploi des filtres Katadyn® est recommandé, car leur seuil de filtration plus bas (0,2 µm) permet un traitement efficace contre les organismes pathogènes (exceptés les virus dont l'élimination est très limitée).

Tableau 12.VII : Les différents filtres et leur utilisation.

Technique de filtration	Utilisation	Paramètres techniques
Filtres bougies	Utilisation familiale Traitement de la turbidité Filtre céramique Katadyn® : Élimination des organismes pathogènes	Seuil de filtration : 0,45 mm Filtration Katadyn : 0,2 mm Débit : 1 à 4 l/h
Filtre rapide à sable	Traitement de la turbidité Traitement fer/manganèse	Hydraulique : 10 m ³ /m ² /h Filtrat : sable 1/2 mm, CU* = 1,5 Épaisseur filtrat : 0,5 à 1 m
Filtre lent à sable	Traitement de la pollution fécale	Turbidité < 20 NTU Hydraulique : 0,2 m ³ /m ² /h Filtrat : sable 0,2 mm, CU* = 2 Épaisseur filtrat : 0,6 à 1 m de sable + 0,4 m de gravier

*UC, coefficient d'uniformité. Rapport entre les ouvertures de tamis qui filtrent 60 % et 10 % du sable.

1.5.2 FILTRATION RAPIDE SUR SABLE

Ces filtres permettent un traitement essentiellement mécanique de l'eau. Ils sont donc utilisés pour traiter les turbidités supérieures à 20 NTU. Le principe consiste à faire passer l'eau au travers d'un lit de matériaux filtrants de 1 à 2 mm de diamètre relativement uniforme (CU proche de 1,5). Pour éviter un colmatage rapide du filtre, la vitesse de passage de l'eau ne doit pas être trop rapide : un débit de 10 m³/h/m² de surface du filtre est un bon compromis. Il est également possible de disposer un lit de matériaux plus grossiers (gravier) avant le lit de sable pour préfiltrer l'eau et ralentir le colmatage.

ACF a, par exemple, utilisé des filtres rapides au Soudan (Juba, ACF 1991) pour traiter l'eau du Nil, dont la turbidité est très changeante. Ces filtres construits dans des fûts de 200 l permettent de maintenir un niveau de turbidité acceptable avant la désinfection. Leur nettoyage est assuré par rétrolavage.

Les filtres rapides peuvent être employés après floculation, pour retenir les floccs. Il est dans ce cas recommandé de maintenir une vitesse de l'eau de l'ordre de 3 à 5 m³/h/m² de surface filtrante. De tels filtres peuvent être construits dans des réservoirs de type Oxfam.

1.5.3 FILTRATION LENTE SUR SABLE

Ce procédé consiste à faire passer l'eau à travers un matériau filtrant, à une vitesse inférieure à celle requise pour les filtres rapides à sable : une vitesse maximale de 0,2 m³/h/m² de surface filtrante est en général satisfaisante. Cette vitesse lente permet le développement d'une grande variété d'organismes dans les premiers centimètres de sable. Ces

organismes forment une membrane biologique, appelée *schmutzdecke*, qui dégrade la matière organique et permet un traitement biologique efficace contre les pollutions fécales. La filtration lente sur sable permet aussi de réduire la turbidité, mais la finesse de la granulométrie du sable ne permet de traiter que des eaux peu turbides : il est en effet déconseillé d'utiliser un filtre lent lorsque la turbidité moyenne est supérieure à 20 NTU. Une turbidité de 150 à 200 NTU peut être acceptable mais sur quelques jours seulement, sous peine de colmatage rapide.

Lorsque le filtre se colmate, son débit diminue de façon importante. L'entretien consiste alors à enlever les premiers centimètres de sable (2 à 5 cm), puis à remettre le filtre en fonctionnement. Lorsque l'épaisseur du lit filtrant est réduite à 60 cm, il faut reconditionner le filtre en rajoutant du sable propre. Pour éviter d'interrompre la production d'eau, on installe généralement deux filtres, fonctionnant en parallèle ou en alternance.

Le développement et l'entretien de cette membrane biologique se font dans des conditions particulières : elle doit toujours être sous l'eau et le flux doit être continu et lent. Il est donc important de dimensionner le filtre en fonction des besoins (relation débit/surface) et de mettre en place un système de régulation de débit pour contrôler le niveau et la vitesse de passage de l'eau dans le filtre. Lorsque ces conditions sont remplies, la membrane biologique se développe en 1 à 2 semaines.

Des filtres lents à sable peuvent réalisés à l'aide de réservoir type Oxfam de 70 et 95 m³ (kit disponible).

1.6 Aération

Simple à mettre en œuvre, cette technique permet d'accélérer et de forcer les interactions entre l'eau et l'air. Elle permet ainsi l'oxydation par l'oxygène de l'air de certaines matières dissoutes, comme le fer parfois présent en quantité trop importante dans les eaux souterraines. L'aération permet également d'oxygéner l'eau et de dégazer le CO₂ en excès. D'une façon générale, l'aération permet d'éliminer les mauvaises odeurs et les goûts spécifiques.

Il est d'usage d'installer un diffuseur (type pommeau de douche) à l'entrée des réservoirs de stockage pour faciliter l'aération : il en résulte une diminution du risque d'anaérobiose et des problèmes de corrosion dans les réseaux.

On peut éliminer le fer en installant un aérateur en sortie de pompe à main. Les précipités ainsi formés sont éliminés par simple décantation ou, mieux, par filtration (fig. 12.6 & 12.7). Des filtres installés par ACF au Cambodge ont permis de réduire les concentrations en fer des forages de 3-15 mg/l à des valeurs inférieures à 0,3 mg/l. Cependant, les mécanismes qui régissent la précipitation du fer dépendent de nombreux facteurs : température, potentiel d'oxydo-réduction, pH... En fonction du couple pH/potentiel rédox, le fer se trouve sous différentes formes, dont certaines complexées qu'il est plus difficile d'éliminer de façon simple.

D'une façon générale, on peut considérer que la précipitation du fer dissous par aération est d'autant plus rapide que le pH est élevé et l'eau proche de la saturation en oxygène.

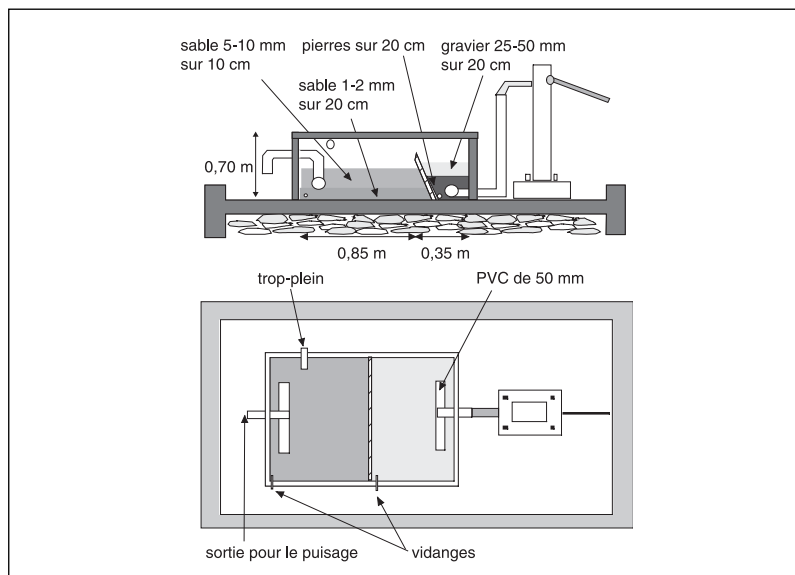


Figure 12.6 : Traitement du fer par aération et filtration.

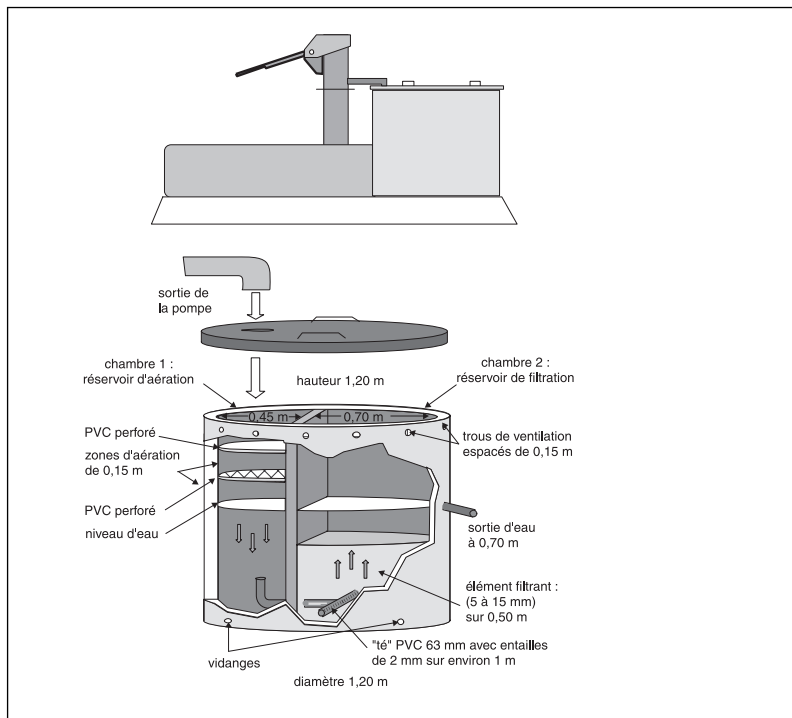
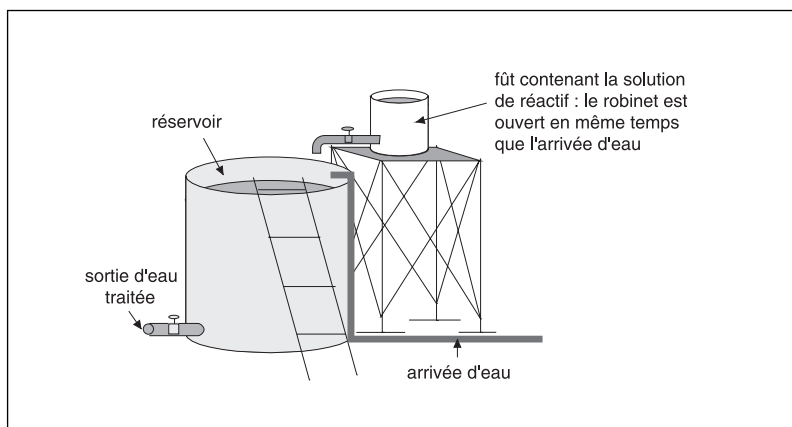


Figure 12.7 : Traitement du fer par aération provoquée et filtration (utilisation d'une buse) (d'après Partners for Development, 1997).

2 Dosage de réactifs

Pour traiter d'importants volumes d'eau, il est intéressant d'installer un système de dosage pour le sulfate d'aluminium et le chlore. Ceci permet de contrôler efficacement les quantités de réactifs utilisés et donc, tout en économisant ceux-ci, d'accroître l'efficacité des traitements. Différentes solutions peuvent être envisagées.

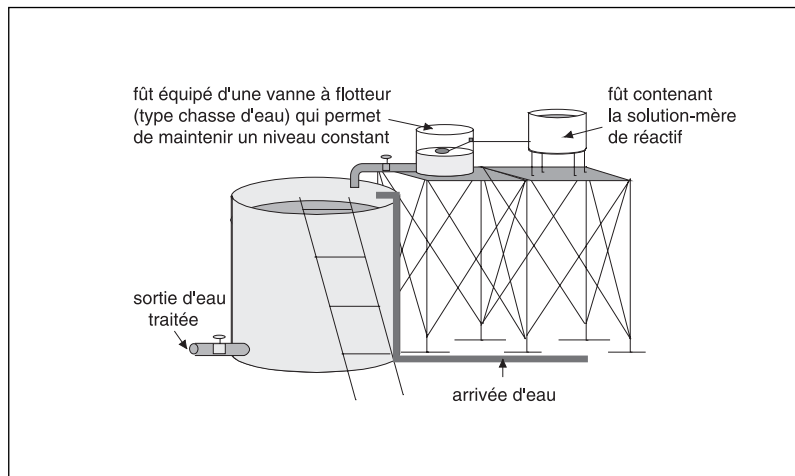
Le dosage par bêche consiste à ajouter toujours le même volume de réactifs dans un volume connu d'eau à traiter (fig. 12.8). C'est le premier système à considérer car c'est le plus simple à mettre en place. Il n'est cependant pas très satisfaisant pour la floculation, car le mélange ne se fait pas très rapidement et le débit d'ajout du réactif n'est pas constant : il varie avec la hauteur d'eau dans le réservoir de réactif.



**Figure 12.8 : Ajout de réactif dans un réservoir à l'aide d'un fût.
Le débit d'injection de réactif varie avec la hauteur de solution dans le fût.**

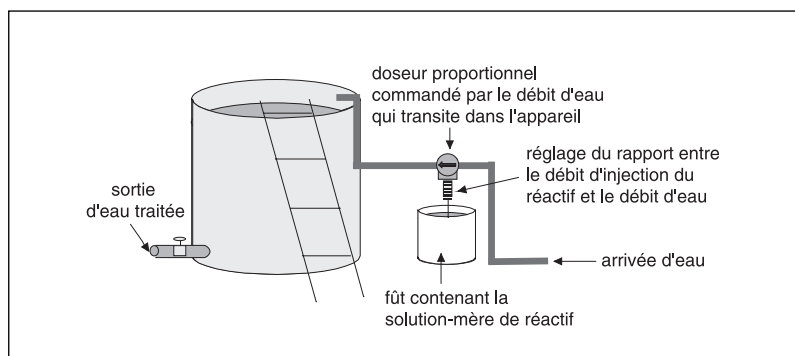
Le dosage à débit constant s'effectue avec un dispositif permettant de maintenir un niveau constant dans le réservoir de réactif (fig. 12.9). Ce dispositif peut être fabriqué localement ou acheté (doseur gravitaire SATTE).

Figure 12.9 : Ajout de réactif à débit constant.



Le dosage à débit proportionnel se réalise à l'aide d'un doseur qui modifie le débit d'injection de la solution de réactif en fonction de celui de l'eau à traiter (fig. 12.10). Divers matériels remplissent cette fonction : pompe doseuse et système Venturi, ils comprennent ; pompes doseuses classiques, doseur rotatif Promix... Le plus simple d'emploi est le doseur Dosatron, qui peut être monté directement sur le refoulement de la pompe.

Figure 12.10 : Dosage proportionnel.



IV

Assainissement

Assainissement

1	Introduction	428	4.5.1	<i>Avantages et inconvénients</i>	450
1.1	Problème de l'assainissement dans le monde	428	4.5.2	<i>Processus de compostage</i>	451
1.2	Importance de l'assainissement	428	4.5.3	<i>Exemples de terrain</i>	451
2	Les maladies liées à l'assainissement et leur contrôle	429	4.6	Latrines sur terrains rocheux, sur terrains gelés, lorsque les eaux souterraines sont proches de la surface, et en zones inondables	456
3	Éléments-clés pour la mise en place d'un projet d'assainissement de l'environnement	430	4.6.1	<i>Latrines à double fosse (pour latrines simples ou à siphon)</i>	456
3.1	Importance des facteurs socioculturels et de la perception de l'assainissement au niveau communautaire	430	4.6.2	<i>Latrines à compost</i>	456
3.1.1	<i>Une étape obligée</i>	430	4.6.3	<i>Latrines à fosse surélevée</i>	456
3.1.2	<i>Facteurs socioculturels, croyances et pratiques</i>	430	4.6.4	<i>Latrines à seau ou tinette</i>	457
3.1.3	<i>Assainissement et question du genre</i>	431	4.7	Contrôle des excréments dans les camps de réfugiés et de déplacés	457
3.2	Promotion de l'assainissement	431	4.7.1	<i>Champs et tranchées de défécation</i>	458
3.3	Modes de travail et participation de la communauté	432	4.7.2	<i>Latrines simples</i>	459
3.4	Assainissement dans les écoles et implication des enfants	432	4.7.3	<i>Latrines semi-permanentes ou permanentes</i>	460
3.5	Risques de contamination des points d'eau	433	5	Autres activités d'assainissement	460
4	Gestion des excréments	434	5.1	Structures d'hygiène personnelle	460
4.1	Défécation en milieu ouvert	435	5.1.1	<i>Points d'eau pour le lavage des mains (et le nettoyage anal)</i>	460
4.2	Latrines sèches	435	5.1.2	<i>Douches et aires de lavage</i>	460
4.2.1	<i>Latrines à fosse simple</i>	435	5.2	Piège à graisses	463
4.2.2	<i>Latrines à fosse ventilée (VIP)</i>	436	5.3	Drainage des eaux de surface	463
4.2.3	<i>Construction</i>	437	5.4	Contrôle des vecteurs	465
4.2.4	<i>Utilisation et maintenance</i>	442	5.4.1	<i>Mesures de contrôle</i>	465
4.3	Latrines à siphon	443	5.4.2	<i>Utilisation d'insecticides</i>	466
4.3.1	<i>Principe</i>	443	5.5	Gestion des déchets solides	467
4.3.2	<i>Construction</i>	443	5.5.1	<i>Introduction</i>	467
4.3.3	<i>Fosse septique</i>	444	5.5.2	<i>Enfouissement des déchets</i>	467
4.3.4	<i>Système Aqua-Privy</i>	447	5.5.3	<i>Incinération</i>	468
4.3.5	<i>Utilisation et maintenance</i>	447	5.5.4	<i>Contexte urbain</i>	470
4.3.6	<i>Élimination des effluents de fosses septiques</i>	448	5.5.5	<i>Administration des déchets de centres de santé</i>	470
4.4	Avantages et inconvénients des latrines simples, des latrines VIP et des latrines à siphon	450			
4.5	Latrines à compost	450			

1 Introduction

1.1 Problème de l'assainissement dans le monde

Selon les données de l'OMS et l'Unicef, les maladies diarrhéiques touchent plusieurs millions d'enfants, et sont responsables tout à la fois du développement de la malnutrition, d'absences scolaires et de pertes économiques. Ces maladies sont principalement liées à des problèmes d'assainissement (cf. tab. 13.II) et pourraient être prévenues par la mise en place de mesures d'assainissement adaptées. Les excréments humains provoquent la transmission de parasites intestinaux qui affectent 1,5 milliards de personnes dans le monde (OMS, 1998) mais ils sont aussi responsables de maladies telles que la schistosomiase, le choléra, le typhus et de nombreux autres types d'infections et infestations touchant des centaines de millions de personnes. Les populations les plus affectées vivent dans des conditions de pauvreté extrême, principalement dans les zones périurbaines et rurales des pays en voie de développement.

Le tableau 13.I présente les taux de couverture en assainissement dans le monde et dans les pays en développement pour les années 1990 et 2000. On notera le facteur deux entre les zones rurales (40 %) et urbaines (83 %). La couverture d'assainissement est plus faible encore dans le cas des zones rurales des pays les moins avancés (35 %). Par ailleurs, si une amélioration importante des conditions sanitaires a été relevée dans le monde entre 1990 et 2000, le taux de croissance de cette amélioration est resté moins élevé dans les pays les moins développés.

Données mondiales	1990	2000
	Population desservie (%)	Population desservie (%)
urbaine	79	83
rurale	28	40
totale	51	60

Pays les moins avancés	1990	2000
	Population desservie (%)	Population desservie (%)
urbaine	73	71
rurale	33	35
totale	41	44

Tableau 13.I : Couverture en assainissement
(d'après OMS et Unicef, programme suivi
conjoint (JMP) <http://www.wssinfo.org>).

1.2 Importance de l'assainissement

Certaines études ont montré que les réductions les plus significatives d'incidence des maladies diarrhéiques étaient obtenues par une amélioration de l'assainissement et de la promotion de l'hygiène (Esrey *et al.* 1991). L'amélioration de l'approvisionnement en eau quant à elle, a un impact sur la santé bien plus limité que celui lié à l'amélioration de l'assainissement (cf. fig. 15.2) :

- 16 % de réduction de la morbidité diarrhéique par amélioration de la qualité de l'eau,
- 36 % de réduction de la morbidité diarrhéique par amélioration de l'assainissement.

Malgré cela, la question de l'assainissement reste souvent annexée à des projets d'approvisionnement en eau et n'est pas considérée comme une solution indépendante et répondant à un besoin bien identifié. En conséquence, les investissements élevés réalisés sur des systèmes de distribution d'eau n'ont souvent qu'une incidence limitée sur la santé publique en raison de la non prise en considération des problèmes d'assainissement dans ces projets. Ainsi, lorsque l'objectif général à atteindre est la réduction du risque de morbidité, les interventions d'assainissement et de promotion de l'hygiène doivent être conçues et mises en œuvre de façon intégrée à tout projet hydraulique.

Dans certains contextes d'urgence entraînant une forte concentration de populations dans des camps de réfugiés, ou de déplacés, non équipés d'infrastructures sanitaires, le risque de flambée épidémique est élevé (choléra, diarrhée hémorragique, etc.). Le risque sanitaire augmente en effet avec la densité de population. Le contrôle des excréments est

alors un facteur-clé pour limiter le développement et la transmission de nombreuses maladies. La construction d’infrastructures sanitaires, en particulier pour le contrôle des fèces, doit donc être considérée comme une priorité.

L’assainissement de l’environnement comprend : les infrastructures de contrôle des excréments, les systèmes d’élimination des eaux usées, les systèmes d’élimination des ordures ménagères, les structures de drainage des eaux de pluie et le contrôle des vecteurs. Ce chapitre développera essentiellement la question de la gestion des excréments humains et présentera brièvement les autres aspects de l’assainissement de l’environnement.

2 Les maladies liées à l’assainissement et leur contrôle

La plupart des organismes pathogènes responsables de maladies intestinales vivent une partie de leur cycle dans les excréments ou matières fécales de l’homme ou des animaux (cf. tabl. 13.II). L’homme est infecté par les voies suivantes :

- contact direct des mains sales avec la bouche ou les aliments et l’eau ;
- utilisation d’eau contaminée par des matières fécales ;
- transmission par la fertilisation des terres agricoles au moyen de matières fécales ou d’eaux vannes (effluents de latrines à eau ou de réseaux d’égouts) ;
- vecteurs de transmission.

L’élimination inadaptée des déchets liquides et solides contribue au développement et à la transmission de nombreux types de maladies en facilitant le développement des pathogènes et des vecteurs (cf. § 5.4). Le tableau 13.II présente une classification résumée des pathogènes avec les affections qu’ils provoquent et le milieu contaminant.

Tableau 13.II : Pathogènes présents dans l’urine, les excréments et les eaux usées domestiques (d’après Franceys, Pickford & Reed, 1992).

Pathogène	Pathogénicité	urine	Présent dans : excréments	eaux usées
Bactéries				
<i>Escherichia coli</i>	Diarrhée	*	*	*
<i>Leptospira interrogans</i>	Leptospirose	*		
<i>Salmonella typhi</i>	Typhus	*	*	*
<i>Shigella sp.</i>	Shigellose		*	
<i>Vibrio cholerae</i>	Choléra		*	
Virus				
<i>Poliovirus</i>	Poliomyélite		*	*
<i>Rotavirus</i>	Entérite		*	
Protozoaires - amibes ou kystes				
<i>Entamoeba histolytica</i>	Amibiase		*	*
<i>Giardia intestinalis</i>	Giardiase		*	*
Helminthes – œufs parasites				
<i>Ascaris lumbricoides</i>	Infestation, “ver rond”		*	*
<i>Fasciola hepatica</i>	Infestation, douve du foie		*	
<i>Ancylostoma duodenale</i>	Ankylostomiase		*	*
<i>Necator americanus</i>	Ankylostomiase		*	*
<i>Schistosoma sp.</i>	Shistosomiase	*	*	*
<i>Taenia sp.</i>	Infestation, ténia		*	*
<i>Trichuris trichiura</i>	Infestation trichocéphales		*	*

Le tableau 13.III présente les incidences de l'assainissement et de l'hygiène personnelle sur différents types de maladies liées aux excréments. La mise en place de systèmes de contrôle des excréments constitue une mesure de contrôle importante pour la plupart de ces maladies.

	Catégorie	Incidence de l'assainissement
I	Oro-fécale non bactérienne	Négligeable
II	Oro-fécale bactérienne	Faible à modérée
III	Helminthes telluriques	Forte
IV	Parasites des bovins et porcins	Forte
V	Helminthes aquatiques	Modérée
VI	Vecteurs (insectes)	Faible à modérée

Tableau 13.III : Incidences de l'assainissement et de l'hygiène personnelle sur les maladies liées aux excréments (d'après Cairncross & Feachem, 1993, modifié).

3 Éléments-clés pour la mise en place d'un projet d'assainissement de l'environnement

3.1 Importance des facteurs socioculturels et de la perception de l'assainissement au niveau communautaire

3.1.1 UNE ÉTAPE OBLIGÉE

Le succès des projets d'assainissement dépend de leur acceptation par la communauté et de leur adéquation à ses conditions de vie. Cependant, si cette remarque est vraie pour l'ensemble des projets humanitaires, elle revêt une importance particulière dans le cas des programmes d'assainissement. Les questions d'assainissement sont intimement liées aux pratiques et aux comportements de la communauté et seront substantiellement affectées par les facteurs sociaux et culturels.

Par conséquent, l'étape préliminaire en vue de la conception d'un projet d'assainissement est l'évaluation des différents facteurs socioculturels et comportementaux liés aux pratiques d'assainissement elles-mêmes. En ce sens, il est important d'impliquer la communauté dès les premiers stades de conception et de planification. L'adaptation du système sanitaire aux besoins ne dépend donc pas uniquement d'une bonne conception technique mais aussi de son acceptation et de son adaptation aux modes de vie de la communauté. L'analyse des pratiques de toilette anale (utilisation d'eau, de pierres, de papier, etc.) est un exemple de la manière dont les comportements traditionnels au sein de la communauté vont influencer la conception technique des infrastructures sanitaires.

3.1.2 FACTEURS SOCIOCULTURELS, CROYANCES ET PRATIQUES

Le contrôle des excréments est une question extrêmement délicate pour de nombreuses communautés. Une attention toute particulière sera requise pour la prise en compte des facteurs *culturels* et *religieux*. La défécation est une question d'ordre privé. Les personnes hésitent à en parler, car elles peuvent se sentir gênées, éprouver du dégoût ou pour tout autre raison personnelle.

L'assainissement a dans certaines cultures des *connotations religieuses*. Ainsi, les excréments sont parfois brûlés afin d'éliminer les mauvais esprits. Un autre exemple est illustré par un programme d'assainissement d'urgence mis en œuvre par ACF dans la région de Mindanao aux Philippines : l'équipe a constaté, après avoir construit plusieurs latrines, que celles situées face à la Mecque n'étaient pas utilisées. Dans la suite du programme, ce facteur a été intégré pour l'édification des nouvelles latrines.

La *connotation sociale* est parfois forte. Le contact avec les fèces peut être considéré comme inacceptable ou correspondre à la responsabilité de groupes sociaux spécifiques. La prise en considération de cette problématique pourra impliquer différentes stratégies selon la structure de la société.

Il n'existe pas, dans la perception de nombreuses communautés, de liens clairs entre la maladie et les problèmes d'assainissement. Le comportement des personnes suit cependant une certaine logique et il existe une conscience propre des causes environnementales conduisant à la détérioration de la santé. Généralement, l'environnement est appréhendé non seulement dans un sens physique, mais aussi du point de vue de sa relation avec les facteurs sociaux et spirituels. Cette vision environnementale holistique est enracinée dans des croyances et des pratiques culturelles nombreuses qui affectent les comportements sanitaires et l'utilisation de l'eau. Il est donc fondamental de déterminer de quelle manière ces croyances, ces connaissances et la gestion de l'environnement par la communauté affectent l'assainissement. On envisagera alors comment tout ceci peut être intégré et adapté dans le cadre d'un programme potentiel, tout en restant, et c'est là le point le plus important, attentif et respectueux vis-à-vis des croyances de la communauté.

Les pratiques de la communauté ne sont pas seulement liées à des problèmes de *croyances* mais aussi à des problèmes de *connaissances* qu'il faudra analyser (cf. chap. 15). De nombreuses communautés de par le monde considèrent par exemple que les excréments des enfants ne représentent pas de danger pour la santé. L'incidence de maladies liées aux excréments et leur pathogénicité sont pourtant plus élevées dans ce groupe que chez les adultes (Thomson *et al.*, 2001). Cette conception erronée est donc un facteur important dans la transmission des maladies, et ignorer cette méconnaissance réduirait fortement l'efficacité d'un projet.

Les croyances, les connaissances et les pratiques de la communauté doivent être analysées dans leur ensemble avant de définir la conception technique et les méthodes de mise en place d'un projet sanitaire. Une telle étude pourra mettre en œuvre des méthodes telles que les évaluations CAP (connaissances, attitudes, pratiques) ou bien des procédés plus participatifs. Ces techniques sont présentées dans le chapitre 15.

Les résultats de ces évaluations permettent de planifier les questions suivantes :

- la méthode de mise en place du projet (incluant le potentiel de participation communautaire) ;
- les caractéristiques techniques de l'infrastructure sanitaire (conceptions de latrines standard, eaux usées, maintenance, etc.) ;
- le site d'installation des latrines (à l'intérieur ou à l'extérieur des habitations, l'orientation de la porte, la signalétique pour les femmes, les questions liées à la sécurité des groupes vulnérables, etc.).

3.1.3 ASSAINISSEMENT ET QUESTION DU GENRE

La prise en considération de la question du genre est un élément important lors de la définition d'une intervention sanitaire. En effet, les perceptions des hommes et des femmes vis-à-vis de l'assainissement sont différentes, comme le sont leurs besoins et leurs pratiques. De plus, chacun joue un rôle différent dans la gestion de l'assainissement.

Au sein des communautés, les femmes sont fréquemment responsables des tâches d'hygiène liées à l'assainissement et de l'éducation des enfants. Elles ont en général une perception plus juste de l'incidence de l'assainissement sur la santé et ont souvent, de ce point de vue, un rôle de promotion active. Leur implication dans la diffusion de l'information vers l'ensemble des membres de la famille est particulièrement importante. La participation des femmes est donc généralement un facteur-clé pour le succès d'un projet d'assainissement.

Par ailleurs, l'intimité et les risques d'abus sexuels sont des points importants à considérer pour évaluer les besoins particuliers des femmes. Il faudra être conscient du fait que, pour des raisons d'intimité, la fréquentation des mêmes latrines par les hommes et les femmes est impensable dans beaucoup de cultures. Dans les pays musulmans, l'accès à des latrines publiques ou situées en-dehors du foyer peut aussi être frappé d'interdit pour les femmes. Ainsi, à Kountaya, en Guinée-Conakry, ACF a dû séparer les latrines pour chaque sexe. On notera par ailleurs que la construction de latrines dans des zones isolées et sans éclairage peut se révéler dangereux pour les femmes la nuit, particulièrement dans le cas de camps de réfugiés, car elles favorisent les risques de violence sexuelle.

3.2 Promotion de l'assainissement

Par manque de sensibilisation et de connaissances relatives à la santé, beaucoup de communautés ne considèrent pas l'assainissement comme une priorité et ne sont donc pas convaincues de son importance en termes de santé publique. Bien que les communautés soient souvent demandeuses d'intervention pour l'eau et l'énergie, l'assainissement de l'environnement est rarement évoqué.

Lorsqu'un besoin relatif à l'assainissement est clairement identifié dans le cadre d'un projet, la question-clé est donc de stimuler la demande au moyen d'activités de promotion de l'hygiène. La promotion de l'hygiène ne doit pas être considérée comme une tâche secondaire ou simplement une activité liée à la construction des infrastructures d'assainissement. L'enjeu, les techniques et les méthodologies de la promotion de l'hygiène sont décrits au chapitre 15.

L'acceptation des équipements d'assainissement par la communauté ne dépend pas seulement de la compréhension qu'elle peut avoir de l'impact de l'assainissement sur la santé. Elle dépend aussi d'autres facteurs sociaux. On pourra par exemple promouvoir la fierté d'une communauté ou son sentiment d'appropriation vis-à-vis de la construction de nouvelles latrines. La possession et l'utilisation de latrines pourront être perçues comme une sorte de promotion sociale, en comparaison avec les autres membres de la communauté qui continuent de déféquer dans la nature. Les utilisateurs de latrines présentent souvent leurs nouvelles acquisitions avec ostentation et aiguïssent ainsi dans toute la communauté le désir d'en posséder. La conception technique des latrines doit aussi intégrer ces facteurs. On pourra, par exemple, promouvoir la construction de latrines ventilées (VIP) en jouant sur la distribution de tubes de ventilation pour renforcer l'intérêt des bénéficiaires.

3.3 Modes de travail et participation de la communauté

La participation de la communauté est cruciale pour le succès des projets d'assainissement. Un fort degré de participation signifie un fort potentiel d'appropriation et donc une probabilité accrue de succès et de durabilité de l'intervention, notamment par rapport à la propreté de l'environnement. Si l'on considère le manque d'intérêt des personnes pour la question de l'assainissement, l'implication des communautés dans toutes les phases du projet, depuis sa définition jusqu'à sa construction et sa maintenance, s'avère une question de la plus haute importance. Le degré de participation dans un projet d'assainissement permet de mesurer l'intérêt éveillé dans une communauté : c'est donc un indicateur de la probabilité de succès du projet.

Les travaux d'assainissement ne sont pas techniquement complexes. Le technicien du projet a un rôle d'accompagnement qui consiste à promouvoir l'importance de l'assainissement, à fournir une aide aux personnes en les approvisionnant en matériaux si nécessaire, et à dispenser des conseils techniques à la communauté. La communauté doit donc se mobiliser pour construire les infrastructures.

La construction de latrines (excavation de la fosse et construction de la superstructure) est réalisée essentiellement par les membres de la communauté eux-mêmes. Lorsqu'il s'agit de construire des latrines avec des dalles de béton, la communauté et/ou l'organisation chargée de la mise en œuvre, ou bien encore une personne externe, pourra mettre en place un atelier de construction de dalles.

3.4 Assainissement dans les écoles et implication des enfants

Les enfants constituent souvent un des groupes les plus vulnérables au sein des communautés, en particulier pour les questions de santé. Ils sont généralement plus sensibles que les adultes aux infections liées aux excréments (Thomson *et al.*, 2001) et l'incidence de ces maladies est souvent relativement élevée parmi les enfants scolarisés. Les écoles sont des lieux à haut risque pour la transmission de maladies et elles doivent être considérées comme des cibles d'intervention prioritaires des programmes d'eau et d'assainissement.

Par ailleurs, les activités d'assainissement nécessitent un soutien important par le biais d'une promotion de l'hygiène. Les écoles jouent alors un rôle essentiel pour l'apprentissage et l'éducation des enfants. Ceux-ci sont plus réceptifs que les adultes à l'apprentissage de pratiques d'hygiène correctes et il est plus probable d'obtenir une incidence positive de l'assainissement sur le long terme. La coopération des enseignants, qui sont souvent des personnes qualifiées et bénéficiant de la confiance des enfants, constitue un avantage supplémentaire de l'implication des écoles dans la promotion de l'hygiène.

Les interventions d'assainissement dans les écoles ont un impact sur l'ensemble de la communauté. D'une part, les infrastructures constituent un modèle de ce à quoi devrait correspondre un assainissement adéquat. D'autre part, les enfants contribuent à promouvoir la construction des infrastructures, mais aussi des pratiques d'hygiène adaptées au sein de leurs familles. Si l'on considère que la promotion directe de l'hygiène est souvent difficile chez les adultes à cause de croyances et de pratiques depuis longtemps établies, l'implication des enfants apparaît donc comme une question vitale pour la réussite d'un tel programme.

La conception des installations d'assainissement dans les écoles doit être adaptée à leur utilisation par des enfants. On portera donc une attention particulière aux questions suivantes :

- adapter la hauteur des points d'eau et des équipements de lavage des mains à la taille des enfants ;
- dimensionner correctement le trou des dalles des latrines ;
- concevoir des latrines correctement ventilées, avec une entrée en chicane et sans porte, de telle sorte que les latrines restent suffisamment sombres (car les enfants ont tendance à laisser les portes ouvertes) ;
- insister sur la question de la maintenance des structures, impliquer et sensibiliser les enfants à leur bonne utilisation.

3.5 Risque de contamination des points d'eau

La mise en place d'un assainissement sur site (cf. § 4) est associée à un risque de contamination des eaux souterraines. Cela peut provoquer un risque d'exposition à des agents biologiques ou chimiques lorsque l'eau utilisée par la communauté est puisée à partir d'un aquifère proche de la surface ou située en milieux fracturés ou karstiques. Cette contamination est habituellement due à l'infiltration de ces agents à partir de latrines, au lessivage à partir de sites d'élimination d'ordures ménagères ou à l'infiltration d'eaux usées domestiques.

Le risque de contamination bactérienne et virale des eaux souterraines dépend de différents facteurs dont : la composition minérale du sol et sa porosité, le gradient hydraulique, la teneur du sol en matière organique, son pH et ses propriétés électrostatiques, la quantité de précipitations. Les facteurs les plus importants sont cependant la nature du sol, le débit des eaux souterraines et la présence de micro-organismes dans l'environnement. Les encadrés 13.1 et 13.4 présentent la capacité du sol à lutter contre les pollutions. Afin de contrôler la question des mouvements d'eau, on effectuera une étude piézométrique et/ou une étude de traceur pour définir précisément les conditions du flux d'eau souterraine.

Il est impossible de définir *a priori* le schéma de propagation d'une contamination bactérienne. Cependant, on pourra établir une distance minimale entre les latrines et les points d'eau en respectant les indications suivantes, selon les *Directives pour l'eau potable* de l'OMS (vol. 3, OMS, 1997) :

- Dans une zone non saturée, donc en l'absence de flux d'eau souterraine, la migration de la pollution reste très limitée : les mouvements de pollution latéraux sont pratiquement inexistants et les mouvements verticaux sont limités à 3 m (fig. 13.1A). Lors d'une infiltration massive d'eaux de surface, en cas de précipitations importantes par exemple, le transport d'une pollution à partir du lieu de contamination peut cependant être plus important.

- Dans une zone saturée avec un flux continu d'eau souterraine et pour un débit de 1 à 3 m/jour, la contamination se déplace d'une distance allant jusqu'à 11 m dans la direction du flux (fig. 13.1B).

- Dans une zone fracturée ou karstique, le flux d'eau souterraine est difficile à prédire mais il est habituellement rapide : la contamination peut donc être transportée sur des distances considérables. Ce cas fut observé par ACF lors de la réhabilitation d'un puits en Birmanie dans une zone de micro-grès fracturés (sous un recouvrement) où une corrélation a été observée entre de fortes précipitations et des pics de pollution.

Il n'est cependant pas toujours possible de déterminer la nature exacte du sous-sol et ses conditions hydrologiques. On recommande fortement de *respecter une distance de sécurité de 30 mètres entre les latrines et les points d'eau*. La section 4.6 propose différentes options techniques si cette distance ne peut être respectée.

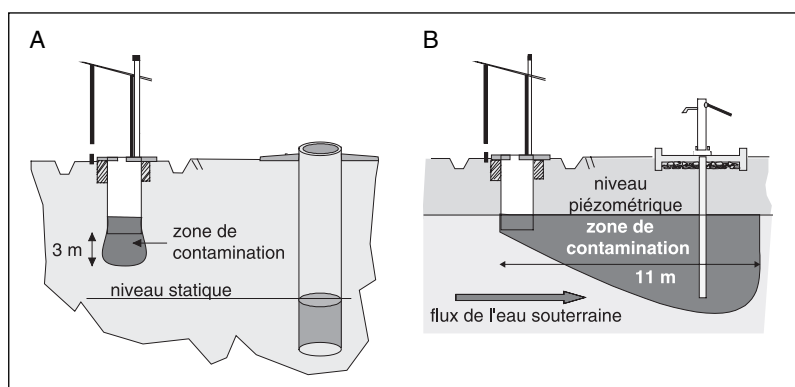


Figure 13.1 : Migration de la contamination bactérienne.

A, zone non saturée. B, zone saturée.

Les effluents s'écoulant à travers un sol non saturé sont décontaminés par filtration, par adsorption et par des processus biologiques.

Les protozoaires et les helminthes sont rapidement stoppés par l'action filtrante du terrain en raison de leurs dimensions relativement importantes comparées à la taille des pores du sol. Les bactéries et virus sont moins facilement fixés. Le tableau 13.IV donne les temps de survie d'organismes pathogènes dans différents environnements et l'encadré 13.4 (§ 4.3.6) présente les taux d'infiltration en fonction de la nature du sol.

Dans le cas de bactéries (par ex. coliformes), on note une forte décroissance dans les premiers 50 mm de sol sableux.

Les virus ont une taille trop faible pour être éliminés par filtration mais ils sont capturés et adsorbés sur la surface des particules du sol, surtout si son pH est faible. L'adsorption des virus et des bactéries est facilitée dans des sols argileux, particulièrement si le débit des eaux souterraines est faible et le temps de contact long.

Tableau 13.IV : Caractéristiques épidémiologiques de pathogènes rencontrés dans les excréments (d'après Franceys, Pickford & Reed, 1992).

Pathogènes	Période de latence	ID ₅₀ ¹	Temps de survie des pathogènes		
			eaux usées	sol	récoltes
Bactéries	0	>10 ⁴		De quelques jours à 3 mois	
<i>Vibrio cholerae</i>	0	10 ⁸	~ 1 mois	< 3 semaines	< 5 jours
Coliformes fécaux	0	~10 ⁹	~ 3 mois	< 2 mois	< 1 mois
Virus	0	Inconnu	Plusieurs mois	Plusieurs mois	1-2 mois
Entérovirus ²	0	100	~ 3 mois	< 3 mois	< 2 mois
Protozoaires (kystes)	0	10-100		De quelques jours à plusieurs mois	
<i>Entamoeba sp.</i>	0	10-100	25 jours	< 3 mois	< 10 jours
Helminthes ³	Variable	1-100	1 mois	1 mois	1 mois
<i>Ancylostoma sp.</i>	1 semaine	1	3 mois	< 3 mois	< 1 mois
<i>Ascaris sp.</i>	10 jours	Plusieurs	~ 1 an	Plusieurs mois	< 3 mois
Douves ⁴	6-8 semaines	Plusieurs	Vie de l'hôte ⁵	Plusieurs heures	Plusieurs heures ⁵

1. La valeur de ID₅₀ est le nombre d'organismes nécessaires pour causer l'apparition de symptômes cliniques chez 50 % des individus.

2. Inclut les polyvirus.

3. Œufs ou larves.

4. N'inclut pas *Fasciola hepatica* mais inclut *Schistosoma sp.*

5. Hors de l'hôte aquatique, l'agent pathogène ne survit que quelques heures. Dans un hôte, il survit jusqu'à la mort de l'hôte.

Encadré 13.1

Rôle du sol comme filtre et agent de décontamination.

4 Gestion des excréments

Les systèmes de gestion des excréments peuvent être classés selon les caractéristiques suivantes :

Site final d'élimination des excréments

– *Systèmes sur site* : le site d'élimination des excréments est proche du foyer, il s'agit essentiellement des latrines et des fosses septiques.

– *Systèmes hors site* : les excréments sont collectés au niveau du foyer et transportés à distance pour être traités ou éliminés. Les égouts sont le principal exemple de ce type de système.

Utilisation d'eau pour l'opération

– *Systèmes secs* : ils ne nécessitent pas l'utilisation d'eau. Il s'agit des latrines à fosse simple, des latrines améliorées à fosse ventilée (appelées aussi latrines VIP (*Ventilated-Improved Pit*)) et des latrines à compost.

– *Systèmes utilisant de l'eau* : l'eau est nécessaire lors de l'utilisation. Il s'agit des toilettes à siphon connectées à des fosses septiques ou à un réseau d'égouts.

La sélection d'un système adapté est basée sur des critères techniques, culturels, économiques et institutionnels. La section suivante détaille les caractéristiques technologiques des systèmes sur site, pour des latrines individuelles, communautaires ou publiques.

Les latrines publiques sont normalement installées sur des lieux où les personnes sont présentes de manière temporaire ou occasionnelle, tels que les hôpitaux, les centres nutritionnels, les écoles ou les marchés. Ces infrastructures sont donc administrées par les personnes responsables du lieu public.

Les toilettes communautaires ou individuelles sont utilisées pour l'assainissement à l'échelle familiale. Les toilettes individuelles constituent la meilleure solution car l'acceptation et la maintenance du système y sont plus aisées à gérer. Les latrines communautaires ne sont donc envisagées que lors de situations spécifiques comme les contextes d'urgence ou en cas de problèmes de construction, par exemple par manque de temps, de matériaux ou d'espace.

4.1 Défécation en milieu ouvert

Le recours à la défécation en milieu ouvert correspond à des situations où les latrines sont soit insuffisantes soit inutilisées. Les aires de défécation peuvent être des zones spécifiques largement acceptées par la communauté comme telles, par exemple des tas d'immondices ou des lieux choisis en sous-bois. Elles peuvent se situer à l'intérieur ou à l'extérieur de la zone d'habitat. Cette pratique devrait normalement être abolie car elle provoque un risque sanitaire et dégrade l'environnement. Si elle ne peut être stoppée à court terme en raison d'un manque de motivation de la communauté pour la construction de latrines ou à cause d'autres facteurs socioculturels, il est cependant possible d'améliorer la situation. On pourra ainsi promouvoir des pratiques d'hygiène correctes comme le lavage des mains, le recouvrement des fèces avec de la terre et la défécation à distance des points d'eau, des habitats et des lieux publics.

Il est important de susciter la demande de la communauté pour la construction de latrines grâce à l'introduction de projets-pilotes. Par exemple, la mise en place de latrines à fosse avec une dalle et une superstructure adaptée (ouverte) peut aider à vaincre la résistance de la communauté à déféquer dans une superstructure murée. Elle peut être la première étape d'un projet de construction plus ambitieux.

Dans des situations d'urgence, comme les camps de réfugiés ou de déplacés, on pourra mettre en place des champs de défécation comme première réponse à un risque sanitaire majeur (cf. § 4.7).

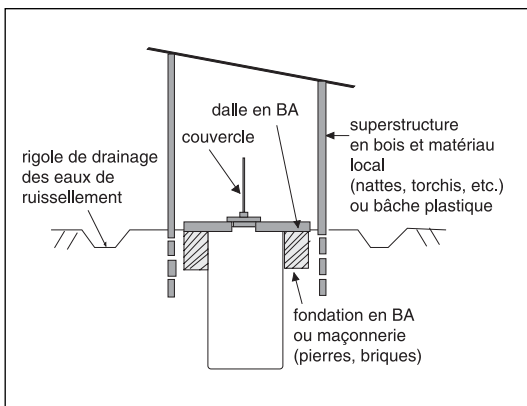
4.2 Latrines sèches

4.2.1 LATRINES À FOSSE SIMPLE

L'utilisation à l'échelle de la famille de latrines à fosse simple est, dans de nombreux endroits du monde, le système le plus courant de gestion des excréments (fig. 13.2). Ce type de latrines est un système simple, rapide à mettre en œuvre et économique.

Ces latrines sont constituées d'une fosse où s'accumulent les excréments. La fosse est recouverte par une dalle et protégée par une superstructure. Afin de réduire les mauvaises odeurs et l'entrée de mouches dans la fosse, un couvercle peut être utilisé pour couvrir le trou de défécation ménagé dans la dalle.

Figure 13.2 : Latrines à simple fosse.



4.2.2 LATRINES À FOSSE VENTILÉE (VIP)

Les latrines à fosse ventilée ou VIP (*Ventilated Improved Pit*, fig. 13.3) sont une version améliorée des latrines à fosse simple. Elles présentent plusieurs avantages :

- les mauvaises odeurs sont réduites, rendant les latrines plus attrayantes pour la communauté (la promotion de la construction et de l'usage de nouvelles latrines sera difficile si celles déjà existantes sont nauséabondes) ;
- la présence de mouches, qui peuvent être des vecteurs de maladies, est réduite.

L'aération de la fosse est assurée au moyen d'un tube partant de la fosse et montant 50 cm au-dessus du toit de la superstructure. Un grillage fin (moustiquaire) est placé à l'extrémité supérieure du tube de sorte que les mouches s'y trouvent piégées.

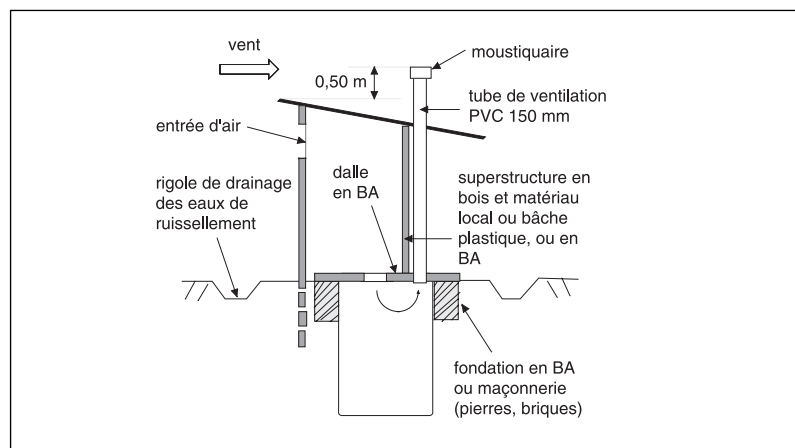


Figure 13.3 : Latrines à fosse ventilée (VIP).

L'aération est due à un flux d'air circulant de l'intérieur de la fosse vers l'extérieur par le tube de ventilation. Ce flux est créé par effet Venturi lorsque le vent souffle, et il est favorisé par temps chaud et ensoleillé (la température de l'air dans le tube de ventilation augmente et l'air chauffé s'échappe par le haut). Ce flux d'air permet l'élimination des mauvaises odeurs au-dessus de la latrine et le contrôle des mouches ; les mouches sont attirées vers la fosse par les odeurs émanant de l'évent mais leur entrée est empêchée par la moustiquaire. Quelques-unes pénétreront dans la fosse par le trou de défécation et y déposeront des œufs.

Si l'intérieur de la superstructure est maintenu suffisamment sombre, les mouches seront attirées par la lumière venant de l'extrémité du tube de ventilation. La moustiquaire à l'extrémité du tube les empêchera de s'échapper, elles resteront ainsi piégées.

L'efficacité opérationnelle des latrines ventilées dépend à la fois de leur construction et de leur bonne utilisation. Voici quelques recommandations importantes :

- La porte des latrines doit permettre l'entrée d'air et le trou de défécation au-dessus la fosse doit rester ouvert.
- L'intérieur de la superstructure doit rester obscur. La porte doit donc rester close. Comme alternative, on pourra construire une entrée en chicane minimisant le passage de la lumière (cf. § 4.2.3.4). Cette solution est en fait préférable car les utilisateurs n'auront pas à penser à maintenir la porte fermée.
- Afin de permettre une circulation d'air sans entrave, le tuyau de ventilation doit avoir un diamètre d'au moins 150 mm (6 pouces) dans le cas de matériaux lisses et de 230 mm (9 pouces) pour des matériaux rugueux.
- L'extrémité du tube de ventilation doit dominer le niveau du toit d'au moins 50 cm et être de couleur foncée afin de faciliter son réchauffement par le soleil. Elle doit si possible être installée de manière à être frappée directement par les rayons du soleil. Le tube sera solidement fermé par une moustiquaire.
- Les latrines doivent être placées sous le vent par rapport aux habitations, le côté où se trouve la porte sera exposé aux vents dominants, l'évent se trouvant à l'arrière.

4.2.3 CONSTRUCTION

4.2.3.1 Matériaux

L'expérience acquise a montré qu'il était préférable d'utiliser les mêmes matériaux pour la construction des latrines que ceux employés localement pour l'habitat. Il peut cependant être plus approprié d'abaisser les standards en matériaux. On évitera ainsi de réaliser les travaux en atteignant une qualité de construction supérieure à celle des habitations, ce qui promouvrait un standard ne pouvant être atteint par la communauté et n'encouragerait donc pas la construction de nouveaux équipements.

L'introduction de méthodes et de matériaux nouveaux doit aussi être évitée dans le cadre d'un programme de construction de latrines. Il sera plus intéressant de valoriser les connaissances de la population ainsi que les matériaux locaux, la communauté saura mieux les utiliser et les entretenir. Ainsi, les détails et techniques de construction, en particulier pour la superstructure, dépendront des matériaux utilisés dans la région, comme le bois, le chaume, des nattes, le bambou ou le torchis.

4.2.3.2 Fosse

Dimensionnement

Les dimensions de la fosse dépendront de plusieurs paramètres, incluant :

- le nombre d'utilisateurs ;
- le temps de vie estimé des latrines ;
- la méthode de nettoyage de la fosse ;
- le type de fosse (avec ou sans revêtement) ;
- le type de sol (perméable, rocheux,...) ;
- les pratiques de nettoyage anal (on augmentera le volume, si des pierres sont utilisées) ;
- les risques de contamination (nappe phréatique proche de la surface).

En prenant en considération les facteurs énoncés ci-dessus et selon les objectifs visés, comme présenté dans l'encadré 13.2, le volume de la fosse peut être calculé à partir de la formule suivante :

$$V = n \cdot t_x \cdot a$$

où V = volume utile (m^3), n = nombre d'utilisateurs, t_x = taux d'accumulation des solides (m^3 /personne/an), a = vie utile de la fosse (années).

Remarque. – On ajoutera une profondeur de 0,5 m aux dimensions calculées de la fosse. Cela correspond à l'espace libre laissé sous la dalle.

Pour un fonctionnement correct des latrines en termes d'hygiène, de temps de file d'attente et d'intimité, on n'excédera pas 20 individus par installation (ou 50 dans la première phase d'une urgence) ; selon les indicateurs clé du projet Sphère.

D'un point de vue technique, le temps de vie utile des latrines ne doit pas être inférieur à deux ans, ce qui correspond au temps minimum pour que la décomposition des excréments soit effective. Cette vie utile devrait idéalement se situer autour de 5 ans afin que la fréquentation des latrines puisse devenir une pratique communautaire acceptée, contribuant ainsi à garantir une maintenance sur le long terme.

Pour des latrines de vie utile supérieure à un an, on considérera un taux d'accumulation des solides totaux de $0,06 m^3$ /personne/an pour des fosses sèches et de $0,04 m^3$ /personne/an pour des fosses avec chasse d'eau, les processus de décomposition étant plus efficaces dans des fosses humides que dans des fosses sèches (Franceys *et al.*, 1992). Ces taux seront multipliés par deux pour des latrines de vie utile inférieure à 1 an (cas d'un nombre élevé de personnes par installation, par exemple dans des camps).

Encadré 13.2 Vie utile des latrines à fosse.

Remarque. – La vidange d’une fosse pleine s’avère difficile, voire impossible dans de nombreux contextes où la communauté n’acceptera pas de réaliser une telle tâche. L’augmentation des dimensions de la fosse accroît dans ce cas le temps de remplissage et donc la vie utile des latrines.

Conception et construction

La fosse peut être circulaire, rectangulaire ou carrée. Les fosses circulaires sont plus stables, grâce à l’effet de voûture des parois de l’excavation qui distribuent de façon homogène les contraintes autour de cette dernière. Les fosses carrées ou rectangulaires sont cependant fréquemment utilisées car elles sont plus aisées à excaver que celles circulaires.

Les parois de la fosse peuvent être recouvertes d’un revêtement perméable ou imperméable (fig. 13.4). Dans la mesure du possible, si le terrain est consolidé et qu’il n’existe pas de risque de contamination (cf. tabl. 13.V), les parois de la fosse resteront nues afin de faciliter le drainage des liquides. Si un revêtement est employé pour les parois, les matériaux les plus communément utilisés incluent le ciment, des blocs de béton, du béton armé, des pierres ou des blocs de banco stabilisé.

Les choix de conception finaux pour une fosse dépendront des caractéristiques du contexte local. Le tableau 13.V résume différents cas.

Type fosse recommandé	Contexte
Latrines à revêtement étanche	Cas d’une ressource en eau exploitée dans un rayon de moins de 30 m autour des latrines, ou d’un terrain perméable (sables, graviers, environnement de roches fracturées) permettant une propagation de la pollution à plus de 30 m des latrines. La fosse nécessite dans ce cas des vidanges fréquentes (cf. § 4.2.4)
Latrines à revêtement perméable	Terrain meuble ou non stabilisé, pas de risque de pollution (ouvrage de maçonnerie à claire-voie)
Latrines sans revêtement	Sol stable, pas de risque de contamination de la nappe

Tableau 13.V : Types de fosses selon le contexte.

Aspects techniques à considérer

– Dans le cas d’une construction conçue pour durer plus de 5 ans, il sera opportun de construire une fosse perméable renforcée ou une fosse septique avec puits d’infiltration.

– Le choix d’une fosse perméable augmente significativement la vie opérationnelle des latrines en accroissant l’infiltration et l’activité biologique. L’installation d’un système permettant la gestion des effluents sera fondamentale dans le cas d’une fosse étanche.

– Il est toujours préférable d’installer un système de protection (chemisage) au niveau des 300 à 500 mm supérieurs de la fosse. Elle agira comme un joint contre les infiltrations d’eau et servira à soutenir la dalle.

– Dans certains cas, la fosse pourra être protégée de manière facile et rapide en utilisant les moules à buses utilisés pour la construction de puits.

4.2.3.3 Dalle

Les dalles de latrines ont deux fonctions principales : elles recouvrent la fosse et supportent le poids des utilisateurs et de la superstructure dans certains cas.

Figure 13.4 : Fosse et fondations de latrines à 2 postes.

- A, dalle sur fondation simple, fosse sans revêtement.**
B, dalle sur fosse avec revêtement de maçonnerie.
C, dalle sur maçonnerie étanche.

Caractéristiques générales

Une dalle de latrines doit être lisse, imperméable et facile à nettoyer. La dalle ou le sol à l'intérieur des latrines doit être de dimensions suffisantes pour que les utilisateurs y soient à leur aise. Les distances séparant les murs sont normalement d'au moins 80 cm pour la largeur et de 100 cm pour la longueur afin que les utilisateurs ne touchent pas les murs lorsqu'ils occupent l'espace intérieur.

Conception et construction

Les dalles de latrines sont directement supportées par le sol ou par le revêtement de la fosse. Une conception correcte assurera un maintien solide de la dalle et son élévation d'au moins 150 mm au-dessus du niveau du sol afin d'empêcher l'entrée d'eaux de surface.

La forme peut être carrée, rectangulaire ou circulaire. Cette forme conditionne les contraintes subies par la dalle (compression, cisaillement...), ce facteur influencera le choix des matériaux et des techniques de construction.

Les dalles peuvent être construites avec des matériaux traditionnels comme le bois (fig. 13.23 à la section 4.7.2) ou avec du ciment. Des dalles préfabriquées en plastique ou en métal peuvent aussi être utilisées, en particulier dans le cadre d'interventions d'urgence (cf. § 4.7).

Les dalles en béton constituent une solution à long terme pour la couverture de latrines à fosse. Elles peuvent cependant se révéler adaptées pour des interventions sur le court terme parce que leur fabrication et leur transport sont aisés et que le ciment est souvent

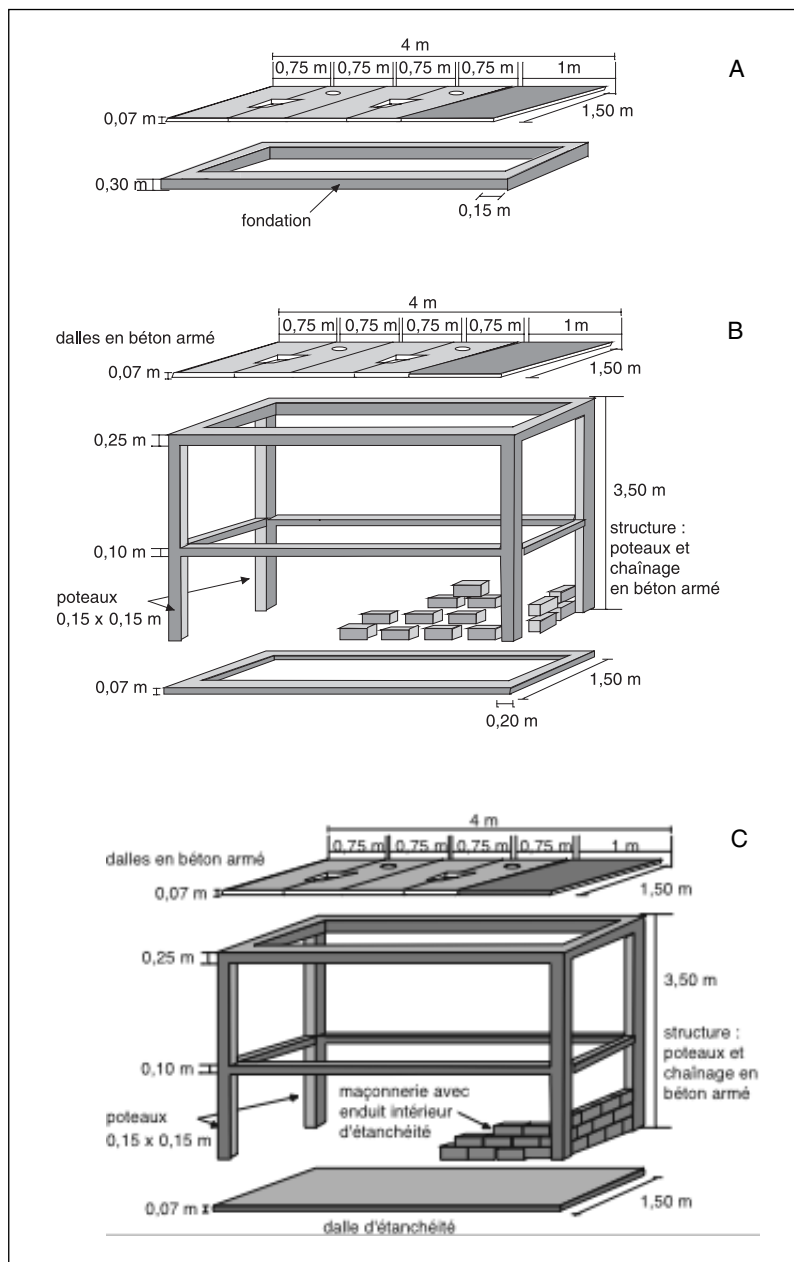
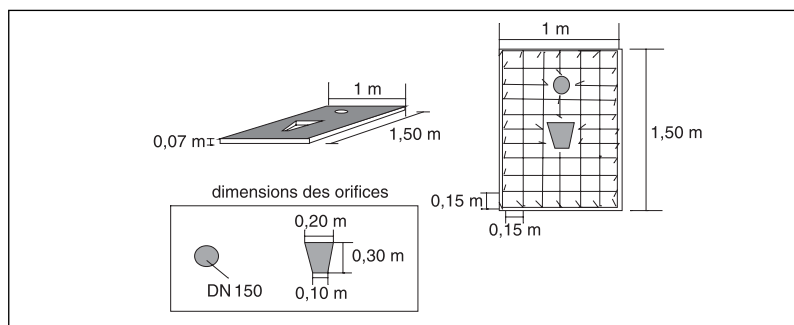


Figure 13.5 : Armatures d'une dalle simple.



disponible et à prix raisonnable. Par ailleurs, leur utilisation est intéressante car elles peuvent être assemblées avec d'autres matériaux et assurer une étanchéité.

On distingue deux types de dalles en béton : les *dalles en béton armé* (tabl. 13.VI, fig. 13.5 et fig. 13.6) et les *dalles en béton simple* (fig. 13.7 & 13.8). On consultera l'annexe 14 pour une présentation des techniques de construction et pour toute information relative à l'utilisation du béton.

– *Dalles en béton armé* : deux modèles existent, en une ou deux parties (facilité de transport).

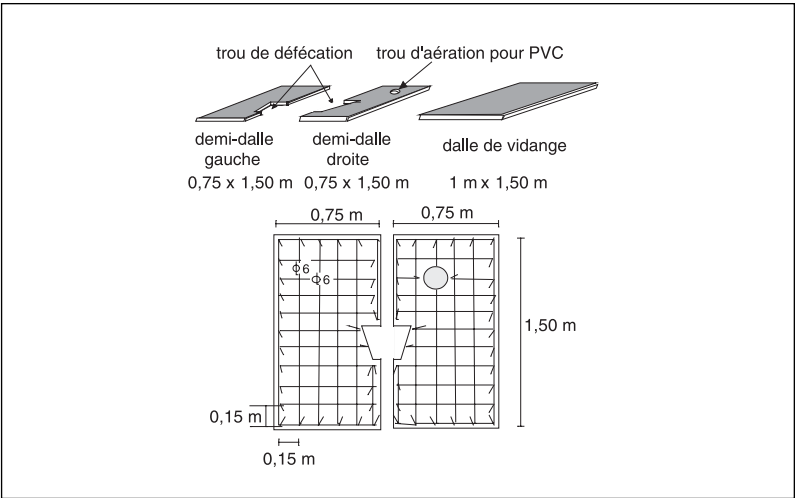


Figure 13.6 : Armatures d'une dalle en deux parties symétriques.

Remarque. – L'orifice qui recevra l'évent sera pratiqué en utilisant un morceau du tuyau qui sera retiré quelques heures après avoir coulé le béton.

Tableau 13.VI : Caractéristiques des dalles de latrines.

Type de dalle	Largeur (m)	Longueur (m)	Épaisseur (cm)	Sacs de ciment 50 kg	Acier 6 mm (m)	Poids (kg)
Dalle en 2 parties (1/2 dalle)	0,75	1,5	7	1/2	21	210
Dalle en 1 partie ou dalle de drainage	1	1,5	7	3/4	26	275

– *Dalles en béton simple* : les dalles de béton simple présentent l'avantage d'économiser le fer de l'armature et donc de diminuer le coût des dalles. La conception la meilleure est celle de la dalle en dôme présentée figure 13.7. Cette forme implique que toute l'épaisseur de la dalle se trouve en compression, on évite ainsi tout travail en tension du béton qui fragiliserait la dalle (cas d'une dalle plate). La composition du béton utilisé doit être plus riche en ciment. Les proportions sont : 1 volume de ciment pour 2 volumes de sable et 1,5 volume de graviers (6-10 mm). On peut choisir deux types de périmètres différents : circulaire (fig. 13.7) ou rectangulaire (fig. 13.8). Les dalles simples sont plus fragiles que celles en béton armé et donc plus difficiles à transporter, en particulier les circulaires.

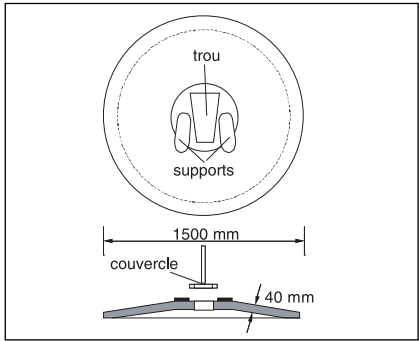


Figure 13.7 : Dalle ronde en dôme.

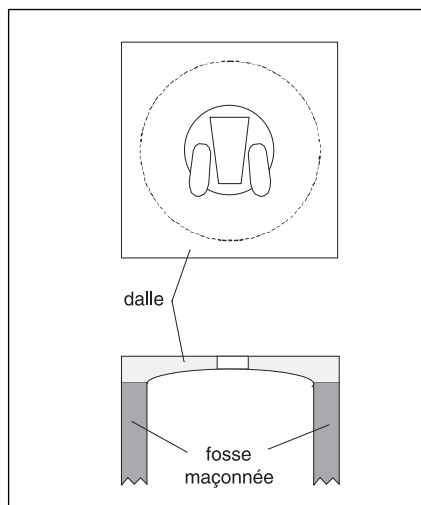


Figure 13.8 : Dalle rectangulaire en dôme.

Remarque. – La dalle en béton simple n’inclut pas de deuxième orifice pour y ajuster un évent (type VIP). La conception devra donc comprendre un couvercle pour le trou de défécation afin de contrôler les mouches et les odeurs.

4.2.3.4 Superstructure

Le rôle de la superstructure est d’offrir à l’utilisateur une certaine intimité et un environnement acceptable. La forme de la superstructure peut être choisie entre plusieurs solutions possibles (rectangulaire, circulaire, spirale, etc.) et ses caractéristiques dépendront des pratiques locales de construction de l’habitat, de la conception des latrines et de leur durée de vie. De nombreux projets d’assainissement laissent le choix de la conception de la superstructure et sa construction aux utilisateurs. La conception doit être définie

avec la communauté et dépendra des capacités de construction de cette dernière (paramètres tels que le coût, le temps, les matériaux, etc.).

D’un point de vue technique, peu de détails de construction et de conception sont à considérer : le toit peut offrir une certaine intimité et protège de la pluie ; la porte est aussi un facteur d’intimité et de sécurité (possibilité de verrouillage). La superstructure des latrines à fosse ventilée doit par ailleurs garantir l’obscurité de l’intérieur et l’entrée d’air.

Modèles particuliers

– *Structures de forme spirale* : ces superstructures présentent deux avantages :

- elles maintiennent l’intérieur dans une obscurité partielle indépendamment de la fermeture de la porte (fig. 13.9), ce qui représente un avantage dans le cas des latrines de type VIP ;
- elles limitent les risques de transmission par la voie oro-fécale en évitant tout contact des mains avec les portes.

Ce modèle est adapté pour des latrines publiques (de type VIP notamment), par exemple dans des écoles où il serait difficile de s’assurer que les portes sont maintenues fermées. L’inconvénient est que l’accès est libre pour les petits enfants et les animaux. La communauté devra donc rester vigilante. Il faut aussi noter que la forme spirale peut nécessiter une plus grande quantité de matériaux qu’une conception simple, mais *a priori* compensée par une économie liée à l’absence de portes, lesquelles sont toujours des installations coûteuses.

– *Structures réutilisables* : une structure mobile est appropriée lorsqu’il n’existe pas de contraintes d’espace et que la communauté est indépendante et motivée pour la construction de ses latrines. Lorsque la fosse est pleine, le propriétaire des latrines devra simplement en creuser une nouvelle et réinstaller la superstructure, y compris la dalle, au-dessus.

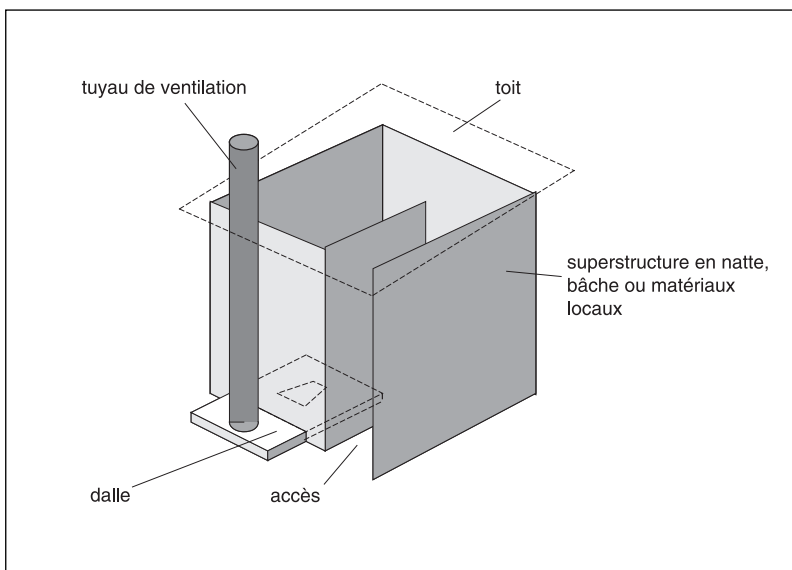


Figure 13.9 : Exemple de superstructure de forme spirale.

Ces latrines ont été construites pour des communautés affectées par l'ouragan Mitch. Le modèle choisi de latrines ventilées permettait de transporter la structure complète, incluant la dalle, le tube et la superstructure, et résolvait ainsi le problème du remplissage de la fosse. La superstructure était fixée à un système métallique soudé ou à un cadre de bois afin de faciliter sa réutilisation.



Figure 1 : Transport des latrines.



Figure 2 : Support de la dalle et fosse.

Encadré 13.3

Construction de latrines aérées avec structure réutilisable (Juliapa, Guatemala, 1999).

4.2.4 UTILISATION ET MAINTENANCE

La maintenance quotidienne est limitée au nettoyage de la dalle et de la superstructure. Dans le cas de latrines à simple fosse, l'orifice doit toujours être couvert lorsque les latrines ne sont pas utilisées. Pour des latrines de type VIP, la porte doit rester close. On vérifiera que la moustiquaire à l'extrémité du tube de ventilation n'est pas endommagée et, une fois l'an, on versera de l'eau dans l'évent afin d'éliminer les toiles d'araignées.

La vidange de la fosse est une tâche habituellement difficile à prendre en charge pour les usagers, souvent pour des raisons culturelles, mais aussi parce que l'opération peut entraîner des risques sanitaires si elle n'est pas pratiquée par du personnel spécialisé correctement formé et portant des équipements protecteurs.

Le cycle de remplissage et de vidange des latrines dépend de leur taille et du type de fosse, du nombre d'utilisateurs, de la vitesse de décomposition et de la nature du sol. Les fosses doivent normalement être dimensionnées de telle manière que la vidange se fasse tous les 4 à 6 ans afin de permettre une décomposition correcte des excréments.

La vidange d'une fosse contenant des excréments frais présente des risques significatifs en raison de la présence de pathogènes actifs dans les boues. Ce problème est géré de manière différente en zone rurale ou urbaine :

- *En zone rurale*, si le terrain est disponible, la solution consistera plutôt à creuser une autre fosse pour aménager de nouvelles latrines. La fosse antérieure peut être recouverte et les excréments ainsi enterrés ne constitueront pas de risque pour la santé. Dans certains cas, après une période d'évolution de 12 mois, alors que les excréments ne posent plus de problème sanitaire, la fosse pourra être vidée et réutilisée et les boues pourront être employées comme fertilisants (cf. § 4.5).

- *En zone urbaine*, alors que le terrain manque pour creuser de nouvelles fosses, on préférera cependant le système de la double fosse, consistant en deux fosses de petite taille utilisées en alternance (fig. 13.17). S'il n'existe pas de risque de contamination de l'eau, une autre solution consiste à construire des fosses très profondes qui augmenteront significativement la durée de vie des latrines.

Remarque. – La vidange manuelle des fosses doit être évitée, si elle est inévitable, elle doit être réalisée avec des protections adaptées pour les ouvriers afin de minimiser les risques de contamination par des pathogènes présents dans les fèces fraîches.

On pourra aussi vider les fosses en utilisant des pompes de vidange de boues (les pompes à membrane sont plus adaptées que les pompes à boues ou les pompes d'épuisement) et un camion de vidange pour transporter les boues pompées vers un site d'élimination adapté. Les boues doivent être à l'état liquide (humidification et agitation peuvent s'avérer nécessaire) et ne pas contenir de matières plastiques, de bois, pierres ou autres éléments solides. Il est donc important de faire passer ce message au sein de la communauté afin d'éviter que ces matériaux soient jetés dans les fosses des latrines.

Les boues issues de fosses de latrines contiennent des pathogènes. Le site d'élimination doit donc être choisi avec soin. Il doit se trouver à l'écart de la communauté et sera un site spécifiquement dédié à l'assainissement, tel qu'une décharge d'ordures ou des installations de traitement des eaux usées.

4.3 Latrines à siphon

4.3.1 PRINCIPE

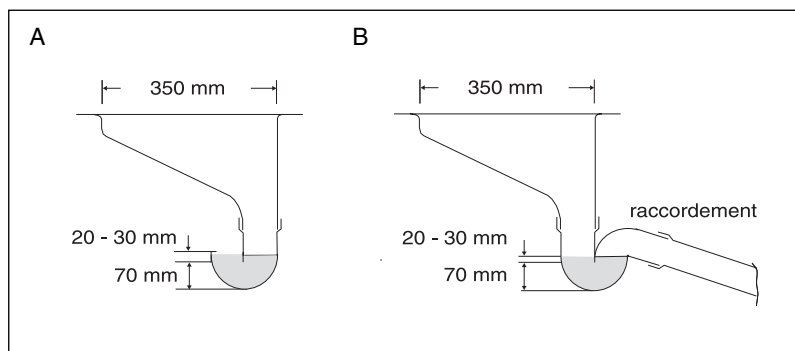
Le système des latrines à siphon est le plus efficace pour empêcher les mauvaises odeurs et la prolifération de mouches et de moustiques car il maintient la fosse isolée de l'extérieur. Ces latrines comprennent un joint hydraulique (ou siphon) au niveau de la cuvette (ou du bassin) où les excréments sont déposés. Ce joint, toujours rempli d'eau, assure l'isolation de la fosse. Ce système nécessite de l'eau en permanence à la fois pour le nettoyage de la cuvette et pour assurer l'effet de joint du siphon (1,5 à 2 litres minimum à chaque usage de la chasse). Cette solution n'est donc applicable que lorsque la disponibilité en eau est garantie.

4.3.2 CONSTRUCTION

Les principales différences entre les latrines sèches et celles à siphon résident dans l'utilisation d'eau, la présence d'un joint hydraulique, et dans la connexion vers des fosses spécifiques. Par conséquent, seules les spécificités liées à ces aspects seront détaillées ci-dessous (cf. § 4.2.3 pour le complément d'information) :

Le joint hydraulique ou siphon (fig. 13.10) : on peut trouver des cuvettes et des siphons à des prix raisonnables dans la plupart des pays. Ils sont faits de différents types de matériaux comme le plastique, le plexiglas, le polyéthylène haute densité (PEHD) ou des céramiques. On pourra aussi en fabriquer en ciment à partir d'un moule si les autres modèles ne sont pas disponibles sur le marché.

Figure 13.10 : Joint hydraulique.
A, placé au-dessus de la fosse.
B, avec une fosse séparée.



L'utilisation d'eau est un facteur important pour la conception de la fosse car elle augmente le volume de matière qui y pénètre. Si le sol est perméable, on pourra construire une fosse perméable simple ou, mieux, une *fosse septique* à partir de laquelle les effluents s'infiltreront dans le sol. On prendra garde à empêcher la contamination des points d'eau du voisinage (cf. § 3.5). Si le sol est peu perméable, le remplissage de la fosse sera plus rapide et il faudra donc planifier et organiser sa vidange ou la construction d'une nouvelle fosse.

La superstructure peut être construite au-dessus de la fosse (fig. 13.11A), mais la cuvette pourra aussi être posée à distance puisque les excréments peuvent être évacués par l'eau à travers une canalisation de connexion (fig. 13.11B).

Cette disposition est intéressante car elle permet d'installer les toilettes à l'intérieur du foyer tout en maintenant la fosse à l'extérieur. Les latrines sont aussi plus durables car, une fois la fosse remplie, il suffira d'en excaver une nouvelle à proximité et de rétablir la connexion avec la cuvette.

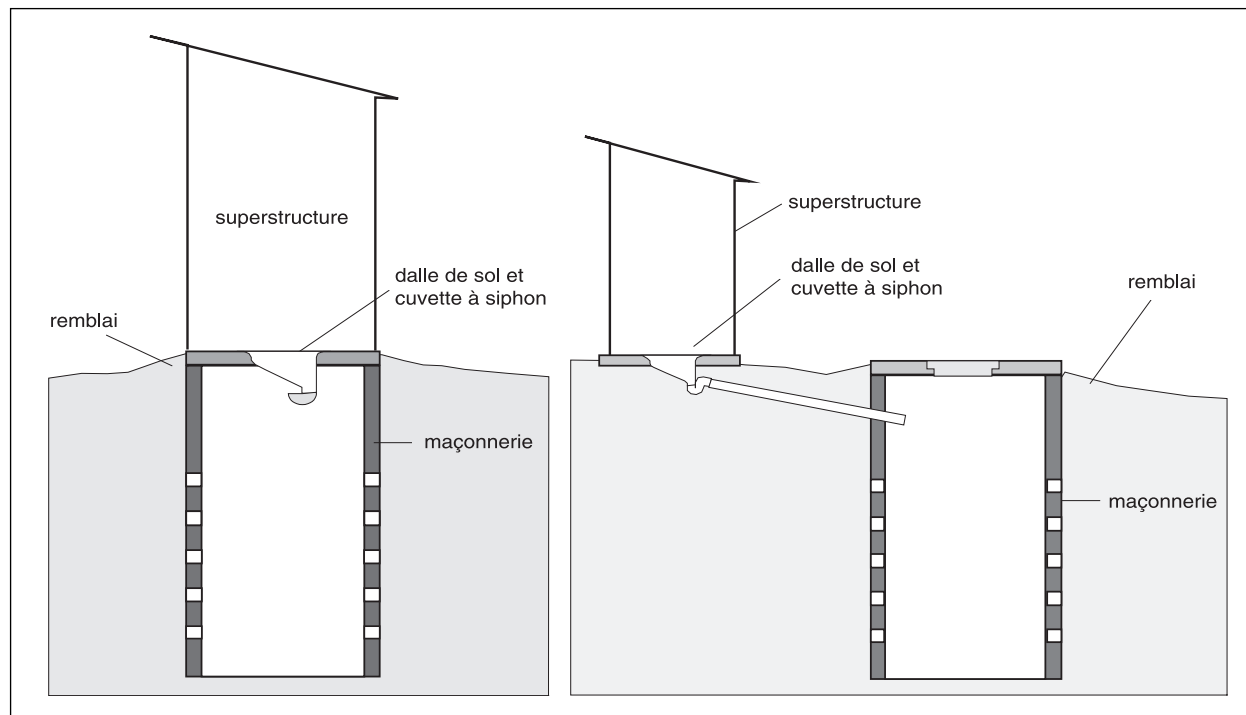


Figure 13.11 : Latrines à joint hydraulique.
A, installé au-dessus de la fosse. B, avec une fosse séparée.

Une quantité d'eau plus importante sera nécessaire pour évacuer les excréments si la fosse est installée à distance de la superstructure (fig. 13.11B). Les obstructions seront aussi plus fréquentes. Le diamètre des canalisations ou des canaux doit être supérieur à 75 mm et les tuyaux seront disposés suivant une ligne droite car les coudes et les courbures importantes pourraient gêner le flux et provoqueraient plus facilement des blocages. Les tuyaux les moins coûteux à utiliser dans ces systèmes sont des tuyaux de drainage. La pente minimale doit être de 1/30 pour des tuyaux lisses ou de 1/15 pour des tuyaux à surface rugueuse ou des canaux.

Remarque. – Dans le cas de zones où la ressource en eau se raréfie en saison sèche, on pourra concevoir des latrines au-dessus de la fosse (fig 13.11A), avec un siphon amovible qui sera retiré durant la saison sèche tandis qu'un évent pourra être fixé pour créer des latrines à fosse ventilée (VIP).

4.3.3 FOSSE SEPTIQUE

4.3.3.1 Principe et limites

La fosse septique est un réservoir souterrain étanche qui reçoit les eaux usées (eaux provenant des toilettes ou eaux usées domestiques résultant de la préparation de la vaisselle, des bains et du lavage). Elle constitue la solution sur site optimale pour les toilettes fonctionnant avec de l'eau (cf. fig. 13.12).

La fosse septique comprend deux chambres qui sont remplies par les eaux usées transportées par une canalisation ou un canal, ou provenant directement du siphon des latrines. À l'intérieur de la fosse septique, les eaux usées se séparent sous forme de boues, de liquides et d'écume. Ces effluents subissent différentes transformations chimiques et physiques avant d'être partiellement rejetés à l'extérieur du réservoir.

Figure 13.12 : Vue générale de toilettes à siphon avec fosse septique et système d'infiltration.

La fosse septique est divisée en deux chambres isolées par une cloison de séparation déflectrice (fig. 10.12).

La première chambre est la plus ample. Elle reçoit les eaux usées, c'est le siège des processus de sédimentation et de compaction des solides. Une épaisse couche d'écume se forme souvent à la surface du liquide, en raison de la présence de graisses, huiles, savons, détergents et autres produits chimiques. Il est préférable, dans certains cas, d'installer un piège à graisses en amont de la fosse afin de réduire la quantité de produits qui y pénétreront. Les processus anaérobies ont lieu dans cette chambre : des bactéries décomposent la matière organique présente dans les eaux usées en produisant du méthane et du dioxyde de carbone. La température idéale pour ces processus est de 35 °C. On s'assurera que les eaux usées ne contiennent pas de pesticides, d'agents antiseptiques ou de chlore qui empêcheraient cette digestion.

La seconde chambre est connectée à la première de telle manière que seuls les liquides puissent passer d'une chambre à l'autre. Les processus de décomposition et de production de gaz continuent. Cette chambre possède un orifice permettant la sortie des liquides hors de la fosse. Un coude ou un T est habituellement installé sur l'orifice de sortie afin de s'assurer que les effluents seront collectés sous le niveau des graisses et en seront exempts.

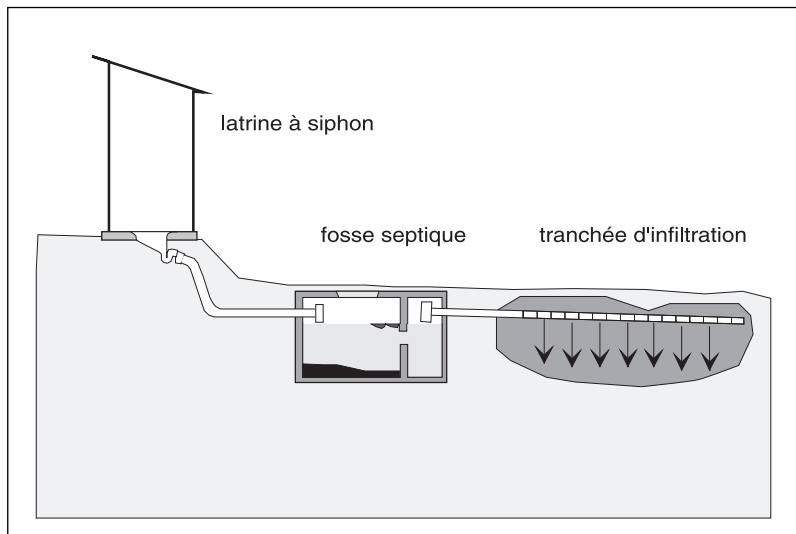
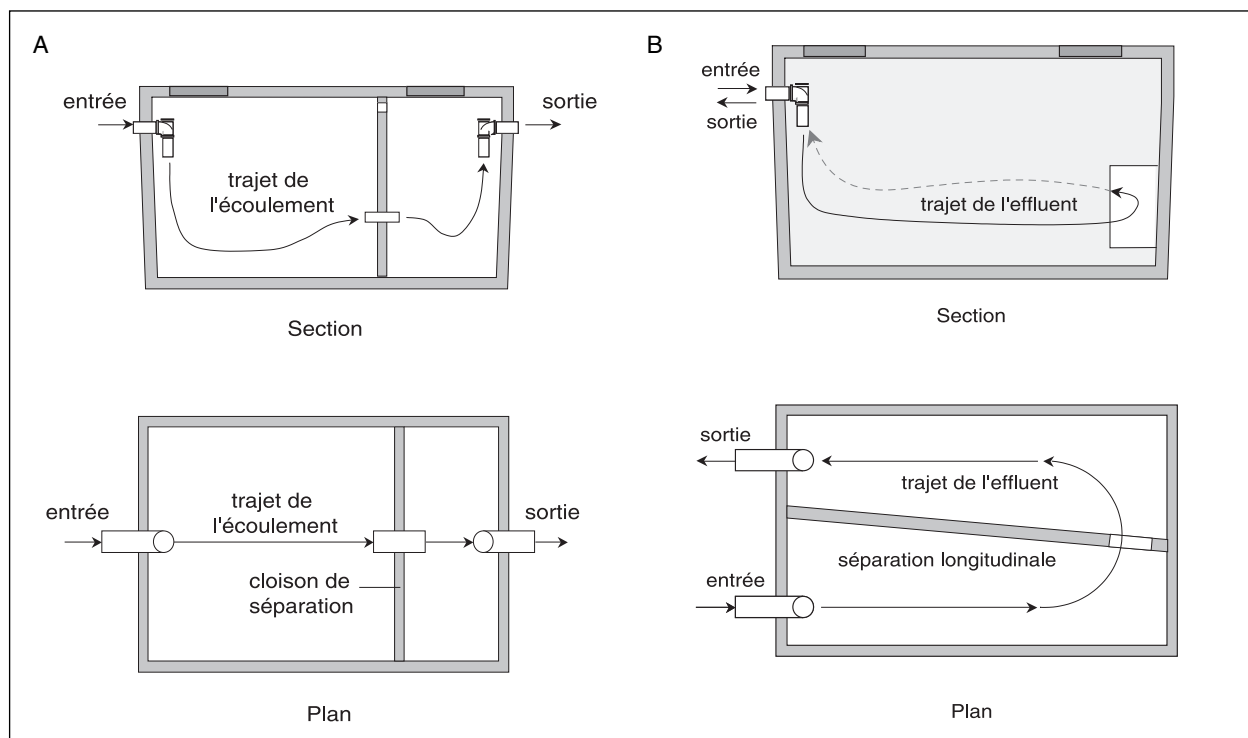


Figure 13.13 Schéma du flux dans la fosse septique (d'après Crites & Tchobanoglous, 1998, modifié).

A, cloison intérieure placée en travers de la fosse. B, cloison intérieure placée longitudinalement.



Les effluents liquides quittent la fosse après un temps de rétention qui est habituellement de 1 à 3 jours et qui permet de supprimer jusqu'à 80 % des matières en suspension. Trois destinations différentes sont possibles pour les effluents :

- poursuite du traitement avec connexion directe vers un système d'épuration ;
- infiltration dans le sol (cf. § 4.3.6) ;
- recyclage pour les activités agricoles.

Certaines conditions sont requises pour assurer un fonctionnement correct des fosses septiques. Le traitement des eaux usées domestiques dans des fosses septiques pourra donc être considéré en fonction des critères suivants :

- de l'eau est disponible de manière permanente pour évacuer les excréments depuis la cuvette vers la fosse (> 40 l/pers/j pour tous les usages WELL/WEDC 1998) ;
- les utilisations prioritaires de l'eau, telles que la boisson, la préparation des aliments, l'hygiène personnelle ou l'arrosage des potagers, ne sont pas affectées par le besoin en eau associé au bon fonctionnement du système sanitaire ;
- le contexte du terrain est adapté pour un traitement tertiaire par infiltration et il n'existe pas de risque de contamination des eaux souterraines ;
- l'espace disponible est suffisant pour l'installation d'un système par famille (environ 8 m^2 pour la fosse et 30 m^2 pour le système d'infiltration) ;
- il existe des installations (privées ou publiques) d'élimination des boues et les usagers peuvent en assurer le coût.

On notera que les fosses septiques sont particulièrement adaptées à la pratique culturelle du nettoyage anal avec de l'eau.

4.3.3.2 Conception d'une fosse septique (d'après Franceys, Pickford & Reed, 1992, modifié)

L'efficacité de la fosse dépend du temps de rétention des eaux usées dans la fosse, des systèmes d'entrée et de sortie des eaux, du système d'évacuation des eaux et de la fréquence d'élimination des boues. Le volume de la fosse doit donc être dimensionné avec précaution. Il peut être calculé selon la formule suivante (en considérant que le temps de rétention des eaux usées est de 1 jour) :

$$V = A + B \text{ litres}$$

où A est le volume nécessaire à la rétention de la phase liquide et B le volume nécessaire à l'accumulation des boues et de l'écume.

- Si l'on choisit un temps de rétention de 24 heures :

$$A = P \times q \text{ litres}$$

où P = nombre de personnes utilisant la fosse septique, q = 90 % des eaux utilisées quotidiennement par personne (litres), si la fosse reçoit des eaux vannes et des eaux usées domestiques, ou q = valeur estimée à partir du volume nécessaire à l'évacuation de la cuvette, du nombre moyen d'utilisateurs et du nombre de fois où la chasse est actionnée, en moyenne, par personnes et par jour, si l'on considère que la fosse recevra uniquement des eaux vannes.

- Le volume des boues et de l'écume (B) est :

$$B = P \times N \times F \times S$$

où P = nombre de personnes utilisant la fosse septique, N = nombre d'années écoulées entre 2 opérations d'évacuation des boues, F = facteur de conception (cf. tabl. 13.7), S = taux d'accumulation des boues et de l'écume (en litres par personne et par an, par exemple 25 litres par personne et par an pour des eaux vannes seulement).

On utilise les règles suivantes pour déterminer la forme de la fosse :

- la profondeur doit être d'au moins 1,80 m, l'orifice de sortie étant situé à au moins 0,3 m sous la dalle de couverture ;
- la largeur doit être d'au moins 0,6 m, dimension correspondant à l'espace minimal dans lequel une personne pourra travailler (construction ou nettoyage de la fosse). Certaines références et pratiques recommandent une longueur deux à trois fois supérieure à la largeur ;

– pour une fosse de largeur x , la longueur du premier compartiment doit être égale à $2x$ et celle du second compartiment égale à x (fig. 13.4). La profondeur ne doit normalement pas excéder la longueur totale.

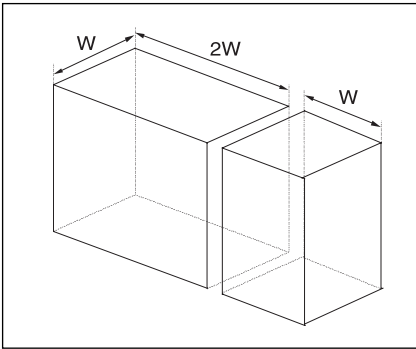


Figure 13.14 : Conception d’une fosse septique.

Nombre d’années entre deux vidanges	Valeur de F		
	Température ambiante		
	> 20°C	> 10°C	< 10 °C durant l’hiver
1	1,3	1,5	2,5
2	1	1,15	1,5
3	1	1	1,27
4	1	1	1,15
5	1	1	1,06
6 ou plus	1	1	1

Tableau 13.VII : Valeur du facteur F de conception d’une fosse septique.

4.3.4 SYSTÈME AQUA-PRIVY

Le système Aqua-Privy est une variante à chambre unique de la fosse septique. Il consiste en un réservoir étanche placé immédiatement sous les latrines (fig. 13.15). Les excréments tombent directement dans la fosse par un tuyau dont l’extrémité est submergée dans le liquide qu’elle contient, formant un bouchon d’eau qui empêche la sortie des mouches et des moustiques et évite la remontée des mauvaises odeurs. Le niveau du liquide dans la chambre doit être maintenu constant pour permettre la digestion anaérobie. La fosse fonctionne de la même manière qu’une fosse septique. Les effluents s’infiltrent normalement dans le sol par un puits perdu.

La vidange régulière des boues de la fosse est essentielle pour qu’elle fonctionne correctement. On doit donc pouvoir ouvrir son couvercle. L’installation d’un évent recouvert d’une moustiquaire est recommandée dans certains cas afin d’évacuer les gaz et de minimiser les odeurs. Le volume du réservoir doit être d’au moins 1 m³ afin d’éviter les turbulences qui empêcheraient la sédimentation des boues.

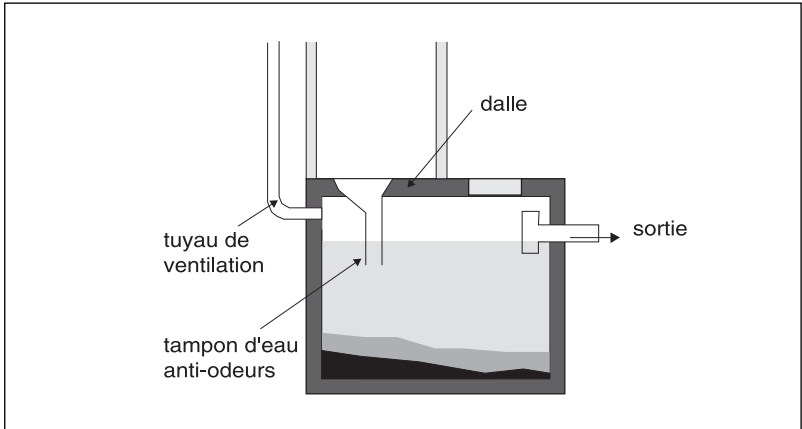


Figure 13.15 : Aqua-Privy.

4.3.5 UTILISATION ET MAINTENANCE

Les latrines à siphon nécessitent la même *maintenance quotidienne* que les latrines sèches. Celle-ci consiste en un nettoyage de la superstructure, de la dalle et de la cuvette. Le siphon doit toujours être rempli d’eau pour fonctionner correctement.

La vidange régulière des boues de fosse septique est nécessaire à leur bon fonctionnement. Les boues seront retirées lorsque le niveau des solides atteindra approximativement le niveau inférieur du système de communication avec la seconde chambre. Si les solides ne sont pas retirés à échéance de la période définie, leur quantité diminuera d’autant

le volume disponible. Les eaux usées ne seront donc pas retenues suffisamment longtemps pour que les processus de décantation, de flottation et de stabilisation s'effectuent correctement.

La fosse septique est vidangée par une citerne à dépression ou une pompe de vidange de boues connectée à un camion citerne. Les boues, contaminées par des pathogènes, doivent être traitées en station d'épuration ou déchargées au niveau d'un dépôt d'ordures sanitaire isolé de la communauté.

Remarque. – Lors de l'évacuation des boues, il est recommandé de préserver une couche de boue à la base de la fosse afin de permettre le réamorçage de la décomposition biologique.

4.3.6 ÉLIMINATION DES EFFLUENTS DE FOSSES SEPTIQUES

Une fosse septique correspond simplement à la combinaison d'un réservoir de rétention et d'une chambre de digestion anaérobie. Le volume sortant de la fosse est pratiquement égal au volume entrant (exceptées quelques pertes mineures et non significatives dues à l'élimination des solides, à l'infiltration et à l'évaporation). Même si l'efficacité de l'élimination des solides en suspension est bonne, les effluents contiendront toujours une forte concentration de pathogènes qui doivent être éliminés de façon sûre.

Possibilités d'élimination des effluents :

- infiltration directe dans le sol avec élimination dans un puits perdu (fig. 13.16) ou des tranchées ;
- recyclage pour usage agricole (cf. encadré 13.5) après processus de pré-traitement ;
- système de traitement des eaux usées ;
- système d'épuration collectant et traitant les effluents lorsque l'infiltration n'est pas suffisante ou qu'il existe un risque de contamination des eaux souterraines.

Les modalités d'infiltration de l'eau dépendent du type de sol. Les argiles gonfleront avec l'humidité et rendront le sol imperméable. Les silts et sables fins sont suffisamment perméables pour drainer l'eau mais ils deviendront imperméables si les eaux usées contiennent de fortes concentrations en solides. Les sols ayant une porosité élevée permettent un bon drainage. Ils comprennent du sable, du gravier ou des roches fracturées. Les sols organiques ont une forte capacité de rétention d'eau. Cependant, les racines de la végétation herbacée et arbustive créent des passages par lesquelles l'eau sera facilement drainée.

Type de sol	Taux d'infiltration des eaux usées décantées (litres / m ² / jour)
Sable grossier à moyen	50
Sable fin, sable loameux	33
Loam sableux, loam	25
Argile limoneuse poreuse et loam argilo-limoneux	20
Loam limoneux compact, loam argilo-limoneux compact et argile non expansible	10
Argile expansible	<10

L'aire d'infiltration utile (Si) est donnée par :

$$Si \text{ m}^2 = \frac{\text{volume d'effluents (l/jour)}}{\text{taux d'infiltration (l/m}^2\text{/jour)}}$$

La longueur de la tranchée d'infiltration est donc égale à :

$$L \text{ (m)} = \frac{\text{aire d'infiltration } Si \text{ (m}^2\text{)}}{2 \times \text{profondeur de la tranchée (m)}}$$

Encadré 13.4 Valeurs expérimentales des capacités d'infiltration de différents sols (d'après l'Agence américaine de Protection de l'Environnement, 1980).

La méthode du *puits perdu* est communément utilisée pour l'élimination des effluents de fosse septique équipant des logements individuels. Le puits perdu est connecté à la fosse septique individuelle et a habituellement une profondeur de 2 à 5 m, avec un diamètre de 1 à 2,5 m. Le volume doit être au moins égal à celui de la fosse septique. La couverture peut être construite en béton armé et enterrée à une profondeur de 200 à 300 mm afin d'éviter la pénétration de la vermine.

La surface nécessaire au processus d'infiltration doit être calculée à partir des données d'infiltration en fonction du type de sol et du débit de l'eau à traiter comme indiqué dans l'encadré 13.4.

– *Les fosses nues sans revêtement* (fig. 13.16.A) sont remplies de pierres ou de briques concassées de taille supérieure à 50 mm. Si la majeure partie de la fosse est remplie, les 50 cm supérieurs doivent être équipés d'un anneau de protection fait de parpaings, de briques ou de béton armé afin d'assurer un support stable à la couverture. La forme de cet anneau peut être une section de dôme (en encorbellement) afin de réduire la taille de la couverture.

– *Les fosses avec revêtement* (fig. 13.16.B) sont généralement construites en briques, en parpaings ou en béton coffré, comme pour les fosses de latrines, et leur capacité d'infiltration peut être augmentée en remplissant l'espace entre le matériau de revêtement et le sol avec du sable et des graviers.

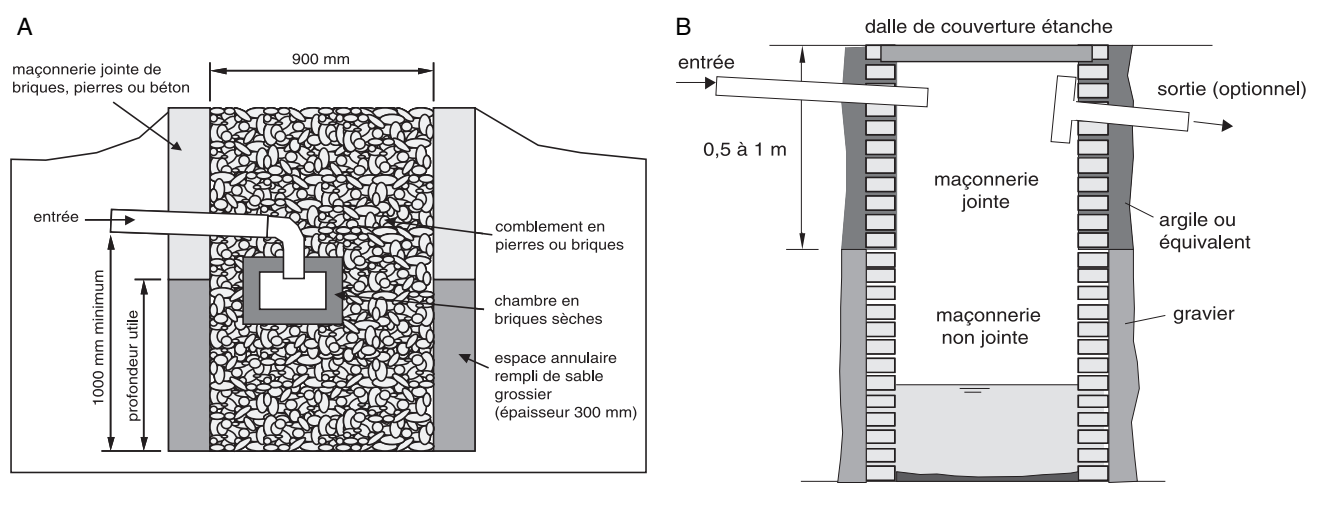


Figure 13.16 : Puits perdu. A, puits sans revêtement. B, puits avec revêtement.

Remarque. – La construction de *tranchées d'infiltration* peut s'avérer efficace. Ce système consiste en une canalisation de 10 cm de diamètre installée dans une tranchée de 30 à 50 cm de large et 60 à 100 cm de profondeur. Celle-ci sera remplie de graviers (2 à 5 cm de diamètre), protégée par un revêtement imperméable qui stoppe le lessivage du sol dans les graviers, et recouverte de terre pour éviter l'érosion. La pente recommandée pour cette tranchée est de 0,2 ou à 0,3 %.

Les eaux usées sont d'une trop grande valeur dans les zones arides ou semi-arides pour être éliminées sans recyclage agricole (ou pour la pisciculture).

L'utilisation des eaux usées pour l'irrigation accroît la production des récoltes car elles constituent un apport à la fois en eau et en nutriments qui sont bénéfiques pour les cultures (essentiellement azote et phosphore).

Les eaux usées doivent cependant être traitées pour en éliminer ou au moins en réduire les niveaux de contamination par des pathogènes représentant un risque sanitaire pour l'homme. Exception faite des végétaux consommés sans cuisson et qui ne doivent pas être irrigués avec des eaux usées, l'OMS recommande que les eaux recyclées destinées à l'irrigation contiennent, après traitement, moins d'un œuf de nématode par litre et moins de 1000 coliformes fécaux pour 100 ml.

4.4 Avantages et inconvénients des latrines simples, des latrines VIP et des latrines à siphon

Tableau 13.VII : Avantages et inconvénients des latrines simples, des VIP et des latrines à siphon.

Avantages/Inconvénients	Latrines simples	Latrines à fosse ventilée (VIP)	Latrines à siphon
Construction			
Simplicité de la technologie	+++	++	+
Faible coût (possibilités d'utilisation de matériaux locaux)	+++	++	+
Temps de construction	+++	++	–
Utilisation et maintenance			
Eau non requise	+++	+++	–
Facilité d'utilisation	+++	++	+
(efficacité du système indépendamment de son usage correct)		L'intérieur doit être obscur	Eau indispensable
Maintenance	++	++	+++
Adaptation au type de nettoyage anal	++	++	+*
	Adaptées au lavage à l'eau si une dalle de plastique ou de béton est installée et si les conditions du sol le permettent	Adaptées au lavage à l'eau si une dalle de plastique ou de béton est installée et si les conditions du sol le permettent	Risques d'obstruction si des matériaux solides sont utilisés
Hygiène et confort			
Intimité	+	++	+++
	Latrines éloignées des foyers (mauvaises odeurs)	Latrines proches des foyers	Latrines à l'intérieur de l'habitat
Absence d'odeurs	+	++	+++
Contrôle des mouches	–	++	+++
Contrôle des moustiques	–	+	+++
Hygiène du système	+++	+++	+++
	Si la conception, la construction, l'utilisation et la maintenance sont correctes	Si la conception, la construction, l'utilisation et la maintenance sont correctes	Si la conception, la construction, l'utilisation et la maintenance sont correctes
Convivialité de l'utilisation	La fosse est visible	La fosse est visible	+++

* Sol imperméable

4.5 Latrines à compost

4.5.1 AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS

Les latrines à compost permettent le recyclage des excréments pour l'agriculture. Les avantages et inconvénients de ce système sont résumés ci-dessous (tabl. 13.VIII).

Tableau 13.VIII : Avantages et inconvénients des latrines à compost.

Avantages	Inconvénients
Fertilisation des champs.	Requièrent une utilisation et une maintenance adaptées pour empêcher la défaillance du système et les risques sanitaires qui en résultent
Activités productrices de revenus.	Dépendent de la présence d'activités agricoles
La vidange régulière des latrines permet leur construction "hors sol", dans des contextes de terrains rocheux ou de nappe phréatique haute dans lesquels des fosses ne peuvent être excavées	L'acceptation du système est limitée par de nombreux facteurs culturels liés à la manipulation des excréments
Le processus de compostage élimine les pathogènes	

Cette technologie ne sera promue que dans des zones où l'usage du compost est déjà développé. L'introduction du système de compostage est en effet difficile chez des populations qui n'en ont pas d'expérience préalable et la gestion de ce type de latrines requiert du temps et un effort constant.

L'intérêt de la communauté vis-à-vis de l'utilisation ou de la vente de compost et sa disposition à manipuler des excréments doivent être clairement établis avant toute mise en place d'un programme de latrines à compost. L'évaluation préalable doit impérativement comprendre une *étude de marché*. L'introduction de ce système dans une zone nouvelle peut être précédée d'un programme pilote avec participation d'une ou plusieurs familles volontaires. Le programme pourra être étendu en fonction de la demande de la communauté et si des résultats positifs sont obtenus chez les familles volontaires.

4.5.2 PROCESSUS DE COMPOSTAGE

Le processus de compostage est un processus biologique aérobie par lequel des excréments mêlés à des éléments organiques (feuilles, papier) et des éléments minéraux (cendre, sol) se trouvent stabilisés (déshydratés et désinfectés). On obtient alors un matériau de type humus qui peut être utilisé comme amendement des sols. Après environ 4 à 6 mois d'élaboration, ce produit peut être utilisé ou revendu par la communauté.

Une caractéristique importante des latrines à compost est le système de séparation des urines et des excréments qui améliore le processus de compostage en produisant un compost qui pourra être collecté de manière sûre et simple. Les urines peuvent être stockées dans un jerrican et utilisées comme fertilisant riche en azote ou, diluées, comme insecticide ou fongicide pour le traitement des cultures. Trois types de latrines à compost mis en place par ACF seront présentés ici.

4.5.3 EXEMPLES DE TERRAIN

4.5.3.1 Latrines à compost LASF au Guatemala

Contexte

Le système de chambre double des latrines LASF (*Letrinas Aboneras Secas Familiares*, latrines familiales sèches à compost) a d'abord été développé dans les années soixante au Vietnam puis adapté au Guatemala à la fin des années soixante-dix. Il a ensuite été utilisé dans d'autres pays d'Amérique centrale. ACF a mis en place un projet LASF entre les années 2000 et 2002 (tabl. 13.IX) dans le cadre d'un projet pour l'eau et l'assainissement destiné à des communautés agricoles vulnérables de l'ouest du Guatemala.

Bien qu'il fût réalisé dans une zone où les latrines à compost n'étaient pas connues, les résultats du programme se révélèrent très positifs : plus de 95 % des latrines utilisées et 60 % du compost recyclé après un an de fonctionnement.

Conception

Il s'agit d'une latrine surélevée, avec une chambre double et une cuvette amovible, non scellée à la dalle (fig. 13.17 & 13.18), disposant d'un accès par la cloison postérieure. Le dimensionnement du volume des chambres doit être

tel que le temps de remplissage d’une chambre permette la décomposition complète des excréments déposés dans l’autre chambre (cf. § 4.2.3.2). Les dimensions classiques de chaque chambre dans le cas du Guatemala sont : 0,8 m x 0,6 m x 0,8 m = 0,40 m³. Les urines et les excréments ne sont pas déposés ensemble, mais les urines sont dirigées vers un réservoir extérieur pour recyclage, ou vers un puits perdu.

Figure 13.17 : Conception de type LASF.

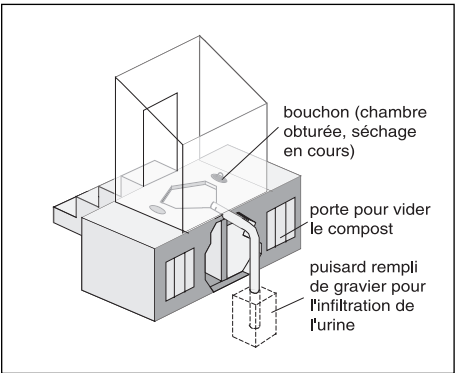
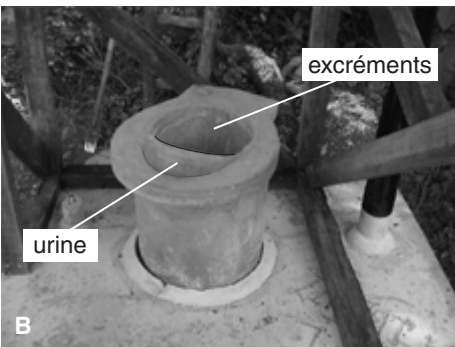


Figure 13.18 : Latrines LASF au Guatemala (ACF).
A, extraction et stockage du compost.
B, cuvette des toilettes (séparation des urines et des excréments).



Recommandations d'utilisation

Tandis qu’une des chambres est utilisée, la seconde reste close et les excréments déposés durant les 6 mois précédents subissent une décomposition aérobie. Tous les 6 à 8 mois, ces excréments alors transformés en compost sont vidés dans des sacs qui sont stockés dans un lieu sec. La chambre vidée est remise en fonction et l’autre est condamnée pour permettre la décomposition des matières accumulées.

Les projets de latrines LASF doivent inclure des sessions de sensibilisation, de formation et d’éducation sur tout ce qui touche à l’assainissement de façon générale et plus particulièrement au stockage et à l’utilisation du compost.

Efficacité du traitement

Les résultats d’analyses de composts sont résumés au tableau 13.IX.

Tableau 13.IX : Teneurs moyennes en nutriments de 9 échantillons de compost d’excréments humains.

Nutriments	g/kg	Pourcentage de nutriments par rapport au poids total du compost	Pourcentage relatif de chaque nutriment
N	7,8	0,8 %	13 %
P ₂ O ₅	16,5	1,6 %	27 %
K ₂ O	37,3	3,7 %	61 %

Étant donné sa faible teneur en azote, on recommande de rajouter à ce compost des additifs azotés (urée, compost de fumier de cheval, etc.). L'élimination des pathogènes est excellente. Après 3 mois dans un environnement sec, la plupart des pathogènes ont été détruits.

4.5.3.2 Latrines baril à compost à au Salvador

Contexte

Oxfam avait mis au point au Salvador une nouvelle version de latrines baril à compost traditionnelles dont le but était de réduire le temps et l'espace nécessaires à leur construction. Cette conception a été mise en place dans le pays durant la phase de reconstruction succédant au tremblement de terre de 2001. ACF a adopté ce système dans ses programmes au Salvador, dans des zones où il avait déjà été utilisé. Les latrines baril présentent trois avantages principaux :

- les excréments peuvent être transportés dans les barils eux-mêmes, ce qui décroît les risques durant la manipulation du compost et augmente l'acceptation du système par les communautés ;
- le processus de compostage est accéléré ;
- le baril se situe dans la fosse des latrines, sa partie supérieure est située au-dessus du niveau du sol, ce qui la protège des inondations.

Conception

Ces latrines sont constituées d'une latrine simple dans laquelle la fonction de la fosse est assurée par un baril de métal de 200 l (fig. 13.19). Ce baril est installé à l'intérieur de la fosse, une portion de 30 cm seulement se situant au-dessus du niveau du sol. Le baril est équipé d'une cuvette spécialement conçue en fibre de verre (cuvette double), d'un tuyau de 3 pouces pour l'évacuation des gaz et de quatre poignées soudées. Comme pour le système LASF, l'urine est acheminée vers l'extérieur au travers d'une canalisation flexible dirigée vers un puits perdu.

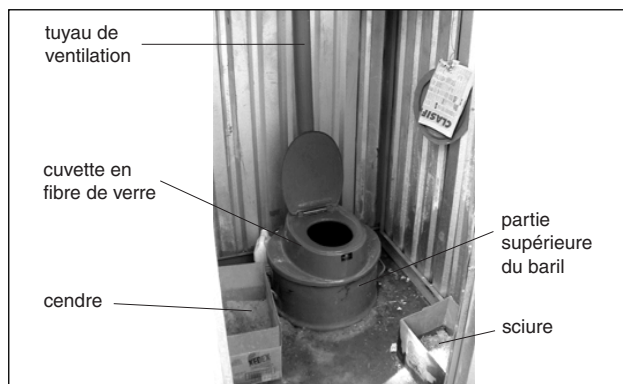


Figure 13.19 : Latrines baril à compost (ACF, Salvador) : détails de l'intérieur.

Recommandations d'utilisation

Trois personnes suffisent pour retirer le baril lorsqu'il est plein et le remplacer par un baril vide (environ tous les trois mois pour une famille de six personnes). Dans le premier baril, qui est maintenu fermé mais connecté à un évent, le processus de compostage continue. Il durera 2 mois à l'ombre ou 1 à 3 semaines au soleil. Le baril est ensuite vidé et le compost est stocké dans des sacs conservés dans un lieu frais et sec.

Traitement et efficacité

Le processus de traitement est le même que pour le système LASF, mais il est accéléré par l'action du soleil.

4.5.3.3 Latrines surélevées de Kaboul

Contexte

Dans la majorité des maisons individuelles de Kaboul, ainsi que dans une grande partie de l'Afghanistan, les gens utilisent des latrines traditionnelles appelées *vault latrines*. Il s'agit de latrines surélevées dont la fosse est remplacée par

une chambre voûtée “ hors sol ”, à faible capacité de stockage et qui doit être vidangée après quelques semaines d'utilisation. La chambre possède une porte de vidange latérale donnant sur la rue d'où les fermiers réalisent la collecte des excréments. Les fermiers réalisent ensuite un compostage hors site près des lieux de culture.

Durant les dernières décennies de conflit, les latrines n'ont pas été entretenues et se sont fortement délabrées. Par ailleurs, la collecte des excréments a elle aussi été affectée par le conflit provoquant ainsi une forte dégradation des conditions sanitaires de la ville. De nombreuses agences entreprirent la réhabilitation de ces latrines traditionnelles. Le CICR améliora ainsi la conception classique : renforcement de la construction, ajout d'une canalisation pour l'évacuation des urines et d'une porte pour obturer la fosse. ACF a adapté ce modèle de la manière suivante.

Conception

Les latrines sont situées en bordure de la zone d'habitation, la chambre des latrines est équipée d'une porte donnant sur la rue, ce qui permet la vidange depuis l'extérieur. Le modèle amélioré conçu par ACF inclut (fig. 13.20A) :

- une voûte en pierres maçonnées avec une base de béton qui protège la nappe phréatique proche de la surface, et une tranchée d'infiltration peu profonde située à l'arrière et permettant la percolation des liquides ;
- une trappe métallique permettant la collecte des excréments depuis la rue ;
- une dalle de béton armé conçue de manière à séparer les excréments des urines et permettant la collecte des eaux du nettoyage anal et du lavage de la dalle (fig. 13.20C) ;
- un tube de ventilation équipé d'une moustiquaire ;
- une superstructure construite en briques traditionnelles ;
- un toit de torchis sur une armature de bois.

Le système des latrines surélevées d'ACF coûtait, en 2003, environ 200 \$US.

Efficacité du traitement

L'expérience d'ACF a montré que la vidange devait être faite en moyenne tous les 45 jours. Les analyses de composts sont présentées dans la figure 13.20C.

Restrictions

Ce système ne doit être envisagé que si la collecte des excréments est une pratique courante. En effet, ces latrines n'ont pas de capacité de stockage à long terme. La chambre est pleine en l'espace de un à deux mois et les excréments se répandent dans la rue si elle n'est pas vidée.

Recommandations d'utilisation et commentaires généraux

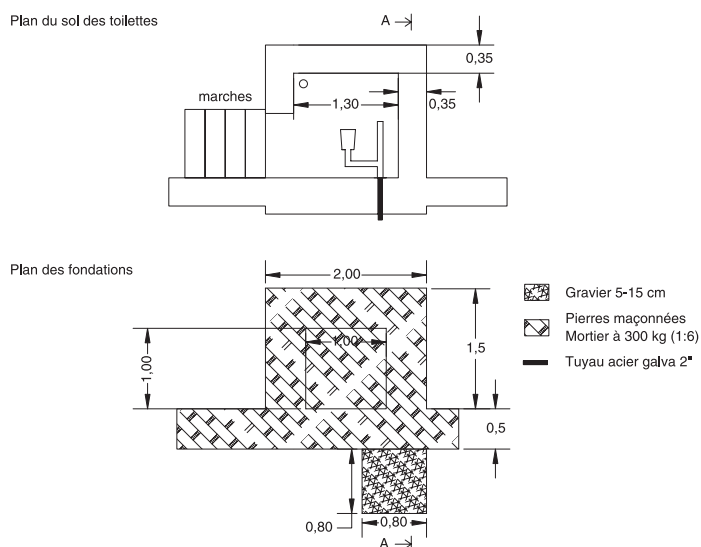
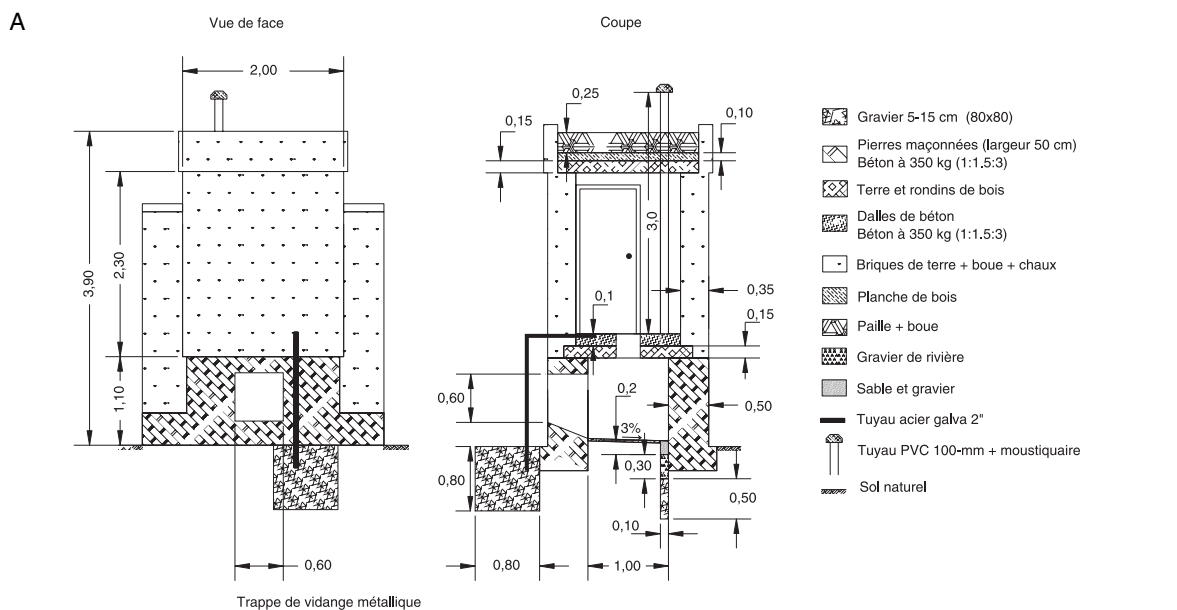
Traditionnellement, les fermiers des zones rurales alentour avaient coutume d'employer des personnes pour vider les latrines et transporter les excréments vers leur ferme pour les transformer en compost. Le système traditionnel de collecte est donc basé sur la gratuité d'un service réciproque : les agriculteurs disposent d'excréments à bas coût recyclés comme fertilisant, et les latrines des habitations particulières sont vidangées sans frais. Cette activité constitue de plus une source de revenus aux ouvriers qui collectent et transportent les excréments.

Des défaillances du système sont apparues récemment dans de nombreux quartiers de Kaboul. Les causes en sont les suivantes :

- l'augmentation de la population urbaine durant les deux ou trois dernières décennies a d'une part diminué les superficies cultivées autour et dans la ville et d'autre part accru le nombre de latrines à vidanger ;
- les sécheresses qui ont affecté la région de Kaboul depuis 1999 ont forcé de nombreux agriculteurs à abandonner l'exploitation de leurs terres, réduisant du même coup la demande en fertilisants.

La principale conséquence de la détérioration de ce système est que les latrines de Kaboul ne sont plus régulièrement vidées, entraînant ainsi une augmentation des risques pour la santé publique. Pour apporter une solution à ce problème, ACF a centré son action sur la collecte des excréments et le processus de compostage. Une collaboration a été mise en place entre des comités de quartier locaux appuyés par ACF d'une part, et les agriculteurs de la zone d'autre part. Le comité de quartier est responsable des tâches suivantes :

- organisation des campagnes de vidange des latrines et de transport des excréments chez les agriculteurs ;
- acquisition et approvisionnement en matériaux bruts pour la production du compost (incluant la paille, la sciure, etc.) ;



C

Nutriments	P (P_2O_5)	K (K_2O)	N
Échantillon 1	0,69	0,35	0,31
Échantillon 2	0,71	0,24	0,28
Échantillon 3	0,68	0,19	0,29
Échantillon 4	1,41	0,33	0,33
Échantillon 5	0,77	0,38	0,29
Étendue habituelle des valeurs (en g/100 g de matière sèche, d'après Brunt <i>et al.</i> , 1985)	0,1 – 1,7	0,1 – 2,3	0,1 – 1,8

Figure 13.20 Latrines surélevées (ACF, Afghanistan).
A, conception générale.
B, dalle, séparation des excréments et des urines.

C, concentrations de certains éléments fondamentaux dans le compost d'Aqa Ali Sham en comparaison avec les valeurs normales d'un compost.

- compostage des excréments ;
- stockage et conditionnement du compost en vue de sa vente ultérieure ;
- vente des sacs de compost à d'autres agriculteurs.

Les agriculteurs sont responsables du processus de production de compost, incluant la réalisation du mélange d'excréments et de matériaux bruts et son agitation régulière. ACF fournissait une assistance technique, incluant des formations destinées aux agriculteurs, le choix des protocoles de compostage et le contrôle de température des tas de compost. ACF assurait aussi la promotion commerciale du compost. Par ailleurs, les processus de décomposition aérobie sont plus efficaces dans un compostage hors site où les matériaux sont régulièrement mélangés et aérés que dans le cas de latrines à compost sur site.

Avec la collaboration de la population locale, ACF avait ainsi réhabilité à Kaboul, à la fin de l'année 2003, plus de 2350 latrines.

4.6 Latrines sur terrains rocheux, sur terrains gelés, lorsque les eaux souterraines sont proches de la surface, et en zones inondables

La construction de latrines dans des *terrains rocheux ou gelés* est rendue difficile en raison des problèmes d'excavation. Un outillage spécial est nécessaire, incluant par exemple burins, masses, pieds-de-biche et marteaux pneumatiques. La réalisation du travail nécessite un effort et un investissement en temps importants. Par ailleurs, le faible taux d'infiltration, qui est une caractéristique commune à ces terrains, conduit à un remplissage rapide des fosses. On est donc souvent obligé, dans ces situations, de concevoir des fosses de faible volume mais qui doivent être vidangées plus fréquemment.

La construction de latrines dans des zones où les *eaux souterraines* sont *proches de la surface* est délicate en raison des risques de contamination de la nappe et donc des points d'eau situés à proximité (cf. § 3.5 sur la contamination des points d'eau). Dans ce cas, la construction de latrines de conception classique est souvent problématique.

Dans ces différents contextes des solutions simples se sont révélées efficaces, elles sont détaillées ci-après.

4.6.1 LATRINES À DOUBLE FOSSE (POUR LATRINES SIMPLES OU À SIPHON)

Ce type de latrines peut être mis en œuvre lorsque les possibilités d'excavation sont limitées par la proximité du niveau phréatique ou par un terrain rocheux. Il pourra aussi être utilisé dans des contextes " normaux " afin d'augmenter la vie opérationnelle des latrines en facilitant leur vidange. Ces latrines sont constituées de deux fosses relativement peu profondes pouvant être construites partiellement au-dessus de la surface du sol. Lorsque la première fosse est pleine, elle est scellée et la seconde fosse, vide, est utilisée. Quand cette dernière est pleine à son tour, un temps suffisamment long s'est écoulé (de 12 à 18 mois) pour que les excréments contenus dans la première fosse aient pu subir une décomposition. On vidange donc la première fosse qui peut alors être réutilisée. On peut éliminer sans risque les excréments transformés en compost ou les réutiliser comme fertilisant (cf. § 4.5).

4.6.2 LATRINES À COMPOST

Les latrines à compost sont particulièrement adaptées à ces contextes difficiles. Les latrines surélevées type Kaboul, les chambres de compostage doubles ou les latrines baril peuvent être construites sans avoir à creuser de fosse (cf. § 4.5). Ces systèmes sont particulièrement intéressants s'il existe un marché permettant de vendre ou d'utiliser les fertilisants produits par le compostage des excréments. Cette activité peut constituer une incitation financière à l'adoption par la communauté d'un système de latrines adapté.

4.6.3 LATRINES À FOSSE SURÉLEVÉE

Les latrines à fosse surélevée sont particulièrement intéressantes dans les zones où la nappe est voisine de la surface (fig. 13.21). On creuse une fosse aussi profonde que possible durant la fin de la saison sèche, alors que la nappe est à son niveau le plus bas. Ensuite un revêtement étanche (cimenté) est appliqué sur les parois et le fond de la fosse afin

de l'isoler de la nappe dont le niveau s'élèvera pendant la saison des pluies. La fosse est ensuite prolongée au-dessus du niveau du sol sur une hauteur suffisante pour atteindre le volume désiré. Cette élévation est obtenue soit en prolongeant simplement les parois de la fosse soit en utilisant des caissons métalliques ou en béton préfabriqué, de grande taille, qui sont disposés dans la fosse.

Les latrines construites en *zones inondables* doivent être accessibles aussi durant les crues. Leur conception doit empêcher que les excréments ne se répandent hors de la fosse afin d'éviter tout risque de contamination. La figure 13.21B présente un exemple d'élévation de fosse grâce à des anneaux de béton qui la protègent ainsi des inondations.

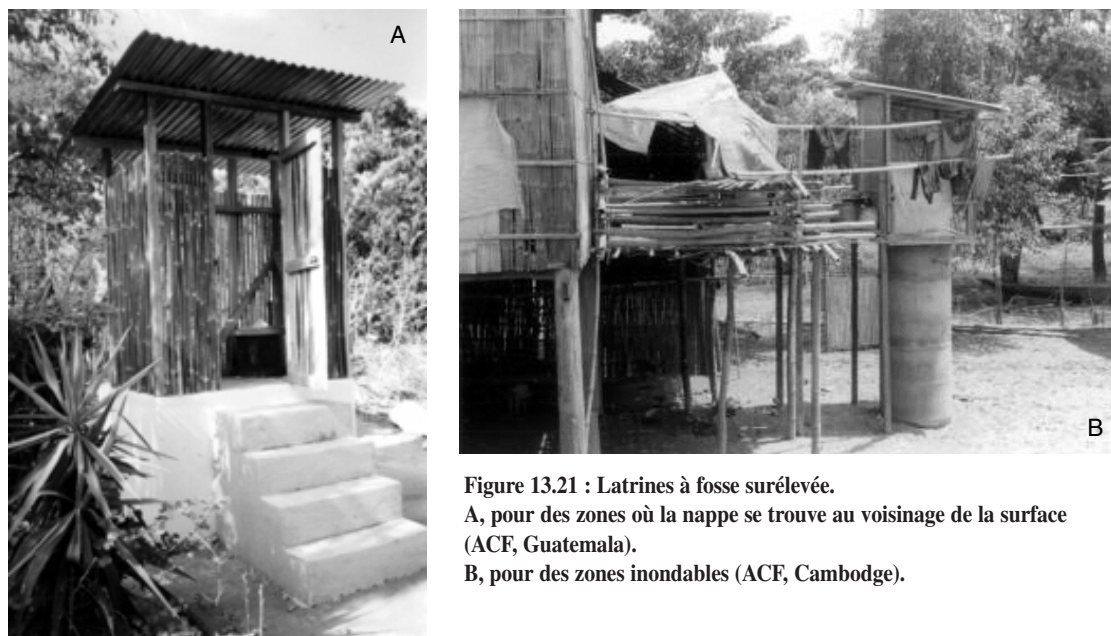


Figure 13.21 : Latrines à fosse surélevée.

A, pour des zones où la nappe se trouve au voisinage de la surface (ACF, Guatemala).

B, pour des zones inondables (ACF, Cambodge).

4.6.4 LATRINES À SEAU OU TINETTE

Dans ce système, les excréments sont déposés dans un seau ou un baril qui peut être retiré facilement pour être vidé. Contrairement aux latrines-barils utilisées pour le compostage, le volume de stockage est réduit, ce qui implique une vidange quasi quotidienne. Ces latrines provoquent donc des risques sanitaires potentiels élevés, leur construction doit donc s'accompagner d'une très forte sensibilisation quant à leur maintenance et aux modalités de vidange. Ce système peut cependant s'avérer efficace s'il est utilisé correctement, c'est-à-dire s'il est associé à un système de vidange et d'élimination sûr, et est accompagné d'un programme adapté de formation à la maintenance et de promotion de l'hygiène.

Dans la pratique, il nécessite une maintenance et un entretien quotidiens, les matières récupérées dans le seau ou le baril sont déposées dans un réservoir plus important qui est à son tour vidangé vers un site approprié de traitement ou d'élimination (compostage par exemple).

4.7 Contrôle des excréments dans les camps de réfugiés et de déplacés

L'urgence d'une situation est souvent proportionnelle aux risques sanitaires encourus (choléra et autres maladies diarrhéiques notamment), lesquels augmentent avec la densité de population. Les camps de réfugiés ou de déplacés abritent généralement une population vulnérable et nombreuse dans des lieux dépourvus de toute infrastructure sanitaire. Dans ces contextes la mise en place rapide d'un contrôle des excréments doit être considérée comme une priorité.

La conception des latrines évoluera selon les différentes phases de la réponse humanitaire afin de garantir une intervention rapide et efficace depuis les premiers jours de l'urgence jusqu'à la stabilisation de la situation.

Objectifs et activités selon la phase

– Phase 1 :

- identification des zones où la défécation provoque un risque sanitaire (à proximité des points d'eau, en amont du camp sur le cours d'une rivière, à proximité des hôpitaux, etc.) et contrôle de l'accès des personnes à ces zones ;

- identification et délimitation des zones spécifiques où les personnes pourront déféquer (champs de défécation, fig. 13.22) ;

- construction de latrines dans des lieux publics stratégiques : centres de santé, écoles, etc. ;

– Phase 2 :

- construction de latrines publiques d'urgence et mise en place d'un système de maintenance ;

– Phase 3 :

- construction de latrines familiales.

4.7.1 CHAMPS ET TRANCHÉES DE DÉFÉCATION

Ces infrastructures, préliminaires à la construction de latrines, permettent de subvenir rapidement aux besoins d'une population nombreuse et de diminuer efficacement les risques de contamination fécale (tabl. 13.X & fig. 13.22). Le champ de défécation consiste à délimiter une zone où les personnes peuvent déféquer. C'est une solution mieux adaptée aux climats secs puisqu'elle implique une défécation en milieu ouvert.

Les champs de défécation peuvent être améliorés par la réalisation de tranchées de défécation où les fèces sont enterrées, diminuant encore plus les risques sanitaires. Selon les outils et les ressources humaines disponibles, ces tranchées seront profondes ou plus superficielles (20 à 30 cm de large et 15 cm de profondeur). Des tranchées de défécation peuvent être excavées manuellement de manière très rapide, ou avec un bulldozer ou une pelle mécanique si ces machines sont disponibles.

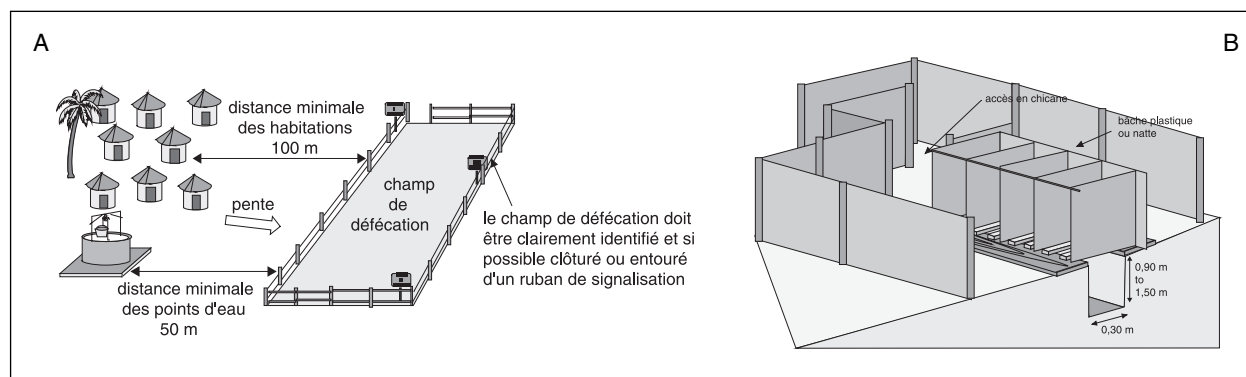


Figure : 13.22 : Gestion de la défécation dans la première phase d'urgence (aiguë).

A, champs de défécation. B, tranchée de défécation.

On pourra placer des planches de bois ou des rondins en travers des tranchées pour supporter le poids des utilisateurs au-dessus de celles-ci. On recommandera aussi de réaliser des cloisonnements avec des bâches de plastique ou des matériaux locaux pour préserver l'intimité des usagers.

Les fèces déposées dans une tranchée sont normalement recouvertes quotidiennement avec de la terre afin de limiter les odeurs et l'infestation par les mouches (il est facile d'utiliser la terre issue de l'excavation si celle-ci est laissée proche des tranchées). Les tranchées de défécation se remplissent rapidement et de nouvelles doivent être creusées en l'espace de quelques jours ; ce temps variant évidemment selon les effectifs de la population et la profondeur des tranchées.

On consultera les représentants locaux pour les problèmes relatifs à l'intimité et au traitement différentiel des sexes et des enfants, ces questions étant considérées de manière variable selon les communautés et les cultures.

Tableau 13.X : Caractéristiques et construction de champs ou de tranchées de défécation.

Aire du champ	< 5 m ² / personne	
Distances à respecter	Champ - habitations	100 m
	Champ - point d'eau	50 m en aval du point d'eau
Longueur de la tranchée	2,5 m / 100 personnes	
Distances à respecter	Tranchée - point d'eau	30 m
	Base de la tranchée - nappe phréatique	2 m
Matériaux	5 planches (L = 4 m, l = 0,2 m)	
	(pour une tranchée de 10 mètres de long)	21 poteaux (2,5 m de long, 0,1 m de diam.)
	bâches en plastique (L = 36 m, l = 2 m)	
	1 kg de clous de 7 cm	
Personnel	4 personnes durant 1 jour (tranchées)	
Outils	2 pelles, 2 pioches, 2 seaux (12 l)	
	10 m de corde de 4 mm	
	1 scie, 1 machette,	
	2 marteaux de charpentier	
Mise en œuvre	Excavation de la fosse (longueur : 10 m, profondeur : 1,5 m, largeur : 0,3 m).	
	Protection des bords de la tranchée avec des planches de bois.	
	Forage de trous pour les poteaux.	
	Installation de la clôture (bâches en plastique ou nattage)	
	Cloisonnement éventuel pour l'intimité	

4.7.2 LATRINES SIMPLES

Les latrines à dalle de bois (tabl. 13.XI & fig. 13.23) constituent une solution rapide aux besoins sanitaires des camps et sont souvent utilisées pendant la phase de construction de latrines de conception plus durable. Cependant, ce type de latrines n'est habituellement employé qu'à l'échelle domestique car elles sont difficiles à nettoyer et à entretenir au niveau d'un camp. Elles impliquent la mise en œuvre d'un programme de promotion de l'hygiène et il sera souvent nécessaire d'embaucher des équipes de nettoyage.

L'utilisation de dalles en plastique ou en métal pour des latrines simples est une manière efficace d'intervenir rapidement dans un contexte d'urgence, elles sont par ailleurs faciles à nettoyer. Ces dalles doivent faire partie d'un stock d'urgence.

Tableau 13.XI : Caractéristiques et construction de latrines simples en bois.

Matériaux (tranchée de 1 m x 1 m x 4 m supportée par des poutres tous les 0,50 m)	Bois de construction de 10 m x 1,40 m pour le support (0,10 m de diam.)
	Bois de construction de 9 m x 2,20 m pour la structure (0,15 m de diam.)
	Bois de construction de 4 m x 1,60 m pour les renforts (0,07 m de diam.)
	10 planches (l = 0,20 m, L = 1,5 m)
Personnel	Bâches en plastique (l = 1,80 m, L = 7 m)
	2 kg de clous de 7 cm, 10 cm et 12 cm
	3 personnes durant 2 jours (1 charpentier et 2 assistants)
	2 pelles, 2 pioches (houes), 1 seau, 2 marteaux de charpentier
Outils	1 scie, 1 mètre mesureur
	10 m de corde de 8 mm
	Excavation de la tranchée (1 m x 1 m x 4 m)
	Installation des pièces de bois enfoncées dans le sol
Construction	Fixation du sol avec des clous
	Érection des poteaux et fixation des bâches en plastique pour le cloisonnement
	Installation d'un système de drainage autour des latrines

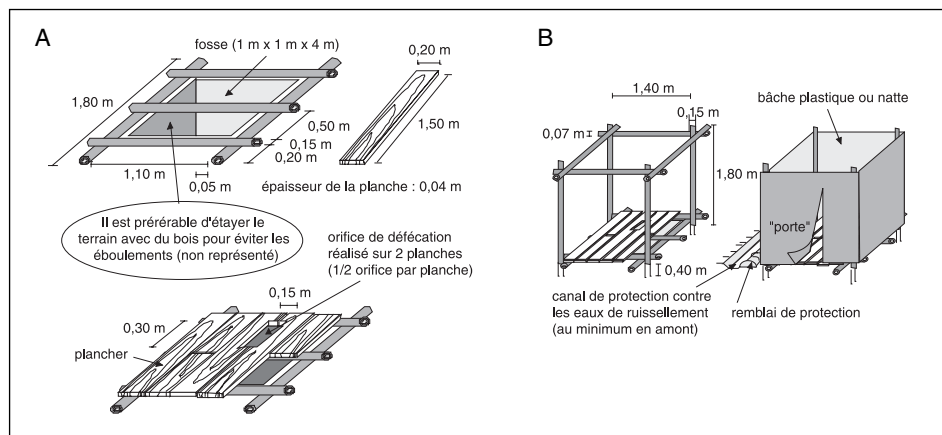


Figure 13.23 : Latrines simples en bois.
A. Tranchée et dalle
B. Superstructure

4.7.3 LATRINES SEMI-PERMANENTES OU PERMANENTES

Si une population déplacée ou réfugiée doit séjourner dans un camp durant au moins plusieurs mois, des latrines semi-permanentes ou permanentes devront être construites afin de garantir un assainissement correct. Selon l'impact des programmes de promotion de l'hygiène auprès des résidents du camp et de leur niveau de motivation, la construction sera réalisée intégralement par eux ou simplement avec leur assistance (cf. § 3 & 4).

5 Autres activités d'assainissement

5.1 Structures d'hygiène personnelle

5.1.1 POINTS D'EAU POUR LE LAVAGE DES MAINS (ET LE NETTOYAGE ANAL)

Le lavage des mains est la mesure la plus efficace pour réduire les *maladies transmises par voie oro-fécale*. La disponibilité d'eau est absolument nécessaire pour cette activité, aussi bien au niveau des foyers que sur les lieux publics où le lavage des mains est une priorité, par exemple au niveau des latrines publiques ou des postes de santé. Le lavage des mains après la défécation est toujours un geste important, même si le nettoyage anal s'effectue avec de l'eau. Les latrines doivent donc être équipées de points d'eau pour le lavage des mains.

Le point d'eau pour le lavage des mains peut être une connexion réalisée à partir d'un système de distribution d'eau existant, on pourra aussi créer un nouveau point d'eau comme un puits équipé d'une pompe à main, par exemple.

Une solution alternative est l'installation de barils ou de réservoirs fermés, équipés de robinets et contenant de l'eau chlorée. Ils peuvent être placés à proximité des latrines et constituent une solution rapide et économique. Cependant ces récipients doivent être remplis et entretenus quotidiennement par la communauté. Dans tous les cas, on construira un système de drainage adapté.

5.1.2 DOUCHES ET AIRES DE LAVAGE

Afin de limiter les *maladies liées au manque d'hygiène*, il est fondamental de coupler les équipements de distribution d'eau de boisson à des aires de lavage et des douches.

5.1.2.1 Douches

Les installations destinées à l'hygiène ont deux objectifs principaux : promouvoir des pratiques d'hygiène saines et réduire les risques sanitaires liés aux eaux stagnantes (vecteurs, contamination des points d'eau, cf. encadré 13.6). Les caractéristiques de conception et diverses considérations relatives à la construction des douches sont résumées au tableau 13.12 et à la figure 13.24.

De l'eau chaude doit être fournie dans les environnements froids. ACF a ainsi construit des douches à eau chaude dans des camps de déplacés tchétiens en Ingouchie (fig. 13.24C), ainsi qu'en Iran après le tremblement de terre de 2003.

Remarque. – Si les gens n'utilisent pas de douches avant le démarrage du projet, on veillera à ce que le modèle choisi soit compatible avec les coutumes locales et répliquable d'un point de vue économique.

L'eau doit être facilement disponible.

Le sol doit être pratiquement lisse (cimenté) et en pente douce vers un système d'écoulement conduisant à l'extérieur.

N.B. : dans le cas des douches, si le sol est poreux, on peut aussi envisager de couvrir le sol de gravier.

- Des mesures doivent être prises pour éviter la création d'eaux stagnantes :
- Il est recommandé d'installer un écoulement selon la pente et de permettre à l'eau de s'infiltrer dans le sol si celui-ci possède une porosité suffisante.
- Un piège à graisses et un puits perdu sont installés si le taux d'infiltration est faible et s'il n'existe pas de pente naturelle pour le drainage (cf. encadré 13.4).
- Des plantations peuvent être réalisées sur de petits carrés de terrain ou des jardins là où les eaux usées sont drainées.

Encadré 13.6

Conditions nécessaires au bon fonctionnement des douches et des aires de lavage.

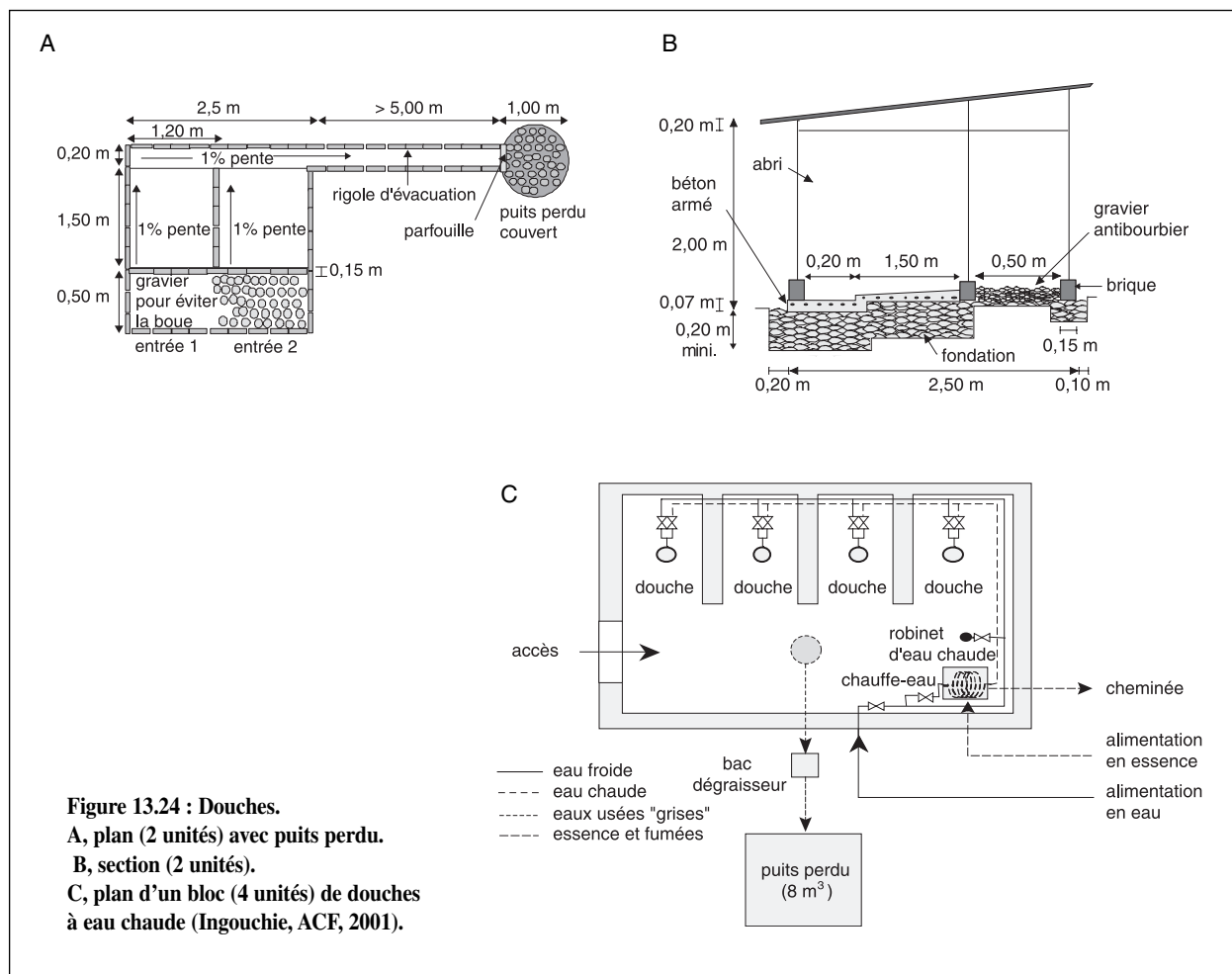


Tableau 13.XII : Caractéristiques et construction de blocs de douches (2 cabines).

Distance à respecter	Douches - points d'eau : 50 m Douches - habitations : 10 m - 250 m
Cabines de douche par bloc	≤ 10
Matériaux (drainage de 5 m et tranchée d'infiltration de 3 m)	2,5 m ³ de pierres ; 5,5 sacs de ciment ; 0,55 m ³ de briques, 0,4 m ³ de sable ; 0,55 m ³ de graviers 115 m d'acier d'armature de 6 mm, 3 kg de fil de fer 9 pièces de bois de 2,5 m (0,15 m de largeur) 20 pièces de bois de 2,9 m (0,07 m de largeur) 35 m ² de bâche plastique 2 kg de clous de 7 cm et 10 cm
Personnel	1 briqueteur et 4 assistants durant 3 jours
Outils	4 pelles, 4 pioches, 2 seaux (12 l), 1 brouette, 1 niveau à bulle, 1 paire de cisailles, 1 mètre mesureur, 2 marteaux de charpentier, 1 scie, 2 truelles, 10 m de corde de 4 mm
Construction	Excavation des fondations Remplissage avec des gravats Préparation des armatures Coulage du béton en préservant une pente d'écoulement suffisante pour éviter les eaux stagnantes Construction de cloisons basses en briques pour soutenir les poteaux pour la structure Construction du toit et fixation des bâches en plastique ou des nattes Pose du sol de graviers pour empêcher la formation de boue dans le couloir Construction du canal de drainage et de la tranchée d'infiltration

5.1.2.2 Aires de lavage

Le lavage du linge est fondamental pour l'hygiène personnelle. Pourtant, par manque d'infrastructures adéquates telles qu'une aire de lavage, il n'est souvent pas pratiqué de manière correcte. Le lavage sera encouragé par l'amélioration des équipements, conjointement à des activités de promotion de l'hygiène. Les aires de lavage limitent aussi les risques de création d'eaux stagnantes résultant de cette activité (encadré 13.6). En parallèle de la construction des aires de lavage, il faut prévoir des équipements simples pour le séchage du linge (un espace suffisant doit donc être disponible à proximité). Les aires de lavage sont habituellement situées à proximité de points d'eau pérennes et propres, de préférence au voisinage de sources ou le long de cours d'eau en aval de la communauté ou du camp. Ces installations jouent aussi un rôle social important car elles constituent des lieux de rencontre (particulièrement pour les femmes). Cet aspect doit être pris en considération lorsque l'on optera pour une stratégie à échelle familiale ou communautaire.

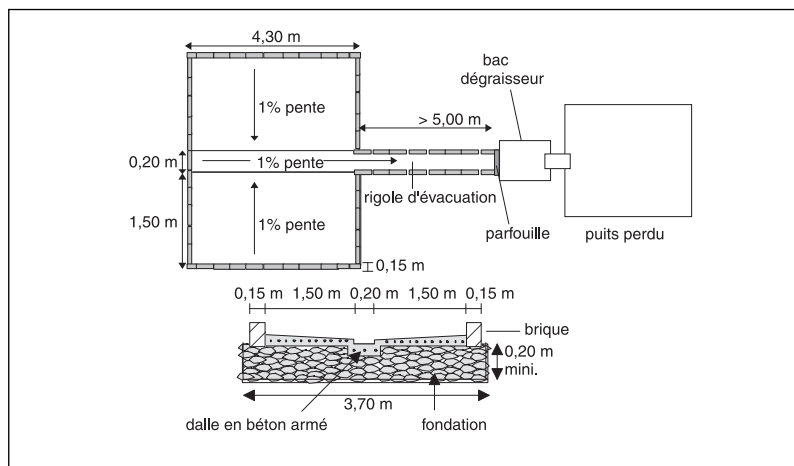
Les caractéristiques de conception et les considérations relatives à la construction des aires de lavage sont données au tableau 13.XIII et à la figure 13.25.

Tableau 13.XIII : Caractéristiques et construction des aires de lavage.

Matériaux (canal de 5 m, tranchée d'infiltration de 3m*)	4,3 m ³ de pierres ; 10 sacs de ciment ; 0,6 m ³ de briques 0,7 m ³ de sable, 1 m ³ de graviers, 230 m d'acier d'armature de 6 mm, 1,5 kg de fil de fer
Personnel	1 briquetier et 4 assistants durant 3 jours.
Outils	4 pelles, 4 pioches, 2 seaux (12 l), 1 brouette, 1 niveau à bulle, 1 paire de cisailles, 1 mètre mesureur, 2 truelles, 10 m de corde de 4 mm
Construction	Identique aux blocs de douches

* Ou un puits perdu comme alternative.

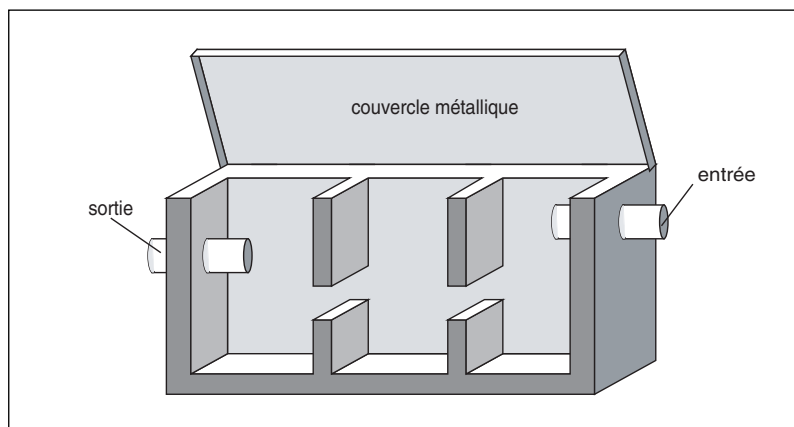
Figure 13.25 : Aire de lavage avec puits perdu.



5.2 Piège à graisses

Les pièges à graisses (fig. 13.26) facilitent l'élimination des graisses et des huiles contenues dans les eaux usées. Ils sont installés dans les systèmes de drainage des cuisines, mais aussi des douches, des aires de lavage et des installations de lavage en général. Ils consistent habituellement en un récipient (qui peut être constitué par l'extrémité d'un bidon de métal de 200 l) avec des chicanes en bois ou en tout autre matériau adéquat. L'eau circule librement à travers les chicanes, son niveau se situant au-dessus des vides laissés par les chicanes. Les chicanes piègent ainsi les huiles et l'écume flottant dans le récipient. Le piège à graisses est vidé chaque jour et les résidus sont brûlés.

Figure 13.26 : Piège à graisses
(Ingouchie, ACF, 2003).



5.3 Drainage des eaux de surface

L'eau est le milieu idéal de développement de nombreux insectes et bactéries. Les eaux stagnantes sont donc un facteur de transmission des *maladies hydriques, liées à l'eau* ou *transmises par des insectes vecteurs liés à l'eau*. Les eaux stagnantes peuvent résulter du blocage des écoulements, de l'accumulation des eaux de pluie ou des eaux usées issues des infrastructures d'approvisionnement en eau et d'assainissement. Les systèmes de drainage sont aussi rendus nécessaires pour le contrôle des écoulements après des précipitations importantes qui pourraient, potentiellement, endommager les infrastructures.

Le principe des systèmes de drainage est de canaliser les eaux usées le long des pentes naturelles du terrain pour les transporter à distance des habitations vers un système de drainage naturel ou un système artificiel d'infiltration.

Les systèmes de drainage des eaux de surface seront conçus après réalisation d'études topographiques qui détermineront les pentes du terrain (cf. chap. 11A). Les dimensions du système de drainage dépendront du volume des eaux

à charrier, des contraintes de conception et de construction associées au contexte urbain, villageois ou rural, et des ressources disponibles. Dans tout système, il faudra concevoir des ponts ou des plates-formes permettant aux personnes et aux véhicules de se déplacer au-dessus des canaux de drainage.

Les principales activités correspondant à la construction d'un drainage incluent : le dimensionnement et la mesure du réseau de drainage (qui doit comprendre une analyse de l'intensité et de la périodicité des précipitations), la construction et la maintenance du système en soi (qui doit impliquer une participation de la communauté) et la protection des rives du canal contre l'érosion (par exemple stabilisation du sol en plantant des arbres).

Les canaux de drainage peuvent être creusés manuellement ou avec une machine. Il est important d'impliquer la communauté si l'excavation est manuelle. Les canaux peuvent être recouverts ou protégés, ou rester ouverts. Si le canal est couvert il faut prévoir des dalles (en béton ou en pierres) amovibles pour faciliter les opérations de maintenance.

Le système sera entretenu de manière régulière car l'accumulation de matériaux tels que des restes végétaux, des déchets et de boue, peut obstruer le courant et provoquer des débordements rendant l'environnement insalubre.

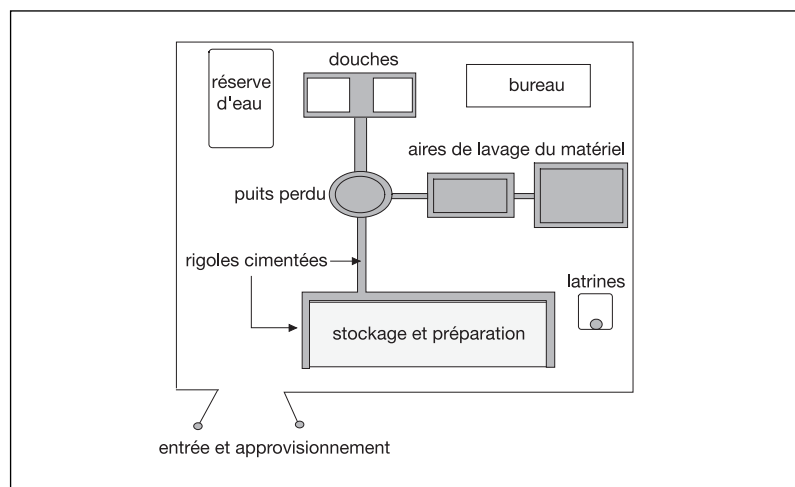


Figure 13.27 : Exemple de canal d'évacuation et puit perdu pour une zone de préparation et stockage d'insecticide.

- Identification des maladies liées aux vecteurs et des zones à risques.
- Mesures de prévention pour l'occupation des zones à risques identifiées.
- Élimination ou modification des sites de reproduction du vecteur :
 - construction d'un système de drainage et élimination des eaux stagnantes ou des zones humides ;
 - collecte des ordures ;
 - mesures d'assainissement en général.
- Contrôle des vecteurs :
 - nettoyage des dalles et des superstructures des latrines ;
 - utilisation d'insecticides et de rodenticides ;
 - pièges à mouches tsé-tsé ;
 - programmes de promotion de l'hygiène.
- Mesures de prévention :
 - distribution de moustiquaires : distribution générale et/ou ciblées : maternités, centres de santé, familles avec des enfants de moins de cinq ans... ;
 - modification des coutumes d'habillement (utilisation de manches longues pour limiter les piqûres d'insectes, par exemple).
 - promotion de l'hygiène à titre préventif.

Encadré 13.7

Méthodologie d'intervention pour le contrôle des vecteurs.

5.4 Contrôle des vecteurs

5.4.1 MESURES DE CONTRÔLE

Tableau 13.XIV : Vecteurs constituant un risque sanitaire.

Vecteurs	Risques sanitaires	Environnements favorables	Mesures de contrôle
Mouches	Infection oculaire (particulièrement chez les enfants), maladies diarrhéiques	Nourriture non protégée, excréments, animaux morts	Amélioration de l'assainissement général (collecte et élimination des déchets organiques, des animaux morts, etc.) Utilisation de latrines de type VIP ou à siphon Promotion de l'utilisation de moustiquaires aux fenêtres (maisons, hôpitaux, etc.) Pulvérisation d'insecticides sur les ordures
Moustiques	Malaria, filariose, encéphalite Fièvre jaune et dengue	Eaux stagnantes, principalement dans le périmètre des zones inondées Masses d'eau à faible courant Eau stockée à l'intérieur ou à proximité des habitations, marécages ou eaux de pluie accumulées dans des réservoirs, des canettes ou de vieux pneus	Élimination des zones d'eaux stagnantes (flaques, canettes, pneus, etc.) et/ou pulvérisation avec des larvicides Contrôle par insecticides en pulvérisant les sites infectés par des moustiques Promotion de l'utilisation de moustiquaires
Acariens	Gale, typhus des broussailles	Zones surpeuplées et hygiène personnelle insuffisante	
Poux	Typhus épidémique, fièvre récurrente		Amélioration de l'hygiène personnelle Dans les cas graves, pulvérisation sur les personnes et les vêtements d'un insecticide adapté à l'utilisation sur l'homme
Puces	Peste, typhus murin	Animaux infectés, en particulier les rats (voir <i>Rats</i> ci-dessous)	Fumigation des terriers de rongeurs avec des insecticides Traitement des lits Dans les cas graves, pulvérisation sur les personnes et les vêtements d'un insecticide adapté à l'utilisation sur l'homme
Tiques	Fièvre récurrente, varicelle	Animaux infectés (voir <i>Rats</i> ci-dessous)	Contrôle chimique dans le périmètre de la communauté Débroussaillage dans les 50 à 100 m autour des habitations ou de la communauté Dans les cas graves, pulvérisation sur les personnes et les vêtements d'un insecticide adapté à l'utilisation sur l'homme
Rats	Fièvre induite par une morsure de rat, leptospirose, salmonellose	Nourritures insuffisamment protégées, ordures	Amélioration de l'assainissement général Utilisation de rodenticides Utilisation de pièges sur les zones de stockage d'ordures ou d'aliments

Les mesures de contrôle des vecteurs ont pour but de réduire les risques de développement et de transmission de maladies telles que la malaria, transmise par les moustiques anophèles, la rage, pouvant être transmise par les rats, et un certain nombre de maladies oro-fécales transmises par les mouches.

Cependant, la présence d'organismes vecteurs n'implique pas nécessairement un risque sanitaire. Avant la mise en œuvre d'un programme de contrôle des vecteurs, il faudra recueillir des informations relatives à l'état sanitaire de la communauté (notamment les types de maladies présentes et leur incidence), les pratiques d'hygiène et les risques liés à des problèmes d'assainissement en général. L'encadré 13.7 résume la méthodologie d'une intervention de contrôle des vecteurs.

Le tableau 13.XIV dresse une liste des principaux vecteurs et des maladies qu'ils transmettent, des types d'environnements qui favorisent leur développement et des mesures importantes pouvant être prises pour les contrôler.

5.4.2 UTILISATION D'INSECTICIDES

En raison des risques sanitaires encourus par les travailleurs et la population en général, l'utilisation des insecticides n'est recommandée que pour des cas extrêmes. Par ailleurs, une utilisation abusive risquerait de créer des résistances chez les insectes ce qui obligerait, au bout du compte, à recourir à des produits alternatifs.

Les insecticides sont conçus pour être efficaces contre des insectes adultes ou à l'état larvaire et sont classés en trois catégories en fonction du mode d'action : par ingestion, par contact, et par fumigation. Des équipes d'ACF ont testé l'utilisation de la deltaméthrine comme insecticide de contact pour combattre la multiplication de puces et de mouches. La méthodologie utilisée à Benaco en Tanzanie est citée dans l'exemple de programme suivant.

5.4.2.1 Mise en œuvre sur le site

Le but à atteindre avec un insecticide de contact est de provoquer un contact direct de l'insecte avec le produit. La pulvérisation est donc dirigée, soit vers les insectes eux-mêmes, soit vers des surfaces avec lesquelles ils seront en contact, c'est-à-dire le sol, les literies (pour les puces) ou les murs de latrines (pour les mouches).

5.4.2.2 Produits et préparation de solutions

Le produit utilisé à Benaco était la deltaméthrine, un pyréthroïde synthétique disponible commercialement sous différentes appellations selon la marque (k-Othrine®, Decaméthrine®, NRDC 161®, Cislin®, Cedis®, etc.). Ces produits sont habituellement fournis sous forme de poudre (à 2,5 % de substances actives) ou sous forme liquide (concentrée à 25 g de produit actif par litre). Les dosages donnés au tableau 13.XV correspondent à l'utilisation de la formule liquide.

Tableau 13.XV : Utilisation d'insecticides.		
Type de vecteur	Dilution du concentré	Utilisation de la solution
Puces	1 l pour 500 l d'eau	Pulvérisation sur les sols et literies
Mouches	1 l pour 100 l d'eau	Pulvérisation sur les murs de latrines

La quantité de solution atomisée à utiliser est de 1 l pour 10 m² de surface à traiter. L'atomiseur est réglé sur un débit de 1 l/min. Pour un traitement contre les mouches, on ajoutera 3 ou 4 morceaux de sucre par litre de solution. Le sucre agira comme appât et facilitera la fixation de la solution pulvérisée sur les murs (verticaux).

On constituera une équipe de plusieurs personnes équipées de pulvérisateurs manuels (capacité de 15 à 20 l). Deux personnes supplémentaires ont pour charge d'informer la population locale sur les pulvérisations. Une personne aura pour responsabilité la gestion des stocks et la préparation des solutions, et un conducteur sera responsable du transport de l'équipement et de la solution vers le site de traitement.

Le plan d'intervention est le suivant :

- jour 1 : informer la population, qui doit être préparée à quitter les habitations durant l’application du traitement au jour 2 ;
- jour 2 : se rendre sur le site avec le véhicule et pulvériser.

5.4.2.3 Organisation des lieux de stockage et préparation des insecticides

Différentes précautions doivent être prises lors de la préparation et de l’utilisation des insecticides, en particulier pour ceux à usage externe. Ces précautions sont énumérées dans au tableau 13.XVI et la zone de préparation est illus-trée à la figure 13.27.

**Tableau 13.XVI : Précautions à prendre
durant la préparation et l’utilisation des
insecticides.**

Protection du personnel	Masque respiratoire, gants, lunettes protectrices, combinaison, bottes
Lavage du matériel de préparation et de pulvérisation	Une fois par jour, systématiquement
Lavage des vêtements	Une fois par semaine, systématiquement
Installations nécessaires	Douches, bacs de lavage, canaux de drainage en béton, égouts

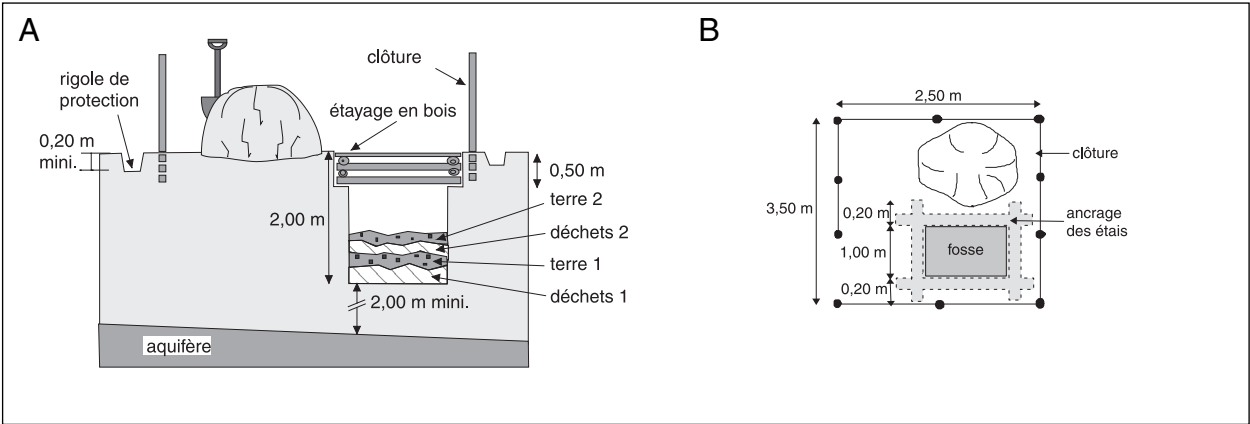


Figure 13.28 : Trou à ordures. A : vue en coupe ; B : vue de dessus.

5.5 Gestion des déchets solides

5.5.1 INTRODUCTION

La quantité et le type de déchets solides générés par une communauté dépendent des habitudes de vie, et donc du statut économique de ses membres. Les communautés plus riches produisent en général une plus grande quantité de déchets solides.

Les déchets solides favorisent le développement de vecteurs de maladies tels que les mouches et les rongeurs, ils ont un impact visuel négatif et suscitent des odeurs déplaisantes. Ils peuvent aussi s’avérer dangereux pour l’environnement en obstruant les systèmes de drainage naturels ou construits et accroître ainsi les risques d’inondations.

5.5.2 ENFOUISSEMENT DES DÉCHETS

Les fosses à ordures domestiques collectives où les déchets sont enfouis constituent une des meilleures solutions pour combattre le développement des vecteurs (tabl. 13. XVII et fig. 13.28). Les ordures sont recouvertes quotidiennement

avec de la terre qui limite la génération des mauvaises odeurs et la prolifération des insectes, tout en accélérant la décomposition. La fosse à ordures doit être entourée d’une clôture pour protéger les enfants et empêcher l’entrée des animaux. Elle sera aussi circonscrite par un canal de drainage l’isolant des écoulements de surface. Il est préférable d’enfouir les déchets biodégradables plutôt que de les incinérer.

Tableau 13.XVII : Caractéristiques et construction des fosses à ordures.

Volume de déchets	0,5 l / personne / jour
Distances à respecter	Fosse – point d’eau : 30 m en aval du point d’eau Fosse – habitations : 20 m Fond de la fosse – nappe phréatique : 2 m
Matériaux (fosse de 2 m ³ étanche jusqu’à 0,50 m de prof)	Pièces de bois de 10 m x 1,40 m pour les supports (0,10 m de diam.) Pièces de bois de 10 m x 1,40 m pour la clôture (0,10 m de diam.) bâche plastique (l = 1 m, L = 11 m) 40 clous (7 cm)
Personnel	2 personnes durant 1,5 jours
Outils	2 pelles, 2 pioches, 1 seau, 1 marteau de charpentier, 5 m de corde de 8 mm
Construction	Excavation de la fosse (2 m de profondeur) Installation d’étais de bois en quinconce Collecte de terre pour l’enfouissement des déchets Installation d’une clôture protectrice et d’un canal de drainage

Les déchets sont plus facilement recyclés et contrôlés en *zones rurales*. Il est possible d’y développer des stratégies familiales dans le cadre desquelles chaque foyer possède sa propre fosse à ordures. Les déchets sont déposés chaque jour dans la fosse creusée par la famille elle-même. Ils sont recouverts d’une couche de terre. Une fois pleine, la fosse est totalement recouverte et une nouvelle est creusée. Du compost peut être produit et recyclé si seules des matières organiques sont déposées dans la fosse.

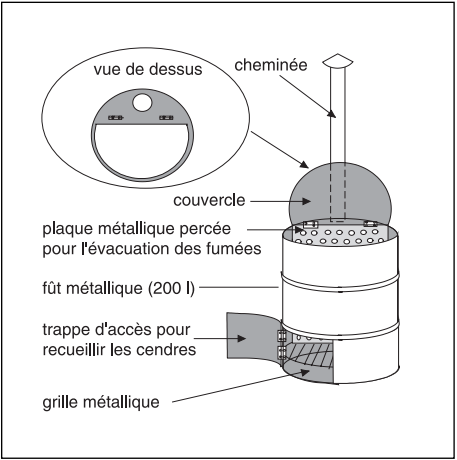


Figure 13.29 : Incinérateur simple.

5.5.3 INCINÉRATION

L’incinération est adaptée au traitement des déchets contaminés provenant des hôpitaux ou des dispensaires ainsi qu’aux déchets non biodégradables. Elle peut être réalisée à proximité des habitats, y compris en environnement urbain. Lors du choix du site et de la conception de l’incinérateur, on veillera cependant à éviter tout risque d’incendie et de contamination par des fumées toxiques.

Un baril de métal constitue un incinérateur aisé à construire, mais le métal devient plus sensible à la corrosion avec la chaleur (fig. 13.29). On recommande la construction d’un incinérateur en briques pour une utilisation de plus longue durée (fig. 13.30).

Tous les incinérateurs, quel que soit leur type, comprennent un fourneau avec une porte qui permet de retirer les cendres et de réguler le flux d’air, et une chambre destinée à recevoir les déchets qui sont chargés par une trappe placée au sommet.

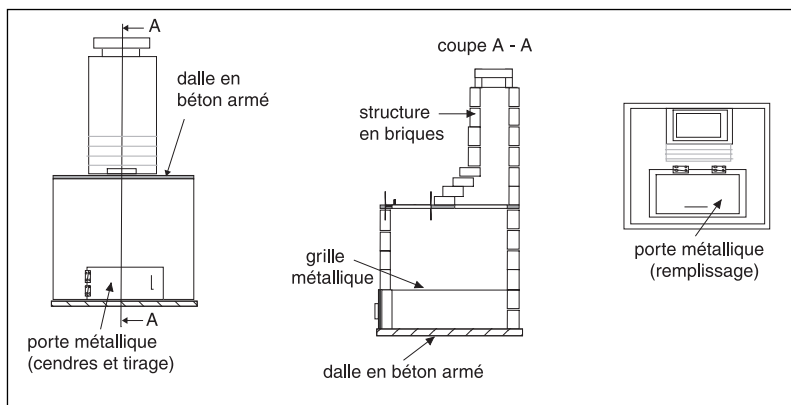


Figure 13.30 : Incinérateur en briques.

- Promotion de pratiques sociales clé : collecte et élimination des déchets sur des sites spécifiques, participation proactive de la communauté.
- Système de collecte des déchets : vidange des poubelles et containers.
- Identification des sites d'élimination finaux : dépôts d'ordures.
- Transport des containers vers les dépôts d'ordure par chariots à traction animale, tracteurs ou véhicules motorisés. Création de micro-entreprises directement rétribuées par la communauté et équipées d'outils et de moyens de transport pour la collecte des déchets.
- Tri des déchets sur les lieux de destination finale pour un traitement par enfouissement, incinération ou réutilisation par compostage ou recyclage.
- Coordination entre les différents acteurs : communauté, services municipaux d'eau et d'assainissement, structures sanitaires et autres organisations locales.

Remarque. – Afin d'assurer la durabilité du système, la communauté doit participer activement à son fonctionnement. Elle doit cependant prendre conscience que le service a un coût qui devra être au moins partiellement amorti. Le système nécessite un personnel formé à son fonctionnement et sa maintenance, ainsi qu'une gestion efficace de la collecte, du transport et de l'élimination des déchets vers un site d'enfouissement technique.

Encadré 13.8 Aspects fondamentaux de la collecte des déchets en contexte urbain.

La forte croissance urbaine qui caractérise la seconde moitié du XX^e siècle, et qui découle essentiellement de l'exode rural, a dépassé les capacités des gouvernements des pays en développement qui n'ont pu subvenir à la demande en logements et services adaptés. Ce processus a conduit au développement de banlieues périurbaines caractérisées par la pauvreté, des conditions de vie précaires et des risques sanitaires significatifs.

Les services sanitaires sont particulièrement problématiques dans les zones urbaines non cadastrées, construites sans planification ou hiérarchie propre, et où réside la majorité de la population la plus pauvre. La Banque mondiale estimait en l'an 2000 qu'environ 26 % de la totalité des populations urbaines, représentant plus de 400 millions de personnes, n'avaient qu'un accès limité à des infrastructures d'assainissement simples tels que des latrines. De plus, les logements des zones périurbaines ne disposent pas de systèmes adaptés de drainage et de collecte des ordures ménagères. Les systèmes d'assainissement adoptés par les communautés sont souvent inadéquats et contribuent à la forte contamination du milieu qui favorise la transmission de maladies. Les indicateurs sanitaires sont, de ce fait, plus mauvais dans les zones périurbaines que dans les zones rurales, incluant une forte mortalité infantile et des taux plus élevés d'incidence des maladies liées à la contamination fécale et à l'environnement.

Les quartiers périurbains se créent rapidement lorsque des zones non habitées sont occupées par des familles construisant leurs propres logements à partir de tous types de matériaux disponibles, tels que cartons, bois, terre, tôles ou plaques de plastique. Ces quartiers sont habituellement construits hors de tout cadre légal. Ils ne suivent donc aucun plan d'urbanisme et ne respectent aucune réglementation municipale. Ils comprennent des zones fortement peuplées, sans service public et sans infrastructure, et les problèmes sociaux et sécuritaires y sont habituellement importants.

Encadré 13.9 Effet de la croissance rapide des populations en zones urbaines.

Les *zones urbaines de faibles revenus* sont habituellement caractérisées par de mauvaises conditions sanitaires (encadré 13.9). Les fosses à ordures ouvertes et non protégées sont courantes et les sites choisis pour leur excavation sont souvent inadaptés. Des risques sérieux pour la santé publique sont ainsi suscités. Les systèmes communautaires d'élimination des ordures et les sites d'enfouissement technique sont alors les meilleures solutions pour l'élimination des déchets. L'encadré 13.8 résume les aspects fondamentaux de la mise en place d'une collecte des déchets dans un contexte urbain.

5.5.5 ADMINISTRATION DES DÉCHETS DE CENTRES DE SANTÉ

En raison de la présence de matériel contaminé et d'articles dangereux tels que des aiguilles de seringues et de la verrerie, le risque sanitaire associé aux déchets des centres de santé est élevé. En plus du danger physique représenté par ce matériel, les aiguilles et la verrerie protègent les virus de l'action des désinfectants chimiques et de l'environnement extérieur. Une seringue jetée et mêlée à des déchets solides peut donc aisément contaminer une personne se piquant avec l'aiguille.

Les déchets de centres de santé sont normalement traités par incinération, par enfouissement ou par d'autres techniques simples. Ces stratégies sont les mieux adaptées à des centres de petite taille en milieu rural. Il faudra cependant prendre en considération les points suivants :

- les risques les plus grands sont pris avant que les déchets ne parviennent à l'incinérateur ou à la fosse à ordures médicales. Ils sont accrus par une gestion inappropriée du stockage et de l'élimination de ces déchets (essentiellement dans les centres de santé de taille petite et moyenne). La coopération entre l'administration et la direction du personnel hospitalier est donc nécessaire pour assurer des pratiques de travail adaptées de la part du personnel ;

- l'installation d'incinérateurs n'est pas une mesure suffisante si ceux-ci ne sont pas utilisés correctement par le personnel hospitalier. Celui-ci doit donc bénéficier d'un programme de formation.

Le choléra

1	Le choléra, rappels généraux	472	5.5.2	<i>Fosse à excréta</i>	487
1.1	Vibrions	472	5.5.3	<i>Latrines</i>	487
1.2	Signes cliniques	473	5.5.4	<i>Douche</i>	487
1.3	Contamination	473	5.5.5	<i>Incinérateur</i>	488
1.4	Prévention de la contagion	473	5.5.6	<i>Points ORS et lave-mains</i>	488
1.5	Traitement	473	5.5.7	<i>Aire de lavage</i>	488
1.6	Vaccination	474	5.5.8	<i>Point de préparation des différentes solutions</i>	488
1.7	Immunsation naturelle	474	5.5.9	<i>Petit équipement</i>	488
1.8	Risques pour le personnel	475	5.5.10	<i>Drainage</i>	489
1.9	Épidémies	475	5.6	<i>Abris</i>	489
1.10	Facteurs épidémiologiques	476	5.7	<i>Barrières sanitaires</i>	489
2	Évaluation de la situation	476	5.8	<i>Gestion</i>	489
2.1	Confirimation des cas signalés, mise en place d'un système de surveillance	476	5.8.1	<i>Organigramme du personnel</i>	489
2.2	Épidémies précédentes	477	5.8.2	<i>Description des postes sanitaires</i>	491
2.3	Enquêtes sanitaires	477	5.8.3	<i>Recrutement et formation</i>	492
2.4	Cholera Task Force	477	5.8.4	<i>Information</i>	494
3	Stratégie d'intervention	477	5.9	<i>Autres structures, autres contextes</i>	494
3.1	Perspectives d'évolution de l'épidémie	477	5.9.1	<i>Bâtiment</i>	494
3.1.1	<i>Détermination du nombre de malades</i>	477	5.9.2	<i>Centre de petite capacité</i>	494
3.1.2	<i>Évaluation de la durée d'une épidémie</i>	477	6	Actions dans la communauté	495
3.2	Stratégies/actions sanitaires	478	6.1	<i>Information et promotion de l'hygiène</i>	495
4	Types d'interventions	478	6.2	<i>Amélioration de la qualité de l'eau</i>	495
4.1	Centres d'isolation choléra grande capacité	478	6.2.1	<i>Chloration des points d'eau existants</i>	495
4.2	Centres d'isolation choléra petite capacité	479	6.2.2	<i>Distribution de produit désinfectant à domicile</i>	497
4.3	Association aux structures locales	479	6.3	<i>Exemples d'actions spécifiques</i>	498
4.4	Appui au ministère de la Santé	480	6.3.1	<i>Zones à risque fermées, les camps</i>	498
4.5	Actions urgentes	480	6.3.2	<i>Zones à risque ouvertes, grandes villes et milieu rural</i>	498
5	Centre d'isolation choléra (CIC)	480	7	Fin de l'intervention	498
5.1	Planification	481	7.1	<i>Désengagement</i>	498
5.2	Choix du site	482	7.1.1	<i>Centre de traitement géré ou appuyé par une ONG</i>	498
5.3	Aménagement du centre	483	7.1.2	<i>Surveillance et amélioration de la qualité de l'eau</i>	499
5.4	Alimentation en eau	484	7.1.3	<i>Équipes éducation/désinfection sélectives</i>	499
5.4.1	<i>Stockage</i>	486	7.2	<i>Bilan</i>	499
5.4.2	<i>Distribution</i>	486	7.2.1	<i>Hypothèses de départ</i>	500
5.5	Équipements sanitaires	486	7.2.2	<i>Données épidémiologiques</i>	500
5.5.1	<i>Pédiluve et lave-mains</i>	486	7.2.3	<i>Coûts</i>	500
			7.3	<i>L'après-choléra</i>	500

Le choléra n'est qu'une maladie diarrhéique parmi tant d'autres, même si elle est la plus spectaculaire et la plus médiatisée. Pourtant, les autres maladies diarrhéiques frappent aussi les plus défavorisés et font beaucoup plus de victimes, soit en épidémies (Guatemala 1968, 120 000 cas de shigellose et 12 000 décès en 1 an), soit en "situation courante" où elles sont par exemple responsables chaque année d'un tiers de la mortalité infantile en Amérique latine.

Le déficit quantitatif et qualitatif en infrastructures eau et en assainissement ainsi que les mauvaises pratiques d'hygiène des populations, tous synonymes de pauvreté, contribuent à faire de la lutte contre les maladies diarrhéiques une priorité dans de nombreux pays ; même en dehors des épidémies. Dans ce cadre, les programmes Eau et Assainissement d'ACF apportent leur contribution à l'amélioration générale de la santé en intervenant dans deux domaines complémentaires (amélioration des infrastructures et promotion de l'hygiène) pour lesquels une étroite collaboration avec le corps médical est nécessaire. Enfin, chaque intervention dans le cadre d'une épidémie dépend du contexte : les principes présentés ci-après doivent être adaptés au contexte d'intervention.

Le traitement médical du choléra et les mesures sanitaires préventives destinées à réduire la contamination ne sont pas d'une grande technicité. Il s'agit surtout de répondre rapidement, d'être organisé et de disposer d'une logistique sans faille. Il faut donc être préparé (fig. 14.1). Après avoir rappelé les notions de base sur le choléra, on traitera dans un ordre chronologique les étapes de la conception et de la réalisation d'un programme sanitaire.

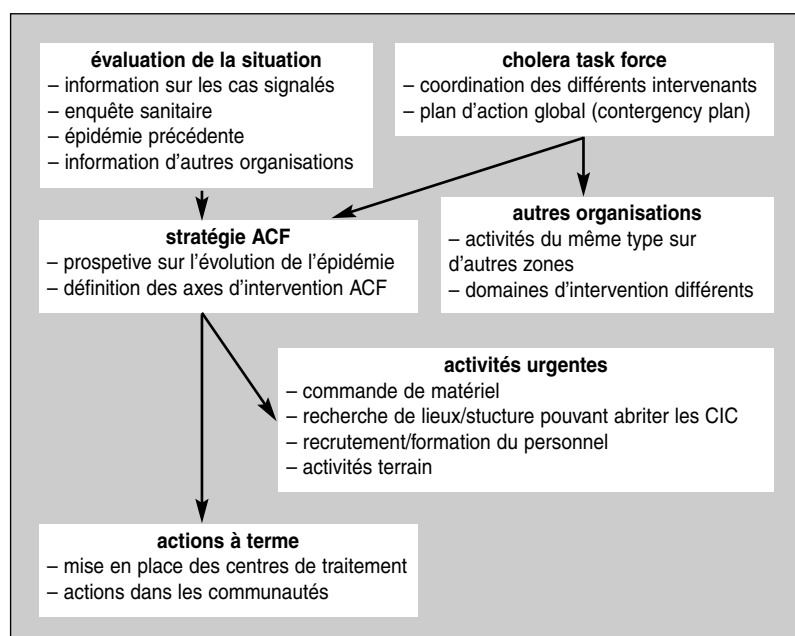


Figure 14.1 : Étapes de la conception et de la réalisation d'un programme sanitaire en présence de choléra (CIC, Centre d'Isolation Choléra).

1 Le choléra, rappels généraux

1.1 Vibrions

Ce sont des bactéries ingérées qui peuvent provoquer la maladie. La déclaration ou non de la maladie dépend de la quantité de vibrions absorbés (ordre de grandeur de la dose d'infection : 100 000) et de l'aptitude de l'organisme à vaincre cette invasion, l'acidité de l'estomac étant dans une certaine mesure fatale aux vibrions (on parle de barrière gastrique). Il est aussi possible d'être porteur sain (cf. § 1.3).

Les vibrions produisent une toxine qui stimule les cellules de la paroi intestinale, provoquant une sécrétion d'eau et de sels minéraux dans la lumière intestinale. Hors du corps humain, les vibrions du choléra sont capables de survivre en milieu humide de quelques jours à quelques mois en milieu favorable, comme les milieux alcalins et salins (sueur, puits saumâtre, égout). En revanche, ils ne résistent pas à la sécheresse, à l'acidité, à l'exposition au soleil et à la compétition avec d'autres micro-organismes.

1.2 Signes cliniques

Après une brève incubation de 2 à 3 jours, le malade présente divers symptômes :

- diarrhées fréquentes et abondantes (plusieurs litres en quelques heures) de selles aqueuses, incolores, “eau de riz” (avec des grumeaux) et avec une légère odeur de poisson. L’absence de fièvre est habituelle ;
- vomissements (souvent), parfois accompagnés de crampes douloureuses (“ventre de bois”).

En quelques heures, la déshydratation et l’épuisement du malade peuvent entraîner la mort. Les enfants de moins de 2 ans sont rarement atteints, alors que des décès d’adultes bien portants, emportés en 24 à 48 h, constituent un indice de choléra. Selon l’OMS, il y a soupçon de choléra lorsque :

- chez un patient âgé de plus de 5 ans, un épisode de diarrhée aqueuse (accompagné généralement de vomissements) provoque une déshydratation sévère ;
- tout patient âgé de plus de 2 ans souffre de diarrhée aqueuse aiguë dans une région où sévit une flambée aiguë de choléra.

La vérification bactériologique est indispensable pour affirmer l’épidémie et il faut réaliser un antibiogramme pour déterminer la sensibilité aux antibiotiques.

1.3 Contamination

L’homme est le principal réservoir de vibrions, qui se trouvent en quantités considérables dans les selles (1 000 000 par gramme), les vomissements et la sueur des malades et des cadavres. Les porteurs sains sont également contaminants et constituent un danger du fait de leur mobilité et de l’ignorance de leur état : on compterait jusqu’à 25 porteurs sains pour 1 malade en zone côtière endémique de l’Afrique de l’Ouest. Néanmoins, la proportion de malades/porteurs sains est plutôt voisine de 1/10.

La durée d’excrétion du vibron chez les porteurs ne dépasse pas 1 semaine pour 70 % d’entre eux (90 % des porteurs n’excrètent plus de vibrions au-delà de 2 semaines).

À partir du foyer principal (selles et vomissements), les deux grands modes de contamination sont principalement le contact manuel (le choléra est la “maladie des mains sales”) et ensuite l’eau (sources et points d’eau pollués). Une mauvaise hygiène pollue les mains, qui elles-mêmes polluent les aliments, la vaisselle, les vêtements, l’eau et d’autres mains. Si le contact manuel est toujours un mode de contamination, l’eau peut, dans certaines conditions, ne jouer qu’un rôle faible, voire nul.

L’eau, en particulier salée et chargée (par exemple, les ports), est un bon réservoir où le vibron peut survivre pendant des mois ; c’est notamment le cas à Mogadiscio en Somalie. Si le réservoir est périodiquement réensemencé par des porteurs contaminants, il peut ainsi perdurer. Les algues, poissons et crustacés deviennent aussi contaminant en concentrant les vibrions présents dans le milieu. En revanche, les mouches, souvent citées comme vecteurs de transmission par les hygiénistes, le sont effectivement mais d’un nombre de vibrions insuffisant, et donc négligeable.

1.4 Prévention de la contagion

L’action doit concerner :

- les patients malades (facilement identifiables), qui doivent être isolés et traités dans un centre d’isolement avec des mesures de désinfection strictes ;
- les porteurs sains (personnes à risques, entourage du malade, etc.) doivent être surveillés pour détecter et traiter précocement la maladie ;
- les zones de transmission : points d’eau, champs de défécation, zones de rassemblement (marchés, écoles, églises...) doivent être surveillés et désinfectés en cas de doute (voire même condamnés).

1.5 Traitement

La maladie peut être mortelle, mais si le malade est hospitalisé et traité rapidement, la récupération et la guérison sont rapides et spectaculaires. Le malade peut parfois guérir de lui-même, mais entre-temps il aura infecté son voi-

sinage, lequel n'aura pas toujours les mêmes chances de survie. C'est la raison pour laquelle le traitement se pratique en isolant le patient de la communauté, dans un centre d'isolation et de traitement du choléra (fig. 14.2).

Ingestion de vibrions			
Symtômes	sévères	modérés	nuls
	déshydratation aiguë	déshydratation modérée	diarrhée
Tratement	IV + ORS antibiotique	ORS antibiotique	
Evolution	décès/guérison	guérison	guérison
Contamination	très importante	importante	modérée
Situation	patients dans CTC	porteurs sains	

Figure 14.2 : Le choléra ; symptômes, traitements, contamination.

On procède d'abord à une réhydratation rapide en fonction de la gravité des symptômes et du degré de déshydratation :

- par voie orale, avec de l'eau et des solutions de réhydratation (ORS, *Oral Rehydration Salts*) si la déshydratation est modérée (degré A et B de déshydratation). L'ORS a pratiquement la même composition que les pertes du patient, mais comporte en plus du glucose pour en faciliter l'absorption ;
- par voie intraveineuse (IV), à l'aide de *ringer lactate* (flacon plastique de 1 l de solution prête à l'emploi) si la déshydratation est sévère (degré C). Cette méthode, plus technique, permet de sauver les cas graves mais demande un suivi précis notamment du débit de perfusion et une grande quantité de solutions (de l'ordre des pertes diarrhéiques, jusqu'à 8 l/j/patients pour les cas graves). Dès que possible (peu de vomissements), le patient passe sous ORS.

Le traitement antibiotique n'est pas systématiquement administré pour éviter le développement de résistances et ne pas accroître la lourdeur du traitement. Toutefois, il présente l'avantage de réduire l'importance et la durée de la diarrhée (donc la consommation de *ringer lactate* et le temps de séjour dans le centre de traitement) et surtout de raccourcir la durée de portage (possibilités de contamination) à quelques jours. La chimioprophylaxie est très controversée.

1.6 Vaccination

La vaccination est controversée : son effet est limité (50 %) et retardé (débutant 1 semaine après la vaccination). La mise en place d'une campagne de vaccination est difficile, mobilise des moyens importants et peut provoquer un faux sentiment de sécurité et un relâchement des mesures d'hygiène. Un nouveau vaccin (administration orale en deux prises) existe, mais il n'a pas encore été validé à grande échelle.

1.7 Immunisation naturelle

Cette immunisation est proportionnelle à l'importance des symptômes. L'immunité acquise lors d'une infection, symptomatique ou non, est rapidement acquise en moins d'une semaine et dure moins de trois mois. Elle explique en partie qu'en zone endémique, les épidémies puissent n'avoir qu'une ampleur limitée mais qu'une nouvelle épidémie peut recommencer après quelques mois.

1.8 Risques pour le personnel

Le personnel travaillant dans les centres choléra en contact avec les patients n'est pas plus affecté que la population s'il respecte les mesures sanitaires. De plus, le dépistage est quasi immédiat, le traitement rapide et donc efficace.

1.9 Épidémies

On distingue les épidémies selon le milieu (fig. 14.3). En zone humide et en saison des pluies (zones endémiques), les poussées épidémiques peuvent affecter 1 % à 3 % de la population à partir d'un état endémique lié à un réservoir à faible densité de vibrions (l'eau). L'endémie suscite chez les populations une bonne connaissance des symptômes et une relative immunisation et s'accompagne d'un savoir-faire du corps médical, ce qui se traduit par une faible proportion de malades :

- pic de l'épidémie après 3 à 4 semaines ;
- durée : 2 mois ;
- exemple : côte ouest-africaine.

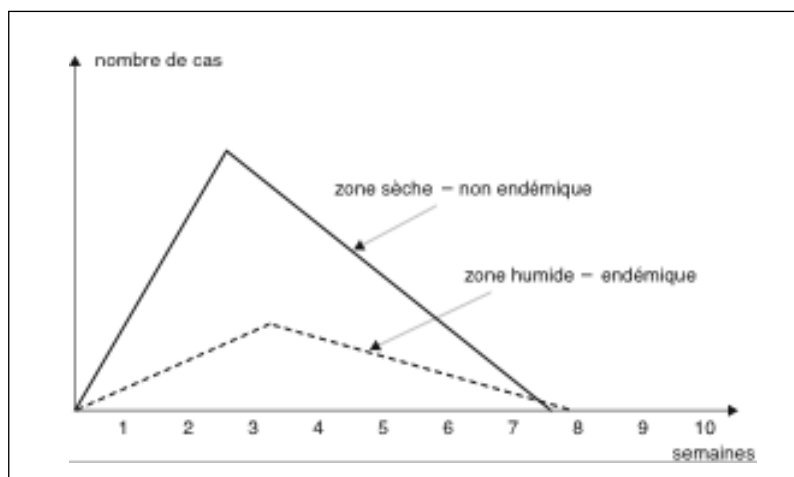


Figure 14.3 : Courbes-types de l'évolution de l'épidémie en fonction du temps.

En zone sèche et saison sèche, les poussées épidémiques sont brèves et explosives, mais peuvent affecter, exceptionnellement et sur des foyers, jusqu'à 30 % de la population. La contamination est directe, d'individu à individu, on n'observe pas d'endémie car le milieu y est défavorable mais aussi pas d'immunisation et une méconnaissance générale des symptômes. Le nombre de porteurs sains est faible (5 pour 1 malade). Les facilités de transport favorisent l'infection périodique de ces régions à partir des zones endémiques :

- pic de l'épidémie après 10 à 12 j ;
- exemple : pays du Sahel (Tchad, Mali).

En fait, ces extrêmes se rencontrent rarement. Les caractéristiques d'une épidémie dépendent d'une multitude de facteurs, et notamment de l'intervention humaine qui peut en diminuer le retentissement, surtout si elle est effectuée rapidement. En milieu fermé (camp), il est relativement facile de mettre en place des mesures efficaces de contrôle de l'eau (potable ou non) et de désinfection qui peuvent au moins restreindre l'apparition quotidienne de nouveaux cas et diminuer le nombre total de patients. En milieu ouvert, l'action est plus difficile et requiert une analyse rigoureuse de la provenance des cas ainsi qu'une connaissance des habitudes locales pour cerner les mesures spécifiques capables de limiter l'épidémie.

Les notions de pic et de durée d'épidémie doivent également être modulées :

- elles s'appliquent à une population restreinte (ville, petite région), mais pas à un pays où les régions sont généralement touchées les unes après les autres ;
- elles supposent que l'on connaisse la date d'apparition de l'épidémie, ce qui est rarement le cas.

1.10 Facteurs épidémiologiques

Ces facteurs découlent directement du principal mode de contamination. Les principaux facteurs aggravants sont de mauvaises conditions sanitaires (eau et assainissement) et une forte concentration humaine (camp, marchés, gares, école...). En revanche, les facteurs climatiques ne sont pas déterminants mais peuvent avoir les conséquences négatives suivantes :

- en zone sèche, l'apparition de la saison des pluies diminue la concentration des populations autour des rares points d'eau, la transmission de l'infection semble se réduire car le nombre de cas baisse. Mais est-ce réellement lié ?
- en zone humide endémique en revanche, les poussées épidémiques apparaissent en saison des pluies (contamination à partir des foyers principaux).

2 Évaluation de la situation

Dès les premiers cas suspects déclarés dans les pays où ACF travaille, il faut se mobiliser même si les autorités locales semblent en mesure de gérer une possible épidémie. Cela implique de disposer d'un certain nombre d'éléments de décision qui sont à rechercher et à analyser (tabl. 14.I).

2.1 Confirmation des cas signalés, mise en place d'un système de surveillance

Le diagnostic clinique des premiers cas doit être confirmé par des analyses sur des échantillons de selles pour identifier le vibron et déterminer sa sensibilité aux différents antibiotiques.

Tableau 14.I : Évaluation de la situation.

Source	Informations à rechercher
Cas signalés	Localisation Nombre Confirmation par analyse en laboratoire
Enquêtes sanitaires	Nombre de personnes et concentration dans la zone à risque Antécédents d'épidémie antérieure : personnes déplacées de zone endémique, population locale de zone non endémique... Ressource en eau : fontaines, rivière, puits... Vulnérabilité des points d'eau vis-à-vis de la pollution fécale Équipement sanitaire : latrines, douches... Comportement des populations vis-à-vis de l'hygiène Inventaire des structures de santé, connaissance de la maladie et infrastructures sanitaires
Épidémie précédente	Provenance, évolution, voies de contamination
Autres agences	Informations relatives au choléra
<i>Cholera task force</i>	

Ces analyses biologiques doivent absolument s'accompagner de données épidémiologiques recueillies auprès des structures de santé et des communautés. Il est alors primordial de formaliser rapidement un système de surveillance épidémiologique fiable, pour suivre l'évolution du nombre de cas dans le temps et l'espace. Ce système de surveillance s'appuie, chaque fois que possible, sur les structures nationales de santé existantes.

Des équipes mobiles (désinfection, hygiène) peuvent compléter ce système de surveillance.

2.2 Épidémies précédentes

Les informations relatives aux épidémies précédentes peuvent permettre de confirmer des hypothèses émises lors de l'enquête sanitaire, notamment au sujet de la provenance (puits, port, marché...) et des voies de propagation de la maladie.

2.3 Enquêtes sanitaires

Ces enquêtes permettent d'identifier les foyers de contamination principaux afin de fournir une première base de données pour les actions sanitaires. Ce travail, à réaliser le plus rapidement possible, se poursuit et s'affine avec l'intervention effective sur le terrain.

2.4 Cholera Task Force

Une coordination (répartition géographique ou technique) avec d'autres organisations présentes localement permet une répartition des tâches et une intervention plus précoce. Un groupe de travail, appelé parfois Cholera Task Force, réunit ainsi les intervenants classiques : ministère de la Santé, OMS, Unicef, HCR, CICR et ONG. Pour être efficace, ce groupe de travail ne doit pas être trop important.

Des sous-comités techniques (domaines médical, eau et assainissement et promotion de l'hygiène) de 6 à 8 personnes se réunissent régulièrement ; c'est au sein du Water and Sanitation Committee que les actions sanitaires sont coordonnées. Dans un premier temps, il est nécessaire lors de ces réunions d'évaluer les capacités d'action de chacun à partir :

- des expériences de terrain ;
- des programmes en cours : localisation, nature (eau et assainissement, médical, éducation...) ;
- des capacités à disposer rapidement de moyens budgétaires, humains et logistiques : stocks en produits de réhydratation, médicaux et sanitaires.

Un plan d'action est mis au point. La task force pilote l'intervention en recueillant et en analysant les données de l'épidémie, en planifiant les actions (ouverture des centres, actions sanitaires et information), en harmonisant les interventions des différents organismes et en évaluant l'impact des actions menées.

3 Stratégie d'intervention

3.1 Perspectives d'évolution de l'épidémie

Les données épidémiologiques recueillies et l'enquête sanitaire permettent d'émettre des hypothèses sur les zones à risques (autour des voies de communication, marchés...) et les modes de contamination les plus importants : eau, nourriture de marché ou de gargotes, poissons, produits laitiers.

3.1.1 DÉTERMINATION DU NOMBRE DE MALADES

L'estimation du nombre de malades à hospitaliser se fait à partir du taux d'attaque AR (*Attack Rate*), qui correspond au nombre de malades/population. En l'absence d'informations sur les précédentes épidémies dans la zone, on l'estime à 1 % pour les milieux ouverts et à 2 % pour un environnement à risques (camps, milieux fermés). Dans les zones sèches non endémiques, le taux d'attaque peut être bien plus élevé (cf. § 1.9).

3.1.2 ÉVALUATION DE LA DURÉE D'UNE ÉPIDÉMIE

La durée d'une épidémie "classique" est de 3 mois, tout au moins dans sa phase aiguë. Au-delà, il faut envisager un désengagement des ONG internationales et un renforcement des structures locales pour poursuivre les activités.

3.2 Stratégie/actions sanitaires

Les actions à mettre en place ont pour but de réduire la contamination et s'appuient sur deux approches : information/éducation et désinfection. L'une ne va pas sans l'autre, car le choléra est avant tout la maladie du manque d'hygiène, par suite de méconnaissance et/ou de l'insuffisance des structures sanitaires. La stratégie d'intervention doit interrompre ou au moins limiter les cycles de contamination identifiés dans l'évaluation.

Les foyers secondaires de contamination sont :

- dans la communauté : points d'eau, habitations et entourage des malades, champs de défécation, zones de rassemblement (marché, restaurant...) ;
- dans le centre de traitement : contact malades/personnel/accompagnants.

Les actions sanitaires (tabl. 14.II) sont mises en place dans le centre d'isolation choléra, où tout doit être mis en œuvre pour garantir un environnement sain avec une barrière sanitaire efficace, mais aussi dans la communauté, où des actions ciblées sur les zones à risques sont indispensables : désinfection de l'eau de boisson, des lieux d'habitation des malades, information sanitaire par la radio locale, par exemple.

4 Types d'interventions

4.1 Centre d'isolation choléra grande capacité

Tableau 14.II : Actions sanitaires.

	CIC	Communauté
Cibles	Personnes à risque : <ul style="list-style-type: none">– patients– accompagnants– personnel	Entourage du malade : <ul style="list-style-type: none">– famille– voisin Bâtiments publics : <ul style="list-style-type: none">– écoles– marché– mosquée
Eau potable	Approvisionnement Stockage, chloration et distribution	Surveillance qualité par analyse et selon les résultats : <ul style="list-style-type: none">– désinfection ponctuelle– chloration périodique (jusqu'à 2 fois/j)– aménagement/protection– fermeture du point d'eau– approvisionnement de substitution
Assainissement et désinfection	Construction d'infrastructures : latrines, douches, pédiluves Désinfection : selles, vomissements, tissus, semelles, points d'eau Lavage des mains	Détection cas/visite zones sensibles : <ul style="list-style-type: none">– familles et voisins de malades– écoles, marchés... Désinfection des zones à risques : <ul style="list-style-type: none">– habitat et latrines de l'entourage des malades– écoles, marchés, restaurants...
Promotion/information	Informations générales sur le choléra et apprentissage des mesures d'hygiène Explication des actions entreprises dans la communauté	

Contexte

Lorsqu'aucune structure gouvernementale n'est capable ou désireuse de traiter les patients sur une grande échelle.

Avantages

- Dissociation possible des interventions médicale et sanitaire (possibilité de séparer les tâches entre ONG).
- Centre construit sur mesure, très opérationnel (barrières sanitaires strictes, capacité d'accueil), avec l'aide d'une ONG expérimentée en eau et assainissement (tout en étant coordonné avec les activités médicales).
- Possible contrôle sur le recrutement, la formation et le travail du personnel (à condition de détenir salaires, indemnités – parfois *food for work* FFW : travail contre nourriture,).
- Suivi épidémiologique rigoureux.

Inconvénients

- Investissement important en moyens financiers et humains durant 3 mois.
- Montage d'un centre réalisé que lorsque l'épidémie se confirme : la mise en place à titre préventif est exceptionnelle, seulement dans des contextes très particuliers.

4.2 Centre d'isolation choléra petite capacité

Contexte

- Lorsque l'étendue de la zone ne permet pas aux personnes malades d'accéder à un seul CIC (grandes villes, la plupart des zones rurales).
- Généralement liés aux structures de santé existantes, ces petits centres permettent de détecter et de traiter précocement les diarrhées cholériques au sein de structures décentralisées et facilement accessibles pour la population. Si les capacités de traitement sont dépassées, on peut débiter localement le traitement puis transférer les patients dans d'autres structures.

Avantages

- Intervention globale (médicale et sanitaire) par une seule ONG possible.
- Coûts de montage et de fonctionnement réduits.
- Conservation d'une capacité de soin dans les petites structures permettant de désengorger les grands centres de traitement.
- Réduction du nombre de cas sévères à l'admission grâce à un dépistage et à un traitement précoce décentralisé sur une large étendue.

Inconvénients

- Difficulté de transfert des patients sévèrement atteints, avec souvent mauvaise acceptation de la décision par la famille (l'accord repose en grande partie sur les aptitudes relationnelles de l'infirmier).
- Surcharge rapide du CIC si les transferts ne sont pas possibles.

4.3 Association aux structures locales

Contexte

De petites unités de traitement du choléra peuvent se mettre en place au sein de structures très périphériques (postes de santé ou dispensaires). Ces structures doivent recevoir un approvisionnement (ORS, médicaments) et bénéficier d'actions de formation et de soutien technique (médical, eau et assainissement).

Avantages

- Dépistage et traitement précoces du fait de la proximité des malades.
- Faible investissement pour l'amélioration des structures existantes.
- Formation, suivi et approvisionnement réguliers assurés par une équipe mobile sur plusieurs centres.

Inconvénients

- Compétences locales et disponibilités aléatoires.
- Nécessité d’assurer un standard minimum du point de vue médical et sanitaire dans des structures mal préparées à cet usage.
- Mobilisation du personnel difficile en l’absence de compensation financière (salaire ou FFW).
- Capacité d’accueil vite dépassée en zone densément peuplée (milieu urbain).
- Faible couverture géographique.
- Isolement des patients plus difficile.

4.4 Appui au ministère de la Santé

Avantages

- Approvisionnement efficace et rapide assuré (en *ringer lactate* principalement).
- Personnel déjà formé.
- Structures existantes.

Inconvénients

- Difficile contrôle de l’approvisionnement en médicaments (possibles détournements).
- Recueil de données épidémiologiques souvent insuffisant.
- Interventions nécessaires dans le domaine de l’assainissement (infrastructures existantes difficiles à aménager, en particulier dans les hôpitaux).

Modalités appropriées

- L’ONG approvisionne directement le centre de traitement et non pas une pharmacie centrale.
- Approvisionnements hebdomadaires contre remise des données épidémiologiques.
- Formation à l’utilisation du HTH dans les centres.
- Mise en place de protocoles de mesures sanitaires dans les centres.
- Supervision sanitaire par association ONG/ministère.

Selon la stratégie adoptée, en fonction du contexte de la crise (action sanitaire uniquement ou médicale + sanitaire), des actions urgentes sont mises en œuvre lorsque les premiers cas sont déclarés pour intervenir dès confirmation de l’épidémie.

4.5 Actions urgentes

Pour les CIC, il est possible de commander des “kits choléra”, mais l’option des achats locaux est à privilégier (cf. § 5.5.8). Quelque soit l’option retenue, lancer immédiatement les achats de 200 kg de HTH et de 10 pulvérisateurs. Il convient également de débiter le recrutement et la formation du personnel médical, sanitaire et éducatif (cf. § 5.8). Les activités de visite à domicile (éducation/désinfection et récolte d’informations) peuvent démarrer très rapidement (cf. § 6).

5 Centre d’isolation choléra (CIC)

En regroupant les patients dans un centre, l’objectif est de soigner et d’éviter la contamination. Cela ne se traduit pas seulement par l’administration de solutés de réhydratation (ORS, *ringer lactate*) ou par l’usage impératif de désinfectant (chlore...). La vie d’un centre s’organise autour de quelques gestes simples (désinfection des mains, des semelles, des selles...) mais inhabituels pour les “gens de passage” (patients et accompagnants). Pour que ces gestes soient assimilés et pratiqués le plus rapidement possible par les nouveaux arrivants, il faut :

- équiper le centre d’aménagements spécifiques pour rendre ces gestes automatiques ou obligatoires (barrière pour isoler, pédiluve pour désinfecter les semelles...) ;

- informer (par panneaux, par le personnel) du pourquoi et du comment de ces gestes ;
- contrôler et obliger, car le génie humain se révèle dans l'affranchissement des obligations.

La structuration et la capacité du centre dépendent du taux d'attaque de l'épidémie, évalué en fonction du contexte (tabl. 14.III & encadré 14.1).

5.1 Planification

Afin d'agir le plus rapidement possible et d'être assuré de répondre aux besoins, l'ouverture du CIC peut se faire par paliers successifs. Pour une capacité maximale calculée de 300 patients, on peut réaliser trois ouvertures échelonnées de structures d'accueil de 100 malades. Le pic de l'épidémie intervenant généralement 3 à 4 semaines après son début, il faut donc prévoir une phase par semaine pour ne pas être dépassé*.

La construction des extensions doit se faire sans perturber le fonctionnement du centre ; seuls des déménagements de patients en phase ORS sont envisageables. Le plus souvent, l'assainissement retarde l'extension du centre : il ne faut donc pas hésiter à anticiper la construction de ces infrastructures, mais il ne faut pas ouvrir une extension si les installations sanitaires ne sont pas prêtes. En revanche, les tentes doivent se monter au fur et à mesure des besoins (toujours une en attente).

Il vaut mieux construire vite des structures basiques, quitte à améliorer les infrastructures par la suite. Dans tous les cas, il faut éviter de construire un (relatif) petit paradis d'où les patients ont du mal à partir (surtout s'il y a de la nourriture) et où les familles des patients défilent pour prendre leur douche !

Tableau 14.III : Valeurs-clés.
Ces valeurs ne sont que des estimations élaborées grâce à l'expérience de terrain d'ACF : elles doivent aider à établir un budget réaliste et à sélectionner un emplacement de taille suffisante. Ainsi la durée moyenne d'hospitalisation peut être réduite à 3 j si la doxycycline est utilisée en administration simple et si les patients sont hospitalisés au stade de déshydratation modérée (facilité de transport ou population concentrée et bien quadrillée par des *homes visitors*). Elle peut croître jusqu'à 5 j si l'antibiothérapie se fait en 3 j, si le centre n'est pas aisément accessible (éloignement, insécurité nocturne...) et s'il reçoit une forte proportion de cas sévères. Enfin, une bonne préparation (plan d'intervention), une coordination efficace ainsi qu'un approvisionnement correct en eau potable réduisent les délais.

Valeurs	Ordre de grandeur	
Nombre total de patients à traiter	At*	At = 1 % de la population totale At = 2 % dans les zones à risque (camps)
Nombre d'admissions journalières	Aj*	Aj = 5 % de At pour At = 500 Aj = 3 % de At pour At = 3 500 Aj = 2,6 % de At pour At = 5 500
Capacité d'accueil du CIC	Cm*	Cm = 4 x Aj
Superficie du CIC		Pour un terrain nu : 15 m ² /patients Pour des bâtiments : 3 à 5 m ² /patients + 500 m ² pour les équipements sanitaires Répartition égale entre phases ORS et IV
Consommation en HTH	– journalière – totale	1 kg/10 patients HTH kg = 4 x At/10
Consommation en eau		60 à 80 l/patients/j
Solutions chlorées utilisées dans le centre (cf. § 5.4)	sol. A : 2 % de chlore sol. B : 0,2 % de chlore sol. C : 0,05 % de chlore	

* Une installation prévue pour 100 patients peut fonctionner en surcharge quelques jours (120/130 patients) mais devient vite ingérable à 150.

* Se référer à l'encadré 14.I pour les acronymes.

5.2 Choix du site

Prévision

- population touchée = 500 000, en environnement “naturel” (pas de grands camps)
- nombre total de patients : $AT = 1\%$ de la population = 5 000
- nombre d’admissions journalières : $A_j = 2.6\%$ de $AT = 130$
- capacité d’accueil du CIC : $C_m = 4 \times 130 = 520$
- consommation totale en HTH = 2 000 kg

Réalisation (ce qui s’est passé)

- $AT = 4\,900$ (CIC traitement 3 900 patients, dont environ 1 000 traités dans 6 petites structures)
- $A_j = 105$
- $C_m = 350$

Superficie du CIC

- $C_m = 350$
- terrain de $350 \times 15 = 5\,250\text{ m}^2$
- ou bâtiment de $350 \times 5 = 1\,750\text{ m}^2 + 500\text{ m}^2$ pour équipements sanitaires

Eau

- $70 \times 350 = 24\,500\text{ l/j}$

Encadré 14.1

Exemple de CIC à Mogadishu Nord, 1994.

Superficie

- En rapport avec la capacité d’accueil maximale, C_m (cf. tabl. 14.III).

Environnement

- Accès facile pour tous, plutôt au centre de la zone épidémique concernée, mais éloignement suffisant des populations à risques (écoles, orphelinats, camps...).
- Isolation de l’extérieur (mur d’enceinte, épineux, grillage...).
- Accès aux camions indispensable pendant la construction (matériaux) et le fonctionnement (apport d’eau par camions-citerne, régulier ou non).

Bâtiment

Il n’y a pas de règle absolue. Le terrain nu requiert un travail intensif de construction (tentes, abris plastiques) mais laisse une grande liberté de conception, qui permet de s’approcher de l’agencement idéal ; le drainage en saison des pluies doit faire l’objet d’une étude attentive. C’est souvent l’option des ONG pour les grands centres.

L’installation dans un bâtiment en dur préétabli, qui est souvent une structure en mauvais état, impose certaines contraintes d’agencement mais permet un démarrage rapide des activités. C’est généralement l’option des autorités sanitaires et/ou des ONG pour les petits centres.

Approvisionnement en eau

- Idéalement, site avec point d’eau fiable (forage, puits, réseau, etc.).
- En l’absence de points d’eau, organisation d’une distribution par camions-citerne (*water trucking*).
- Vérification du débit des puits ou forage existants pour apprécier si le volume d’eau délivré est suffisant.
- Prévoir un réservoir installé en hauteur pour distribuer l’eau par gravité.

Assainissement

- Mettre en place des latrines, une fosse à excréta et des douches.

- Apporter un soin particulier au drainage des eaux usées.
- Surveiller la contamination des points d'eau environnants.
- Respecter une distance minimale de 30 m entre les structures sanitaires et un point d'eau souterrain (à adapter en fonction des conditions hydrogéologiques, cf chap 13).

Électricité

C’est un plus, surtout si l’on doit faire fonctionner une pompe électrique sur un puits/forage. Un générateur n’est pas indispensable si la lumière est son unique utilisation (lampes à pétrole et torches électriques sont suffisantes).

5.3 Aménagement du centre

Les principes d’agencement sont relatifs à des contraintes médicales et sanitaires que l’on peut représenter par les différents parcours des malades dans le centre (fig. 14.4). Les zones doivent être différenciées et isolées les unes des autres : leur disposition doit permettre de limiter au minimum la circulation des personnes dans le centre (fig. 14.5 & tabl. 14.IV).

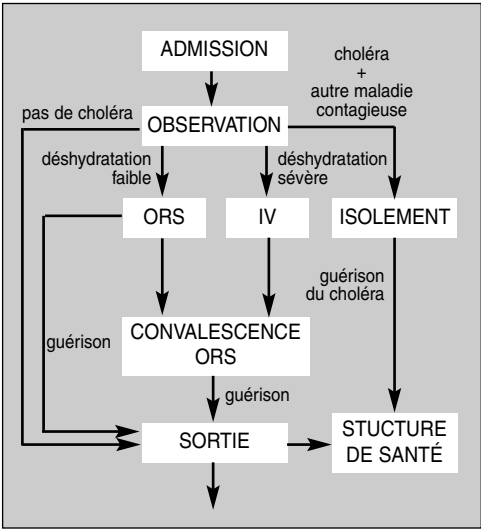


Figure 14.4 : Parcours du patient dans un CIC.

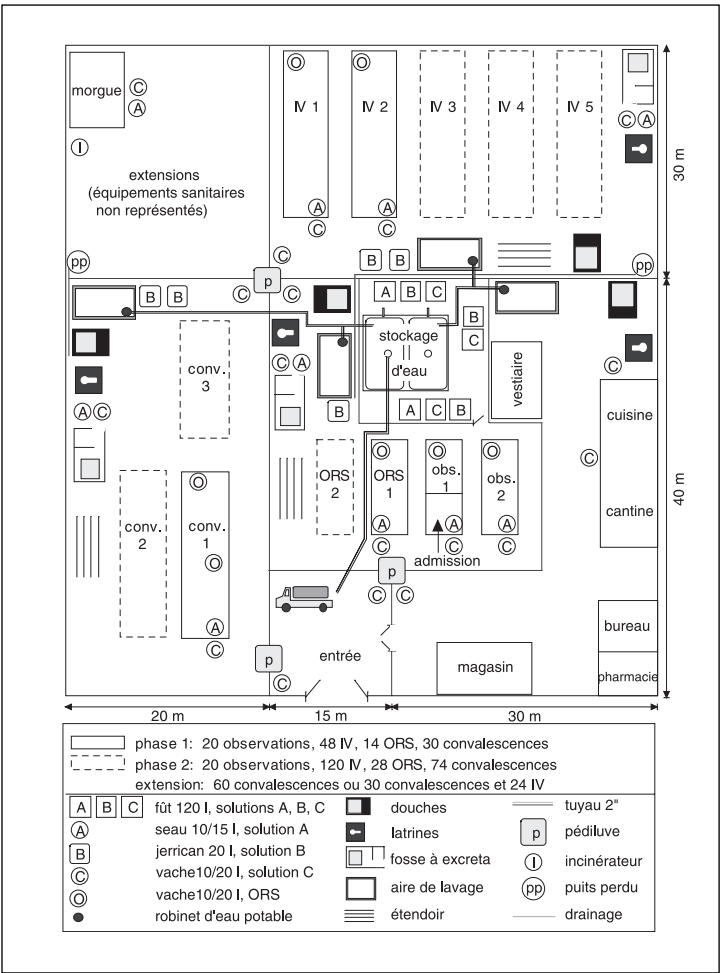


Figure 14.5 : Plan type d’un CIC pour 300 patients.

- Le patient arrive en admission (enregistrement) puis, après un éventuel séjour en Observation, il est :
- soit envoyé dans une autre structure de santé s’il n’a pas le choléra ;
 - soit traité en Isolation s’il a le choléra et une autre maladie contagieuse (tuberculose, rougeole, hépatite...) ;
 - soit traité en zone ORS puis “déchargé” s’il n’est pas sévèrement déshydraté ;

– soit traité en zone IV si le patient est sévèrement déshydraté (avec séparation pour les enfants et les femmes enceintes) puis en Convalescence/ORS et déchargé (ou Morgue).

Le temps de séjour dans le centre est d'environ 3 j pour les patients admis directement en zone ORS et de 5 j pour ceux qui sont admis en zone IV puis transférés en zone ORS.

5.4 Alimentation en eau

60 à 80 l/patient/j sont nécessaires.

Tableau 14.IV : Zones et équipements sanitaires d'un CIC.

Zone	Équipement sanitaire
<p>Admission/Observation</p> <p>Entrée du centre : chaque nouveau patient y est enregistré et dirigé vers la zone correspondant à son état</p> <p>Observation, ORS, IV</p> <p>Prévoir 1 ou 2 tentes de 10/12 places</p> <p>La partie Observation, pour les cas douteux, est placée à proximité de l'Admission (dans la même tente)</p> <p>Durée moyenne de séjour de 1 j.</p> <p>Dès que possible, les malades intègrent la zone de traitement ou sont déchargés</p>	<p>Pédiluve</p> <p>Point d'eau potable</p> <p>Points solutions chlorées</p> <p>Latrines</p> <p>Fosse à excréta</p> <p>Douches</p> <p>Dalle lavage linge</p> <p>Poubelles</p> <p>Brancard pour transférer les non-cholériques et pour les transports internes à différencier !</p> <p>Dans chaque tente : point ORS</p> <p>+ vache lave-mains C + seau A</p>
<p>Réhydratation ORS (dépend de la zone Admission/Observation)</p> <p>Dans un premier temps, les patients en déshydratation modérée (degré A et B) sont traités dans des structures ORS de la zone Admission/Observation.</p> <p>Prévoir 2 tentes de 10/12 places</p>	
<p>Réhydratation IV</p> <p>Patients en déshydratation sévère (grade C ou B avec vomissements) (également très contaminants)</p> <p>Pour faciliter le travail du personnel et l'organisation, unités de 20/25 (tentes, shelters, salles) montées progressivement</p> <p>Prévoir 4 à 5 m² par patient.</p> <p>Des unités pédiatriques regroupent les enfants, souvent plus fragiles et les plus sévèrement touchés</p> <p>Dès que la réhydratation par ORS est possible (1 à 2 j), le patient est transféré en zone Convalescence/ORS</p> <p>Dans la zone IV (ou dans la zone prévue pour la dernière extension), on place l'incinérateur et la Morgue</p>	<p>Lits pour cholériques</p> <p>Point d'eau potable</p> <p>Dans chaque tente : point ORS</p> <p>+ vache lave-mains C</p> <p>+ seau A</p> <p>Points solutions chlorées A et C inaccessibles au public</p> <p>Dalle lavage linge avec fût sol. B</p> <p>Latrines</p> <p>Fosse à excréta</p> <p>Douches</p> <p>Pédiluve</p> <p>Poubelles</p>
<p>Isolation (dépend de la zone Réhydratation IV)</p> <p>Une petite tente isolée en zone IV reçoit les patients atteints du choléra et d'une maladie contagieuse</p> <p>Une autre unité est réservée aux femmes enceintes : accouchements, post-partum et avortements (fréquents lors de choléra) ; peut être simplement un paravent pour isoler visuellement des autres malades</p>	

Zone	Équipement sanitaire
<p>Convalescence/ORS</p> <p>Patients en phase de récupération</p> <p>Nattes et feuilles plastiques sous tentes ou abris de grande dimension (30 patients) : 3 à 4 m²/patient</p> <p>Normalement, le patient peut se rendre aux latrines :</p> <p>On prévoit des fosses à excréta pour nouveaux arrivants traités par ORS.</p>	<p>Point d'eau potable</p> <p>Dans chaque tente 2 points ORS</p> <p>+ vache lave-mains C + seau A</p> <p>Point solutions chlorées A et C</p> <p>inaccessible au public</p> <p>Dalle lavage linge avec fût sol. B</p> <p>Latrines</p>
<p>Convalescence/ORS (suite)</p> <p>En général après 3 j (mais jamais avant la fin du traitement antibiotique), les patients sont déchargés et doivent quitter le centre</p>	<p>Fosse à excréta</p> <p>Douches</p> <p>Pédiluve Poubelles</p>
<p>Morgue</p> <p>Les corps sont nettoyés avec solution A, puis enveloppés dans un grand drap vaporisé de la même solution</p> <p>On peut glisser le tout dans un grand sac plastique ou un morceau de bâche pour le transport :</p> <p>ce plastique souillé doit être récupéré par le croque-mort</p> <p>La plupart des corps sont retirés par les parents, qui se chargent de l'inhumation. Pour les autres, prévoir un endroit pour les inhumer sur place ou un arrangement avec la communauté (voir autorités)</p>	<p>Seau A + vache C</p> <p>Brancards (3 au minimum)</p> <p>Pulvérisateur sol. A</p> <p>Pulvérisateur sol. B</p>
<p>Zone neutre (accessible uniquement au personnel)</p> <p>Magasin pour produits sanitaires, nourriture et produits de réhydratation (ringer lactate, très volumineux, et ORS).</p> <p>La pharmacie (2 j de stock) est un local fermé (si possible seul local en dur sur le terrain, sinon une tente)</p> <p>Rapprovisionnement quotidien à partir d'un stock extérieur en cas d'insécurité</p> <p>Un bureau pour l'administrateur, les expatriés, les superviseurs...</p> <p>Une cantine pour le personnel (manger, boire un thé...), qui sert de salle de réunion</p> <p>Un vestiaire pour le personnel (changement de vêtements, désinfection des vêtements de travail)</p> <p>Pour la préparation des repas, plusieurs solutions sont envisageables :</p> <p>– repas pour les patients, les accompagnants et le personnel préparés dans une cuisine</p> <ul style="list-style-type: none"> • solution à éviter • limite les va-et-vient des porteurs de nourriture • porte ouverte aux abus et solution coûteuse (200 patients + parents + personnel = 500 repas) • mobilise logistique et énergie • ne facilite pas le départ des patients guéris <p>– repas pour les patients et le personnel, préparés dans une cuisine</p> <ul style="list-style-type: none"> • bonne organisation • solution moins "lourde" que la précédente <p>– pas de cuisine</p> <ul style="list-style-type: none"> • envisageable en démarrage de centre • implique va-et-vient d'accompagnants et renforcement du système de régulation et de désinfection entrée • pas de sortie de nourriture (car présumée souillée) et désinfection des plats • à retenir si trop d'énergie mobilisée sur le montage et la gestion, ou si le stockage de nourriture présente un danger 	<p>Point d'eau potable</p> <p>Point solutions B et C</p> <p>Douches</p> <p>Latrines</p> <p>Pédiluve</p>

L'eau potable doit obligatoirement être chlorée pour obtenir 0,5 mg/l de chlore résiduel au robinet. Cette chloration se fait au niveau du réservoir. Par ailleurs, trois types de solutions chlorées sont employés dans les centres :

- solution A (2 % de chlore), pour désinfecter les selles et les vomissements des patients, les cadavres et les semelles des chaussures. La durée de conservation est d'une semaine ;
- solution B (0,2 % de chlore), pour désinfecter les lits, les brancards, les vêtements, la vaisselle, les habitats des patients et les voitures (pulvérisateur). La durée de conservation est d'une journée ;
- solution C (0,05 % de chlore), pour désinfecter la peau (mains principalement). La durée de conservation est d'une journée.

Ces solutions se préparent avec du HTH de préférence, car celui-ci est fortement concentré en chlore et se conserve mieux, ou à défaut et provisoirement avec tout produit contenant du chlore (cf. chap. 12). Il est impératif de mettre en place un protocole de chloration à l'usage du personnel.

5.4.1 STOCKAGE

Idéalement, on place le réservoir, dont la capacité est égale à la consommation journalière, sur un site élevé (butte ou remblai) au milieu du centre : cela permet de concentrer toutes les structures sanitaires, de simplifier leur approvisionnement en eau et en solutions chlorées et enfin de rationaliser le drainage. La réserve d'eau peut néanmoins être placée à l'extérieur du centre si elle est bien protégée par une barrière.

5.4.2 DISTRIBUTION

La distribution se fait par gravité vers les bornes-fontaines (1 ou 2 robinets), tous à fermeture automatique, avec des tuyaux semi-souples et annelés de 2" (faible perte de charge). Si certaines parties du centre ne peuvent pas être desservies gravitairement, on utilise en relais des réservoirs plastiques de 1 m³ placés en hauteur et périodiquement remplis avec la motopompe.

5.5 Équipements sanitaires

5.5.1 PÉDILUVE ET LAVE-MAINS

C'est le passage obligé pour entrer et sortir des différentes zones du CIC (barrière sanitaire). Il permet de désinfecter les semelles des chaussures (pédiluve, solution B – tabl. 14.III), les mains (lave-mains, solution C) et les pieds (solution B) ainsi que de contrôler les allées et venues. Un technicien sanitaire pédiluve est toujours sur place pour :

- contrôler la désinfection ;
- s'assurer que les gens passent bien dans le pédiluve. En effet, la solution A peut décolorer et même endommager les chaussures et devient assez rapidement boueuse et peu engageante ;
- informer et argumenter : "Mieux vaut un petit inconvénient qu'un grand problème."

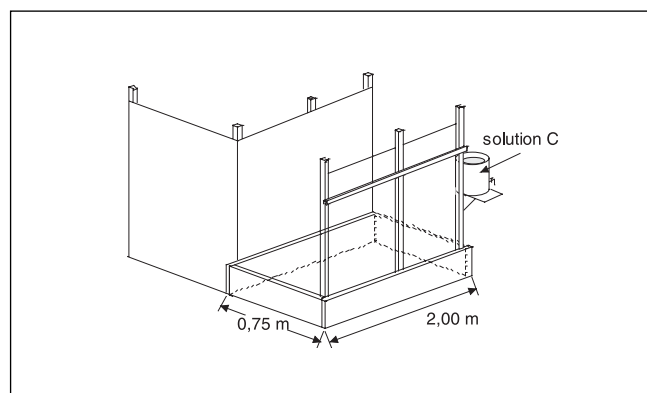


Figure 14.6 : Modèle de pédiluve + lave-mains.
Matériaux : 4 tôles (10 x 200 cm) ; 5,5 m de planches (20 x 2 cm) + 8 m si fond de bois ; 8 tasseaux (4 x 200 cm) ; Bâche (plastic sheeting) de 2,5 x 1,25 m pour tapisser le fond.

Le pédiluve ne doit pas pouvoir être évité et rempli au maximum de 2 cm de liquide. La solution doit être renouvelée lorsqu'elle devient trop boueuse : le gravillonnage, au moins des allées, permet d'améliorer la situation. Pour la vidange, un petit puits perdu sur le côté, voire une fosse en béton peuvent être envisagés. Dans les bâtiments, on peut utiliser au niveau des portes des bassines en plastique avec un fond de solution. En revanche, le sac de jute imbibé de solution est à rejeter car il se transforme très vite en tas de boues et de poussières difficiles à nettoyer.

Le personnel du centre doit être équipé de bottes pour éviter l'irritation due au contact répété avec le chlore. Le lave-mains est placé à côté du pédiluve, côté intérieur. Il est constitué d'un bidon plastique de 10 à 20 l muni d'un robinet (ou mieux d'une vache) rempli de solution C et placé sur une tablette ou un tabouret (fig. 14.6).

5.5.2 FOSSE À EXCRÉTA

Ce ne sont pas des latrines classiques, mais un équipement permettant de désinfecter les selles et les vomissements des patients en phases IV, Observation et ORS.

En général, le patient est dans un premier temps incapable de se contrôler et de se déplacer : il fait ses besoins (au mieux) dans un seau. Son accompagnant doit alors vider le contenu du seau dans un fût plastique (50/100 l) situé à côté de la fosse à excréta (fig. 14.7). Le seau doit alors être intégralement rincé avec 0,5 l de solution A : cette solution de désinfection est également versée dans le fût. Le déversement dans ce fût laisse au chlore le temps (20 à 30 min) d'agir sur les matières ; on est ainsi assuré de ne déverser dans la fosse qu'un rejet décontaminé. L'accompagnant repart après s'être lavé les mains au lave-mains disponible à la sortie des latrines. Un employé doit en permanence expliquer le fonctionnement de la fosse aux nouveaux arrivants et, éventuellement, les aider.

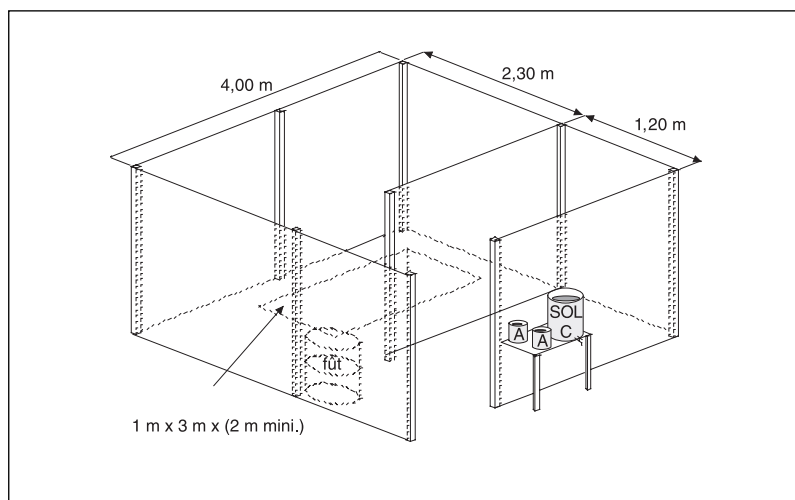


Figure 14.7 : Exemple de fosse à excréta.
Matériaux (sans toit) : tasseaux 27 m
(8 x 8 m), 36 m (4 x 8 m) ; bâche 36 m².

5.5.3 LATRINES

Ce sont les latrines simples temporaires classiques (cf. chap. 13). Elles sont réservées aux accompagnants, au personnel et aux patients en phase de Convalescence (réhydratation par ORS). La solution C est disponible, à côté des latrines, pour la toilette anale et le lavage des mains. Les latrines sont régulièrement désinfectées (vaporisation solution B) et nettoyées (solution A).

5.5.4 DOUCHE

Une dalle en béton avec écoulement vers un puits perdu (cf. chap. 13) est plus fonctionnelle qu'une simple couche de graviers car plus facile à nettoyer et à désinfecter par vaporisation de la solution B.

5.5.5 INCINÉRATEUR

Les déchets médicaux (sachets ORS, emballages *ringer lactate*, aiguilles...) sont recueillis puis brûlés dans un incinérateur (cf. chap. 13). Les résidus de combustion sont déposés dans une fosse étroite et profonde.

5.5.6 POINTS ORS ET LAVE-MAINS

Ce sont des récipients plastiques munis de robinet et remplis de différentes solutions. Les points ORS sont placés à l'intérieur des structures et renferment une eau chlorée dans laquelle sont dissous les sels de réhydratation. Pour le lave-mains, placé à l'extérieur des structures, on prévoit 10 à 20 l de solution C.

5.5.7 AIRE DE LAVAGE

Un fût de 100 à 200 l de solution B et quelques bassines pour le trempage sont réservés à cet usage. Une dalle cimentée et un petit canal vers un puits perdu sont indispensables (cf. chap. 13). L'aire d'étendage et de séchage doit être couverte en saison des pluies. Enfin, un lave-mains, renfermant 10 à 20 l de solution C, est disposé à la sortie.

5.5.8 POINT DE PRÉPARATION DES DIFFÉRENTES SOLUTIONS

Si cela est possible, on réserve à cet usage un point unique proche du réservoir. En disposant d'un point de stockage et d'un point de préparation au milieu du centre, on restreint au minimum le transport de l'eau et des solutions depuis l'endroit où elles sont préparées. On utilise des fûts plastiques de 100 à 200 l avec robinet, posés sur des tables.

La solution B est directement accessible au public (lavage du linge), les fûts de solutions A et C ne le sont que par le personnel qui vient y remplir les contenants. Un stock (journalier) de HTH est gardé dans une malle aérée, fermée à clé et à l'ombre, avec un cahier de contrôle entrée/sortie.

5.5.9 PETIT ÉQUIPEMENT

Tout le matériel nécessaire (tabl. 14.V) doit être marqué (lieu d'utilisation et contenu, par exemple IV2/sol. A) au marqueur indélébile et géré par un responsable, le technicien sanitaire qui l'utilise.

Tableau 14.V : Liste de petit équipement à prévoir.

2 seaux par patient en phase IV, 1 pour les selles et souvent 1 pour les vomissements, réutilisables. Prévoir une marge par rapport à la capacité maximale en phase IV (moitié de la capacité maximale du centre) : nombre de seaux = 1,2 capacité maximale du centre
Seaux avec couvercle pour solution A (1 par unité)
Seaux pour douches
1 lit spécial choléra par patient en phases IV ou Observation ou feuilles plastiques non armées individuelles (0,70 x 2 m)
Bassines pour lavage linge de 20 à 50 l
Nattes ou feuilles plastiques pour patient en phase ORS (2 m ²) : en tapisser le sol d'un seul tenant, le patient guéri étant moins tenté de l'emporter
Table (pour le matériel médical) et tabouret (personnel, lave-mains) dans chaque unité IV et dans chaque zone (ORS, Observation, Admission, repos personnel, bureau)
Fût ou vache plastique 10/20 l avec robinet pour lave-mains C : 1 de chaque pour 20/25 patients en phase IV, pour 40/50 patients en phase ORS, pour chaque pédiluve et latrines/fosse, cuisine, cantine
Fût plastique ou vache 10/20 l avec robinet pour distribution d'ORS :
– 1 pour 20/25 patients en phases IV et Observation
– 2 pour 30 patients en phases ORS et Convalescence
Fût plastique 120/200 l avec robinet pour préparation solutions A, B, et C
Éventuellement, fût plastique 500 l ou réservoir de 1 m ³ comme réserve pour les zones excentrées

5.5.10 DRAINAGE

La forte consommation d'eau impose l'évacuation d'une importante quantité d'eaux usées. Il faut donc prévoir un drainage général du centre (cf. chap. 13). Si les douches, points d'eau et aires de lavage sont concentrés, il est facile de collecter ces eaux par un système de petits canaux faisant transiter, rapidement et sans stagnation, les rejets, même si la pente est faible.

La taille du puits perdu dépend de la perméabilité du sol : si elle est faible, on dispose plusieurs puits ; on peut également réaliser des tranchées drainantes. De petits puits perdus sont également nécessaires pour les lave-mains, les vidanges de pédiluve, les eaux de nettoyage des tentes. Pour éviter de colmater les puits perdus avec le savon et les graisses, il est indispensable de réaliser un bac dégraisseur simple (cf. chap. 13). Un réseau de rigoles autour des tentes évacue les eaux pluviales vers un point bas naturel (fossé).

5.6 Abris

Les abris peuvent être des tentes ou être construits en *bâche* (les tentes sont réservées pour les extensions futures). Il est impératif de disposer un tapis de sol plastique facile à lessiver et à désinfecter périodiquement. Un petit canal central récupère les eaux de nettoyage jusqu'à un puits perdu.

Une pulvérisation de deltaméthrine s'impose avant la mise en service des locaux. En saison des pluies, il faut prévoir un gravillonnage des allées, un toit pour tous les équipements sanitaires et un bon drainage des eaux pluviales.

5.7 Barrières sanitaires

Ces barrières ont pour objectif d'éviter toute contamination provenant de l'intérieur comme de l'extérieur du centre. Pour éviter une contamination apportée de l'extérieur :

- il est impératif d'isoler le centre par des murs, clôtures ou barbelés, qui ne comporteront qu'une seule entrée/sortie. Une deuxième sortie, cadenassée, n'est utilisée que pour le retrait des corps des patients décédés ;
- la limitation des mouvements impose qu'un seul parent accompagne le patient ;
- le lavage des mains (solution C) s'impose à toute personne sortant du centre, de même que la désinfection des semelles dans le pédiluve (solution A) et, éventuellement, la désinfection de sa vaisselle (solution B) ;
- la désinfection des brancards et des voitures ayant transportés des malades doit être rigoureuse.

À l'intérieur du centre même :

- à chaque entrée/sortie d'unités (IV, ORS, Admission...), désinfection des semelles (pédiluve solution A) et des mains (solution C) ;
- désinfection des selles et vomissements des patients ainsi que des seaux les ayant contenus (solution A) ;
- désinfection des cadavres (solution A) et isolation dans des sacs plastiques ;
- désinfection des latrines (vaporisation régulière et nettoyage par solution B, ponctuellement solution A) ;
- désinfection des vêtements des patients (solution B), brûlés si possible pour les cas graves ;
- désinfection (solution B) puis rinçage à l'eau de la vaisselle.

5.8 Gestion

5.8.1 ORGANIGRAMME DU PERSONNEL

Cet organigramme est présenté figure 14.8.

5.8.1.1 Personnel expatrié et senior staff

Les expatriés jouent un rôle fondamental dans le recrutement, la formation, l'organisation et la supervision du personnel local. Leur présence et leur grand nombre sont déterminants pour le démarrage du centre, avec une diminution rapide pour la logistique, plus progressive pour l'aspect médical, selon l'évolution de l'épidémie. Pour démarrer un centre de grande capacité, cinq expatriés sont indispensables :

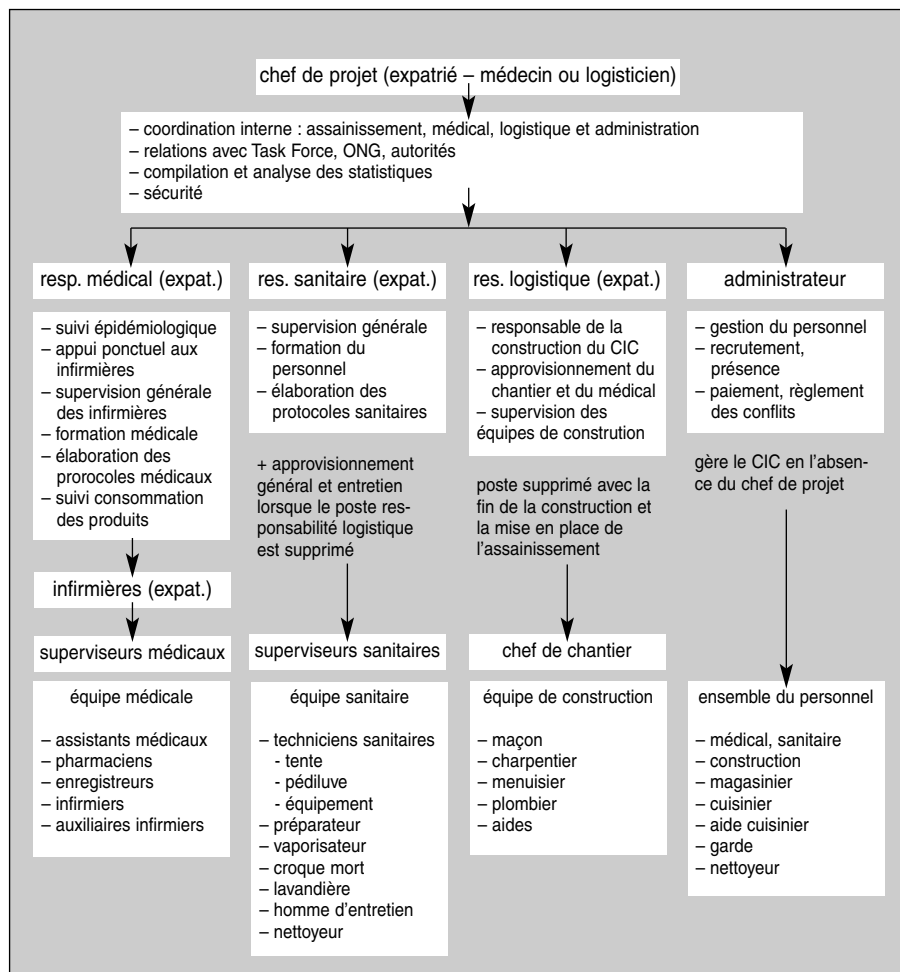


Figure 14.8 : Organigramme du personnel d'un CIC.

- 1 logisticien construction et approvisionnement,
- 1 responsable sanitaire,
- 3 intervenants médicaux (dont un médecin).

Dans certains cas, si l'opération est d'envergure, on peut adjoindre un chef de projet pour la coordination.

Le rôle de chacun doit être déterminé. En particulier, un membre de l'équipe, logisticien ou médecin par exemple, doit se charger des réunions quotidiennes, du travail avec l'administrateur, des relations extérieures. Progressivement, l'équipe va se réduire à une ou deux personnes (logistique-approvisionnement + médecin).

5.8.1.2 Personnel local

Toute personne travaillant au centre doit être dotée d'une fiche de description de poste décrivant ses tâches, son équipement personnel, la liste du matériel dont elle est responsable, ses horaires, son indemnité (argent ou FFW) ou salaire et une référence au règlement intérieur. Cette fiche est signée par les deux parties. Elle peut aisément être transformée en contrat de travail si la législation le permet.

C'est sur le personnel médical et sanitaire que repose 24 h/24 la bonne marche du centre, garante d'une faible mortalité et d'une extension limitée de l'épidémie. Ce personnel a la lourde tâche de soigner, d'informer, de former aux gestes essentiels les patients et les accompagnants et ce constamment, puisqu'ils se renouvellent sans cesse.

Il faut dès le démarrage du projet recruter un administrateur local compétent. Il participe au recrutement du personnel, en établit la liste, le gère au quotidien et le paie. Il résout les conflits et gère l'ensemble du centre en l'absence du manager expatrié. Il faut enfin prévoir des horaires (de jour) décalés.

5.8.2 DESCRIPTION DES POSTES SANITAIRES

5.8.2.1 Superviseur assainissement

Une personne :

- supervise le travail de tout le personnel assainissement ;
- gère l’approvisionnement en eau ;
- réfère au responsable sanitaire expatrié, qui prend avec lui les décisions nécessaires à l’amélioration du travail ;
- retire le HTH auprès du magasinier et contrôle sa consommation (cahier) ;
- remplace (provisoirement) un absent de son équipe (surtout le préparateur de solutions).

5.8.2.2 Préparateur de solution

Une personne :

- prépare les solutions A, B, C pour les différentes unités ;
- gère la réserve d’eau (approvisionnement, traitement) ;
- reçoit le HTH du superviseur et tient un cahier d’entrée et de production.

À partir d’un certain volume d’activités, le préparateur est aidé par un assistant, apte à le remplacer le cas échéant ; ce dernier assure l’approvisionnement des pédiluves en solution A et C.

5.8.2.3 Technicien sanitaire équipement

Une personne par “jeu” d’équipement :

- responsable des latrines, fosses, douches et aires de lavage de sa zone ;
- plus spécialement chargé de la “désinfection des selles et des vomissements” dans la fosse, il explique la procédure aux patients et accompagnants ou, le cas échéant, la réalise lui-même ;
- maintient disponibles des flacons de solution A (0,5 l) et le lave-mains avec solution C à l’entrée des latrines ;
- vide périodiquement dans la fosse le fût de matières désinfectées ;
- veille à l’usage correct des douches, latrines et dalles de lavage ;
- supervise les travaux du nettoyeur et du pulvérisateur.

5.8.2.4 Technicien sanitaire tente

Une personne pour 20/25 patients en phase IV/Observation.

Une personne pour 30/50 patients en phase ORS/Convalescence.

Premier contact des accompagnants et patients, ce technicien a un rôle primordial :

- il informe les patients et accompagnants du mode de contamination du choléra ;
- il explique les différentes mesures pour réduire la transmission : désinfection par le chlore des selles, des vomissements, des mains, des semelles, des vêtements, des plats... ;
- il explique aussi le fonctionnement des divers équipements (fosse à excréta, pédiluve...) ;
- il fournit un seau ou deux par patient, explique et veille à leur bonne utilisation ;
- il remplit les petits fûts de solutions A et C à partir des fûts de stockage ;
- il prépare éventuellement l’ORS (en remplacement de l’infirmière de la zone ORS) ;
- sur avis médical, il transporte, aidé des hommes d’entretiens, le patient en zone Convalescence ;
- il supervise le vaporisateur et le nettoyeur.

5.8.2.5 Nettoyeur tente

Une personne pour 25 patients en phase IV/Observation, une pour 50 en phase ORS/Convalescence :

- maintient la propreté de son unité (ordures - poubelle) ;
- désinfecte (solution A) tout endroit souillé (lit, sol, natte...) ;
- est à la disposition du technicien sanitaire et des infirmières pour toute aide.

5.8.2.6 Vaporisateur

Une personne pour 50 patients en zone IV, 1 pour la zone Convalescent.

Une personne pour zone Observation/ORS (+ une en zone Admission lorsque le nombre d'admissions est supérieur à 30 à 40) :

- utilise la solution B ;
- vaporise à l'intérieur et à l'extérieur des tentes, spécialement les endroits souillés ;
- désinfecte les lits et les nattes (surtout après décharge ou transfert des patients) ;
- désinfecte régulièrement latrines et douches.

5.8.2.7 Vaporisateur entrée

Une personne à l'entrée principale (solution B) :

- vaporise semelles, plats et objets des sortants ;
- vaporise véhicules, brancards, tissus et toutes autres pièces en contact avec un nouveau patient pendant son transfert au centre.

5.8.2.8 Technicien sanitaire/vaporisateur zone Neutre

Une personne, en horaire de jour uniquement :

- responsable de tous les équipements sanitaires de cette zone ;
- désinfecte les vêtements laissés dans le vestiaire.

5.8.2.9 Technicien sanitaire pédiluve

Une personne pour chaque pédiluve :

- responsable du pédiluve (disponibilité des solutions) ;
- limite les entrées des accompagnants ;
- s'assure que les sortants se désinfectent les pieds (solution B) et les mains (solution C).

5.8.2.10 Homme d'entretien

Deux personnes, en horaire de jour uniquement :

- collectent les poubelles et brûlent les déchets ;
- disponibles pour tous travaux ponctuels (brancardage, entretien...).

5.8.2.11 Croque-mort

Deux personnes (un homme et une femme), en horaire de jour uniquement :

- transportent le corps à la Morgue, en bouchant les orifices (coton imbibé de solution A), le nettoient à la solution A, l'enveloppent dans un linceul (drap blanc) puis dans un sac ou une feuille plastique ;
- si les parents désirent faire la toilette du mort, expliquent la nécessité de cette procédure et la supervisent ;
- s'assurent de la désinfection des parents ayant touché le corps ;
- engagent les parents du défunt à l'enterrer au plus vite ;
- accompagnent les funérailles.

5.8.2.12 Lavandière

Deux personnes, en zone IV, en horaire de jour uniquement :

- désinfectent (trempage 10 min dans solution B) puis lavent les tissus et les couvertures du centre.

5.8.3 RECRUTEMENT ET FORMATION

Dès les équipements et l'agencement du centre déterminés par le personnel médical et le responsable logistique chantier, la tâche principale du responsable sanitaire est de recruter et former son personnel. Huit à quinze jours s'écoulent entre l'annonce de l'embauche et la mise à disposition de 75 techniciens sanitaires prêts à travailler. C'est égale-

ment le temps nécessaire pour recruter et former l'équipe médicale.

5.8.3.1 Profil des postes

En premier lieu, on privilégie les personnes ayant une certaine expérience en santé publique, les éducateurs n'ayant pas peur de se salir les mains et les personnes dont les informations et conseils seront bien acceptés par les intéressés. Les autres critères diffèrent selon le poste :

- superviseur : bonne compréhension de l'eau et l'assainissement, leader d'équipe, "présence" reconnue (d'un certain âge), expression claire, bonne connaissance d'une langue internationale ;
- préparateur de solution : compréhension des données sanitaires, aisance dans les calculs, sens de la responsabilité, langue internationale ;
- technicien sanitaire tente : compréhension de l'état sanitaire, pédagogie, langue internationale si possible ;
- technicien sanitaire équipement : compréhension des données sanitaires, autorité, pédagogie, langue internationale si possible ;
- technicien sanitaire pédiluve : autorité, compréhension de la situation sanitaire
- croque-mort : compréhension sanitaire, pédagogie ;
- pulvérisateur : expérience précédente, habileté technique ;
- nettoyeur, lavandière, homme d'entretien : aptitude à intervenir quel que soit le contexte.

5.8.3.2 Formation

Trois volets – théorique, technique et pratique – sont envisagés lors cette formation.

La formation théorique (une demi-journée par groupe) porte sur la connaissance du choléra, des modes de contamination et de désinfection. Elle

Tableau 14.VI : Récapitulatif du personnel sanitaire pour un CIC d'une capacité maximale de 300 personnes.

Le centre fonctionnant 24 h/24, trois équipes de même composition se succèdent sur la base des 3 x 8 (ou plutôt 7 x 7 x 11 h 30, en incluant des recoupements d'horaire et en tenant compte du ralentissement de l'activité nocturne). Chaque semaine, les équipes peuvent changer d'horaire, afin d'équilibrer le nombre d'heures de travail. Dans un centre de 300 patients, il y a donc 67 techniciens sanitaires à l'ouverture et 118 au pic de l'épidémie.

Poste	Nombre ou ratio	Nombre à l'ouverture	Nombre en capacité maximale
En équipe 24 h/24			
Superviseur sanitaire	1	1	1
Préparateur des solutions	1 + 1 As.	1	1 + 1
IV			
Technicien sanitaire équipement	1/équipement	1	2
Technicien sanitaire tente	1/20 à 25 patients	2	6
Technicien sanitaire pédiluve	1	1	1
Nettoyeur tente	1/20 à 25 patients	2	6
Vaporisateur	1/50 patients unités	1	3
Convalescence			
Technicien sanitaire équipement	1/équipement	1	1
Technicien sanitaire tente	1/50 patients	1	3
Technicien sanitaire pédiluve	1	1	1
Nettoyeur tente	1/50 patients	1	3
Vaporisateur	1	1	2
Admission/Observation/ORS			
Technicien sanitaire équipement	1	1	1
Technicien sanitaire tente	1/25 patients	1	2
Technicien sanitaire pédiluve	1	1	1
Nettoyeur tente	1/50 pats	1	1
Vaporisateur	1	1	1
Entrée			
Vaporisateur	1	1	1
Total		20 x 3 = 60	37 x 3 = 111
De jour uniquement			
Technicien sanitaire Vaporisateur zone Neutre	1	1	1
Homme d'entretien	2	2	2
Croque-mort	2	2	2
Lavandière	2	2	2
Total général		67	118

conditionne la motivation du personnel à appliquer et à faire respecter des mesures souvent ressenties comme saugrenues. Cette formation est allégée pour le groupe nettoyeurs-pulvérisateurs par un superviseur déjà formé.

La formation technique et pratique (une demi-journée par groupe) commence par un rappel de la formation théorique, puis se poursuit par la présentation du plan du centre et de son fonctionnement médical et sanitaire. Une visite du centre est organisée, durant laquelle les différents postes sont explicités. La formation s'achève par une mise au point sur le règlement intérieur.

À l'issue de cette formation générale, les affectations de poste sont établies et communiquées. Les trois équipes (matin/jour/nuit), avec leurs superviseurs respectifs, sont définies. Le travail s'effectue désormais par groupes de postes de travail, sous la responsabilité de superviseurs. Ces superviseurs ne sont pas toujours nommés immédiatement mais plutôt choisis après quelques jours de travail, sauf si la formation a été assez longue et complète pour déceler des leaders. Une description précise des tâches doit être élaborée (description de poste) :

- en responsabilisant la personne sur le matériel et l'équipement utilisés durant son service ;
- en présentant le superviseur comme responsable de l'équipe sanitaire ;
- en informant que les affectations ne sont pas définitives et peuvent être modifiées à tout moment.

Dans les cas d'urgence où l'ouverture d'un centre doit être immédiate (même si l'équipement n'est pas achevé), on doit recruter rapidement une équipe réduite et on la forme en cours d'activité à partir de la description de poste. Cette formation pratique doit alors s'accompagner d'une supervision étroite des superviseurs. La formation théorique est réalisée ultérieurement.

5.8.4 INFORMATION

À l'intérieur du centre, on dispose des panneaux devant chaque point sanitaire pour favoriser l'assimilation rapide de gestes sanitaires et pour éviter une mauvaise utilisation des solutions. Ces panneaux doivent décrire, par un dessin simple et sans ambiguïté, l'opération à réaliser : boire, se laver les mains, laver le linge... Un artiste local est parfaitement à même d'exécuter cette tâche pour faire passer les messages.

À l'extérieur, les messages diffusés à la population par tous les relais (radios, télévisions, journaux, rassemblements religieux) concernent en général les mesures d'hygiène préventive et les comportements face à la maladie. Il est bon de compléter ces messages par des informations concernant les centres de traitement, notamment les raisons et l'importance de mesures comme la limitation du nombre d'accompagnants, la désinfection systématique à la sortie... Ces mesures contraignantes sont généralement mieux acceptées si elles émanent d'autorités locales ou religieuses.

5.9 Autres structures, autres contextes

Pour les autres cas (utilisation d'un bâtiment, centre de petite capacité), les principes sont les mêmes que ceux énoncés précédemment avec des adaptations qui doivent se faire au cas par cas.

5.9.1 BÂTIMENT

Si la capacité d'accueil est insuffisante, on utilise les salles en priorité pour les patients en zone IV et pour la pharmacie. Si un sol carrelé facilite la désinfection périodique du bâtiment, il faut néanmoins prévoir des bassines de récupération pour les eaux usées. Des équipements sanitaires spécifiques (sanitaires, fosses à excréta, douche) sont construits.

5.9.2 CENTRE DE PETITE CAPACITÉ

Un centre de petite capacité se situe le plus souvent dans un bâtiment en dur. Les infrastructures sanitaires sont simplifiées, en retenant :

- un ou plusieurs réservoir(s) en plastique de 250 l pour le stockage de l'eau ;
- de petits récipients de 20 l pour la préparation et le stockage des solutions chlorées ;
- des bassines plastiques pour les pédiluves ;

– une réduction du personnel (qui sera moins spécialisé : le superviseur prépare les solutions, le technicien sanitaire vaporise...).

En l’absence de terrain disponible pour les équipements sanitaires, on peut utiliser les toilettes du bâtiment, l’une étant réservée aux patients en phase IV. La procédure de désinfection se fait alors dans un petit fût périodiquement vidé dans la toilette, laquelle ne doit en aucun cas être utilisée directement par les patients, surtout si elle est raccordée à un réseau d’égouts. Ce type de situation n’est pas vraiment recommandable mais peut survenir lorsque l’on intervient dans un centre déjà monté ou dans une structure de santé. Dans la mesure du possible, on doit tenter d’isoler les patients en phase IV et ceux en phase ORS.

6 Actions dans la communauté

6.1 Information et promotion de l’hygiène

Dans les villes, l’information sur le choléra et les mesures d’hygiène destinées à l’ensemble de la population est parfois prise en charge par des organisations internationales comme l’OMS et l’Unicef ou par le ministère de la Santé local, qui utilisent les relais traditionnels et modernes, notamment les médias. Les ONG locales et internationales, éventuellement aidées, constituent d’excellents relais dans les quartiers et villages pour la diffusion d’informations et de recommandations sur le choléra.

En milieu rural, et en l’absence de relais associatifs, c’est à l’ONG intervenante d’élaborer ces messages et de les faire passer par l’entremise des autorités civiles et/ou religieuses.

Des équipes composées d’un éducateur et d’un ou deux pulvérisateurs tentent de limiter les foyers primaires de contamination par la désinfection des lieux souillés d’habitation des malades (déjections, lits...). Ces équipes sont également chargées d’informer l’entourage du malade. Elles sont attachées aux CIC, où elles recueillent et sélectionnent les adresses à traiter (6 à 8 sites/j/équipe). Selon la densité de population, ces équipes sont soit pédestres dans le cas de petit centre de quartier, soit motorisées dans le cas de centre de brousse, soit enfin mixtes, en zones urbaines le plus souvent, le véhicule servant au transport sur la zone de travail, à la supervision et éventuellement au déplacement d’une équipe mobile sur les sites disséminés hors de portée pédestre.

L’hygiéniste doit cibler ses messages vers les familles des cas et les voisins pour informer, expliquer le travail des pulvérisateurs et déceler les cas suspects. Les messages décrivent les signes cliniques de la maladie, les sites de traitement et les modalités de la prévention : informations sur la localisation des points d’eau potable, la cuisson des aliments, le lavage des mains, traitement de l’eau de boisson...

Les “pulvérisateurs” utilisent deux types de solution : la solution B pour les vêtements, vaisselle, lits, habitat ; la solution A pour les latrines et champs de défécation. La désinfection par pulvérisation doit normalement être menée durant 3 jours d’affilée. Ce n’est pas toujours possible sur l’ensemble de la zone, d’où la nécessité de choix : priorité aux zones à risques et dans ces zones à risque, sélection de “foyers” à partir de l’étude de la localisation des cas.

6.2 Amélioration de la qualité de l’eau

Par ordre de priorité, il faut envisager les actions suivantes :

- utiliser l’approvisionnement existant (puits, réseaux, forages...) s’il est possible d’en garantir la qualité par des actions efficaces (désinfection....) ;
- mettre en place un approvisionnement alternatif, la plupart du temps *water trucking* + points de distribution (mini-réseau sur forage, mini-station de traitement) ;
- améliorer la qualité de l’eau à la consommation par des distributions de chlore à domicile, des points de désinfection des jerricans.

On présente ci-après quelques actions classiques.

6.2.1 CHLORATION DES POINTS D’EAU EXISTANTS

La désinfection doit être vérifiée par la mesure du chlore résiduel libre. Selon le contexte, il peut s’agir de :

- chloration de l’eau du réseau et contrôle du chlore résiduel libre aux bornes-fontaines ;

Ces dernières années, la mission ACF Somalie a développé et mis en place un système de chloration continue dans le but de garantir la présence d'un taux de chlore résiduel libre satisfaisant dans les puits et les réservoirs. Cette méthode visait à remplacer la technique de chloration ponctuelle (*one shot*) classique. Les enjeux principaux sont :

- diffusion continue et taux de chlore résiduel corrects (recommandations OMS) ;
- implication des populations et acceptation ;
- mise en œuvre facile et prix réduits ;
- maintenance réduite et “rechargement” en chlore peu fréquent.

Chloration périodique

Il s'agit de la méthode traditionnelle de chloration, utilisée longtemps à Mogadiscio. La concentration de la solution mère est de 1 %. La quantité à introduire dépend de chaque puits. (fig. 14.9a : résultats avec 173 puits en 1998. Technique d'analyse : DPD1 et colorimétrie).

Jerricans percés

D'octobre à décembre 1998, ACF a testé une méthode de chloration utilisant des matériaux locaux et assurant la diffusion lente et continue de chlore sur une période de 12 à 15 jours. Des jerricans usagés de 5 litres étaient utilisés, ils étaient remplis successivement de couches de gravier, sable, sable et chlore mélangé, sable et à nouveau gravier. En janvier 1999 ce système a été utilisé dans tous les puits chlorés par ACF à Mogadiscio (fig. 14.9b résultats avec 919 puits. Technique d'analyse : DPD1 et colorimétrie).

Immersion de tablettes de chlore

Depuis l'épidémie de 2000, ACF a utilisé un système de chloration continue adapté des techniques de chloration des piscines. Des tablettes de chlore (125 g de HTH 75 % chlore) sont pressées localement à l'aide d'une presse manuelle (mise au point par ACF). Ces tablettes à dissolution lente sont ensuite insérées dans des tubes percés. Les tubes sont mis dans les puits et rattachés à la surface à l'aide d'une corde. Les équipes de chloration réalisent la visite des puits au moins deux fois par semaine pour mesurer le taux de chlore et ajouter des tablettes. Chaque puits a son propre protocole en fonction de son volume et de la quantité d'eau prélevée (estimations empiriques des équipes de chloration). Elles renseignent aussi la population sur la technique et désignent un responsable au sein de la communauté (fig. 14.9c : résultats avec 98 puits en janvier 2000. Technique d'analyse : DPD1 et colorimétrie).

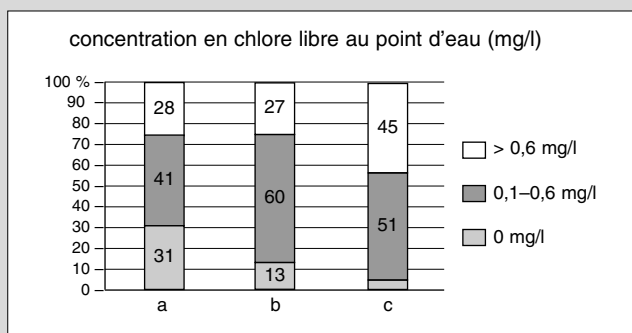


Figure 14.9 : Performances comparées entre les différentes techniques de chloration.

Comme l'indique la figure 14.9, seulement 4 % des puits désinfectés avec des tablettes de chlore en 2000 ne présentaient pas de chlore résiduel (fig. 14.9c). Ceci correspond à une amélioration de 27 % par rapport aux deux années précédentes, quand 31% des puits n'avaient pas de chlore résiduel (fig. 14.9a). Ceci peut être attribué à l'amélioration du système de chloration qui fonctionne comme une source continue et lente de chlore, en remplacement de l'ancien système où une personne mettait une quantité de chlore donnée chaque jour, et qui garantissait la chloration uniquement pendant quelques heures.

Remarque. – La chloration est parfois mal acceptée ou même refusée par les propriétaires de puits ; cette situation évolue après quelques jours lorsque se manifeste une tendance des usagers à se servir plutôt aux puits chlorés (effet de l'information), une équipe est idéalement composée d'une personne de la communauté et d'une personne venant de l'extérieur, perçue comme une autorité assurant l'application de la procédure, il faut ;

- contacter et informer les responsables de la communauté, visiter avec eux les puits de la zone, évaluer leur utilisation, informer les propriétaires sur la chloration (priorité vers les “foyers” de choléra) ;
- préparer un tableau avec les noms des puits et les quantités de chlore pour chacun d'eux.

- chloration quotidienne des puits, mise en œuvre par des équipes locales ;
- chloration d'autres sources d'approvisionnement en eau.

6.2.1.1 Réseau d'eau municipal

En principe, ce réseau fournit au robinet une eau contenant un taux de chlore résiduel libre compris entre 0,3 à 0,5 mg/l. En période de choléra, il faut impérativement accroître ce taux : un taux de chlore résiduel libre de 0,8 à 1 mg/l doit être mesuré au robinet. En 1991, au Pérou, une déficience du système de chloration du réseau ainsi que la contamination des fruits de mer ont été à l'origine d'un taux d'attaque élevé dans les régions côtières (1,5 %).

Un appui aux stations de traitement peut être mis en place :

- technique : surveillance du taux de chlore aux bornes-fontaines avec compte-rendu quotidien ;
- logistique : approvisionnement de consommables, fourniture de HTH ;
- d'urgence : réhabilitation de bornes-fontaines.

Il faut enfin assurer l'information des populations (presse, radio, autorités morales) pour qu'elles ne se détournent pas des points d'eau chlorés.

6.2.1.2 Puits et forages peu profonds

Les conditions sanitaires de ces points d'eau dépendent de la qualité de réalisation de l'ouvrage, de son aménagement (couverture, pompe manuelle...) et des conditions sanitaires de l'environnement (cf. chap. 7 & 8). Ils représentent une source d'approvisionnement importante et ne doivent donc pas être négligés. Les actions à mettre en œuvre sont :

- chloration (encadré 14.2) et surveillance du chlore résiduel libre (1 à 2 fois par jour) ;
- nettoyage et désinfection lorsqu'il y a évidence de pollution (encadré 14.3) ;
- réhabilitation d'urgence (aménagement de surface, étanchéité) ;
- fermeture si aucune des actions précédentes ne peut être mise en œuvre efficacement et si la population dispose d'un autre point d'eau approprié.

6.2.2 DISTRIBUTION DE PRODUIT DÉSINFECTANT À DOMICILE

Entre les points de distribution et de consommation, l'eau peut être contaminée : récipients et bouchons sales, bois "anti-vagues" dans les bassines, récipients de stockage ouverts, prise d'eau par trempage de gobelet douteux... Cette eau est un excellent milieu de culture pour le vibron du choléra si elle ne contient pas suffisamment de chlore résiduel libre. La chloration des points d'eau doit donc maintenir un taux de chlore résiduel libre de 1 mg/l, afin de conférer à cette eau une certaine capacité à "s'autodésinfecter". Dans le cas contraire, il est envisageable de pratiquer la chloration à domicile. Cette solution est contraignante au niveau logistique : chaque famille reçoit une dose de solution-mère à 1 % en quantité suffisante pour désinfecter l'eau de boisson durant une semaine, la solution n'étant active que sur cette durée ; chaque famille doit ensuite se réapprovisionner.

Une autre solution (plus coûteuse mais plus facile à mettre en œuvre au niveau logistique) est la distribution de comprimés de NaDCC (dichloro-isocyanurate de sodium) : 1 comprimé de 167 mg permet de traiter 20 à 25 l d'eau. Au Mozambique, ACF a développé une action similaire en mettant en place des points de distribution de solutions chlorées dans la ville. Ce programme a été instauré avec une organisation locale ayant une très bonne connaissance du terrain, Culima.

On désinfecte un puits lorsqu'on le soupçonne d'être contaminé, soit parce qu'il y a eu pollution ponctuelle (cadavre d'animal, déchets), soit parce qu'une étude minutieuse du registre du CIC indique un nombre de malades dont les familles se servent au même puits.

Lorsqu'il n'y a aucune possibilité d'aménagement pour stopper la pollution du points d'eau (cf. chap. 8), on envisage de le fermer (par l'intermédiaire des autorités locales) en proposant une autre source d'approvisionnement aux usagers (autre puits que l'on aménagera, par exemple). Mieux vaut rechercher un arrangement qu'imposer une décision qui pourra aisément être détournée.

Encadré 14.3 Désinfection/fermeture de puits.

6.3 Exemples d'actions spécifiques

Ces actions doivent être perçues comme adéquates par la communauté, sous peine d'inefficacité ou de rejet. On ne peut donc donner que quelques approches générales, à adapter ou améliorer en s'appuyant sur l'encadrement local et en suscitant la participation des autorités (religieuses, laïques, traditionnelles et modernes) à la mise au point et à la réalisation de ces actions.

L'amorce du processus requiert l'organisation d'une séance d'information choléra avec les autorités, en mettant l'accent sur les possibles actions dans la communauté, tout en recherchant les responsables et en tentant d'évaluer leur possibilité d'intervention.

6.3.1 ZONES À RISQUE FERMÉES, LES CAMPS

Un "quadrillage" du camp par des hygiénistes (utiliser les visiteurs à domicile) est mis en place dans le but de transmettre des informations et des recommandations sur le choléra, d'insister sur les mesures d'hygiène de base (lavage des mains), de détecter les diarrhées suspectes et d'en informer aussitôt le centre de traitement. Fréquemment, l'action "éducation sanitaire" existe déjà et il suffit d'assurer aux hygiénistes/visiteurs à domicile une formation complémentaire sur le choléra. Il est souhaitable que la désinfection de l'environnement du malade soit immédiate : des pulvérisateurs doivent être prêts à intervenir sous la supervision des hygiénistes.

Au niveau des points de rassemblement (zones à risques élevés) : marchés, écoles, lieux de cultes, lieux de distribution de nourriture, les messages livrés doivent mettre l'accent sur l'apprentissage de l'hygiène et les recommandations en cas de diarrhée suspecte, la désinfection (avec solution A) des latrines publiques (dalle, murs, porte, poignée, montants...) et des champs de défécation, enfin le ramassage des déchets et la désinfection de la zone en fin de journée.

6.3.2 ZONES À RISQUE OUVERTES, GRANDES VILLES ET MILIEU RURAL

L'idéal est de pouvoir réaliser les actions précédentes, mais cela est rarement possible dans les villes importantes ou les zones rurales trop étendues. On sélectionne donc les sites à risque manifeste pour lesquels on estime pouvoir agir efficacement. Ces sites comprennent souvent les marchés, les écoles et les orphelinats.

Il est également difficile d'intervenir dans les quartiers urbains défavorisés, c'est-à-dire densément peuplés et dotés d'équipements sanitaires vétustes ou défectueux et de points d'eau contaminés. Faute d'infrastructures sanitaires, hydrauliques et de prises de mesures spécifiques analogues à celles menées dans les camps, ces quartiers payent un lourd tribut en période de choléra. Pour une certaine efficacité, on sera néanmoins conduits à sélectionner de même les sites aux risques les plus élevés, la promotion de l'hygiène accompagnée de chloration à domicile étant parfois la seule mesure pertinente dans ce contexte.

7 Fin de l'intervention

Il est souvent plus facile de commencer que de clore une intervention. La gestion de CIC ou l'appui à des centres locaux s'apparentent quelquefois au fonctionnement d'une véritable entreprise, avec des centaines d'employés ou de volontaires FFW à gérer comme tout chef d'entreprise, position qu'il faut assumer jusqu'à la fin de l'intervention. Dès la diminution régulière du nombre de cas, cet important investissement humain et financier ne se justifie plus : c'est l'heure du désengagement mais aussi du bilan.

7.1 Désengagement

7.1.1 CENTRE DE TRAITEMENT GÉRÉ OU APPUYÉ PAR UNE ONG

Plus le CIC et l'implication de l'ONG sont importants, plus le désengagement est délicat. Néanmoins, on ne peut continuer à gérer ou à superviser des centres jusqu'à ce qu'il n'y ait plus aucune admission. Il n'existe pas de critères

de désengagement : en Somalie, on recourt au seuil de 21 cas par semaine pendant 3 semaines consécutives par centre de traitement.

Le partenaire local n'étant pas tenu ou en mesure de reprendre un CIC dont les caractéristiques ne sont plus adaptées à la diminution de l'importance de l'épidémie, il peut y avoir fermeture du CIC et transfert des responsabilités vers une petite structure spécialisée, dans l'enceinte d'un dispensaire ou d'un hôpital par exemple. En ce qui concerne les petits centres en milieu urbain, ils ferment le plus souvent progressivement lorsqu'un centre de référence pour l'ensemble de la ville a été déterminé. En revanche, les centres en milieu rural restent plus longtemps ouverts, car les transferts de patients y sont fréquemment difficiles.

Dans le cas du transfert du CIC à un partenaire, l'idéal est de connaître ce partenaire dès le début des opérations afin de l'associer le plus tôt possible à la gestion du centre. Les partenaires potentiels sont le ministère de la santé, un groupement de médecins tentant de créer une structure locale, une ONG (internationale ou locale) ayant un programme et des structures médicales. Quoi qu'il en soit, le désengagement doit être complet :

- fixer avec précision les conditions de la reprise,
- faire un dernier approvisionnement abondant (1 mois environ),
- payer salaire ou FFW + primes,
- espacer progressivement puis arrêter toute supervision.

7.1.2 SURVEILLANCE ET AMÉLIORATION DE LA QUALITÉ DE L'EAU

La chloration des puits ne se conçoit que pendant l'épidémie. Il est donc nécessaire de la poursuivre tant que les risques existent, mais pas au-delà. On tente quelquefois de continuer jusqu'à 1 mois après le dernier cas, mais ce délai est en pratique difficile à déterminer compte tenu de la prolifération en fin d'épidémie de diarrhées non cholériques mais pourtant classées comme telles. Sur le long terme, seule la réhabilitation des puits et des aménagements de surface permet de diminuer ou d'éliminer la contamination de ces sources. Cette réhabilitation doit s'accompagner d'actions éducatives pour que l'eau reste potable à la consommation (cf. chap. 15).

Si la réapparition du choléra n'est qu'épisodique bien que spectaculaire, en revanche les maladies diarrhéiques perdurent et sont une cause importante de mortalité infantile. La surveillance de la qualité de l'eau doit donc se poursuivre : on la cible sur certains points d'eau (à problème et/ou à forte fréquentation, répartis géographiquement sur l'ensemble de zone), déterminés par des analyses bactériologiques régulières (cf. chap. 4).

7.1.3 ÉQUIPES ÉDUCATION/DÉSINFECTION SÉLECTIVES

La fermeture des centres entraîne la désactivation de ces équipes. Néanmoins, l'activité de certaines équipes perdue sous le contrôle des centres de référence restants, qui conservent une certaine logistique pour travailler sur leur zone.

Il est également opportun de maintenir cette activité, à une moindre échelle, pour la collecte de données de terrain qui permettent de suivre l'évolution de l'épidémie en complémentarité avec les registres des centres de traitement encore en activité. En effet, des poussées peuvent encore se produire dans certains quartiers en cas de choléra endémique et les équipes de désinfection sont alors en situation pour les détecter et agir en conséquence. Ces actions peu coûteuses permettent également un suivi indirect de la qualité des points d'eau. À la fin de l'épidémie, l'ensemble du système de surveillance est réinséré dans les structures nationales.

7.2 Bilan

Une analyse de l'épidémie à partir des données épidémiologiques permet d'évaluer l'efficacité de la réponse des intervenants, en particulier d'ACF, en fonction des objectifs de départ. La stratégie d'intervention définie a-t-elle répondu aux besoins ? Les points-clés à examiner sont la rapidité de mise en œuvre et d'approvisionnement, la qualité de la formation du personnel, le fonctionnement de la coordination entre les divers intervenants.

7.2.1 HYPOTHÈSES DE DÉPART

- Les hypothèses de départ ont-elles été confirmées ? Si non, pour quelles raisons (taux d'attaque, zones touchées, rapidité d'expansion...) ?
- A-t-on pu anticiper l'évolution ou a-t-on été dépassé ? Manquait-on d'informations fiables ? L'analyse était-elle insuffisante ? Des événements imprévisibles sont-ils survenus ?

7.2.2 DONNÉES ÉPIDÉMIOLOGIQUES

En considérant l'épidémie terminée, on détermine les valeurs définitives :

- nombre total de cas, taux d'attaque global et distribution temporelle ;
- répartition géographique (par quartier, village) des cas et des taux d'attaque ;
- distribution par tranche d'âge et par sexe des cas déclarés et des décès ;
- nombre de cas secondaires (même famille), taux de cas secondaires/cas totaux (et évolution) ;
- nombre de décès et mortalité ou taux de létalité (= nombre décès/nombre de cas) d'ensemble et par centre de traitement ;
- sévérité des cas à l'admission (degré de déshydratation à l'admission) ;
- répartition des traitements (lesquels et sous quelle forme, orale ou intraveineuse).

On analyse en particulier le taux d'attaque, qui reflète les caractéristiques de l'environnement, les habitudes en matière d'hygiène des populations et l'aptitude des intervenants à l'amélioration (provisoire !) des conditions sanitaires par l'information, la désinfection, la rigueur de gestion des CIC (isolement), l'approvisionnement en eau. Le nombre de cas secondaires est également un bon indicateur des conditions et des pratiques d'hygiène. L'évolution du taux (cas secondaires/cas totaux) est à mettre en relation avec les activités des équipes de désinfection et de chloration.

La répartition géographique des taux d'attaque est un facteur important : les différences géographiques peuvent être interprétées comme des différences d'environnement (eau/assainissement/habitat) ou d'efficacité de l'intervention. À environnement similaire, quelles sont les mesures (ou la manière de les appliquer) ayant fait la différence ? Toutefois, la relative baisse du taux d'attaque peut, dans certains cas, être synonyme de traitement à domicile pour des raisons soit d'éloignement ou de sécurité, soit d'inefficacité de l'information.

Enfin, le contrôle du taux de létalité est un indicateur important : selon l'OMS, inférieur à 1 %, il traduit le "contrôle" de l'épidémie par l'intervention médicale et sanitaire, mais le taux de mortalité peut atteindre 50 % et dépendra fortement de plusieurs facteurs (avant tout de la rapidité de traitement). Dans certaines situations, une mortalité de 10 % peut être considérée comme un résultat positif. Ce chiffre n'a de signification que rapporté à un environnement donné : en pratique, le personnel médical de terrain a une meilleure connaissance de l'importance de la "maîtrise" de l'épidémie (ce qui était ou non évitable).

Le nombre important de facteurs difficilement quantifiables qui interviennent dans la contamination rend difficile l'interprétation de ces chiffres. Il s'agit plutôt d'évaluer des tendances ou d'établir des comparaisons. D'autant qu'il existe toujours une certaine incertitude sur la validité des registres.

7.2.3 COÛTS

L'estimation du bilan financier de l'intervention se fait de trois manières :

- total : produits médicaux et d'assainissement, matériaux de réhabilitation, matériel hydraulique, équipements, logistique, salaires ;
- par patient traité ;
- par produit consommé (HTH, ORS, *ringer lactate*, antibiotiques).

7.3 L'après-choléra

Si l'intervention choléra a mobilisé toutes les énergies, quelquefois un peu au détriment des programmes courants d'une ONG, elle a aussi permis les points positifs suivants :

- identifier de nouvelles zones à risque en matière d'eau et assainissement ;

- travailler avec des ONG locales et évaluer leur efficacité ;
 - créer une certaine dynamique autour de l’assainissement dans la communauté et chez les décideurs ;
 - renforcer les liens entre les intervenants internationaux et les autorités techniques nationales qui ont coordonné leurs actions ;
 - mesurer (et justifier à posteriori), par l’analyse des statistiques des CIC, l’impact des programmes courants en terme de prévention.
- L’intervention permet donc également d’acquérir une meilleure connaissance de la zone géographique traitée, prélude à une éventuelle réorientation des activités.

V

Promotion de l'hygiène
et
gestion communautaire

Promotion de l'hygiène

1	Introduction	505	2.4	Recrutement et formation de l'équipe d'évaluation	523
1.1	Qu'est-ce que la promotion de l'hygiène ?	505	2.4.1	Sélection de l'équipe d'évaluation	523
1.2	Pourquoi la promotion de l'hygiène est-elle importante ?	505	2.4.2	Formation de l'équipe d'évaluation	523
1.3	Cycle de projet de la promotion de l'hygiène	507	2.5	Analyse de résultats	524
2	Évaluation des besoins	507	3	Conception et planification du programme	524
2.1	Évaluation préliminaire	508	3.1	Définition des objectifs du programme	525
2.1.1	Détection des problèmes	508	3.2	Sélection des pratiques à cibler	525
2.1.2	Définition de la zone d'activité	509	3.3	Sélection du public-cible	527
2.1.3	Techniques d'évaluation	509	3.4	Conception des messages	527
2.1.4	Organisation de l'évaluation détaillée	509	3.5	Moyens de communication	528
2.2	Évaluation détaillée	509	3.5.1	Images	529
2.2.1	Que rechercher ?	509	3.5.2	Théâtre/marionnettes	529
2.2.2	Organiser l'évaluation détaillée	511	3.5.3	Histoires et contes	530
2.3	Techniques d'étude	513	3.5.4	Chansons	530
2.3.1	Inspection sanitaire simplifiée	513	3.5.5	Vidéo, diapositives, etc.	530
2.3.2	Observations structurées	513	3.5.6	Médias de masse	530
2.3.3	Interview de personnes-clés	514	3.6	Sélection des communicateurs	530
2.3.4	Enquête CAP	514	3.6.1	Les instituteurs comme communicateurs de l'hygiène	531
2.3.5	Discussions de groupes	520	3.6.2	Animateurs communautaires en hygiène	531
2.3.6	Tri en trois	521	3.7	Finalisation du plan de communication	533
2.3.7	Ligne historique	521	3.8	Distribution de kits d'hygiène	533
2.3.8	Carte communautaire	521	4	Suivi et évaluation	534
2.3.9	Calendriers saisonniers	522	4.1	Suivi	534
2.3.10	Rôle des genres/analyse des tâches	522	4.2	Évaluation	534
2.3.11	Analyses d'eau	522	5	Exemple : Laos	535

1 Introduction

1.1 Qu'est-ce que promotion de l'hygiène ?

Sous le nom de *promotion de l'hygiène* sont regroupées toutes les activités ayant pour objectif l'amélioration de la santé des personnes grâce à l'amélioration des pratiques d'hygiène dans la vie quotidienne.

1.2 Pourquoi la promotion de l'hygiène est-elle importante ?

La santé publique est un des principaux soucis des programmes humanitaires, et elle est une composante à part entière de la lutte contre la vulnérabilité et la malnutrition. Des contextes d'urgence peuvent causer une augmentation des maladies liées à l'eau et des problèmes de assainissement et peuvent dans certains cas provoquer des débuts d'épidémies, mettant la vie de nombreuses personnes en danger.

L'amélioration de la santé publique peut être obtenue en se concentrant sur trois problèmes essentiels : le système de santé, les infrastructures d'eau et de assainissement et les comportements liés à l'eau de la population. La figure 15.1 montre les trois principales composantes de l'ingénierie en santé publique.

Le développement et la transmission des maladies liées à l'eau et aux problèmes sanitaires dépendent directement de l'accès aux infrastructures sanitaires, des mesures de contrôle de vecteurs ainsi que des habitudes liées à l'utilisation de l'eau et à l'hygiène. L'accès à l'eau potable et à des infrastructures sanitaires est essentiel pour l'amélioration de l'environnement sanitaire, mais les résultats seront dérisoires en terme de santé publique si les pratiques d'hygiène ne sont pas considérées : par exemple, l'eau potable fournie par une source protégée peut être contaminée si elle n'est pas correctement utilisée ; de même, l'impact des latrines sur la santé publique sera réduit si les usagers ne se lavent pas les mains après utilisation ; enfin, l'eau stagnante accumulée autour d'un point d'eau représente un risque sanitaire sérieux pour ses usagers et les habitants des alentours directs.

La promotion de l'hygiène a un impact constaté sur la réduction des maladies diarrhéiques (figure 15.2). Certaines études affirment que le lavage des mains est deux fois plus efficace que l'amélioration de l'eau sensu stricto. La figure 15.2 montre l'influence de différents programmes sur la réduction de maladies diarrhéiques, mais l'interprétation de ces figures doit se faire avec précaution, considérant par exemple que la disponibilité en eau potable est aussi l'une des composantes de base du lavage des mains.

L'objectif de nombreux programmes est la réduction des risques de propagation de maladies liées à l'eau et aux problèmes sanitaires, à travers une approche intégrée dans laquelle l'accès à l'eau, l'assainissement et la promotion de l'hygiène sont intimement associés.

La promotion de l'hygiène a pour objet la réduction des risques sanitaires, en particulier associés à l'eau, aux infrastructures sanitaires, et aux connaissances et comportements des personnes. Les sujets les plus fréquemment développés dans de tels programmes sont :

- la transmission des principales maladies, compréhension des risques et des solutions ;
- l'utilisation adaptée des aménagements sanitaires et des lieux de vie ;
- l'utilisation adaptée de l'eau et la préservation de sa qualité : collecte, transport, conservation et consommation ;
- les pratiques sanitaires adaptées ;
- les règles de base de l'hygiène personnelle ;
- l'hygiène dans l'environnement ;
- la nourriture et l'hygiène ;
- l'hygiène des enfants.

Figure 15.2 : Impact estimé des différentes activités dans la réduction des maladies diarrhéiques (Esrey et al., 1991).

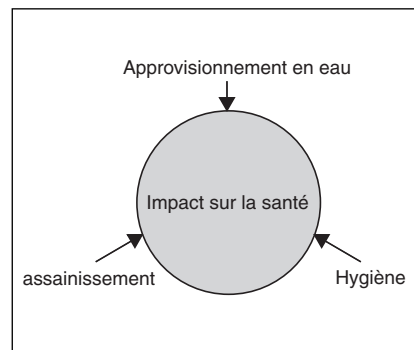
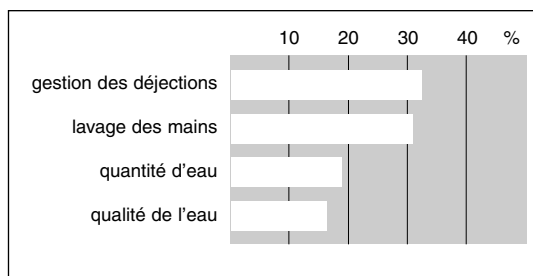


Figure 15.1 : Les trois principales composantes de l'ingénierie en santé publique.

L'hygiène dépend des habitudes, liées principalement à cinq facteurs :

– *Croyances et tabous* : l'eau a une valeur sacrée pour de nombreuses communautés qu'il est nécessaire de comprendre et de respecter. Les programmes doivent s'adapter à la culture et aux spécificités des communautés.

– *Connaissances* : de nombreuses communautés ne connaissent ni les relations pouvant exister entre l'environnement et les maladies, ni les voies de transmission des maladies, ni les mesures pour éviter ces maladies. Une information compréhensible est alors nécessaire.

– *Comportements et habitudes* : certaines habitudes ont un impact négatif sur la santé mais sont difficiles à modifier, notamment si elles sont liées à des croyances. Ces habitudes inadaptées sont parfois dues à un manque de connaissance, mais plus souvent elles proviennent d'un manque de volonté de changement. Le lavage des mains en est un exemple : les personnes savent qu'il est nécessaire de se nettoyer les mains avant les repas mais ne le font pas.

– *Perception du risque* : durant une épidémie, les gens sont plus sensibles à l'importance de l'hygiène et les habitudes protectrices sont plus faciles à introduire. Dans les situations de normalité, même si le manque d'hygiène a une influence importante sur la santé, les personnes sont habituées à cette situation et les comportements sont plus difficiles à modifier.

– *Disponibilité des aménagements* : l'eau potable et les aménagements sanitaires sont nécessaires pour faciliter et permettre l'adoption des habitudes de base de l'hygiène.

Le type de programme de promotion de l'hygiène dépendra tout d'abord de l'identification des principaux risques sanitaires (amplitude et durée) et du temps imparti pour l'intervention. Pendant les crises importantes où une aide d'urgence est nécessaire, la promotion de l'hygiène doit être une priorité, mais attendre des changements définitifs du comportement n'est dans ce cas pas réaliste compte tenu de la durée relativement brève de l'intervention. Par contre les risques sanitaires demeurent souvent après la période d'urgence et le programme de promotion de l'hygiène doit alors se poursuivre et se muer en programme à long terme. (cf. le tableau 15.I).

Tableau 15.I : La promotion de l'hygiène dans le court terme et le long terme.

	Crises soudaines	Risques à long terme
Croyances	Les prendre en compte dans la mesure des contraintes de temps imparties aux interventions d'urgence	Il est indispensable de prendre le temps de les comprendre.
Connaissances	Le but est de changer les comportements à risque sans forcément passer par une amélioration de la connaissance associée à ces comportements	L'amélioration des connaissances est indispensable pour changer les comportements : se concentrer sur l'éducation
Habitudes	Les changements de pratiques ne seront pas définitifs, mais devront être assurés au moins durant la période de crise	Il est important d'analyser les habitudes existantes avant d'essayer de modifier les comportements à risque
Perception des risques	La population sera plus réactive dans le cadre d'un changement soudain de situation	Il est plus difficile pour les communautés de percevoir les risques sanitaires lorsqu'elles sont habituées à une situation
Aménagements	Les aménagements doivent être conçus dans une optique de rapidité de mise en place de manière à couvrir les besoins et à s'inscrire dans les standards d'urgence	Les aménagements doivent être conçus dans une optique de durabilité impliquant les bénéficiaires

1.3 Cycle de projet de la promotion de l'hygiène

Les projets de promotion de l'hygiène, comme tous les projets, s'appréhendent suivant des cycles. Le tableau 15.II indique les différentes phases d'un cycle standard. Au cours de ce chapitre nous évoquerons chaque phase du cycle de projet de promotion de l'hygiène, depuis l'identification des besoins jusqu'à l'évaluation d'un programme, et nous aborderons les méthodologies et outils relatifs à chaque phase.

2 Évaluation des besoins

Chaque projet débute par une évaluation préalable des besoins. La collecte et l'analyse des informations qualitatives et quantitatives ont lieu à ce stade ; sur leurs bases (point zéro) sont alors planifiées les activités du programme à développer.

Tableau 15.II : Le cycle de projet de promotion de l'hygiène.

Cycle	Phases	Données
	Évaluation préliminaire	Estimation de l'incidence des maladies liées à l'eau et aux problèmes d'hygiène Analyse du contexte physico social
	Évaluation détaillée Planification	Identification des pratiques à risque Sélection des pratiques à modifier Sélection de la population visée Définition du message Sélection des médias
	Transmission du message	Le message doit être 1) perçu 2) compris 3) accepté 4) retenu 5) mis en pratique (les pratiques à risques doivent être modifiées)
	Suivi Évaluation	Réponse à la question : comment cela fonctionne ? Réponse à la question : cela a-t-il servi ?

Évaluer les comportements humains est un exercice complexe. Une pratique spécifique entraînant un risque sanitaire peut avoir son origine dans un fait que nous ne pouvons expliquer d'un premier abord. Avant de proposer de modifier cette pratique à risque, il faut s'assurer que cela ne présente pas de problèmes pour les communautés en terme de culture, économie, tradition, tabous... C'est la raison pour laquelle l'évaluation des besoins demande assez de temps et des moyens.

Une évaluation des besoins est divisée en trois sections : l'évaluation préliminaire, l'évaluation détaillée (informations spécifiques) et l'analyse des résultats. Les paragraphes ci-dessous présentent chacune de ces sections et développent de plus quelques méthodes de collecte d'informations et d'analyse.

2.1 Évaluation préliminaire

Avant d'analyser des données spécifiques concernant les pratiques d'hygiène de personnes, il est nécessaire de connaître la population ciblée. L'évaluation préliminaire est la phase de détection des problèmes et de collecte des informations contextuelles qui nous aideront à mettre en œuvre une évaluation détaillée. Cette partie de l'évaluation doit être adaptée au contexte et à la population concernée.

2.1.1 DÉTECTION DES PROBLÈMES

L'identification d'un problème de santé publique est le préalable à un exercice d'évaluation détaillée. Chaque activité de promotion de l'hygiène a pour but de réduire le taux de maladies liées à l'eau et à l'assainissement, ainsi qu'à la pratique de comportements à risques ; la première information à collecter concerne donc l'incidence de ce type de maladies, afin de décider si une intervention est nécessaire et quelle intervention déployer. Il est ensuite nécessaire de définir la part causée par les comportements humains dans la problématique sanitaire en question (voir chap. 2).

Cette information préliminaire, d'ordre médical et épidémiologique, peut être obtenue dans les institutions de santé (hôpitaux, centres de santé, ministère de la santé...) ou ailleurs (autres agences travaillant dans le domaine de la santé, autorités locales, guérisseurs traditionnels...). L'utilisation classique des listes de classement des (dix) principales maladies par prévalence décroissantes est recommandée (listes *top ten*).

2.1.2 DÉFINITION DE LA ZONE D'ACTIVITÉ

L'étape suivante est la définition de la zone géographique et de la population concernée par le problème, et où les pratiques liées à l'hygiène devront être évaluées.

L'information nécessaire pour l'organisation d'un programme de promotion de l'hygiène est surtout d'ordre social. Avant d'étudier plus en profondeur les questions d'hygiène et de santé, des données générales concernant la population vivant dans la zone étudiée sont requises : langages parlés, groupes ethniques, religions, informations politiques, autorités traditionnelles, tabous, mécanismes de survie, marchés, mouvements de population etc. Il est de plus utile d'avoir des informations spécifiques au genre : ce qui est lié uniquement aux hommes, uniquement aux femmes, et aux deux. Ces informations sont la base sur laquelle seront définis l'évaluation détaillée et le suivi du programme.

2.1.3 TECHNIQUES D'ÉVALUATION

Les informations peuvent être collectées de deux manières :

- avant d'aller sur le terrain : information provenant d'Internet, des médias, d'autres organisations travaillant dans la même zone... ;
- sur le terrain : en utilisant des techniques telles que les interviews de personnes-clés ou les inspections sanitaires simplifiées (voir section 2.3) qui seront aussi utilisées pendant l'évaluation détaillée.

2.1.4 ORGANISATION DE L'ÉVALUATION DÉTAILLÉE

La dernière étape de l'évaluation préliminaire des besoins est l'organisation de l'évaluation détaillée nécessaire avant l'implémentation d'un programme. Cette étape inclut la planification, la définition du budget qui lui sera nécessaire et le recrutement du personnel requis. Le budget et le temps nécessaires à cette évaluation détaillée, notamment pour l'étude du tissu social et culturel, sont bien plus importants dans ce type de programme que dans un programme classique de construction.

2.2 Évaluation détaillée

L'évaluation détaillée est la partie de l'évaluation qui étudie spécifiquement les pratiques d'hygiène grâce à une variété de techniques telles que les discussions de groupes (par groupes ciblés) et d'autres méthodes participatives pouvant être utilisées soit développées sur de longues périodes, soit ponctuelles dans le temps comme les enquêtes KAP. Les résultats donnent de bonnes informations sur les pratiques d'hygiène à risques dans la zone considérée. De plus ils peuvent mettre en lumière des besoins en infrastructure ou suggérer des modifications à apporter à un programme existant ; dans tous les cas cette étude doit au minimum identifier des solutions temporaires permettant une meilleure hygiène en absence d'infrastructures améliorées.

2.2.1 QUE RECHERCHER ?

Les questions essentielles à poser durant l'évaluation détaillée sont :

- Quels sont les principales maladies affectant la population ? Quel est le taux de maladies diarrhéiques, maladies liées à un manque d'eau, etc. ?
- Quelles sont les pratiques entraînant un risque sanitaire élevé ?
- Parmi celles-ci, quelles sont les plus courantes et les plus faciles à remplacer par des pratiques saines ?
- Quels sont les avantages perceptibles de ces nouvelles pratiques saines pour la communauté ?
- Qui accomplit les pratiques à risques et qui les influence ?
- Quels moyens de communication seront efficaces et fiables pour les messages de promotion de l'hygiène ?

Afin de décider quel type de programme sera adapté pour résoudre les problèmes, les chemins de transmission des maladies posant les risques sanitaires les plus importants doivent être identifiés. Ainsi, si le problème apparent est l'absence de latrines mais qu'il y a des excréments autour des habitations, la construction de latrines peut constituer une partie de la solution. Si le point d'eau fournit une eau potable qui est ensuite contaminée dans les maisons, alors la promotion de pratiques saines d'hygiène domestique (puisage, stockage, utilisation de l'eau, hygiène des mains...) sera un élément de la solution.

La figure 15.3 montre en exemple les différents chemins de transmission des infections de type fécal-oral et les possibilités de rompre la transmission.

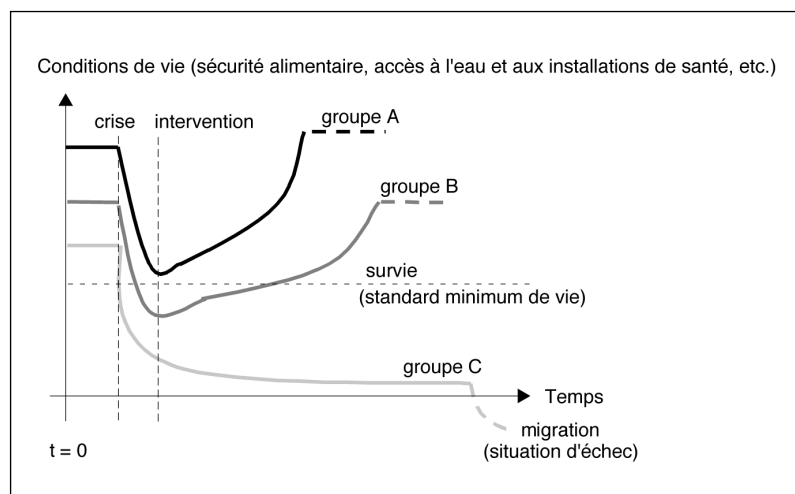


Figure 15.3 : Chemins de transmission des maladies de type fécal-oral (d'après Hygiène Evaluation Procedures, A.M. Almedom, U. Blumenthal & L. Manderson, INFDC 1997).

Les principales pratiques à risques liées à l'eau et à l'hygiène des personnes et du milieu (incluant les maladies de type fécal-oral illustrées en figure 15.3) peuvent être classées suivant la logique ci-dessous :

- *Dépôts des excréments* : les fèces représentent l'origine majeure des maladies diarrhéiques, la solution la plus efficace consiste à séparer efficacement les lieux à excréments de la ressource en eau, et des lieux de vie ou de travail. Si cette séparation est efficace et que les contacts entre excréments et environnement humain sont minimisés, le problème est en grande partie résolu. Le manque de latrines n'entraîne pas systématiquement une gestion malsaine des excréments ; dans les zones à faible densité de population, la place pour enterrer les fèces dans la brousse peut être suffisante pour prévenir toute contamination de l'environnement humain.

- *Lavage des mains* : si les mains ne sont pas correctement lavées avec de l'eau et des cendres ou du savon après un contact avec des excréments, elles deviennent une voie importante de transmission des maladies.

- *Eau potable* : l'hygiène n'est pas possible sans une quantité suffisante d'eau potable, mais l'eau peut devenir un dangereux moyen de contamination si elle n'est pas utilisée correctement. Même si l'eau est de bonne qualité à la source, seule une pratique saine en terme de collecte, transport et stockage permettra à la population de la boire sans être exposée à un risque pour la santé. Lorsque la qualité de l'eau à la source ne peut être garantie, la porter à ébullition (dix minutes d'ébullition nécessaires) ou la filtrer sont des pratiques utilisables en prévention.

- *Contrôle de vecteurs* : les mouches sont un important vecteur de transmission d'organismes pathogènes depuis les excréments jusqu'à la nourriture en particulier. Le meilleur moyen pour réduire ce type de transmission est d'améliorer le dépôt des excréments grâce à des latrines ou toilettes à fosse correctement recouverte ou à fosse septique, ainsi que d'isoler et protéger la nourriture (moustiquaire). Les moustiques, rongeurs et puces sont d'autres exemples de vecteurs transmettant diverses maladies.

- *Hygiène alimentaire* : les bactéries pathogènes peuvent se multiplier dans la nourriture, notamment dans un environnement chaud et humide. C'est une des raisons pour lesquelles les pics d'occurrence des maladies diarrhéiques ont lieu en général durant la saison humide dans les pays tropicaux. L'utilisation de biberons pour l'alimentation des

nouveau-nés, la conservation des aliments dans un environnement chaud et la préparation des repas avec des mains non lavées sont des exemples de pratiques à risques qui devraient être évitées.

– *Hygiène de l'habitation et du milieu* : la présence de déchets, d'eau stagnante, de poussière etc. crée des conditions de prolifération de différents vecteurs de maladies. Ainsi l'eau stagnante, favorable aux moustiques, favorise la transmission de la malaria.

2.2.1.2 Définir le public-ciblé

Les publics-cibles sont les groupes de personnes qui doivent être atteints par le programme de promotion de l'hygiène. Ils peuvent être hiérarchisés en trois classes : primaires, secondaires et tertiaires.

Le public-cible primaire est constitué de ceux qui accomplissent les pratiques à risques (par exemple les femmes, les enfants...). Le public-cible secondaire regroupe ceux qui sont au contact immédiat des premiers et qui peuvent donc les influencer (par exemple les parents, les beaux-parents, les camarades de classe...). Le public-cible tertiaire, très important, est formé surtout des personnages importants de la communauté (par exemple les autorités religieuses, politiques ou traditionnelles, les doyens...). D'autres facteurs doivent de plus être considérés lorsqu'on cible des groupes de population :

- vulnérabilité : certains groupes peuvent être plus vulnérables aux risques pour la santé (enfants, mères...) ;
- acceptation du message et efficacité : les enfants et les femmes sont en général plus intéressés par les questions d'hygiène, il est donc plus facile d'introduire des modifications de leurs comportements que de celui des hommes.
- capacités et ressources : l'introduction de changement dans les comportements impose de travailler étroitement avec la population concernée. Cela requiert un grand effort, qui n'est pas toujours possible avec toute la population ; dans ce cas les groupes les plus vulnérables devraient être prioritaires.

2.2.1.3 Définir les moyens de communication à utiliser

Il est important de savoir quels sont les moyens de communication préférés de la population ciblée, et lesquels auront le plus d'impact pour promouvoir de nouvelles pratiques saines au niveau de l'hygiène. Pour ce faire, il est nécessaire de répondre à plusieurs questions :

- Quel est le moyen de communication le plus commun parmi la population ciblée ?
- Quelles sont les différentes formes de discussion, réunions, célébrations et pratiques religieuses ?
- Qui écoute régulièrement la radio, regarde la télévision ? Qui lit des journaux ? Lesquels ?
- Quelle proportion de la population ciblée peut lire facilement ?
- En quel moyen de communication ont-ils le plus confiance ?
- Existe-t-il des moyens de communication traditionnels tels que la musique, le théâtre, la danse... qui pourraient être utilisés pour transmettre un message ?

2.2.2 ORGANISER L'ÉVALUATION DÉTAILLÉE

Le plan précis de l'évaluation détaillée se base sur les données et les résultats de l'évaluation préliminaire. Il inclut une liste des questions nécessitant une réponse durant cette partie de l'étude ; ces questions sont formulées de façon intelligible et compréhensible par la population concernée.

Liste de questions

La préparation de la liste des questions nécessitant une réponse durant cette évaluation est importante car les questions doivent être adaptées tant au contexte qu'à la population ciblée (langage, compréhension globale des tournures, croyances, tabous...). De plus cette préparation est un très bon exercice pour l'équipe.

Cette liste doit se limiter aux questions réellement liées à la promotion de l'hygiène, sinon la collecte et l'analyse des réponses seront trop complexes. Un exemple de liste de questions est présenté dans le tableau 15.III. Le paragraphe suivant aborde les méthodes pour obtenir des réponses.

Tableau 15.III : Exemple de liste de questions pour une évaluation détaillée en promotion de l'hygiène.

Objet	Pratiques <i>Comment agit la population</i>	Connaissances <i>Que sait la population</i>	Ressources <i>Qu'est-ce qui est disponible</i>
Maladies	Fréquence des diarrhées Principales maladies (maladies diarrhéiques, malaria, maladies de peau...)	Quelles sont les causes des différentes maladies reportées ? Comment prévenir et guérir ces différentes maladies ?	Hôpitaux, centres de santé...
Eau	Origine de l'eau de boisson (en saison sèche et en saison humide) Propreté du point d'eau Récipients utilisés pour le puisage, le transport et le stockage : type de matériel (couvercles...), propreté... La population traite-t-elle l'eau de boisson ? (ébullition/filtration/sédimentation/autre...) Contact entre le corps et l'eau de boisson (touchent-ils l'eau qu'ils vont consommer ?) Qualité de l'eau (goût, couleur, contamination fécale...)	Eau préférée (type, provenance...) ? Pourquoi ? Relation entre l'eau et les maladies ?	Points d'eau Ressources pour traiter l'eau : bois (pour le feu), bouilloire, filtres... Récipients à eau pour le puisage, le transport et le stockage Produits et instruments de nettoyage
Nourriture	Conservation et protection des aliments Nettoyage et utilisation des aliments	Où garde-t-on les aliments ? Sont-ils protégés de la chaleur, des mouches... ?	Endroits frais Rangements
Excréments	Où les gens vont-ils faire leurs besoins ? Présence d'excréments dans l'environnement humain. État et utilisation des latrines Nettoyage anal	Liens entre les excréments et les maladies Avantages de l'utilisation des latrines par la présence de déchets	Latrines/ toilettes Instruments de nettoyage
Hygiène du milieu et assainissement	Propreté de l'environnement, présence de déchets Eau stagnante, rejets d'eaux usées Comment et où se débarrasse-t-on des déchets ? (incinération, fosses, rien...)	Maladies causées directement ou indirectement par l'eau stagnante Risques pour la santé causés	Systèmes de drainage Système de dépôt ou de collecte des déchets Instruments de nettoyage
Hygiène corporelle	Les gens lavent-ils leurs mains – avant de manger ? – après défécation ? – avant de cuisiner ? – après avoir nettoyé un enfant ? Qu'est-ce qui est utilisé pour le lavage des mains ? (savon, cendres, eau seule...) Fréquence des bains ou des douches Où suspend-on ses habits ?	Avantages du lavage des mains et de l'hygiène corporelle en général	Savon Eau potable Aménagements sanitaires : douches, laveries ou aires de lavage, fils à linge... Coupe-ongles...
Contrôle de vecteurs	Présence de mouches, puces, moustiques, rongeurs... dans l'environnement humain	Danger causé par les différents vecteurs	Moustiquaires Poison ou pièges pour les rongeurs

2.3 Techniques d'étude

Il n'est pas suffisant de décrire les pratiques d'hygiène existantes, comme l'utilisation domestique de l'eau ou le mode de rejet des déchets, sans comprendre quels sont les contraintes physiques, sociales, culturelles ou économiques qui sont localement à l'origine ou font perdurer ces pratiques. C'est un des objectifs de cette étude détaillée.

Les membres de la population étudiée doivent être impliqués dans l'étude, l'analyse et l'interprétation de leur propre situation. Cela est important puisqu'ils marqueront ainsi plus d'intérêt, ainsi qu'une certaine appropriation de l'étude et par là de la totalité du programme, ce qui est un gage de pérennité des réalisations qui seront développées. Par ailleurs deux avantages majeurs peuvent découler de leur implication : durant la collecte d'information, ils auront un contact différent par rapport à celui obtenu par une personne extérieure à la communauté et obtiendront ainsi peut-être des informations différentes ; de plus ils pourront aussi permettre une meilleure compréhension de la communauté lors des discussions d'équipe. Enfin l'implication d'une partie de la population augmentera l'intérêt de celle-ci à utiliser les résultats de l'étude, si ces résultats sont présentés sous une forme accessible.

En débutant l'évaluation détaillée, il est nécessaire de définir un paramètre essentiel : l'échelle d'investigation. Celle-ci dépend de la grandeur de la zone ciblée, plus la zone est grande et variée (en contextes physiques, ethniques, religieux, culturels...), plus l'échelle devra être grande.

Un autre facteur dans le choix de la taille de l'échantillon est l'échelle du programme proposé. Il y aurait peu d'intérêt à utiliser beaucoup de temps et de ressources à l'évaluation pour finalement n'avoir que peu de temps et de financement pour la réalisation du programme. Mais *a contrario*, lésiner sur l'évaluation détaillée peut entraîner des erreurs coûteuses, des efforts vains et la démoralisation de la population concernée et des équipes du programme.

En général on estime que l'évaluation détaillée est terminée lorsque toutes les réponses à la liste de questions ont été obtenues et lorsqu'on n'apprend plus rien de nouveau sur la communauté.

Les méthodes et techniques utilisables pour la collecte d'informations sont variées. Ci-dessous figurent les plus communes ; elles sont en général complémentaires, l'utilisation de plusieurs d'entre elles permet d'obtenir et de vérifier les informations obtenues. Le choix de celles à utiliser dépendra de la capacité de l'équipe à les mettre en pratique.

2.3.1 INSPECTION SANITAIRE SIMPLIFIÉE

L'objectif de cette méthode est d'avoir une compréhension rapide de l'environnement dans lequel s'inscrit le projet. Cette technique est une visite structurée d'un village ou un camp sans effectuer cependant de recherche formelle. Elle dure une à trois heures durant lesquelles deux ou trois personnels de terrain vont marcher dans et autour du groupe d'habitations. Ils vont observer les différentes pratiques d'hygiène et les interactions entre les personnes, et vont discuter avec des membres de la communauté rencontrés durant cette visite.

Il est préférable de mener cette visite aux heures où le plus de pratiques liées à l'hygiène ont lieu, c'est-à-dire en général aux premières et dernières heures du jour. Il est surtout nécessaire de passer dans les endroits les plus importants en terme d'hygiène : points d'eau, latrines ou toilettes, aires de lavage, marchés, alentours des maisons, endroits où jouent des enfants, places publiques, dépôts d'ordures etc. Durant la visite, un des membres de l'équipe prend des notes et discutera ensuite des situations observées.

Cette méthode permet de comprendre rapidement la communauté et son environnement, mais l'information collectée devrait être traitée avec précaution car elle se résume souvent à une première impression qui peut être superficielle ou même fausse. Afin d'augmenter l'efficacité de cette méthode, il est intéressant de décider des principaux endroits à visiter et d'y organiser des observations structurées des aménagements d'hygiène et des comportements.

2.3.2 OBSERVATIONS STRUCTURÉES

Cette méthode est adaptée lorsque les objectifs de l'étude sont clairs et précis et lorsque le temps imparti est limité. Les observations, qui ne devront être réalisées qu'après définition d'une liste d'éléments à étudier, peuvent être effectuées durant des visites de santé ou des interviews.

Parmi les éléments spécifiques à observer peuvent notamment être inclus :

– *Points d'eau* : localisation et état des aménagements du point d'eau, pratiques d'hygiène aux alentours :

- propreté du point d'eau, est-il bien entretenu, y a-t-il une dalle, un drainage efficace, une clôture ? accès des animaux au point d'eau, présence de déchets aux alentours ;
 - puisage : système utilisé (pompe, corde et puisette...), contact entre les personnes et l'eau, utilisation d'une puisette commune ou de puisettes personnelles, lavage des récipients avant de les remplir, propreté du système de puisage... ;
 - utilisation de l'eau : contact entre personne et eau durant le processus de collecte/transport/stockage ;
 - transport de l'eau : récipient utilisé et propreté.
- *Aménagements sanitaires* : où va-t-on faire ses besoins ? Existence de latrines, états des latrines, utilisation des latrines ? Eau disponible près des latrines ? Excréta des enfants ?
 - *Membres de la communauté* : apparence, propreté apparente des mains, corps et vêtements, contacts physiques entre les personnes. Est-il possible de voir des maladies de peau ?
 - *Environnement public* : propreté générale, présence de déchets, eau stagnante... près des habitations, présence de mouches et moustiques, d'animaux... contacts entre animaux et personnes...
 - *Foyers* : état de propreté, espace disponible par personne, aération, odeur, humidité, récipient utilisé pour la conservation de l'eau (type, existence d'un couvercle, est-ce le même que celui utilisé pour le transport ? Peut-on mettre la main dans l'eau ?...), endroits de conservation des aliments (température, protection contre les insectes et les rongeurs ?...), existence, utilisation et état de moustiquaires...

Les équipes doivent mémoriser cette liste afin de focaliser un peu moins l'attention lors des visites et d'influencer ainsi un peu moins les comportements des personnes.

L'observateur prend des notes qui seront ensuite discutées avec les autres membres de l'équipe ; les observations ainsi obtenues seront comparées et vérifiées avec celles provenant d'autres sources. Si l'observateur est rigoureux et doué, les données ainsi collectées sont plus objectives et fiables que des informations bibliographiques ou de seconde main.

2.3.3 INTERVIEW DE PERSONNES-CLÉS

Cette méthode est adaptée pour obtenir des informations précises sur des questions liées à l'hygiène. Mais elle demande d'interviewer des personnes spécifiquement informées des problèmes de santé, d'hygiène, d'assainissement et d'eau. Parmi de tels informateurs on trouve notamment :

- le personnel de santé,
- le personnel d'autres agences travaillant dans la zone,
- les autorités traditionnelles et les doyens de la communauté,
- le personnel des ministères de la Santé et de l'Eau.

Pendant la discussion, l'interviewer aborde seulement les différents points d'intérêt sur lequel il a besoin de réponses, il laisse ensuite son interlocuteur diriger la conversation. Si cette personne est réellement bien informée, elle deviendra un informateur clé dans le programme.

Cette méthode est intéressante pour recueillir des informations à la fois sur l'hygiène ou sur des points précis dans l'étude du contexte. Par contre, il faut être conscient des possibles préjugés et partis-pris de ces informateurs, qui peuvent influencer les résultats de l'évaluation, surtout si leur nombre est peu élevé.

2.3.4 ENQUÊTE CAP

L'enquête CAP (pour connaissances, Attitudes et Pratiques) est une méthode donnant un état ponctuel de la situation sanitaire d'une communauté. Elle peut être utilisée pour évaluer les besoins, en particulier définir les messages qu'il faudra faire ressortir dans le cadre d'un programme de promotion de l'hygiène, mais également de valider l'impact d'un programme (en comparant des CAP réalisées avant et après le programme). Elle est composée d'entretiens structurés qui permettent d'obtenir des résultats quantitatifs qui seront analysés statistiquement.

2.3.4.1 Types d'enquêtes CAP

Enquête exhaustive

Cette enquête couvre toute la population. C'est la plus sûre et précise (toute la population est interrogée) mais c'est la plus difficile à mettre en œuvre si la population est importante (plus de 500 personnes).

Enquête par échantillonnage

Cette enquête est réalisée sur un échantillon représentatif de la population. Dans un échantillonnage aléatoire, chaque famille interviewée est choisie arbitrairement grâce à une table de nombres aléatoires. Cela demande une liste des familles et un plan du groupe d'habitations où vivent les familles.

Dans un échantillonnage systématique, la première famille interviewée est choisie grâce à une table de nombres aléatoires ; les familles suivantes sont désignées grâce à un pas d'échantillonnage qui s'ajoute au nombre précédent jusqu'à ce que le nombre de familles corresponde à la taille d'échantillon désirée.

Le pas d'échantillonnage dépend de la taille de la population et de la taille de l'échantillon :

$$P = \frac{n}{N}$$

où n est le nombre de familles dans la population totale et N la taille souhaitée de l'échantillon. Cet échantillonnage systématique requiert aussi la liste des familles et le plan de distribution des habitations.

Dans un échantillonnage par grappes, qui est adapté aux populations importantes (> 5 000), on a besoin de la liste des villages de la zone, ou des sections d'un camp, et de leur population. Le principe consiste à déterminer le nombre de familles formant chaque groupe (*cluster*) grâce à une méthode précise, puis à localiser ces groupes. Chaque groupe sera échantillonné : un nombre fixe de familles sera interviewé dans chacun.

2.3.4.2 Calcul de la taille de l'échantillon

Cas général

$$N = \frac{t^2 (p \times q)}{d^2}$$

où N est la taille de l'échantillon, t le paramètre de risque d'erreur lié à l'intervalle de confiance (dans les enquêtes ACF, on utilise un intervalle de confiance de 5 %, qui correspond à $t = 1.96$) ; p est la fréquence souhaitée (dans les enquêtes ACF, on choisit $p = 0,5$, soit 50 %) ; $q = 1 - p$, c'est à dire $q = 0,5$ dans les enquêtes ACF ; d est le degré de précision souhaité, en général 5 %, ce qui veut dire que tous les indicateurs étudiés ont un ordre de précision de 5 %.

Le degré de précision doit être choisi en fonction des objectifs. Si le but est d'obtenir une idée des connaissances de la population afin d'ajuster les activités de promotion de l'hygiène sur le terrain, une précision de 10 % est suffisante. Si le but est de souligner une modification statistiquement importante dans la population, une plus grande précision est nécessaire, mais cela requiert une augmentation de la taille de l'échantillon, et donc aussi du temps et du financement nécessaires. Le problème est d'arriver à un bon compromis entre la faisabilité opérationnelle et la rigueur épidémiologique.

Cas particuliers

– Dans les enquêtes par grappes, les échantillons peuvent être légèrement moins représentatifs de l'ensemble de la population. Cette baisse de représentativité s'explique par l'effet de grappe. Les familles dans une grappe sont voisines et peuvent donc présenter des similarités par mutuelle influence. Afin de corriger ce problème, il est nécessaire de multiplier par 2 la taille de l'échantillon.

– Dans les enquêtes par échantillonnage, simple ou systématique, un facteur correcteur est utilisé si la taille de l'échantillon atteint un dixième de la population totale (échantillon important par rapport à la population). Dans ce cas :

$$Nr = \frac{N}{1 + (N/n)}$$

où Nr est la taille de l'échantillon corrigée, N la taille de l'échantillon calculée d'après la formule générale, et n la taille de la population totale (le nombre de familles).

2.3.4.3 Exemples

Village de 80 familles

Le nombre de familles est peu élevé, les maisons sont regroupées et le plan du village a été réalisé. Dans ce cas, on effectuera une enquête exhaustive.

Village de 1 000 familles

Le nombre de familles est trop élevé pour une enquête exhaustive, aussi réalise-t-on une enquête par échantillonnage aléatoire simple :

– *Étape 1* : lister les familles, les numéroté de 1 à 1000 et réaliser le plan du village.

– *Étape 2* : calcul de la taille de l'échantillon : $N = 1,96^2 (0,5 \times 0,5) / 0,05^2 = 384,16$ (avec une précision de l'ordre de 5 %). L'échantillon est important par rapport au nombre total de familles ($N > n/10$) ; il est donc possible de le corriger en calculant $Nr = 384,16 / [1 + (384,16/1\ 000)] = 277,54$, arrondi à 278 ;

– *Étape 3* : tirer 274 nombres de la table de nombres aléatoires, ils correspondront aux familles à interviewer (274 des 1 000 familles seront donc enquêtées).

Tirer 278 nombres de la table de nombres aléatoires est un processus relativement long, il est donc possible de réaliser une enquête par système d'échantillonnage aléatoire :

– *Étape 1* : lister les familles, les numéroté de 1 à 1 000 et réaliser le plan du village.

– *Étape 2* : calcul de la taille de l'échantillon : $Nr = 278$.

– *Étape 3* : calcul du pas d'échantillonnage : $P = 1\ 000/278 = 3,60$, arrondi à 3.

– *Étape 4* : tirer le numéro de la première famille (un nombre entre 1 et 1 000) au hasard avec la table de nombres aléatoires – dans notre exemple : 25.

– *Étape 5* : déterminer le numéro de chaque famille à interviewer comme ci-dessous :

- 1^{re} famille = numéro 25 ;
- 2^e famille = numéro 25 + 3 = 28 ;
- 3^e famille = numéro 28 + 3 = 31 et ainsi de suite jusqu'à ce que 278 familles soient obtenues.

Population de 8 000 familles

La population est dispersée dans plusieurs secteurs d'une ville ou dans plusieurs villages. Dans ce cas la méthode "par grappes" est la plus adaptée :

– *Étape 1* : déterminer le nombre de familles à cibler (c'est-à-dire la taille totale de la population concernée). Dans notre cas : 8 000.

– *Étape 2* : calculer la taille de l'échantillon, sachant que le degré de précision souhaité dans cet exemple n'est que de 10 % : $N = 2 \times 1,96^2 \times (0,5 \times 0,5) / 0,1^2 = 192$. Remarque que nous avons multiplié par un facteur 2 dans le calcul pour corriger l'"effet de grappe". Ce nombre 192 est arrondi à 210 afin de travailler avec 30 *clusters* de 7 familles chacun (modèle de l'OMS utilisé pour les enquêtes de vaccination).

– *Étape 3* : calculer le pas d'échantillonnage : $P = 8\ 000/30 = 266,66$, arrondi à 266.

– *Étape 4* : calculer la population cumulative par village :

Nombre de familles	Nombre cumulé de familles		
Village 1	500		500
Village 2	300	$500 + 300 =$	800
Village 3	350	$800 + 350 =$	1 150
Village 4	1 000	$1 150 + 1 000 =$	2 150, etc.
Total	8 000		8 000

– *Étape 5* : tirer la première grappe avec la table de nombres aléatoires. Ce nombre doit être compris entre 1 et P, c'est-à-dire dans notre cas entre 1 et 266 – par exemple 150. La première famille du premier grappe est celle dont le numéro est 150. Comme le village 1 contient 500 familles, la première grappe sera localisée dans le village 1.

– *Étape 6* : déterminer la première famille de toutes les autres grappes, en ajoutant le pas d'échantillonnage P au précédent grappe. $150 + 266 = 416$; la seconde grappe commence par la famille 416, elle sera donc aussi localisée dans le village 1. Continuer de la même manière ($416 + 266...$) jusqu'à obtenir les trente grappes.

	Nombre de familles	Nombre cumulé de familles	Numérotation des familles	Nombre de grappe obtenus par village
Village 1	500	500	1 à 500 (150 ; $150 + 266 = 416$)	2
Village 2	300	$500 + 300 = 800$	501 à 800 (416 + 266 = 682)	1
Village 3	350	$800 + 350 = 1150$	801 à 1 150 (682 + 266 = 948)	1
Village 4	1 000	$1 150 + 1 000 = 2 150$	1 151 to 2 150 (948 + 266 = 1 214 $1 214 + 266 = 1 480$ $1 480 + 266 = 1 746$ $1 746 + 266 = 2 012$)	4
Village 5...				
Total	8 000	8 000	8000	30

– *Étape 7* : lorsque la première famille de chaque grappe est définie, on sélectionne les autres familles à interviewer (sept familles par grappe d'après l'étape 2). Pour chaque grappe, aller au centre du village et déterminer la direction à suivre : faire tourner une bouteille ou un stylo jusqu'à ce qu'ils indiquent une direction. Aller ensuite dans cette direction et choisir les maisons les unes après les autres : la première est choisie au hasard, les autres sont les voisines immédiates selon la direction suivie.

Si une famille est absente, il est nécessaire d'essayer de trouver un des membres de la famille quelque part dans le village ; sinon il faut revenir dans cette maison à un autre moment. Si la fin du village est atteinte avant d'avoir obtenu toute la grappe, on recommence à partir du centre du village en choisissant une direction.

Date (DD/MM) :

Enquêteur :

No de *cluster* :

Nom de la femme :

N° de la famille :

Avez-vous été à l'école ?

☐ Oui ☐ Non

Si oui, jusqu'à quel niveau ?

☐ Primaire

☐ Secondaire

D'où prenez-vous votre eau de boisson ?

Pendant la saison sèche :

Pendant la saison des pluies :

☐ puits traditionnel

☐ puits traditionnel

☐ puits aménagé par ACF

☐ puits aménagé par ACF

☐ pompe ACF

☐ pompe ACF

☐ pompe HV

☐ pompe HV

☐ source creusée

☐ source creusée

☐ ruisseau

☐ ruisseau

☐ eau de pluie stockée

☐ eau de pluie stockée

☐ rivière

☐ rivière

Si vous n'utilisez pas le point d'eau aménagé par ACF : Pourquoi prendre l'eau de boisson là où vous le faites, plutôt que dans le point d'eau aménagé par ACF ?

☐ Il n'y a pas de point d'eau ACF

☐ Le captage de source est trop éloigné

☐ L'eau de la pompe a mauvais goût

☐ Le temps d'attente au point d'eau aménagé est trop long

☐ Le puits aménagé est trop éloigné

☐ La pompe ne fonctionne pas

☐ Autre (spécifier) :

Nettoyer-vous l'endroit où vous prenez votre eau ?

☐ Oui ☐ Non

Si oui, décrivez s'il vous plaît comment vous le nettoyez :

Conservez-vous votre eau de boisson séparément de l'eau que vous utilisez pour d'autres usages ?

☐ Oui ☐ Non

Dans quel type de récipient conservez-vous l'eau de boisson pour votre famille ?

Pendant la saison sèche :

☐ tonneau

☐ jarre en terre cuite

☐ bassine

☐ seau

☐ bidon UNHCR

☐ autre, à spécifier :

Pendant la saison des pluies :

☐ tonneau

☐ jarre en terre cuite

☐ bassine

☐ seau

☐ bidon UNHCR

☐ autre, à spécifier :

Demandez à voir les récipients de stockage de l'eau de boisson : serait-il possible de les voir s'il vous plaît ?

☐ Oui ☐ Non

Le récipient a-t-il un couvercle (ne laissant pas passer la lumière) ?

☐ Oui ☐ Non

Combien de temps faut-il en général pour vider le récipient de stockage d'eau de boisson ?

☐ Moins d'un jour

☐ 1 jour

☐ 2 jours

☐ 3 jours

☐ Plus de 3 jours (préciser s'il vous plaît) :

Pourriez-vous montrer comment vous nettoyez le récipient de stockage de l'eau de boisson (celui-ci ou un autre) ?

☐ Oui ☐ Non

Si oui, observez et notez s'il vous plaît :

☐ Frotte avec ses mains et rince à l'eau

☐ Frotte avec une brosse et rince à l'eau

☐ Frotte avec du savon et rince à l'eau

☐ Frotte avec du sable ou des cendres et rince à l'eau

Selon vous, comment devrait être notre eau de boisson ?

☐ Elle devrait avoir bon goût

☐ Elle devrait être claire

☐ Elle devrait ne pas avoir d'odeur

☐ Elle devrait ne pas rendre malade

☐ Elle devrait être fraîche

☐ Autre (précisez s'il vous plaît) :

D'où prenez-vous l'eau pour vous laver ?

Pendant la saison sèche :

☐ puits traditionnel

☐ puits aménagé par ACF

☐ pompe ACF

☐ pompe HV

☐ source creusée

☐ ruisseau

☐ eau de pluie stockée

☐ rivière

Pendant la saison des pluies :

☐ puits traditionnel

☐ puits aménagé par ACF

☐ pompe ACF

☐ pompe HV

☐ source creusée

☐ ruisseau

☐ eau de pluie stockée

☐ rivière

Utilisez-vous une douche traditionnelle ?

☐ Oui ☐ Non

D'où prenez-vous l'eau utilisée pour laver vos vêtements et vos ustensiles de cuisine ?

Pendant la saison

sèche :

- ☐ puits traditionnel
- ☐ puits aménagé par ACF

- ☐ pompe ACF
- ☐ pompe HV
- ☐ source creusée
- ☐ ruisseau
- ☐ eau de pluie stockée
- ☐ rivière

Pendant la saison des

pluies :

- ☐ puits traditionnel
- ☐ puits aménagé par ACF
- ☐ pompe ACF
- ☐ pompe HV
- ☐ source creusée
- ☐ ruisseau
- ☐ eau de pluie stockée
- ☐ rivière

Où mettez-vous à sécher vos assiettes et vos bols ?

- ☐ Sur le sol
- ☐ Sur une table/banc
- ☐ Dans un seau/bassine
- ☐ Autre (précisez s'il vous plaît) :

Où mettez-vous vos vêtements à sécher ?

- ☐ Sur le sol
- ☐ Sur un fil ou un bambou à linge
- ☐ Autre (précisez s'il vous plaît) :

Quelles sont les maladies les plus courantes chez les enfants de votre village ?

- ☐ 1)
- ☐ 2)
- ☐ 3)

Selon vous, quelles sont les causes de ces maladies ?

- ☐ Ne sait pas
- ☐ 1)
- ☐ 2)
- ☐ 3)

Pensez-vous que l'eau peut amener des maladies ?

- ☐ Oui
- ☐ Non
- ☐ Ne sait pas

Si oui, lesquelles ?

- ☐ diarrhées
- ☐ vers
- ☐ autres (précisez s'il vous plaît) :

Selon vous, comment peut-on éviter d'attraper ces maladies ?

- ☐ Ne sait pas
- ☐ 1)
- ☐ 2)
- ☐ 3)

Qu'utilisez-vous comme toilettes ?

- ☐ La brousse
- ☐ Des latrines traditionnelles
- ☐ Des latrines en béton (VIP, HCR)

S'il y a des latrines dans votre village et que vous ne les utilisez pas, pourquoi ne les utilisez-vous pas ?

- ☐ Il n'y a pas de latrines
- ☐ Elles sont trop éloignées
- ☐ Elles sont sales
- ☐ La porte est cassée
- ☐ Elles sentent mauvais
- ☐ Elles sont fermées
- ☐ Elles sont privées

S'il y a des latrines dans votre village, aidez-vous vos enfants les plus jeunes à les utiliser ?

- ☐ N'a pas d'enfants
- ☐ Oui
- ☐ Non

En général, vous lavez-vous les mains après être allé aux toilettes ?

- ☐ Oui
- ☐ Non

Si oui, pourquoi vous lavez-vous les mains après être allé aux toilettes ?

- ☐ Pour éviter les maladies
- ☐ Pour la propreté
- ☐ Autres (précisez s'il vous plaît) :

Que faites-vous lorsque vos enfants souffrent de la diarrhée ?

- ☐ Vous allez au centre médical/clinique
- ☐ Vous leur donnez des médicaments traditionnels
- ☐ Vous leur donnez une solution orale de réhydratation faite par vous-même
- ☐ Vous achetez des médicaments au marché
- ☐ Autres (précisez s'il vous plaît) :

Combien d'enfants de 5 ans ou moins avez-vous ?

- ☐ Aucun
- ☐ 3
- ☐ 1
- ☐ 4
- ☐ 2
- ☐ Autres (précisez s'il vous plaît) :

Combien d'enfants, parmi vos enfants de 5 ans ou moins, ont souffert de diarrhée durant les quinze derniers jours ?

- ☐ Aucun
- ☐ 3
- ☐ 1
- ☐ 4
- ☐ 2
- ☐ Autres (précisez s'il vous plaît) :

Encadré 15.1

Exemple de questionnaire utilisé en Côte d'Ivoire.

La principale qualité de l'enquête KAP est la possibilité de quantifier les résultats et de les analyser statistiquement. Le principal défaut est le manque de participation des personnes interrogées et le mode directif selon lequel les entretiens doivent être menés. Cela signifie que, même si les résultats semblent bons du point de vue statistique, il existe un risque de préjugés ou partis pris dans les réponses, surtout si l'enquêteur n'est pas assez doué pour l'éviter. Les équipes d'enquêteurs doivent être bien formées pour obtenir des informations correctes et des réponses fiables à chaque question. Par exemple, si les personnes interrogées savent que l'organisation réalisant l'enquête réalise des projets dans le domaine de l'eau, elles peuvent répondre qu'elles passent trois heures par jour à aller chercher de l'eau de mauvaise qualité, alors que ce n'est pas tout à fait vrai.

Il est toujours intéressant de compléter cette enquête par une méthode participative telle que les discussions de groupes.

2.3.5 DISCUSSIONS DE GROUPES

Les discussions de groupes (*focus group discussions*) sont des discussions sur des sujets précis menées avec des personnes de même horizon. On choisit des groupes homogènes car dans des groupes hétérogènes, notamment si on mélange les sexes, les âges ou l'origine sociale, certaines personnes peuvent se sentir gênées et ne pas exprimer leurs opinions propres.

Cette méthode ne doit pas être utilisée seule pour réaliser une évaluation. Par contre elle complète efficacement d'autres méthodes, telles que les enquêtes KAP, et peut clarifier des points qui ne seraient pas explicables statistiquement. Un point essentiel de cette technique est l'écoute et l'observation des participants : la manière de dire est aussi importante que le contenu du discours.

Chaque réunion peut réunir entre 6 à 10 participants, plus 2 à 3 enquêteurs. Ces derniers auront pour rôle :

- l'animation : ils guident la conversation, soulève les questions intéressantes... ;
- la prise de notes : ils écrivent ce qui est dit ;
- l'observation : ils observent les participants et prennent de brèves notes de ce qu'ils voient.

L'équipement nécessaire peut inclure des images afin d'aider à l'introduction des sujets, et un enregistreur ; l'enregistrement de la discussion est une bonne solution lorsque trois enquêteurs ne sont pas disponibles.

La discussion de groupe peut être utilisée pour introduire des idées ou des messages auprès d'un groupe ; elle est donc aussi un outil de la phase d'implémentation du programme. Les discussions de groupe peuvent être conduites de multiples façons, depuis une simple conversation entre participants et enquêteurs jusqu'à la discussion autour d'une activité précise focalisant les thèmes ou la façon de les aborder. Plusieurs de ces activités sont décrites dans le tableau 15.IV.

Activités	Informations
Tri en trois	Connaissances des participants concernant les questions d'hygiène Pratiques à risque et leurs causes Pratiques saines possibles Perception de la communauté vis-à-vis de leurs pratiques d'hygiène
Cartographie de la communauté	Informations sur le contexte Ressources, aménagements sanitaires
Calendrier saisonnier	Informations sur le contexte Disponibilité des personnes dans le temps Culture, habitudes
Analyse de tâches	Public à cibler pour le programme Répartition des activités selon le sexe

Table 15.IV : Quelques outils pour les discussions de groupe.

2.3.6 TRI EN TROIS

L'objectif de cette activité est de connaître et comprendre le point de vue de la communauté concernant différentes pratiques d'hygiène. En premier lieu, divers dessins représentant des pratiques d'hygiène (défécation, lavage des mains, rejet de déchets dans une rivière...) sont montrés aux groupes de participants. Ceux-ci doivent les classer en pratiques correctes, incorrectes ou indéterminées si il n'y a pas de consensus dans le groupe sur l'une ou l'autre possibilité.

Pendant cette activité, il est essentiel de prendre note des commentaires faits par les participants et de les joindre à l'image correspondante. Ils sont plus importants finalement que le résultat du tri, tant pour apprécier le point de vue de la communauté que pour découvrir des personnes ayant de meilleures connaissances en hygiène que les autres.

L'utilisation de cette méthode est intéressante en début d'évaluation, parce qu'elle permet de lever les barrières initiales pouvant exister entre la communauté et les enquêteurs. C'est aussi une opportunité d'aborder des sujets sensibles tels que la défécation, les latrines...

2.3.7 LIGNE HISTORIQUE

L'objectif de cette méthode est de comprendre l'histoire locale telle que racontée par les doyens de la communauté. Cette expérience permet d'appréhender plusieurs sujets :

- la manière dont les événements locaux, nationaux et internationaux sont perçus par la population ;
- la manière dont les gens se perçoivent eux-mêmes ;
- l'histoire de sujets spécifiques intéressant le programme (gestion de l'eau...).

Il est important de présenter l'équipe de l'évaluation avant de débiter cette activité, d'expliquer aux participants quels sont les objectifs de l'étude et de leur dire que les informations collectées ne seront pas utilisées contre eux. Ensuite commence l'activité proprement dite, chaque participant utilisant des matériaux locaux (*local materials*) pour repérer, sur une ligne représentant le temps, les événements qui ont été importants pour eux.

Cette activité permet aussi d'établir de bonnes relations avec les membres de la communauté, et plus spécialement avec les doyens, souvent oubliés lors des évaluations alors qu'ils peuvent être d'appréciables informateurs-clés.

2.3.8 CARTE COMMUNAUTAIRE

Avec cette méthode, les participants créent une carte de leur environnement local, indiquant les endroits importants pour eux, et d'autres importants pour l'évaluation : endroits où les gens puisent de l'eau, sites intéressant la santé et l'hygiène, aménagements sanitaires (places de dépôt des déchets, zones de lavage du linge...).

Pendant cette activité, il est essentiel de prendre en compte tout ce qui se passe dans le groupe : discussions, idées soulevées, attitudes des gens face à certains sujets... Ces informations sont aussi importantes que la carte elle-même ; elles doivent donc être notées et conservées avec la carte. En effet, la carte doit donner des renseignements sur les lieux et sur l'attitude des membres de la communauté face à ces lieux et aux activités qui s'y pratiquent.

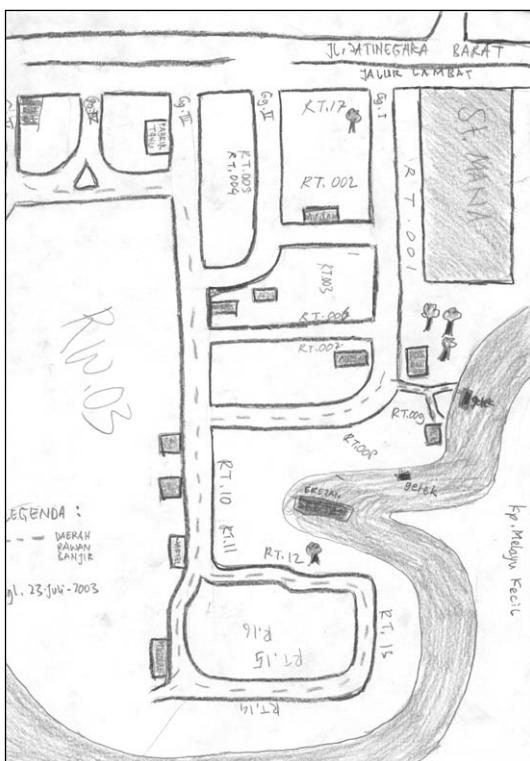


Figure 15.4 : Carte communautaire d'une banlieue de Djakarta (Indonésie).

2.3.9 CALENDRIERS SAISONNIERS

Cette méthode permet de connaître et comprendre le déroulement, tout au long de l'année, des activités journalières et saisonnières de tous les membres de la communauté en fonction du climat, de l'apparition de certaines maladies, d'activités spécifiques que ce soit au niveau local ou plus éloigné (saison de récolte dans une autre région, emplois saisonniers dans les villes...).

Comme pour les méthodes précédentes, cette activité requiert des enquêteurs chevronnés.

En ce qui concerne les maladies, il est nécessaire de mettre en place un système de hiérarchisation définissant leur fréquence : forte, moyenne et faible par exemple.



Figure 15.5 : Établissement du calendrier saisonnier.

2.3.10 RÔLE DES GENRES/ANALYSE DE TÂCHES

L'objectif de cette activité est de répondre la question : qui fait quoi ? (hommes, femmes, enfants, filles garçons, ou indéterminé). Après avoir observé l'organisation locale concernant l'exécution des tâches et la gestion des ressources, les enquêteurs doivent comprendre quelles sont les tâches, et quelles ressources sont gérées, par les hommes, les femmes les enfants...

L'une des méthodes les plus utilisées consiste à préparer plusieurs cartes avec sur chacune d'elles un dessin représentant une activité. Le groupe des participants regarde chaque carte et doit ensuite se mettre d'accord sur qui réalise ces activités. Les cartes seront alors réparties en au moins trois paquets : hommes, femmes, indéterminé, et les commentaires du groupe seront notés.

2.3.11 ANALYSES D'EAU

Les analyses d'eau sont une méthode complémentaire donnant une information objective sur les risques sanitaires causés par la qualité biologique de l'eau de boisson : une différence de qualité de l'eau entre l'endroit où elle est puisée et celui où elle est consommée informe sur les risques sanitaires causés par l'utilisation de l'eau (transport, stockage, manutention) et en conséquence sur la nécessité d'améliorer ces pratiques.

Au contraire, si la qualité de l'eau puisée par les personnes (analyse de l'eau avant transport vers les lieux de stockage) est mauvaise alors que l'eau à la source est potable, c'est sur la technique de puisage et la propreté des outils (puisette, corde...) et des environs du point d'eau que devront porter les efforts.

2.4 Recrutement et formation de l'équipe d'évaluation

2.4.1 SÉLECTION DE L'ÉQUIPE D'ÉVALUATION

En règle générale, l'équipe d'évaluation devrait être recrutée parmi le personnel du projet et la population locale, et devrait inclure :

- une personne connaissant parfaitement la communauté qui sera étudiée ;
- une personne ayant de bonnes aptitudes pour écrire ;
- une personne qui parle et comprend parfaitement la langue parlée dans la communauté ciblée ;
- une personne expérimentée connaissant la zone ciblée et possédant une bonne expérience de ce type de projet :

cette personne sera utile pour définir le déroulement de l'évaluation et pour transcrire les résultats de l'évaluation en termes d'objectifs du programme.

Chaque membre de l'équipe d'évaluation devrait être :

- respectueux de la population ;
- capable de rester dans des endroits plus pauvres que ceux dans lesquels il a l'habitude de vivre ;
- désireux de connaître toujours mieux la communauté locale et sa culture ;
- éloigné autant que possible des personnalités politiques de la zone ciblée ;
- capable de maintenir un bon esprit d'équipe avec les autres membres ;
- de préférence un locuteur de naissance dans la langue de la population ciblée ;
- ayant la confiance de la population.

S'il existe un conflit dans la population ciblée, les membres de l'équipe ne doivent pas appartenir à une des parties en conflit.

2.4.2 FORMATION DE L'ÉQUIPE D'ÉVALUATION

Lorsque l'équipe est choisie, il est nécessaire de la préparer au travail d'évaluation selon différentes aspects :

- sensibilisation au travail d'évaluation et à l'intérêt qu'il présente pour la communauté ;
- acquisition des connaissances techniques et des qualités nécessaires à ce type d'activité ;
- amélioration de l'aptitude au contact et aux relations humaines (présence, style du langage et de la parole, bien-séance, salutations, etc.) afin que les personnes se sentent bien en présence de l'enquêteur. L'objectif est d'éviter l'"effet de l'observateur" incitant les gens à réagir différemment lorsqu'un étranger est présent ;
- implication de l'équipe dans l'organisation de l'évaluation afin d'accroître leur aptitude à réaliser l'étude de manière autonome.

Contenus de la formation

Le formateur devra tout d'abord découvrir les compétences et les connaissances de chaque membre de l'équipe afin d'orienter la formation pour renforcer les points faibles et afin de profiter des points forts de certains membres pour aider les autres.

Il est préférable d'organiser une formation de type participatif. L'objectif est d'aider l'équipe à apprendre, à acquérir des aptitudes et des techniques d'étude, et non pas d'imposer des concepts. Les compétences à développer durant la formation sont :

- connaissances dans les domaines de l'eau, de la santé et de l'hygiène : relation entre utilisation de l'eau, santé, comportements des gens et maladies ;
- observation : le stagiaire doit apprendre à distinguer les détails insignifiants des aspects importants et à écrire une description détaillée systématique de ce qui est observé, en évitant les préjugés ;
- interview : les membres de l'équipe doivent être capables d'établir de bonnes relations avec les personnes interrogées et d'écouter attentivement ;
- techniques de discussion et de modération : nombre des techniques utilisées dans l'évaluation consistent en une discussion entre communauté et enquêteurs ou simplement entre membres de la communauté. Les discussions sont gérées par les enquêteurs, qui doivent être compétents à la fois dans les techniques proprement dites (cf. paragraphes ci-dessus) et plus généralement dans la gestion des discussions.

2.5 Analyse des résultats

Une fois les résultats de l'évaluation analysés, il devrait être possible de répondre aux questions : “Quel est le problème ?”, “Quelles sont les causes du problème ?” et “Quel est le rôle des comportements humains dans ces problèmes ?” Les étapes de l'analyse des informations recueillies sont les suivantes :

- préparation d'un résumé des données sous forme de tableaux et graphes afin de faciliter leur lecture, d'aider à la préparation du rapport et de permettre une présentation claire des informations (voir fig. 15.6 et 15.7) ;

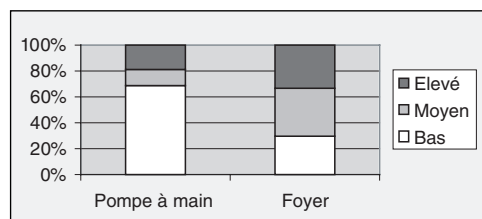


Figure 15.6 : Les résultats d'une étude réalisée en Birmanie indiquent que la contamination de l'eau a lieu entre le puisage (à la pompe à main) et la consommation (dans les maisons). Ils suggèrent des habitudes incorrectes d'utilisation de l'eau (transport, stockage...).

- comparaison entre les informations recueillies et la liste des questions préliminaires préparée lors de la préparation de l'évaluation détaillée. Cette phase aide à l'interprétation des informations et permet de vérifier si des problèmes ont été oubliés lors de la réalisation de l'évaluation ;

- rédaction et distribution du rapport. Tous les partenaires potentiels du programme devraient avoir une copie du rapport. De plus celui-ci doit être traduit dans les langues locales afin de partager ces informations avec les institutions locales ainsi que la communauté étudiée.

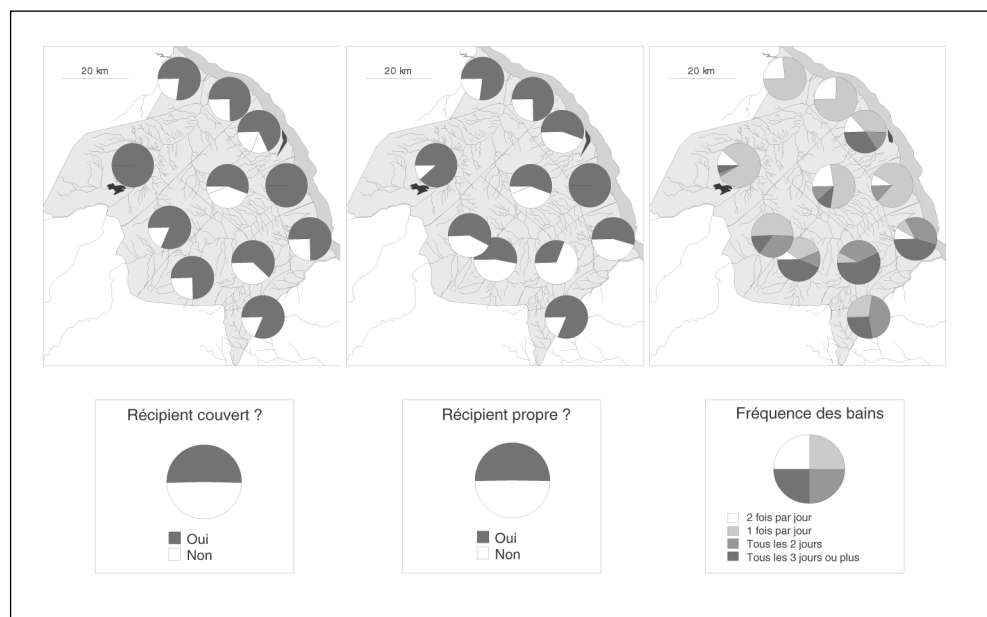


Figure 15.7 : Utilisation du SIG pour l'analyse des résultats d'une évaluation sur l'hygiène au Mozambique (1999).

3 Conception et planification du programme

Le programme entre dans sa phase de conception et d'organisation lorsque l'information récoltée pendant l'évaluation a été collectée, analysée et présentée. L'important lors de cette phase est de définir les objectifs, s'il y en a, et de définir les méthodes à utiliser pour atteindre les objectifs. Lorsque ces décisions sont prises, il est essentiel que toutes les parties impliquées lors de l'évaluation poursuivent leur contribution au programme.

3.1 Définition des objectifs du programme

Il est maintenant temps de répondre à la question : “Que va-t-on faire et comment ?” Les objectifs du programme seront basés sur les résultats de l'évaluation. Plusieurs pièges doivent être évités lors de cette phase. Six idées à éviter ont été identifiées par l'Unicef & LSHTM (1999) comme causes communes d'échec des programmes de promotion de l'hygiène. Ces idées doivent être écartées lors de la définition des objectifs.

Les gens sont des récipients dans lesquels on peut verser de nouvelles idées

L'introduction d'idées et de concepts neufs peut engendrer la confusion et l'incompréhension dans une société qui possède déjà des explications cohérentes des maladies.

Les gens vont m'écouter puisque je suis formé dans le domaine de la santé

Le personnel de santé peut penser que le fait d'être formé et qualifié entraîne automatiquement qu'il sera écouté et cru par les membres de la communauté ; mais c'est souvent incorrect. Un personnel de santé qui dirait aux gens : “C'est votre faute si vos enfants deviennent malades et meurent parce que vous êtes sales !” n'obtiendrait que peu de respect et de confiance, sinon aucune, de la part de la communauté.

Les gens apprennent la théorie sur les microbes en quelques séances d'information dans les centres de santé

Même dans les meilleures circonstances, aider les gens à apprendre et accepter des idées nouvelles concernant l'hygiène et les maladies (lorsque le fait d'apprendre est nécessaire pour modifier les comportements, ce qui n'est pas toujours le cas) est un processus long et ardu.

La promotion de l'hygiène peut atteindre des populations nombreuses

Si un programme de promotion de l'hygiène devait atteindre toutes les mères dans une région, cela demanderait un nombre incalculable de séances de promotion.

Les nouvelles idées remplacent les anciennes

Souvent, la promotion de l'hygiène ajoute simplement une idée de plus sur les maladies, sans effacer les anciennes.

Connaître signifie mettre en pratique

On ne peut assurer qu'une formation au sujet des microbes et de la diarrhée conduira directement à des changements de comportements ou aura un impact important sur les maladies diarrhéiques.

3.2 Sélection des pratiques à cibler

Les programmes visent souvent trop d'objectifs, c'est-à-dire un trop grand nombre de pratiques d'hygiène à modifier simultanément. Au contraire, pour être efficaces les programmes doivent se focaliser sur un petit nombre de pratiques complémentaires choisies parmi celles identifiées lors de l'évaluation. Les critères de choix des pratiques à modifier incluent :

- l'importance de la nouvelle pratique en terme de réduction des maladies ;
- la capacité des personnes ciblées à adopter cette nouvelle pratique : ont-ils les moyens nécessaires ?
- la volonté des personnes ciblées : voudront-ils adopter cette nouvelle pratique ?
- l'impact obtenu par rapport à l'effort nécessaire.

Bien que toutes les pratiques mentionnées dans le tableau 15.V aient leur importance, il n'est pas possible de les inclure toutes dans les objectifs ; cinq d'entre elles ont été choisies pour leur plus grande importance et leur faisabilité dans le contexte : lavage des mains (impact sur trois problèmes différents), utilisation des latrines et gestion des excréments des jeunes enfants (complémentaire du programme de latrines déjà réalisé), nettoyage et entretien des points d'eau (complémentaire du programme d'installation de points d'eau déjà réalisé) et gestion des déchets (un des principaux problèmes identifiés).

Tester les pratiques choisies : essais de comportement

Il est recommandé de vérifier que les pratiques choisies pour remplacer celles qui sont risquées seront applicables et réalistes. Une méthode possible est l'essai de comportement : la pratique est testée sur un petit nombre de personnes. Ces personnes sont choisies parmi les volontaires pour cet essai, après avoir présenté à la communauté les résultats de l'évaluation, les avantages des nouvelles pratiques à adopter et l'explication de l'essai de comportement prévu.

Les volontaires (ce sont souvent des femmes) adoptent les pratiques saines pendant deux semaines, pendant lesquelles un membre de l'équipe leur rend visite quotidiennement, chez eux, afin de les conseiller et d'observer les progrès. Lors de chaque visite l'enquêteur note ses observations sur la manière dont sont réalisées les nouvelles pratiques et cherche à répondre à différentes questions :

- la nouvelle pratique est-elle adoptée ?
- quelles sont les difficultés et comment sont-elles résolues ?
- qu'est-ce qui peut rendre la pratique plus facile à adopter ?
- le volontaire apprécie-t-il la nouvelle pratique ? Pourquoi ?
- quels sont les coûts et les bénéfices pour le volontaire ?

Tableau 15.V : Exemple de liste de pratiques saines à développer.

Problème	Comportements à risque	Pratiques saines à développer	Commentaires
Présence d'excréments dans l'environnement humain	Les gens n'utilisent pas de latrines Les mères jettent les déjections des jeunes enfants dans la rue	Utilisation des latrines Rejet des déjections des jeunes enfants dans la fosse des toilettes	Latrines installées récemment
Eau de boisson contaminée	Plusieurs récipients différents sont utilisés pour collecter l'eau du puits Les gens touchent l'eau avec les mains sales Mauvaise entretien du point d'eau Pas de nettoyage des récipients de stockage de l'eau Récipients de stockage sans couvercles Eau non bouillie	Utilisation de la même puisette par tous les utilisateurs du puits Les gens ne touchent pas l'eau Lavage des mains Nettoyage et entretien du point d'eau Couvercle sur les récipients de stockage de l'eau Les gens font bouillir l'eau de boisson	Existence de points d'eau protégés Dans cette culture, on doit toucher l'eau Pas de bois disponible pour faire bouillir l'eau
Nourriture contaminée	Nourriture posée sur le sol Les gens touchent la nourriture avec les mains sales	Nourriture gardée dans un placard Lavage des mains	Placards trop coûteux
Manque d'hygiène corporelle	Mains sales Les gens prennent une douche par mois	Lavage des mains Les gens prennent une douche par jour	Quantité d'eau limitée
Pollution de l'environnement	Déchets jetés dans la rue Eau stagnante	Déchets brûlés ou enterrés Nettoyage et entretien de systèmes de drainage	

À la fin de l'essai, les résultats sont résumés sous la forme d'un tableau comme dans l'exemple suivant :

Pratique	Pourcentage de personnes adoptant la pratique	
	Initial	Final
Lavage des mains après avoir fait ses besoins	10 %	30 %
Enterrer les déjections des jeunes enfants ou les jeter dans la latrine	5 %	18 %

Les résultats de ce test permettent si nécessaire de redéfinir ou de modifier les nouvelles pratiques proposées.

3.3 Sélection du public-cible

L'évaluation détaillée devrait avoir identifié les personnes qui accomplissent les pratiques à risques. Mais les gens agissent rarement isolément : ils font partie de groupes familiaux ou sociaux plus larges qui exercent une grande influence sur leurs actes. La communication visant à encourager les changements de comportement doit être dirigée vers les personnes qui prennent les décisions dans les familles et les communautés.

Il faut aussi considérer à quel âge il est préférable de toucher les personnes avec les messages sélectionnés : jeunes enfants, écoliers, jeunes, adultes, doyens...

3.4 Conception des messages

À ce stade, il est nécessaire de décider du meilleur moyen de convaincre la population de remplacer les pratiques à risque par les pratiques saines. Cela signifie qu'il faut trouver, grâce au test de comportement, ce qui a plu aux volontaires dans les nouvelles pratiques (discussions de groupes regroupant tous les volontaires, interviews semi structurés...). Cela peut aussi être réalisé en interrogeant des personnes qui accomplissent déjà les pratiques que l'on souhaite préconiser. Les stratégies de communication sont construites à partir de ces aspects positifs des nouvelles pratiques. En général, les messages concernant chaque nouvelle pratique doivent inclure un avantage et un objectif importants.

Exemples

“Je veux nettoyer les excréments et les jeter dans les latrines car... alors les gens ne marcheront pas dedans et mes voisins me respecteront.”

“Je veux laver les mains avec du savon après contact avec des excréments... parce que mes mains sentent meilleurs et je me sens bien quand je me sens propre.”

Il est déconseillé de positionner les messages autour de la peur des maladies et de la mort des enfants. Par exemple, les messages concernant la diarrhée n'ont pas toujours de signification pour les gens et, par contre, tendent à les dégoûter parce qu'ils ne sont pas attrayants. Un message présentant l'avantage d'avoir des enfants en meilleure santé ou des dépenses médicales moins élevées est plus positif et attrayant.

Un message sera efficace uniquement s'il est pertinent, adapté, acceptable et exprimé d'une manière compréhensible. Dans la création du message, il est nécessaire de jouer avec la compréhension de la santé qu'ont les personnes ciblées et avec les influences de leur entourage.

De bons messages devraient :

- être définis conformément aux résultats des évaluations ;
- recommander une pratique saine identifiée précédemment ;
- respecter l'environnement social et la culture de la communauté ;

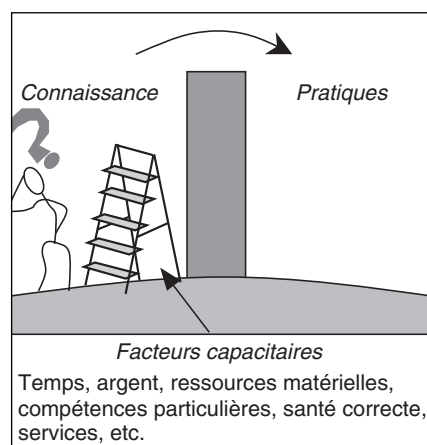


Figure 15.8 : Facteurs capacitaires.

- considérer les facteurs qui permettent cette pratique saine : elle doit être abordable et réaliste (dans la réalisation) ;
- mentionner que cette nouvelle pratique ne demande qu'un minimum de temps et d'effort ;
- faire sentir que le changement encouragé est un besoin pour la communauté ;
- montrer qu'il y a un bénéfice certain à accomplir cette pratique saine ;
- être facilement compréhensibles.

3.5 Moyens de communication

On définit dans les moyens de communication deux concepts : le niveau de communication et le canal de communication. Le niveau de communication représente l'importance du public ciblé ; le canal représente la technique utilisée. Le niveau de communication devra être choisi en fonction du type de message à transmettre, de la taille de la population ciblée et des possibilités de l'équipe du programme. Le ou les canaux utilisés dépendront du niveau de communication choisi :

- *Niveau individuel/familial* :
 - conseil individuel,
 - éducation des patients,
 - visite à domicile.
- *Niveau communautaire* :
 - participation communautaire/discussion,
 - formation de groupes,
 - expositions,
 - démonstrations.
- *Niveau régional/national* :
 - média de masse,
 - mobilisation sociale.

L'équipe décide, d'après l'évaluation de la population ciblée, quels canaux de communication seront les plus efficaces tout en restant dans le budget du programme. Ensuite les objectifs de la communication doivent être transcrits sous forme d'activités et d'événements créés pour faire passer le message : ce sont les supports de communication. Les supports de communication utilisent les sens de la vision et de l'ouïe pour transmettre les messages. Ils peuvent être classifiés en :

- *audiovisuel* : un support qui est vu et entendu ; ce qui inclut le théâtre, la vidéo, les films, la formation avec du matériel audio et vidéo ;
- *oral* : un support qui utilise uniquement des mots pour faire passer les messages ; ce sont les histoires et les contes, les chansons, les messages à la radio ou les visites d'un technicien sanitaire ,
- *écrit* : contient les prospectus, posters et articles dans la presse ;
- *visuel* : inclut les posters, autocollants, tableaux...

Le choix des supports de communication doit être fait en gardant à l'esprit plusieurs points importants :

- *utilisation du langage local* : ainsi les personnes ressentent plus facilement que le message leur est adressé ;
- *attrait* : pour que les gens soient attirés ;
- *répétition* : pour que les messages soient mémorisés ;
- *facile à comprendre* : pour que personne ne se trompe ou soit perplexe ;
- *participatif* : un échange de points de vue est plus efficace ;
- *provocant* : pour que le message soit mémorisé et discuté ;
- *montré par l'exemple* : pour que les gens comprennent que les nouvelles pratiques sont possibles.

Lorsqu'on choisit les canaux de communication, il faut de plus se rappeler que nous retenons :

- seulement 10% de ce que l'on entend,
- environ 30 % de ce que l'on voit et entend,
- plus de 60% de ce que l'on fait. Ainsi, les actions sont plus efficaces que les mots pour mémoriser l'information.

Parfois, il existe du matériel déjà développé et prêt à être utilisé pour le programme. Ce matériel disponible immédiatement peut faire gagner de l'argent et du temps, mais il faut avant de l'utiliser savoir quelle était la population

qu'il ciblait à l'origine. En effet, il peut ne pas convenir à tous les types de populations, pour des raisons de culture, d'âge du public... Une erreur fréquente consiste à utiliser des outils conçus à l'origine pour des enfants dans des communications avec des adultes.

Ci-dessous sont listés certains des outils de communication les plus fréquemment utilisés dans les programmes d'ACF.

3.5.1 IMAGES

Les images peuvent être utilisés de différentes manières :

- comme support pour une communication face à face ;
- comme composant d'un média imprimé : journaux, T-shirts, autocollants...

Il faut considérer les points suivants lorsqu'on utilise des images :

- représenter des détails exacts et des objets familiers au public ;
- éviter les détails inutiles ;
- utiliser les suites d'images avec précaution car elles peuvent créer des confusions ;
- ne pas utiliser plus d'un message par image ;
- tester au préalable les images auprès d'un échantillon du public ciblé.

3.5.2 THÉÂTRE/MARIONNETTES

En général, cet outil a l'avantage d'être attrayant : l'expérience montre que son impact est plus important que de simples formations orales.

Le théâtre peut aussi être utilisé pour encourager la participation communautaire. Des discussions dans le public sur des thèmes évoqués dans la pièce de théâtre peuvent avoir lieu, de façon organisée ou de manière inopinée, après la fin du spectacle. Parfois, cela peut aussi avoir lieu durant le spectacle.

Figure 15.9 : Utilisation de marionnettes pour la promotion de l'hygiène au Laos.



Les marionnettes sont un type de théâtre à potentiel intéressant pour la promotion de l'hygiène. Dans certains pays, comme en Indonésie, les marionnettes sont un art traditionnel. Un des avantages de ce moyen d'expression est leur possibilité de transmettre des messages sensibles que des acteurs dans une pièce ne pourraient pas exprimer ; la population n'accepterait pas certains messages de la part d'une personne, fût-il acteur, mais ils l'écoutent de la part d'une marionnette.

3.5.3 HISTOIRES ET CONTES

Certaines des méthodes proposées sont relativement éloignées de la manière normale d'aborder un sujet dans la population (formation, discours...), elles nécessitent donc un niveau d'étude plus ou moins élevé. Par contre, le "conte" est plus proche de la manière dont pense la population. De plus, il est en général plus facile de se rappeler quelque chose expliqué de cette manière plutôt que dans un discours formel ou une conférence. L'histoire contée doit être présentée de telle façon que les auditeurs s'identifient avec les personnages et les situations décrites.

3.5.4 CHANSONS

Dans certains pays, comme en Sierra Leone, la musique associée à la danse est traditionnellement utilisée pour raconter des événements et des histoires. Les chanteurs des villages sont appréciés par leur communauté et les gens écoutent ce qui est dit dans leurs chansons. Cet outil de communication a un effet important sur les émotions et il a été utilisé avec de bons résultats dans le programme de promotion de l'hygiène en Sierra Leone.

Les chansons peuvent être utilisées comme média de masse (publication d'un CD par exemple) ou comme composante de sessions de promotion de l'hygiène dans des villages et des écoles.

3.5.5 VIDÉO, DIAPOSITIVES, ETC.

De tels outils sont intéressants du fait de leur attrait, mais ils doivent être utilisés avec précaution : parfois l'outil et la technique eux-mêmes captent plus l'attention du public que le message à transmettre, parce que, étant rares et chers par rapport au niveau de vie, ils représentent une nouveauté pour certaines populations.

3.5.6 MÉDIAS DE MASSE

Ce sont des messages et des annonces dans les journaux, la radio ou la télévision. Dans ce cas, il est nécessaire de présenter le message et d'en discuter avec des personnes de la population ciblée avant de le diffuser. Ces outils sont surtout utiles pour amener une prise de conscience sur un sujet, après quoi les équipes effectuent de la sensibilisation au niveau individuel et familial pour expliquer et renforcer le processus de changement de comportement.

3.6 Sélection des communicateurs

Le problème ensuite est de définir qui sera responsable de transmettre les messages à la population cible. Les personnes choisies devront être aussi proches que possible de la communauté et si possible faire partie de cette communauté. Cela peut se faire de plusieurs manières :

- Recrutement direct de personnel par l'organisation mettant en œuvre le programme : ce personnel doit de préférence être natif de la région ciblée. Ainsi au Mozambique, ACF a développé le programme promotion de l'hygiène avec une équipe de six éducateurs originaires de chaque zone ciblée par le projet. Ils connaissaient parfaitement leur zone de travail et étaient de plus connus et respectés par les habitants. Chacun était basé dans sa zone, et ne s'en absentait que quelques jours par mois pour rencontrer les autres éducateurs, discuter de l'avancement du programme et rédiger le rapport mensuel.

- Travailler par l'intermédiaire d'une ONG locale.

- Travailler par l'intermédiaire de groupes formés de membres de la communauté ciblée, comme par exemple des troupes de théâtre...

- Formation d'éducateurs : dans ce cas l'équipe mettant en œuvre le programme est composée de quelques formateurs ; ceux-ci formeront non pas l'ensemble du public ciblé mais des membres sélectionnés dans chaque communauté, ces derniers étant en charge de transmettre le message à l'ensemble du public ciblé. Deux options sont possibles :
 - formation du personnel de la santé ou de la promotion ;
 - formation d'animateurs communautaires en hygiène (*Community Hygiene Facilitators*, CHF) : ce sont des personnes élues par la communauté.

3.6.1 LES INSTITUTEURS COMME COMMUNICATEURS DE L'HYGIÈNE

Lors de la conception du programme, il est important de prendre en compte les établissements scolaires : les enfants représentent une part importante du public ciblé ; la formation à l'hygiène des instituteurs est donc un bon moyen d'améliorer l'impact du programme et d'en garantir une certaine durabilité. Travailler avec les écoles et les enfants présente plusieurs avantages :

- La plupart du temps, les enfants font partie du public ciblé puisqu'ils sont parmi les plus exposés aux maladies diarrhéiques.
- Les enfants sont plus réceptifs aux messages que les adultes. Ils ont aussi plus de facilités à adopter de nouvelles pratiques car leurs habitudes sont moins établies.
- Durabilité de l'action : travailler avec les enfants est un gage pour l'avenir dans la mesure où lorsqu'ils ont adopté les pratiques saines, ils les garderont normalement toute leur vie. En outre, la formation des instituteurs permet d'espérer qu'ils enseigneront ces pratiques saines durant leur activité future, c'est donc un gage de continuité de l'action même lorsque l'organisation aura quitté la région.
- L'usage de nouvelles pratiques saines d'hygiène par les enfants (s'ils les appliquent chez eux) est un bon début pour en répandre l'usage à leurs familles puis à l'ensemble de la communauté.
- Il est fréquent, dans les programmes ACF, qu'un volet touche la construction ou réhabilitation des sanitaires et points d'eau des écoles. La promotion de l'hygiène en milieu scolaire devient alors une composante logique du projet.

De bons exemples de ce type d'activité ont été mis en place notamment en Birmanie, où les enfants ont peint les latrines, récemment construites, de dessins illustrant différentes pratiques saines (lavage des mains après l'utilisation des latrines, nettoyage des latrines...), ou au Timor oriental où plusieurs activités, parmi lesquelles des jeux de rôle et des chansons, sont organisées avec les instituteurs. Dans chacun des cas, les instituteurs sont formés pendant les premières séances de formation mises en œuvre par le programme, et ils poursuivent ensuite l'activité par eux-mêmes avec l'aide d'un kit pédagogique.

L'idéal pour la pérennité des programmes d'hygiène en milieu scolaire, même au-delà de l'intervention de l'ONG, est de favoriser au plus haut niveau (ministère de l'Éducation ou de la Santé du pays concerné) ce type d'activité (mémoire, convention, etc.).

3.6.2 ANIMATEURS COMMUNAUTAIRES EN HYGIÈNE

Il est cependant devenu plus habituel, dans les programmes d'ACF, de travailler avec des animateurs communautaires : ce sont des membres de la communauté formés par le personnel d'ACF pour devenir des personnes ressources en hygiène dans leurs villages.

Bien qu'un proverbe dise que nul n'est prophète en son pays, il est vrai que l'on a tendance à croire plus facilement un membre de sa propre communauté plutôt qu'un étranger. De plus, voir ce qu'un membre de leur communauté est capable de faire peut être un stimulus pour les autres. Les principaux avantages de travailler ainsi avec des membres de la communauté ciblée sont :

- connaissance de la communauté et de la région assurée ;
- logistique : comme la sensibilisation et la transmission du message sont réalisées par un membre de la communauté, le volume d'activité du personnel d'ACF est moindre ;
- durabilité : la sensibilisation aux pratiques saines dépend d'un membre de la communauté, elle devient donc indépendante du projet lui-même.

Afin de garantir la durabilité de l'activité des animateurs communautaires, ils ne reçoivent à priori pas de salaire. Par contre ils peuvent être motivés par des T-shirts, casquettes... ou l'opportunité d'avoir des formations à l'extérieur

de leur village. Dans certains cas, le fait d'être une personne ressource pour l'hygiène et donc la santé dans le village lui apporte un sentiment d'utilité et surtout une reconnaissance et un respect de la part du reste de la communauté, ce qui peut déjà représenter une récompense.

Rôle des animateurs

- Sensibilisation aux pratiques saines d'hygiène à travers leur comportement ainsi qu'à travers des discussions et d'autres activités telles que les visites à domicile... L'animateur communautaire devrait être une personne respectée dans sa communauté, de telle sorte que son point de vue soit écouté.

- Enquête et rapport : l'animateur communautaire est une fenêtre pour l'organisation depuis la phase de mise en place jusqu'à la fin du programme. Les animateurs peuvent fournir une mise à jour concernant leur communauté tant sur les problèmes de maladies que sur l'avancement de l'adoption des nouvelles pratiques. S'ils sont bien formés, ils peuvent fournir des informations régulières et utiles. De simples formulaires de rapport, à remplir périodiquement (de façon hebdomadaire ou mensuelle), leur permettent de noter les informations intéressantes : naissances, décès, nombre de cas de diarrhées, potabilité de l'eau, propreté des latrines...).

- Traitement des cas de diarrhées : dans certains endroits, comme en Sierra Leone, les animateurs sont consultés en cas de diarrhées. Ils peuvent administrer la solution orale de réhydratation (ORS) et/ou contacter si nécessaire le centre de santé le plus proche.

Choix des animateurs

Les animateurs communautaires doivent être choisis par la communauté, mais certains éléments doivent être pris en compte pour minimiser les risques d'échec :

- L'animateur doit être représentatif du public ciblé, lequel comprend souvent les membres les plus pauvres de la communauté. Parfois le chef de village prend la décision lui-même et choisit quelqu'un de sa famille ou de son entourage, même si celui-ci n'a pas les capacités requises ; cela doit être évité.

- Les femmes sont généralement plus appropriées pour ce rôle. Elles font souvent partie du public concerné, et sont plus impliquées dans la vie quotidienne de la communauté.

- Les animateurs doivent être capables de lire et d'écrire, puisqu'ils doivent parfois rédiger des rapports ou des notes d'information.

- L'animateur doit être quelqu'un qui restera dans sa communauté et ne prévoit donc pas de partir. Les jeunes avec un niveau d'éducation élevé souhaitent souvent quitter leur village, des personnes plus âgées sont donc en général préférables.

- L'animateur ne doit pas avoir de liens avec un groupe ou une personnalité politique, et ne doit pas être susceptible de prendre part à un possible conflit. Ils doivent être respectés de tous dans le village et leur opinion doit être écoutée par une majorité de personnes.

- L'élection de l'animateur ne doit pas avoir lieu trop rapidement, il faut lui laisser suffisamment de temps afin d'éviter les échecs.

- Enfin le plus important : l'animateur doit être motivé, désireux de justice sociale et capable de montrer de la solidarité envers les plus vulnérables.

Formation des animateurs

Un stage peut être organisé pour tous les animateurs des communautés concernées par le projet afin de les former tous en même temps et de permettre les échanges d'expériences et de points de vue. Habituellement cette formation nécessite une à deux semaines, selon les sujets débattus, mais cela doit être adapté en fonction de la disponibilité des animateurs. Après ce stage et durant tout le programme, le personnel de l'organisation rendra visite périodiquement à chaque animateur pour suivre leur activité, répondre aux questions et donner des conseils s'il y a des problèmes particuliers à résoudre.

Dans certains cas, lorsque les animateurs montrent assez d'expérience et de compétence, ils peuvent devenir eux-mêmes formateurs ou membres de l'équipe du programme.

3.7 Finalisation du plan de communication

À ce stade du projet, l'équipe connaît le public ciblé, ses particularités et ses pratiques d'hygiène. Elle connaît aussi les canaux et médias à utiliser : au niveau personnel et communautaire pour modifier les pratiques d'un grand nombre de personnes, au niveau régional ou national pour donner des informations et présenter les pratiques saines, et enfin à travers le témoignage et le soutien de personnalités influentes pour établir ou modifier des normes sociales et créer un climat de changement.

Il est essentiel que le plan final de communication soit le résultat d'un travail d'équipe. La finalisation du plan doit valider les diverses contributions que chaque partenaire ou membre des équipes ont fournies lors de l'évaluation, de la préparation du plan et de la conception des stratégies.

Phase d'essai et d'ajustement

La phase d'essai est importante car en général le matériel de communication ne sera pas parfait du premier coup. Le poster montrant une mère lavant ses mains peut sembler représenter une femme prenant un remède, ou bien l'annonce radio peut être si amusante qu'elle distrait du message.

Des prototypes de tout le matériel doivent être essayés : posters dans une école ou un centre de santé, écoute de cassettes avec les annonces radio par des groupes de représentants de chaque groupe ciblé, interview des spectateurs lors de la première représentation de la pièce de théâtre... Le matériel peut être prêté à du personnel de la santé pour qu'il l'essaie et donne son avis sur son utilité.

Lorsque le matériel a été essayé et adapté en conséquence, il est sage de commencer le programme à une petite échelle. Il doit alors être suivi scrupuleusement, évalué puis adapté si nécessaire. Enfin le programme entier peut commencer sur l'ensemble des zones concernées.

3.8 Distribution de kits d'hygiène

Il arrive que certaines nouvelles pratiques d'hygiène nécessitent des ressources qui ne sont pas disponibles parmi la population. C'est souvent le cas dans les situations d'urgence ou avec les populations les plus vulnérables. Dans ce cas il est nécessaire de distribuer les ustensiles et produits dont la population a besoin pour adopter les nouvelles pratiques d'hygiène. Souvent sont inclus parmi ces produits :

- du savon : à distribuer uniquement en situation d'urgence (les distributions de savon ne sont pas compatibles avec la durabilité d'un projet) ;
- de la chlorine : à distribuer en cas d'épidémie de choléra ou de nombreux cas de diarrhées. Elle peut être utilisée pour désinfecter les puits ou traiter l'eau de boisson. Les personnes qui l'utiliseront devront être soigneusement formées car un emploi incorrect peut être dangereux pour la santé ;
- des instruments de nettoyage : pour les récipients d'eau, les maisons, les points d'eau, les latrines... ;
- des récipients pour l'eau : adaptés aux habitudes et aux besoins des gens en matière de collecte, utilisation, transport et stockage de l'eau. On distribue habituellement un récipient pour la collecte et le transport (entre 5 et 20 litres), et un autre récipient pour le stockage (entre 30 et 100 litres). On peut aussi y inclure une bouteille pour permettre aux gens de transporter de l'eau potable lorsqu'ils travaillent loin de leur domicile ;
- des bouilloires : elles permettent de désinfecter correctement l'eau par ébullition ;
- des filtres : s'il n'est pas possible de faire bouillir l'eau pour la désinfecter, à cause de données culturelles ou de manque de combustible à prix abordable, des filtres à argile poreuse ou sable (d'un entretien aisé et de faible coût) peuvent être distribués aux ménages ;
- des coupe-ongles : les ongles sales sont une voie de transmission importante des microbes.

Au Laos, la phase d'évaluation du projet avait révélé des pratiques à risques au niveau de l'utilisation de l'eau. Afin d'assurer une bonne qualité de l'eau de boisson il était nécessaire de protéger l'eau lors du transport et du stockage et de la faire bouillir pour la désinfecter. Cela représentait un problème puisque la population n'avait ni récipients adaptés au transport et au stockage de l'eau dans de bonnes conditions ni moyens de faire bouillir l'eau ; en effet ces éléments n'étaient pas disponibles à un prix abordable pour la population concernée. Une distribution a donc été décidée.

Des évaluations réalisées plusieurs années plus tard ont montré que les gens faisaient bouillir l'eau : motivés par le fait d'avoir les ustensiles nécessaires, ils avaient modifié leurs pratiques à risque.

Le kit familial incluait les produits suivants :

- un coupe-ongles (en général on mange avec les mains et on partage la nourriture) ;
- 2 seaux de 10 litres en plastique pour aller chercher l'eau en remplacement des gourdes traditionnelles, peu hygiéniques et de faible volume ;
- un récipient de 60 litres avec couvercle pour stocker l'eau à la maison, afin de diminuer la fréquence du transport d'eau ;
- une écope en plastique pour puiser l'eau dans le récipient de 60 litres ;
- deux bouilloires pour faire bouillir l'eau de boisson ; (1 grande pour la maison + 1 petite pour les travaux dans les rizières)
- six verres en plastique ;
- une gourde plastique ;
- une bouteille thermos ;
- un savon et une brosse ;
- un savon anti-moustique (répulsif) ;
- une moustiquaire imprégnée de répulsif pour chaque membre de la famille (le nombre de moustiquaires avait été déterminé lors d'une première visite des foyers) et une moustiquaire supplémentaire pour chaque personne amenée à dormir dehors, lors des travaux dans les rizières notamment.
- un kit de ré-imprégnation des moustiquaires (bassine, gants, masque, jarre de mesure) pour les animateurs communautaires.

Encadré 15.2

Distribution de kits d'hygiène au Laos.

4 Suivi et évaluation

4.1 Suivi

L'objectif du suivi est de vérifier comment le programme est réalisé, à chacune de ses étapes, afin d'améliorer les résultats.

Après chaque séance de promotion de l'hygiène, l'éducateur remplit une feuille avec des informations sur le lieu de la séance, la date, l'heure, l'effectif du public au début et à la fin de la séance, leur attitude (ennuyée, participative...), le nombre de personnes souffrant de diarrhées, l'état du point d'eau... Chaque éducateur compile ensuite ces données chaque mois sur des feuilles spéciales. Ces informations en provenance de chaque membre de l'équipe ou des animateurs communautaires (CHF) fournira la matière première de la réunion mensuelle avec le résumé du travail réalisé, les problèmes rencontrés et les points positifs. Le résultat de cette discussion peut être résumé (voir tabl. 15.VI).

Les activités de promotion de l'hygiène ont besoin d'être supervisées et suivies attentivement comme les autres aspects du programme. Des vérifications périodiques permettent de s'assurer que toutes les activités sont bien réalisées, qu'elles atteignent le public ciblé et qu'elles sont efficaces. Les résultats engendreront des modifications pour les rendre encore plus efficaces.

4.2 Évaluation

L'évaluation tente d'obtenir une vision globale de l'ensemble du programme et de définir dans quelle mesure les objectifs ont été atteints, et pourquoi et comment certains d'entre eux n'ont pas été atteints si c'est le cas. L'évaluation

Tableau 15.VI : Exemple de suivi de différents aspects des activités de communication.

	Poster	Séance	Média
Visibilité	Le poster était placé dans l'église et a ainsi touché presque toute la population	La séance était organisée alors que les femmes travaillaient aux champs ; peu de personnes sont donc venues	Le programme radio était diffusé à l'heure du repas, et personne ne l'a entendu
Intérêt	Le poster était trop petit pour attirer l'attention	La séance était tellement ennuyeuse que la moitié de l'assistance est partie avant la fin	Le programme radio consistait en une série racontée par une troupe de théâtre sur des histoires réelles et banales se passant dans les communautés. Comme les gens se reconnaissaient dans ces histoires, le public était nombreux et intéressé
Compréhension	Les gens pensaient que le moustique dessiné sur le poster était la solution proposée pour la malaria	L'éducateur utilisait le même langage et les mêmes mots et expressions que le public	L'animateur radio utilisait des mots compliqués et personne n'a rien compris
Acceptation	Les gens pensent que la malaria est donnée par sorcellerie et ils ne croient pas le message transmis alors qu'ils le comprennent	Lorsque l'animateur a dit que la diarrhée était transmise par les excréments, les gens se sont mis à rire	Le présentateur à la radio était un chef traditionnel très connu et respecté, les gens ont donc cru ce qu'il a dit
Modification des comportements	Certaines personnes n'ont pas d'argent pour acheter une moustiquaire	Les gens lavent leurs mains avec du savon parce qu'ils dépensent moins d'argent en médicaments	Les femmes voulaient suivre les conseils, mais elles n'avaient pas les moyens de les mettre en pratique
Amélioration de la santé	Le centre de santé a commencé à vendre des moustiquaires à très bas prix, le nombre de malades atteints de malaria a ainsi décru	Les gens ont commencé à se laver les mains, mais de toutes façons la qualité de l'eau de boisson était si mauvaise qu'il n'y a eu aucune amélioration de la santé	Les gens ont compris et cru le message, ils ont suivi ce qu'il préconisait, mais les centres de santé ne fonctionnaient pas

a aussi pour but de vérifier si le programme a eu des conséquences imprévues. Alors que le suivi est mis en place dès le début du programme, l'évaluation n'a lieu qu'après un temps suffisant pour que des modifications dans les comportements aient pu se produire (cf. chap. 2). Cette étape comprend à la fois l'analyse de tous les impacts et l'application de cette analyse à la définition d'activités futures.

Les méthodes utilisées pour l'évaluation préliminaire et détaillée sont aussi utilisées lors de l'évaluation des impacts du programme. Le suivi et l'évaluation peuvent se chevaucher. Il est important de vérifier lors du suivi si un nouveau comportement s'est mis en place, et d'évaluer si ce nouveau comportement a eu l'impact désiré initialement.

Les modifications des comportements et les améliorations de la santé sont plus longues à obtenir que l'évolution des connaissances. Des évaluations à court terme peuvent être réalisées pendant le programme, liées au suivi, et à la fin. Mais les évaluations à long terme auront lieu quelques temps après la fin du programme afin d'évaluer l'impact réel des activités.

5 Exemple : Laos

Les objectifs spécifiques et les résultats à atteindre grâce aux activités de promotion de l'hygiène étaient :

– accroître le soin apporté à l'hygiène et améliorer les pratiques d'hygiène dans vingt villages grâce à des séances de promotion de l'hygiène et à la distribution de kits (cf. encadré 15.2) ;

– accroître la conscience des risques causés par la malaria et améliorer les gestes de prévention dans 52 villages grâce à des séances d'information sur la malaria et la distribution de moustiquaires imprégnées.

Afin d'atteindre ces objectifs, la méthodologie observée a été la suivante.

Évaluation des besoins

Le premier pas, avant de commencer le programme de promotion de l'hygiène lui-même, était de vérifier les besoins grâce à une enquête CAP axée sur l'hygiène et la malaria. Le but était de connaître les habitudes d'hygiène de la population afin de définir un programme de promotion approprié, répondant aux besoins de la population. Des enquêtes plus qualitatives ont aussi été réalisées en parallèle à travers des discussions de groupes (fréquence des maladies...).

Résultats de l'évaluation

– Les diarrhées et la malaria sont les maladies les plus fréquentes dans les villages. Ainsi, la maladie la plus fréquente dans 12 des villages évalués était soit la malaria soit la diarrhée ; dans seulement deux villages une autre maladie, la toux, était dite plus fréquente.

– Les villageois avaient une connaissance très faible de l'origine de ces maladies, des moyens de se protéger et des traitements de base (dans le cas de la diarrhée chez les enfants notamment).

– Même lorsque les villageois connaissaient ces problèmes et les solutions possibles, ils n'avaient pas les ressources financières nécessaires pour acheter l'équipement approprié. Ainsi 53 % des personnes ne faisaient jamais bouillir l'eau car ils n'avaient pas de bouilloire, et aucune des familles ne possédant pas de moustiquaire n'avaient la possibilité financière de s'en procurer une.

– Ainsi pour avoir un impact positif sur la prévention des maladies diarrhéiques et de la malaria, la population devait aussi être aidée à travers la distribution d'équipements.

Préparation des séances de promotion de l'hygiène

Le programme des activités de promotion de l'hygiène a été préparé sur la base de ces résultats. Quatre séances, abordant différents thèmes, devaient être réalisées dans chaque village ciblé. Les thèmes de ces quatre séances étaient les suivants :

1) Hygiène générale (hygiène lors de la préparation des aliments et lors des repas, hygiène personnelle, propreté de l'environnement, élimination des déchets...). Distribution de savon et de coupe-ongles.

2) Maladies diarrhéiques (causes, problèmes de santé liés à ces maladies, traitements et prévention). Préparation de solution orale de réhydratation (ORS).

3) Eau potable (risques liés à l'eau contaminée, moyens de prévention, pratiques hygiéniques saines lors de la collecte, du transport, du stockage et de l'utilisation de l'eau). Distribution des kits. Collecte d'une petite somme pour chaque kit afin de constituer un petit fonds d'aide dans le village.

4) Malaria (causes, risques pour la santé, moyens de prévention, traitements). Distribution de moustiquaires après inventaire des besoins de chaque foyer. Distribution de savon répulsif. Imprégnation des moustiquaires avec les villageois.

Outils et méthodes de promotion

Comme le résultat des séances dépendait surtout de l'information qui serait comprise, une attention spéciale était portée aux paramètres suivants :

– La grande majorité des villageois, surtout les femmes, ne parlait ni n'entendait le lao, mais seulement leur langage (ethnies minoritaires). Il était donc nécessaire que les séances se fassent dans leur langage. Ce problème avait été pris en compte dès le début du projet et ACF avait recruté des personnes parlant le akkha, en général des personnes de cette ethnie. Ainsi, dans la plupart des villages (16 sur 21), aucune traduction n'était nécessaire. Lorsque les séances avaient lieu dans des villages Kouï, si des traducteurs potentiels n'étaient pas présents dans le village, on allait en chercher dans un village où ACF avait réalisé un projet précédemment (village de Phonsamphan).

– La plupart des personnes étaient illettrées. Les supports pour les séances devaient donc être soit picturaux soit oraux. En l'occurrence des supports variés ont été utilisés, parmi lesquels des posters, des jeux de cartes, des vidéos (en langues akkha et kouï)...

Les villageois étaient divisés en trois groupes dans chaque village : femmes, enfants et hommes. Une séance distincte avait lieu avec chaque groupe. Afin de capter l'attention des participants et d'améliorer leur participation, du savon, des T-shirts Écho-ACF pour la prévention de la malaria étaient distribués aux personnes les plus actives. De plus, les éducateurs font participer des villageois pour illustrer les situations et rendre les séances plus vivantes.

L'évaluation du programme a été réalisée à travers une enquête KAP un an après la fin du programme. Ses résultats ont été comparés avec ceux obtenus au début du programme. Par exemple, la proportion de personnes lavant leurs mains avec du savon ou des cendres est passée de 16 % à 80 %, et celle des personnes faisant bouillir leur eau de boisson de 22 % à 98 %.

Encadré 15.3

Les résultats ont été obtenus en comparant deux enquêtes KAP réalisées l'une en début de programme et l'autre après la fin du programme. Elles montrent des changements dans les connaissances et dans les comportements, et des résultats au niveau de la santé.

	Résultats avant le programme	Résultat un an après la fin du programme	Commentaires
Eau de boisson			
Ébullition de l'eau de boisson	22 %	98 %	Distribution de bouilloires
Utilisation d'un seau pour le transport de l'eau	16 %	94 %	Distribution de seau
Utilisation d'une gourde pour le transport de l'eau	58 %	1 %	
Utilisation d'un vieux bidon pour le transport de l'eau	21 %	4 %	
Lavage des récipients à eau avec du savon	18 %	67 %	
Collecte d'eau plus d'une fois par jour	81 %	13 %	Distribution de seau et de récipients de stockage de l'eau
Lien entre l'eau et les maladies			
Sait que l'eau peut transmettre des maladies	37,5 %	93 %	
Ne sait pas comment éviter la diarrhée	83 %	15 %	
Ne fait rien lorsqu'un enfant dans la famille souffre de diarrhée	51 %	10 %	
A eu au moins une personne souffrant de diarrhée durant le mois passé.	74 %	36 %	

Évaluation de l'impact d'un programme de promotion de l'hygiène au Laos (2003).

Gestion de l'eau

1	Objectifs principaux	540	3.2	Comité d'eau	552
2	Schémas de gestion	541	3.2.1	Fonctions du comité d'eau	552
2.1	Acteurs de la gestion de l'eau	541	3.2.2	Membres du comité	553
2.2	Contexte et gestion	544	3.3	Réparateurs	555
2.2.1	Zones rurales et communautés isolées ou dispersées	544	3.4	Réseau de pièces détachées	556
2.2.2	Zones urbaines et périurbaines	544	3.5	Autorités locales	556
2.2.3	Approvisionnement en eau en situation d'urgence	545	3.6	Mise en place d'un système de gestion communautaire	556
2.3	Types de gestion selon le système d'approvisionnement en eau	546	3.6.1	Gestion de l'eau durant la phase d'évaluation des besoins	557
2.3.1	Sources et cours d'eau	546	3.6.2	Mise en place du système de gestion et accords avec les communautés	557
2.3.2	Puits ouverts	547	3.6.3	Création et élection du comité d'eau	557
2.3.3	Pompes à main	547	3.6.4	Participation communautaire lors de la construction	558
2.3.4	Éoliennes	547	3.6.5	Formation des comités	558
2.3.5	Pompes motorisées et pompes électriques	548	3.6.6	Passation du système de l'approvisionnement en eau	559
2.3.6	Système de pompage à énergie solaire	548	3.6.7	Suivi	559
2.3.7	Collecte des eaux pluviales	549	3.7	Recouvrement des coûts	560
2.3.8	Réservoirs de surface (mares)	549	3.7.1	Principes de la contribution	561
2.3.9	Système de traitement et de distribution de l'eau	550	3.7.2	Systèmes de collecte	561
2.3.10	Situations d'urgence	550	3.7.3	Estimation de la cotisation	561
3	Gestion communautaire	551			
3.1	Fonctionnement	551			

La gestion de l'eau inclut toutes les activités tendant à assurer la pérennité, l'usage adéquat et l'exploitation rationnelle des ressources en eau et des installations d'approvisionnement en eau. Sont aussi incluses les actions nécessaires afin d'assurer à toute la population un accès équitable au point d'eau.

La résolution à long terme des problèmes liés à l'accès à l'eau dépendra en grande partie de la manière dont les ressources en eau et les installations d'approvisionnement en eau sont gérées. Des défauts dans cette gestion peuvent provoquer des problèmes environnementaux de pollution ou de surexploitation des aquifères, une diminution de la production alimentaire, des pannes du système existant d'eau et d'assainissement, de mauvaises conditions sanitaires ou des inégalités d'accès à l'eau à l'intérieur d'une même communauté. Ces problèmes sont également les conséquences d'un développement trop rapide ou d'utilisations et de demandes en eau inappropriées.

La gestion de l'eau concerne non seulement l'eau destinée à la boisson et aux usages domestiques mais aussi celle destinée à l'agriculture, à l'élevage et à l'industrie. Ces dernières utilisations requièrent des quantités d'eau plus importantes que la consommation domestique. Ainsi la part d'eau utilisée dans l'agriculture est estimée à environ 70 % de l'eau utilisée dans le monde, et cependant des pertes d'eau (jusqu'à 60 %) affectent de nombreux systèmes d'irrigation parce qu'ils ne sont pas appropriés ou parce qu'ils ne sont pas correctement gérés.

La disponibilité et la qualité de l'eau sont en général garanties par :

- l'exploitation rationnelle des ressources en eau : la pérennité de ces ressources doit garantir leur exploitation durable ;
- une stratégie raisonnée du développement de la demande en eau prenant en compte la disponibilité en eau ;
- le bon fonctionnement et la maintenance des installations afin d'optimiser l'approvisionnement en eau (de nombreux réseaux d'eau urbains révèlent des pertes représentant jusqu'à 30 % de l'eau à l'entrée du réseau) et de préserver la qualité de l'eau ;
- le contrôle de la consommation afin d'éviter les pertes d'eau ;
- l'amélioration des techniques et des systèmes d'irrigation, ainsi que la sélection de cultures adaptées à l'environnement, afin de réduire sensiblement la consommation d'eau.

Une gestion adaptée inclut à la fois les composantes Eau et Assainissement. La gestion des eaux usées, faisant partie du système d'approvisionnement en eau, la gestion des excréta, la gestion des déchets, le drainage et les autres activités liées à l'assainissement figurent parmi les préoccupations principales de la gestion de l'eau parce qu'ils ont une grande influence sur les ressources et/ou l'approvisionnement en eau et parce qu'ils sont complémentaires dans leur objectif de réduction des risques sanitaires.

Les causes d'une gestion inadaptée de l'approvisionnement en eau sont principalement un manque de capacités ou de connaissances, une mauvaise organisation et l'absence des habitudes ou de la volonté nécessaires à cette gestion. En l'occurrence, une grande part des efforts pour résoudre les problèmes doit porter sur les aspects sociaux, en développant la prise de conscience relative aux ressources en eau, la formation et l'organisation.

Ce chapitre se concentrera principalement sur l'échelle communautaire et s'intéressera surtout à la gestion des systèmes d'eau et d'assainissement plutôt qu'à la gestion des ressources en eau, puisqu'il mettra l'accent sur l'importance d'un approvisionnement équitable, l'utilisation adaptée des aménagements et la pérennité des systèmes mis en place. Les communautés doivent être complètement impliquées dans la gestion, ce qui implique leur participation à tous ses mécanismes.

1 Objectifs principaux

Le point essentiel dans une gestion correcte de l'eau est le choix de technologies adaptées, sélectionnées pour répondre aux besoins, aptitudes et souhaits de la communauté. La capacité de la communauté à comprendre la nécessité d'une maintenance, puis à réaliser celle-ci et à payer pour cette réalisation est essentielle à la pérennité du système. Souvent, des solutions à moindre coût et des technologies locales déjà existantes seront les meilleurs choix. Le coût initial du système est aussi un facteur important à prendre en considération, car il est souvent directement proportionnel aux coûts de fonctionnement et de maintenance. Beaucoup de projets ont échoué parce que la technologie utilisée n'était pas adaptée aux aptitudes et aux besoins des communautés concernées.

Il n'existe pas de modèle standard pour la gestion de l'eau, puisque chaque contexte est différent avec des facteurs spécifiques à prendre en compte : caractéristiques de la ressource en eau ; technologie utilisée pour l'approvisionnement en eau ; besoins, souhaits et degré de développement de la communauté ; organisation de la communauté ; contexte social et politique ; degré d'implication des acteurs ; aptitudes techniques ; disponibilité en matériaux et équipements ; volonté des bénéficiaires de payer et de participer à la gestion ; choix entre des solutions communautaires ou des solutions privées ; etc. Une évaluation complète de la situation est donc le premier pas dans la définition et la mise en place d'un système de gestion ; la participation de la communauté depuis le début du projet en est une clef. Ce chapitre résume des recommandations et des points essentiels dans la mise en place d'un système de gestion de l'eau.

Pendant une crise, les problèmes sont liés non seulement au manque d'aménagements sanitaires mais aussi à la destruction de l'organisation sociale qui en résulte ainsi qu'à une perte des capacités humaines et techniques. L'organisation mise en place pour gérer le système d'approvisionnement en eau peut alors avoir comme résultat un rétablissement des liens communautaires et sociaux.

Les projets d'eau et d'assainissement doivent mettre en place une gestion active par la communauté. Il est nécessaire de suivre les phases suivantes lors de la recherche du système de gestion le plus adapté :

- Analyser les ressources en eau disponibles et déterminer les méthodes d'exploitation adaptées.
- Déterminer un système de gestion durable incluant une maintenance adaptée. Ces deux premières étapes doivent

avoir pour objectif la pérennité des ressources en eau et des aménagements réalisés, l'accès équitable de chaque membre de la communauté à une quantité suffisante d'eau de qualité ainsi que l'accès à l'eau des populations vulnérables.

- Établir un système de recouvrement des coûts tel que les usagers puissent assumer les dépenses de fonctionnement et de maintenance.
 - Promouvoir l'utilisation adaptée de l'eau (intégration de programmes d'éducation à l'hygiène, cf. chapitre 15).
 - Promouvoir la sécurité lors de la construction et de l'utilisation des aménagements.
 - Mettre en place des mécanismes de sensibilisation des communautés à l'organisation et à la participation communautaire.
 - Intégrer les femmes dans la conception et la réalisation de l'approvisionnement en eau ainsi que les méthodes de gestion de l'eau.
 - Intégrer les politiques régionales et nationales de l'eau : ces politiques devraient promouvoir le rôle actif des communautés dans la gestion de l'eau, fournissant pour cela des outils et des méthodologies adaptés. Les systèmes d'eau et d'assainissement doivent aussi être conçus en accord avec ces politiques. Inversement il est aussi nécessaire de préconiser une amélioration des politiques de l'eau afin qu'elles prennent plus en considération les communautés.
- ACF défend l'accès universel à l'eau en tant qu'élément essentiel à la lutte contre la faim.

2 Schémas de gestion

Il existe plusieurs types de gestion qui doivent être adaptés aux contextes spécifiques caractérisés par un ensemble de besoins et de facteurs précis. Le tableau 16.I montre comment prendre en considération différents facteurs lors de la conception des éléments-clés d'un système de gestion.

Tableau 16.I : Facteurs à considérer lors de la conception d'un système de gestion de l'eau.

Sujet	Facteurs	Éléments-clés de la gestion
Système d'approvisionnement en eau	Type d'approvisionnement (technologie utilisée) Dimensionnement du système d'approvisionnement en eau	Conditions de réalisation et de maintenance Coûts
Communauté	Nombre d'utilisateurs Structure sociale et organisation locale Aptitudes existantes dans la communauté Mécanismes de survie, situation économique	Responsables de point d'eau Répartition des tâches Système de recouvrement des coûts Relations entre les différents acteurs
Contexte	Urgence de la situation Rôle des administrations publiques	

2.1 Acteurs de la gestion de l'eau

La gestion des ressources en eau et des systèmes d'exploitation et de distribution de l'eau sont deux tâches différentes, impliquant chacune des exigences et des responsabilités spécifiques. Ces deux parties de la gestion de l'eau doivent être fondées et réglementées selon les lois en vigueur dans le pays.

La gestion des ressources en eau devrait être maintenues sous le contrôle du gouvernement et des communautés. Lorsque plusieurs communautés partagent les mêmes ressources en eau, un accord clair et incontesté doit être établi entre celles-ci (ce qui peut parfois impliquer des pays différents), et des procédures et lois doivent être promulguées afin d'assurer une juste distribution de l'eau et éviter les conflits possibles.

La distribution de l'eau peut être à la charge de trois principaux acteurs : le secteur privé, le secteur public et la société civile, cette dernière pouvant être la communauté elle-même et/ou des ONG (les ONG et autres organisations peuvent participer au processus de gestion ou de mise en place de la gestion mais elles ne seront normalement pas en charge de la gestion sur le long terme). Dans certains cas, une gestion commune des services d'eau et d'assainissement peut être mise en place à travers un comité de direction incluant des compagnies privées, des structures publiques et des représentants des communautés.

Le présent chapitre n'entrera pas en détail dans le débat services publics/services privés (cf. encadré 16.1). Chaque contexte nécessite une analyse spécifique pour définir le système de gestion approprié. Cependant rappelons que le but d'un programme d'approvisionnement en eau est d'assurer un accès à l'eau équitable et durable pour toute la communauté. À tout moment les mécanismes de gestion mis en place doivent être analysés et considérés à la lumière de cet objectif.

Le choix entre gestion privée et gestion publique de l'eau est une question importante pour les nombreuses organisations œuvrant dans les domaines de l'eau ou de plaidoyer. Cette question concerne principalement la gestion de l'eau dans les milieux urbains où peuvent être impliquées des compagnies privées. Plusieurs points doivent être éclaircis immédiatement.

– L'approvisionnement en eau potable suscite des coûts, la consommation d'eau nécessite donc une forme de paiement, que ce soit pour un service public ou une société privée. Le paiement à une société privée inclut une part de bénéfices.

– La gestion privée de l'eau concerne seulement 10 % de l'approvisionnement mondial en eau, et seulement 2 à 5 % dans les pays en voie de développement. Ainsi le choix entre système public et système privé n'est pas la question la plus importante parmi les problèmes d'approvisionnement en eau :

- les milieux ruraux ne sont en général pas concernés par cette question ;
- en général, le choix de la privatisation ne se pose pas pour l'eau utilisée en agriculture, laquelle représente pourtant la plus grande part de l'eau consommée ;
- les problèmes de santé liés à l'eau et à l'assainissement ne sont pas seulement liés à l'identité des distributeurs d'eau mais aussi à beaucoup d'autres facteurs tels que l'hygiène ;
- une grande part des aides est apportée pour développer le processus de privatisation à l'exclusion d'autres solutions qui pourraient être plus adaptées dans des contextes de besoins importants. *A contrario*, le plaidoyer contre la privatisation est le thème principal de nombreux forums et distrait donc les acteurs d'autres sujets essentiels.

– De nombreuses organisations critiquent la stratégie des grands bailleurs de fonds tels que la Banque mondiale et le Fonds monétaire international qui développent principalement la gestion privée au lieu d'aider le secteur public et le développement de politique de l'eau.

– Des cas de corruption ont eu lieu dans des compagnies privées d'approvisionnement en eau, mais en général la corruption ne concerne pas seulement le secteur privé. Les discussions au sujet de la privatisation et la corruption s'intéressent plus au fonctionnement pratique de l'approvisionnement en eau qu'à l'efficacité de différents types de privatisation ou à des questions de droit. Les compagnies d'eau impliquées dans ces cas portent une grande responsabilité même si elles ne font rien de strictement illégal.

– Les opinions sont partagées concernant la plus grande efficacité de la gestion privée de l'eau par rapport à la gestion publique (si les investissements appropriés sont réalisés). Une différence essentielle réside dans la capacité d'une société privée à réaliser des investissements substantiels rapidement dans des situations graves. En général l'efficacité est meilleure lorsqu'il existe une concurrence entre sociétés et services alors qu'elle est moindre dans le cas de monopoles, même si un monopole peut être détenu par une structure privée ou une structure publique.

– Une politique claire devrait exister dans chaque pays, régulant le fonctionnement des services tant publics que privés. Cette politique doit garantir que les services d'approvisionnement en eau assurent un accès équitable à l'eau, avec un statut particulier accordé à la population la plus pauvre ainsi qu'aux groupes vulnérables, et qu'ils limitent l'impact sur l'environnement. Même en l'absence d'obligations légales ou contractuelles dans ce domaine (ce qui est commun dans nombre de pays dans lesquels le cadre législatif n'est pas fort), les compagnies devraient être encouragées à respecter une éthique tant au niveau de la responsabilité sociale qu'au niveau de la protection de l'environnement, plutôt que de profiter d'un contexte libéral pour augmenter les bénéfices.

Dans les pays en voie de développement, de grandes sociétés internationales s'intéressent au système d'eau et d'assainissement dans les grandes villes. Leur implication peut aller depuis la réalisation d'infrastructures jusqu'à la gestion de l'eau elle-même. Ces sociétés créent souvent des filiales locales ou des partenariats avec des compagnies existantes. Les sociétés privées faisant de gros investissements dans les systèmes d'approvisionnement en eau des villes négocient en général des contrats à long terme (jusqu'à plus de 20 ans) ; cela pose problème lorsque la gestion de l'eau n'est pas satisfaisante puisque de tels contrats sont difficiles à résilier.

Une gestion privée n'entraîne pas nécessairement un prix de l'eau plus élevé. Des évaluations montrent que la partie pauvre de la population paie plus cher l'eau via le secteur informel (vendeurs d'eau...) que s'ils avaient accès au système formel. Les coûts doivent être régulés par les autorités et définis par une politique claire.

La gestion privée varie aussi depuis la compagnie privée jusqu'aux propriétaires de points d'eau individuels. En ce qui concerne les *points d'eau individuels privés* (puits, forage, connexion au réseau d'eau), en général le propriétaire livre de l'eau aux autres membres de la communauté ; dans ce cas il peut obtenir des bénéfices directs de cette distribution, ce qui le motive à effectuer la maintenance du point d'eau.

Les programmes d'accès à l'eau peuvent avoir intérêt à soutenir l'amélioration des points d'eau à gestion privée lorsque l'accès de la communauté et la non-discrimination sont garantis. Il est alors recommandé d'établir les règles entre le propriétaire, la communauté et les autorités : y seront inclus le prix de l'eau et la manière dont il est calculé ainsi que des documents de promotion de l'accès de l'eau à tous.

L'accès à l'eau de tous peut demander des arrangements spéciaux en faveur des populations vulnérables (coût réduit en échange de travail, par exemple) et en faveur des institutions publiques (gratuité d'une certaine quantité d'eau pour les écoles, les centres de santé...). Afin de convaincre les propriétaires d'accepter de tels arrangements, il est possible d'argumenter que l'amélioration de leur point d'eau permettra d'augmenter les ventes d'eau et donc leurs bénéfices.

L'approvisionnement en eau peut aussi être géré par un conseil régional ou un gouvernement local. Des expériences montrent le peu d'efficacité de ces systèmes en raison des risques de corruption et du manque de compétences. Les décisions sont souvent prises en fonction d'orientations politiques ; les intérêts des acteurs peuvent varier lors de changements gouvernementaux, et les acteurs risquent d'être choisis par népotisme plutôt qu'en fonction de leurs compétences. En conséquence, la maintenance peut ne pas être assurée, compromettant la durabilité du système.

Une fois encore, l'existence d'une politique de l'eau, plaçant notamment les responsabilités de certaines tâches entre les mains de professionnels plutôt qu'entre celles de politiciens, est une des clés permettant l'amélioration de la gestion de l'eau en évitant ces problèmes.

En conclusion, plusieurs expériences, tant avec un système de gestion public que privé, ont montré que des zones vulnérables pouvaient être marginalisées et recevoir un service de piètre qualité ou pas de service du tout. Les raisons peuvent en être le manque de compétences, l'absence d'intérêt politique et, dans le cas de compagnies privées, la crainte d'un important risque de non-paiement. Les autorités ont alors la responsabilité de mettre en place une politique d'approvisionnement pour les populations vulnérables. Un autre problème connu par expérience est l'absence de participation des communautés dans la gestion de l'eau, qui peut créer des inégalités et des conflits sociaux.

Encadré 16.1 Gestion privée et gestion publique.

La gestion communautaire de l'eau est une bonne solution pour les systèmes d'eau à petite échelle et est sans doute la solution la plus adaptée (et sans doute la plus commune) dans beaucoup de contextes de développement humaine. Dans de tels systèmes, le programme lui-même et les procédures de gestion doivent être déterminées et acceptées par les bénéficiaires afin de réduire les risques de conflits et d'incompréhensions. Ce type de gestion est développé globalement au paragraphe 3.

Les programmes d'ACF fonctionnent avec une gestion soit publique, soit privée, mais dans certains cas des propriétaires de points d'eau privés sont aussi encouragés. Les activités sont concentrées sur le renforcement des structures ou organisations locales à travers l'apport de matériel ou de fonds ainsi que la formation du personnel. Il est toujours important dans ces programmes d'impliquer la communauté, groupes vulnérables inclus, dans la gestion.

En conclusion, les systèmes de gestion de l'eau doivent être régis par une politique de l'eau claire et efficace qui garantit que le système soit efficace et que les besoins des bénéficiaires soient comblés. Les organisations travaillant avec

des communautés vulnérables doivent contribuer au développement de ces politiques afin de protéger les intérêts de ces populations. Chaque système, qu'il soit privé, public ou communautaire, devrait garantir :

- la transparence de la gestion (toute l'information doit être disponible à chacun) ;
- la participation active de la communauté dans la gestion ;
- l'accès à l'eau pour tous, et spécialement les plus vulnérables (prévoyant des coûts accessibles à chacun) ;
- l'utilisation appropriée du système (garantissant la maintenance et les réparations) ;
- la durabilité du système ;
- la protection de l'environnement.

2.2 Contexte et gestion

2.2.1 ZONES RURALES ET COMMUNAUTÉS ISOLÉES OU DISPERSÉES

Les zones isolées sont souvent délaissées par les gouvernements et peuvent de ce fait être très vulnérables. Dans ces cas, le plaidoyer constitue un élément important du projet : il a pour but de s'assurer que les besoins des populations marginalisées sont connus et pris en compte par les décisionnaires.

Les communautés isolées de petite taille nécessitent des solutions à faible coût pouvant être mises en œuvre avec un apport externe minimal. L'accès aux pièces de remplacement et aux consommables peut être un point critique et les personnes expérimentées et formées sont souvent difficiles à trouver. La durabilité est alors essentiellement garantie par la formation de la communauté à la gestion du système d'approvisionnement en eau et par le choix d'une technologie dont la mise en place et la maintenance soient adaptées aux ressources humaines et financières de la communauté. Le cas spécifique des communautés pastorales est expliqué en encadré 16.2.

Dans les zones à population dispersée, où le sens du mot *communauté* est plus faible ou différent, une approche des problèmes par foyers peut être la meilleure solution : points d'eau familiaux, traitement de l'eau individuel, éducation à l'hygiène.

La solution la plus commune en zone rurale est le point d'eau individuel d'accès libre : puits ouvert, pompe à main, réseau d'eau de petite dimension. Il est essentiel de prendre en compte les politiques régionales et nationales afin de choisir la technologie adaptée et de définir le système de gestion (constitution des comités d'eau...). Les technologies à faible coût et les constructions en matériaux locaux permettent souvent d'améliorer la durabilité.

2.2.2 ZONES URBAINES ET PÉRIURBAINES

L'immigration urbaine est un problème de plus en plus important, puisque 50 % de la population mondiale vit actuellement dans des villes. Les immigrants recherchent dans les villes soit de meilleures conditions de vie et des opportunités économiques, soit la sécurité dans le cas de conflits. La majeure partie de cette population est concentrée en périphérie des villes ou en zones urbaines défavorisées caractérisées par des conditions de vie difficiles. Les villes sont par ailleurs des milieux où coexistent différents groupes sociaux, culturels, religieux. Lorsque les conditions de vie sont défavorables, des tensions peuvent apparaître ou s'amplifier. Ce facteur doit être envisagé avec soin lors de l'implantation de points d'eau et de la définition des mécanismes de gestion, afin d'éviter les conflits ou les problèmes d'accès à l'eau. Les zones urbaines sont souvent également des zones fortement politisées, en particulier les zones périurbaines : des interventions dans ces zones doivent être prudentes et coordonnées (en particulier avec d'autres acteurs humanitaires, les institutions en place, l'ONU, etc.).

Les réseaux d'eau sont fréquents dans les villes. En raison de leur taille et leur complexité, la gestion en est en général sous la responsabilité de la mairie ou municipalité. Celle-ci la sous-traite parfois à une compagnie privée. Dans certains cas, la communauté a un rôle officiel dans cette gestion. Les ONG peuvent alors s'assurer que la communauté a une part dans les prises de décisions, ce qui revient également à assurer que les dirigeants ont une meilleure compréhension des besoins des personnes défavorisées.

Les premiers concernés par les besoins en eau sont les habitants des zones défavorisées et marginales des grandes villes, incluant les zones périurbaines. Les services d'eau n'atteignent en général pas ces zones pour de nombreuses raisons dont le manque de volonté politique, les problèmes cadastraux où le manque de financement nécessaire à l'exten-

De par leur style de vie, les nomades peuvent être affectés par les conflits ou les changements climatiques de manière particulière et plus marquée. Les points d'eau utilisés par les pasteurs et les nomades sont souvent caractérisés par une utilisation temporaire ainsi qu'un objectif de quantité suffisante pour les animaux et les personnes plutôt qu'un objectif de qualité. La survie des communautés nomades dépend de leur capacité à satisfaire les besoins de leur cheptel en eau et en pâturage.

Quelle que soit la technologie choisie, elle doit garantir l'approvisionnement en eau. Si elle a une défaillance, la communauté entière est en danger. Par expérience, les meilleures solutions sont les systèmes traditionnels parce que leur maintenance est réduite au strict minimum et qu'ils ne nécessitent pas de pièces de rechange ou de consommables. Les comités d'eau ou les systèmes de recouvrement de coûts peuvent avoir des problèmes, aussi la principale garantie de durabilité réside dans la qualité de la construction du point d'eau.

Les points d'eau les plus communs sont :

- puits ouverts ou puits combinés (voir chap. 8A et D) avec puisage par poulie, traction animale ou chadouf. La formation doit se concentrer sur le nettoyage du puits ;
- mares (ou *birkads* selon les endroits). La formation doit se concentrer sur le drainage et la maintenance des mares (voir chap. 19) ;
- eau de surface.

La gestion de l'eau peut s'avérer très complexe et doit être adaptée aux mécanismes sociaux existants : habitudes de nomadisme, division de la zone par groupes sociaux... La gestion de l'eau concerne aussi la localisation du point d'eau. Ainsi lors de l'implantation d'un nouveau point d'eau, les aspects sociaux doivent être pris en compte afin d'éviter les conflits entre différents groupes de pasteurs ou entre cultivateurs et pasteurs. Une analyse des lois locales concernant l'accès à l'eau et aux pâturages, telles que le droit de pâture et le droit de passage, spécialement pour le bétail en zone cultivée, est nécessaire avant même l'implantation d'un point d'eau. En Afar (Éthiopie), les puits et forages, sont à la fois des points d'eau et des aménagements privés : ils ont un propriétaire, et les terrains ou pâturages publics sur lesquels ils sont construits deviennent alors privés, ce qui annule les règles traditionnelles préexistantes.

Les conflits et les variations de précipitations modifient les routes traditionnelles des nomades, de nouveaux points d'eau peuvent alors être nécessaires. Les nouveaux systèmes de points d'eau doivent être définis en fonction de nombreux facteurs : l'existence de ressources en eau, l'état des pâturages, les risques de conflits... Ainsi lorsqu'un nouveau point d'eau est réalisé, la forte augmentation du nombre d'animaux dans la zone crée des risques de surpâturage et d'accroissement du nombre de maladies du bétail. Au Mali, le programme d'ACF utilise les images satellites et un système d'information géographique (SIG) comme outils de décision pour implanter les puits en minimisant les risques de surpâturage (voir plus bas).

Encadré 16.2

Gestion en contexte nomade et pastoral.

sion des réseaux d'eau. De plus les zones périurbaines n'appartiennent parfois plus au périmètre de responsabilité de la municipalité. Pourtant ces zones sont souvent fortement peuplées et manquent d'aménagements sanitaires appropriés. Associés au manque d'eau, ces facteurs de précarité sanitaire créent un risque élevé pour la santé publique. Lorsque les habitants n'ont pas accès au réseau d'eau officiel, ils s'approvisionnent auprès de diverses sources informelles telles que les puits privés (comme à Monrovia, Beira, Kaboul ou Mogadiscio), les vendeurs d'eau (utilisant des camions ou des charrettes), les caniveaux (Douchembé) etc. La qualité de l'eau est souvent mauvaise et le prix est élevé et représente un budget important pour beaucoup de familles (surtout durant les périodes de pénurie pendant lesquelles les prix augmentent). Une possibilité dans le cadre d'une intervention à court terme est l'amélioration de la qualité de l'eau par une action avec les vendeurs d'eau. ACF est aussi impliquée dans des négociations avec les vendeurs afin d'obtenir des arrangements sur le prix de l'eau et la gestion de l'approvisionnement. Quoiqu'il en soit, assurer la qualité de tels systèmes d'approvisionnement est difficile à long terme et les prix restent élevés pour une partie de la population. L'amélioration marginale d'un service d'approvisionnement à petite échelle ne résoudra pas les problèmes plus grands d'accès inégal à un système municipal qui serait censé apporter de l'eau à l'ensemble de la population.

2.2.3 APPROVISIONNEMENT EN EAU EN SITUATION D'URGENCE

Les désastres d'origine naturelle ou humaine provoquent des pertes humaines mais aussi des problèmes économiques pour la population rescapée et une augmentation de la vulnérabilité des plus pauvres. Les infrastructures liées à l'eau et la structuration sociale de la communauté peuvent être endommagées ou détruites, ce qui affecte gravement la

gestion de l'approvisionnement en eau. Les populations déplacées se retrouvent dans des camps officiels ou non, plus ou moins temporaires. En conséquence, les besoins élémentaires des populations ne sont pas satisfaits et les risques sanitaires peuvent augmenter de façon drastique. Souvent une réponse d'urgence est nécessaire.

En contexte d'urgence, les réponses doivent être rapides et efficaces. Elles passent en général par une intervention externe, au moins dans la phase initiale. La population doit être impliquée dans l'identification de ses besoins, et, dès que possible, dans l'approvisionnement en eau (voir § 2.3.10). Les réseaux sociaux et économiques de la population étant devenus inefficaces, les accès à la nourriture, au matériel et aux ressources monétaires sont souvent coupés ou réduits. La mise en place de comités d'eau indépendants n'est donc pas la solution la plus adaptée. Il est nécessaire de promouvoir la participation de toute la communauté ; cependant il faut comprendre que dans certains cas, et particulièrement dans les premiers moments d'une crise, il est possible que personne ne soit prêt, physiquement et mentalement, à s'impliquer dans une activité autre que sa propre survie.

Lorsque la participation de la communauté s'avère possible, elle sera utilisée pour la gestion globale du camp, dans le cas de camps de réfugiés ou de déplacés, à travers la création de comités d'eau et d'assainissement. Ceux-ci seront utilisés notamment pour développer les projets de gestion d'eau et d'assainissement lorsque des solutions locales ou individuelles sont préférables. Toutes les activités devraient être coordonnées avec les autorités locales, même si elles sont surpassées et peu utiles.

Lorsque le programme d'urgence consiste essentiellement en la réhabilitation d'infrastructures existantes, le meilleur choix de gestion est le renforcement du système existant par la formation du personnel déjà en charge. Une grande attention doit être portée au type et à l'intensité de l'assistance apportée, car une assistance trop importante peut entraîner une dépendance qui aura des effets négatifs durant les phases ultérieures du programme.

2.3 Type de gestion selon le système d'approvisionnement en eau

Tous les systèmes d'approvisionnement en eau ne nécessitent pas la même gestion. Une pompe à main n'a pas les mêmes exigences de gestion qu'un grand réseau d'eau urbain. Le fonctionnement journalier, la maintenance et les services connexes sont tout à fait différents et nécessitent des structures et des ressources différentes. Types de gestion et organisation de la gestion devront donc être adaptés au type de système d'approvisionnement en eau aux technologies utilisées et à la communauté.

Il est nécessaire cependant de garder à l'esprit que la qualité de la construction est toujours le premier pas vers la durabilité ; elle est essentielle, notamment dans les cas où la communauté ne peut assurer le bon fonctionnement et la maintenance des services.

2.3.1 SOURCES ET COURS D'EAU

Les sources peuvent être captées et protégées, l'eau collectée dans un réservoir et distribuée grâce à un robinet. Une autre possibilité serait la collecte de plusieurs sources d'eau de surface qui seraient canalisées vers un réseau gravitaire.

Le fonctionnement de tels systèmes ne requiert pas en général de consommables ni même le plus souvent d'opérateur particulier. La maintenance dépend de la qualité de la construction et de l'exposition aux risques naturels et humains. La protection de l'environnement naturel autour des sources d'eau est essentielle pour le maintien de la qualité de l'eau délivrée et la pérennité du captage. La déforestation des alentours immédiats peut aboutir à une érosion rapide et à la détérioration des infrastructures.

– *Tâches liées à la gestion* : le point essentiel est la protection de la source d'eau contre l'érosion, le risque de colmatage (cas d'une prise en rivière) et la pollution, grâce à un nettoyage régulier du site et à l'entretien des berges et de la végétation dans le périmètre de protection du captage. Des réparations basiques *ad hoc* seront éventuellement nécessaires.

– *Recouvrement des coûts* : le fonctionnement n'induit pas de coût. Le nettoyage et les réparations basiques peuvent souvent être effectuées sur la base d'un travail communautaire bénévole.

– *Acteurs impliqués dans la gestion et la formation* : fonctionnement et nettoyage nécessitent peu de personnes, une seule peut même être suffisante. La formation doit être focalisée sur la propreté et la protection des sources d'eau.

2.3.2 PUITES OUVERTS

Les besoins de fonctionnement et de maintenance sont faibles ; le fonctionnement ne nécessite pas de consommables et les réparations nécessitent en général seulement des produits locaux.

– *Tâches liées à la gestion* : les points essentiels sont la propreté de l'eau et l'utilisation adéquate du puits. La tâche principale sera donc la maintenance du système de puisage (cordes, poulies...) ; de même une désinfection périodique est nécessaire, elle peut être organisée par la communauté. Des réparations minimales sont parfois aussi nécessaires.

– *Recouvrement des coûts* : le fonctionnement journalier n'induit pas de coût, sauf si une personne est en charge du puisage et reçoit donc un salaire. Le nettoyage et les réparations minimales peuvent être assurés au travers d'un travail communautaire, et ne requièrent alors pas de système de paiement régulier.

– *Acteurs impliqués dans la gestion et la formation* : la gestion directe ne nécessite pas beaucoup de personnes, une seule peut même suffire. La formation se concentre sur la propreté des puits et la protection de l'eau.

2.3.3 POMPES À MAIN

Les coûts de fonctionnement sont faibles puisque les besoins en consommables sont minimes, tant pour le fonctionnement proprement dit que pour la maintenance qui peut être plus ou moins exigeante selon le type de pompe. Les pompes à main à faible coût sont relativement faciles à réparer et le coût de réparation est faible, cependant la fréquence des pannes peut être plus importante. Il est important de considérer que la réparation des pompes à main nécessite souvent des connaissances spécifiques, pouvant être acquises lors de formations spécialisées, ainsi que des outils et des pièces de rechange. Il est nécessaire de s'assurer que les pièces de rechange sont et seront disponibles dans le futur. Lorsqu'un modèle standard de pompes est déjà utilisé dans la région ou le pays (cas du Zimbabwe), il est préférable de choisir ce modèle puisque la disponibilité de pièces détachées et la présence de réparateurs sont plus sûres.

– *Tâches liées à la gestion* : les objectifs principaux sont de s'assurer que la pompe est utilisée correctement et qu'elle est graissée de façon à assurer un fonctionnement optimum ; de nettoyer et entretenir l'aire de pompage, le périmètre de protection autour de la pompe et le système d'évacuation de l'eau ; de faire réparer la pompe en remplaçant les pièces usées ou cassées. Il peut aussi être nécessaire de réaliser de petites réparations *ad hoc* du puits ou du périmètre de protection. Le puits ou le forage nécessiteront aussi un nettoyage.

– *Recouvrement des coûts* : la communauté peut payer pour le coût des pièces de rechange et les réparations soit par des paiements réguliers (tarif fixé en fonction de la quantité d'eau pompée, ou taxe mensuelle...) soit par des collectes lorsqu'un problème technique apparaît. La maintenance entraîne aussi des coûts réguliers dus au remplacement régulier des pièces d'usure. Il est de plus recommandé que la communauté ou le propriétaire de la pompe ait les moyens d'acheter une nouvelle pompe lorsque son remplacement sera nécessaire. Les coûts des pompes varient entre 100 et 3 000 euros. La variation du prix des pièces détachées est elle aussi considérable en fonction du modèle.

– *Acteurs impliqués dans la gestion et la formation* :

- responsable de la pompe (privé, ou personne choisie par le gouvernement ou la communauté) : formation focalisée sur l'usage de la pompe, les opérations de maintenance les plus simples et le recouvrement des coûts ;
- personnel de réparation et de maintenance (réparateurs de pompes à main) : formation focalisée sur la maintenance et la réparation. Accords nécessaires avec les communautés pour fixer les tarifs ;
- distributeurs de pièces de rechange : ils assurent la disponibilité des pièces de rechange et la régulation de leur tarif, en accord avec les communautés et les réparateurs de pompes.

2.3.4 ÉOLIENNES

Les impératifs de gestion sont similaires à ceux des pompes à main, mais elles ne nécessitent pas d'opérateurs permanents. La maintenance et les réparations peuvent être légèrement plus complexes que celles des pompes à main ; elles dépendent du régime local des vents : lorsque les vents ne sont pas stables, le mécanisme souffre davantage (usure, casse) et la maintenance est plus importante. Lorsque les vents ne sont pas adaptés durant toute une partie de l'année, le pompage par ce moyen est interrompu ; cela peut entraîner une baisse d'intérêt de la part de la communauté et donc une baisse du niveau de maintenance. Le coût d'une éolienne, variant selon les modèles, est cependant en général plus élevé que celui d'une pompe à main.

2.3.5 POMPES MOTORISÉES ET POMPES ÉLECTRIQUES

Le fonctionnement nécessite du personnel compétent et des consommables tels que l'électricité, le gas-oil... La maintenance nécessite des aptitudes tant en mécanique qu'en électricité, et les réparations doivent être confiées à une personne qualifiée. Les pièces de rechange ne sont pas toujours aisément disponibles ; ce facteur doit être pris en compte lors du choix du système de pompage.

– *Tâches liées à la gestion :*

- contrôler le nombre d'heures de fonctionnement journalier (le nombre d'heures maximum dépend du système nappe-équipement) afin d'éviter l'échauffement de la pompe et du générateur et la surexploitation de la nappe ;
- s'assurer que le système électrique fonctionne correctement ;
- s'occuper des consommables (achat, stockage, utilisation correcte) et de la maintenance périodique (huile, filtres...) ;
- prendre en charge le système de paiement de l'eau ;
- réparer les pannes et problèmes.

– *Recouvrement des coûts :* il est préférable d'instaurer un système de paiement régulier, par volume d'eau acheté ou par connexion ou par facturation périodique. Le coût total doit inclure les coûts de fonctionnement et de maintenance (voir § 3.7).

– *Acteurs impliqués dans la gestion et la formation :*

- propriétaire privé ou comité : fonctionnement général ; la formation sera concentrée sur le recouvrement des coûts ;
- responsable de la maintenance : formation axée sur le fonctionnement et la maintenance de base ;
- réparateur : formation spécifique sur les réparations mécaniques et électriques du système de pompage ;
- distributeurs de pièces détachées.

2.3.6 SYSTÈME DE POMPAGE À ÉNERGIE SOLAIRE

Le fonctionnement est automatique et ne requiert pas de consommables. La plupart des opérations de maintenance sont simples, mais certaines réparations réclament par contre un haut degré d'expertise. Il est nécessaire qu'une société spécialisée travaille dans la zone afin de garantir la mise en œuvre des réparations. La pompe nécessite quant à elle la même maintenance que celle d'un système motorisé normal. En cas de fonctionnement nocturne de la pompe, il faut prévoir système de batterie (consommables, entretien, personne responsable).

– *Tâches liées à la gestion :*

- garder les panneaux solaires et l'appareillage extérieur en bon état et propres ;
- s'assurer que le système électrique fonctionne normalement ;
- gérer le système de paiement. Certaines personnes peuvent être rétives à payer d'une manière régulière car le système ne nécessite pas de consommables ;
- assurer les réparations, en général par l'intermédiaire d'une société spécialisée.

– *Recouvrement des coûts :* il est préférable d'instaurer un système de paiement régulier, par volume d'eau acheté ou par connexion ou par facturation périodique, car le coût des réparations peut être élevé. L'information et la promotion de ce type de paiement sont importantes car les gens n'ont pas idée du coût potentiel des réparations, d'autant qu'il n'y a pas d'achat de consommables. Le recouvrement des coûts peut être difficile à mettre en œuvre car un système à énergie solaire paraît fonctionner à moindre coût, alors qu'il doit inclure le prix des réparations occasionnelles, le prix de la maintenance et les salaires des responsables ainsi que l'amortissement, ce dernier étant important et ne pouvant être défini sur une courte période.

– *Acteurs impliqués dans la gestion et la formation :*

- propriétaire privé ou comité : fonctionnement général et recouvrement des coûts ;
- responsable de la maintenance : formation axée sur le fonctionnement et la maintenance de base ;
- société ou organisation spécialisée en charge des réparations.

2.3.7 COLLECTE DES EAUX PLUVIALES

Les systèmes de collecte des eaux pluviales captent les eaux en général depuis le toit d'habitations. Ils concernent souvent des immeubles, parfois des logements privés mais le plus souvent des bâtiments publics tels que écoles ou hôpitaux. Comme il est difficile de maintenir constamment une qualité optimale des eaux de pluie ainsi collectées, elles sont réservées à d'autres utilisations que la boisson dès qu'un autre approvisionnement adapté en eau potable est possible. Le fonctionnement ne requiert pas de consommables et la maintenance peut en grande partie être réalisée avec des matériaux locaux.

– *Tâches liées à la gestion* : la préoccupation principale est la potabilité de l'eau, résolue en assurant la propreté du toit, des gouttières et du réservoir. Il est aussi nécessaire d'utiliser ce système de façon adéquate. Parfois, une unité de prétraitement de l'eau peut être installée sous la forme d'un petit réservoir de sédimentation ou d'un filtre à sable ; dans ce cas, la maintenance est particulière. Les réparations de base de ce type d'installation concernent le toit, les gouttières, le réservoir et des vannes et robinets.

– *Recouvrement des coûts* : le fonctionnement n'implique pas de coûts particuliers, et ceux liés à la maintenance sont faibles dès lors que le système est bien conçu et construit.

– *Responsables de la gestion* : propriétaires particuliers ou personnels des institutions (écoles, hôpitaux...).

2.3.8 RÉSERVOIRS DE SURFACE (MARES)

La création de réservoirs de surface est adaptée dans deux types de situation :

– le premier type concerne les régions sèches avec précipitations courtes mais intenses ; des mares peuvent être réalisées afin de collecter les eaux de ruissellement et seront utilisées seulement durant une année ; ces mares de collecte d'eaux de ruissellement sont communes en milieu pastoral où elles sont surtout utilisées pour le bétail ;

– le deuxième type concerne les régions à précipitations importantes dans lesquelles les mares collectent directement les eaux de pluie et non pas le ruissellement (elles fonctionnent comme des impluvium) ; ces systèmes représentent de précieuses ressources en eau dans des zones où les sources et les captages d'eau souterraine sont rares (voir chap. 19).

Le fonctionnement et la maintenance ne sont pas compliqués mais nécessitent une implication très importante de la communauté afin de maintenir en état la mare, et le système de récupération de ruissellement lorsqu'il existe, d'éviter les pertes d'eau et d'assurer la protection contre une pollution de grande ampleur. En ce qui concerne les mares de collecte d'eaux de ruissellement, il est difficile d'assurer une bonne qualité de l'eau, les efforts portent en général plus sur la conservation d'une quantité d'eau suffisante durant les périodes sèches.

– *Tâches liées la gestion* :

- maintien en état du système de collecte des eaux de ruissellement, des barrières et autres protections permettant de tenir les animaux éloignés des mares (dans le cas de mares alimentées par des eaux de ruissellement, une attention particulière doit se porter sur la zone amont du site) ;

- propreté et réparation des mares, et parfois travaux de réduction de l'évaporation ;

- maintenance des systèmes de puisage, des canaux et des jetées d'accès, et des pompes si elles sont utilisées ; maintenance des tranchées de filtration.

– *Recouvrement des coûts* : le nettoyage et les réparations de base peuvent être réalisés à travers un travail communautaire ; la fourniture d'outils sera nécessaire. Les réparations des mares les plus importantes peuvent cependant être coûteuses si elles requièrent des engins mécaniques ou de grandes quantités de ciment. À part dans le cas de mares privées, un paiement périodique de l'eau sera difficile à mettre en place et le recouvrement des coûts inexistant. Puisque les réparations coûteuses sont difficilement accessibles pour une communauté, il est important de réaliser des travaux périodiques de maintenance effectués par la communauté.

– *Responsabilités* : que ce soit pour un approvisionnement privé ou communautaire, un important travail est nécessaire pour la maintenance.

2.3.9 SYSTÈME DE TRAITEMENT ET DE DISTRIBUTION DE L'EAU

Un système de traitement et de distribution de l'eau requiert une gestion conjointe de toutes ses composantes : système de captage (forage, source, rivière...), système de pompage (s'il existe), unités de traitement, réservoirs, réseaux de tubes de distribution et points d'eau. Ce système est plus complexe qu'un point d'eau individuel et impose donc un degré de gestion plus élevé. La complexité de cette gestion et les compétences nécessaires dépendent de la taille du système et du choix des technologies.

Il est nécessaire de définir clairement le fonctionnement, la maintenance et la politique de recouvrement des coûts. La participation de l'ensemble des acteurs impliqués dans la gestion et l'utilisation du système (notamment les représentants de la communauté) est essentielle afin d'assurer un approvisionnement équitable. Si un système de drainage existe aussi, sa gestion doit être coordonnée avec celle de l'approvisionnement en eau.

Avant de concevoir un réseau d'approvisionnement en eau desservant différentes communautés entre lesquelles existent des risques de conflit dans la gestion de l'eau (nombreux sont les exemples de sabotage d'un système par une communauté afin de priver d'eau une autre communauté), il est préférable de penser à des systèmes séparés ou prévoir des mesures pour réduire les risques (plusieurs tuyaux d'approvisionnement situés en différents endroits...).

– *Tâches liées à la gestion :*

- contrôle de l'approvisionnement en eau (heures et quantité) ;
- traitement de l'eau (si nécessaire) : consommables, processus, maintenance ;
- maintenance et réparation du système d'approvisionnement : construction, plomberie, contrôle des pertes dans le réseau ;
- contrôle de la qualité de l'eau ;
- assurer le système de paiement ;
- coordination des différents acteurs et implication de la communauté dans la gestion.

– *Recouvrement des coûts :* les contributions des utilisateurs doivent couvrir l'ensemble des coûts de fonctionnement et de maintenance (voir § 3.7).

– *Acteurs de la gestion :*

- ouvriers et personnels de maintenance, sous contrat et recevant un salaire mensuel ;
- collecteurs de la contribution des usagers ;
- comité de gestion comprenant des représentants de la communauté, des autorités publiques et dans certains cas de sociétés privées. Lorsque le système est de taille modérée, certains membres du comité peuvent aussi réaliser la maintenance ;
- distributeurs de pièces détachées.

2.3.10 SITUATIONS D'URGENCE

La priorité en situation d'urgence est de garantir une quantité minimum d'eau potable. Les techniques les plus employées sont le traitement d'eau (voir chap. 12) et le transport d'eau par camion (voir chap. 17B) lié ou non à un système de distribution d'eau. Ces activités requièrent une organisation importante ainsi que du matériel et des équipements spécifiques pour le traitement de l'eau et la distribution dans des situations d'urgence.

Approvisionnement en eau en situation d'urgence

– Fonctionnement et maintenance du système d'approvisionnement en eau : pompes motorisées, flexibles, réservoirs mobiles... (pour plus de détails sur le matériel d'urgence, voir chap. 17).

– Traitement de l'eau et contrôle de la qualité (si nécessaire) : procédés de floculation et de chloration et équipement de contrôle de la qualité de l'eau (turbidité, analyse de l'aluminium résiduel dans le cas d'utilisation de sulfate d'aluminium comme floculant, analyse du chlore résiduel).

– Surveillance de la consommation d'eau et d'une distribution équitable : tâche nécessaire mais ardue en raison de la rareté de l'eau potable. La prise de conscience des usagers est un point crucial, mais des conflits à l'intérieur d'une communauté ou entre plusieurs communautés peuvent naître. Des mesures simples peuvent réduire ces risques : instal-

lation de robinets économiseurs d’eau (comme les robinets Talbot) pour réduire les pertes, contrôler la quantité d’eau distribuée à chaque famille en instaurant un système de tickets ou en enregistrant les récipients...

Transport d’eau par camion

L’apport d’eau à une population par camions demande une organisation spéciale. L’eau doit être livrée dans des réservoirs centraux plutôt que directement aux usagers.

La distribution de l’eau est réalisée à partir de ces réservoirs centraux spécialement aménagés avec des robinets. L’eau est chlorée et sa qualité contrôlée à ce niveau. La communauté doit être impliquée dans la préparation et l’installation du système puis dans son fonctionnement : réalisation de la plate-forme pour le réservoir et de l’aire de distribution, comité responsable de la chloration (une à deux personnes) et de la distribution (une à deux personnes)...

Gestion globale du système : Les acteurs principaux sont un opérateur, les communautés et les autorités. Leurs tâches consistent à :

- informer la communauté et les autres acteurs du système mis en place et obtenir leur accord ;
- organiser le transport, incluant la création de l’emploi du temps des camions, la location des camions, le paiement des chauffeurs, le nettoyage des réservoirs et la maintenance des camions ;
- créer un comité responsable des points de distribution d’eau et impliquer la communauté dans l’aménagement et le fonctionnement de chaque point de distribution (contrôle de l’approvisionnement, chloration, contrôle du chlore résiduel). Si l’implication de la communauté s’avère irréalisable, des salaires devront être payés ;
- assurer les formations nécessaires (chloration, qualité de l’eau...).

Les autorités doivent être impliquées dans la supervision du système.

3 Gestion communautaire

La participation de la communauté est essentielle dans la gestion de tout système, mais dans le cas d’un système d’approvisionnement à petite échelle c’est la priorité, surtout dans les zones rurales et périurbaines des pays en voie de développement ou dans les zones vulnérables affectées par des conflits ou des désastres. Lorsque les autorités n’ont pas la capacité de gérer le système d’approvisionnement en eau, une infrastructure gérée à l’échelle communautaire représente la meilleure option pour assurer la durabilité du système.

3.1 Fonctionnement

Dans la gestion communautaire, la communauté est responsable du système d’approvisionnement en eau. Cette gestion nécessite que les compétences techniques, la main d’œuvre et les ressources financières soient disponibles dans la communauté. La figure 16.1 illustre les différents acteurs impliqués et les relations entre eux.

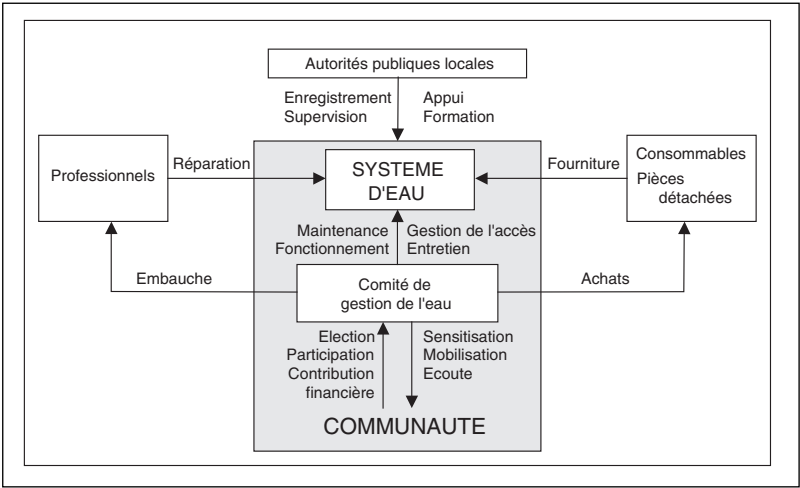


Figure 16.1 : Les acteurs et les activités d’un système à gestion communautaire.

Des règles claires doivent définir le rôle de chaque acteur impliqué et garantir le fonctionnement du système donc sa durabilité :

- Le comité d'eau est un groupe de personnes élu par la communauté ; il est responsable de la gestion directe du système (nettoyage, maintenance, réparations de base, fonctionnement...) et de la collecte des contributions des usagers afin de permettre le fonctionnement et la maintenance. Les relations entre le comité et le reste de la communauté doivent être claires. Le comité organise et mobilise les membres de la communauté afin de contribuer au bon fonctionnement du système et de respecter ses règles d'utilisation.

- Le comité d'eau est chargé de rechercher le technicien et autres professionnels pour réparer le système en cas de panne. Les opérations à réaliser et leurs tarifs doivent être négociés en fonction du type de panne. Les programmes hydrauliques doivent se concentrer sur la sélection des réparateurs, leur formation et le renforcement de leurs compétences.

- La disponibilité des pièces détachées doit être garantie par des structures ou des détaillants locaux. Le développement d'un marché des pièces doit se faire avec l'implication des comités.

- Les autorités locales devraient jouer un rôle de supervision en soutenant le système et devraient donc être impliquées dans la définition des règles. Il est très intéressant qu'elles encouragent l'installation de nouvelles organisations ou compagnies utiles à l'approvisionnement en eau (comités d'eau, réparateurs, distributeurs de pièces détachées, transporteurs...). Les comités d'eau devraient être reconnus par les autorités et établir ainsi de bonnes relations de travail. Les autorités locales peuvent de plus assurer toute ou partie de la formation des comités d'eau et garantir un fonctionnement durable de ces comités. Ce rôle peut initialement être joué par l'organisation implémentant le programme mais devra être transféré aux autorités locales à la fin du programme.

3.2 Comité d'eau

Le comité d'eau est un groupe d'usagers du système d'approvisionnement en eau, choisi par l'ensemble des usagers ; il agira en leur nom pour organiser la gestion du service d'eau dans la communauté.

Les règles de constitution et d'organisation d'un comité d'eau (nombre de participants...) ne sont pas fixes. Le comité doit être désigné de manière adaptée à chaque contexte particulier à l'intérieur des structures existantes dans la communauté (parfois même un comité existe déjà lors du démarrage du programme). Cependant le modèle ci-dessous a été utilisé comme base dans nombre de communautés impliquées par les programmes d'ACF.

3.2.1 FONCTIONS DU COMITÉ D'EAU

Les tâches du comité d'eau sont :

- garantir un accès équitable à l'eau pour toute la population ;
- collecter la contribution financière des usagers et l'utiliser de façon transparente ;
- maintenir régulièrement (achat de consommables, mise en marche ou arrêt de la pompe, ouverture ou fermeture des vannes, chloration...) et réparer le système en cas de pannes simples ;
- organiser le nettoyage du système de distribution d'eau et son environnement par la communauté des usagers ;
- acheter les pièces détachées et les outils lorsque cela s'avère nécessaire ;
- rechercher des techniciens de profession afin de réparer le système en cas de panne complexe ;
- former les membres de la communauté afin d'encourager l'usage correct du système et des pratiques d'hygiène saines ;
- rendre compte de ses activités et se coordonner avec les autorités et les agences appropriées.

Ces tâches doivent être réalisées en respectant certaines règles :

- tous les membres du comité doivent être volontaires et élus par la communauté ;
- ils doivent travailler pour l'intérêt général de la communauté ;
- le comité doit représenter efficacement les différents intérêts présents dans la communauté, ce qui implique une représentation significative tant des femmes que des hommes ;
- le comité doit rendre compte régulièrement à la communauté et aux autorités sur ses activités et ses finances.

3.2.2 MEMBRES DU COMITÉ

3.2.2.1 Président

Le président est le facilitateur et le coordinateur du groupe. De par son autorité, il facilite le processus de prise de décision et il est responsable du fonctionnement du comité. Il assure aussi le lien entre les différents membres du comité et avec la population pour laquelle il organise des réunions régulières. Un bon président doit être :

- motivé ;
- capable de lire et d'écrire ;
- disponible : il est préférable de vivre dans le village pour assumer ce rôle ;
- respecté et avoir la confiance de la communauté.

Ses principales fonctions sont :

- l'organisation de réunions régulières avec les autres membres du comité pour expliquer ce qui a été réalisé et discuter des problèmes rencontrés ;
- la prise de décision en consensus avec les membres du comité d'eau ;
- la médiation entre la population et les autres acteurs ;
- la mobilisation de la population autour du point d'eau en sensibilisant les usagers à l'importance du bon usage du système et à la nécessité d'une maintenance ;
- l'assistance auprès des autres membres du comité d'eau dans l'exercice de leurs tâches ;
- la collecte d'information sur la communauté concernée ;
- la régulation de l'usage de l'eau par des règles de base.

3.2.2.2. Technicien

Le technicien est responsable du fonctionnement et de la maintenance du système. La population doit assister le technicien et l'aider à réaliser ses tâches.

Le rôle du technicien est intrinsèquement lié au type de système d'exploitation. Le tableau 16.II résume les tâches d'un technicien dans le cas d'un système de distribution gravitaire ou d'une pompe à main.

Système de distribution gravitaire	Pompe à main
Nettoyage régulier du captage et des réservoirs	Révision régulière de la pompe :
Gestion des valves	cylindre, piston, joints...
Révision des tubes	Remplacement des pièces usées
Réparation des fuites	Réparation dans le cas de pannes
Installation de nouvelles connections après accord du président	simples
Compte-rendu auprès des autres membres du comité concernant l'état du système	Compte-rendu auprès des autres membres du comité concernant l'état de la pompe

Tableau 16.II : Rôle du technicien.

3.2.2.3 Trésorier

Le trésorier est responsable de la collecte des contributions des usagers et de la gestion du budget du comité. C'est une position-clé et il est important pour le trésorier de travailler dans la plus grande transparence afin d'avoir la confiance de la communauté. Le trésorier est responsable de :

- la collecte des contributions ;
- l'administration des comptes ;
- l'achat du matériel et des consommables nécessaires au fonctionnement et à la maintenance ;
- la rédaction du livre de comptes.

Afin d'assurer ces fonctions, le trésorier doit savoir lire, écrire et compter sans difficulté. Il doit aussi être organisé, fiable et honnête. Il est préférable qu'il vive dans la communauté. Dans certaines régions, ce poste est plus souvent confié à une femme qu'à un homme car les femmes sont supposées gérer plus honnêtement l'argent.

L'argent, les documents et le livre de comptes doivent être rangés en lieu sûr. Il peut être possible d'ouvrir un compte bancaire ou d'avoir accès à un local administratif afin d'améliorer la sécurité. Il est d'ailleurs plus sûr d'avoir un stock de pièces détachées et de consommables plutôt que de l'argent.

Collecte

Afin de garder la trace du paiement des contributions, le trésorier devrait garder une feuille d'enregistrement pour chaque famille avec le nom de la famille, le nombre de personnes et une entrée pour chaque paiement mensuel (si les contributions sont mensualisées). Le trésorier devrait aussi créer un livre de compte comprenant une page pour chaque mois afin de résumer les opérations réalisées comme indiquées dans le tableau 16.III.

Tableau 16.III : Exemple de livre de compte.

Date	Type d'opération	Entrée	Sortie	Solde	Signature
01/02/04	Solde à la fin de janvier			22 000	
05/02/04	Collecte mensuelle totale	6 000		28 000	
13/02/04	Achat d'un piston neuf		3 600	24 400	
20/02/04	Construction d'une clôture		1 200	23 200	
01/03/04	Solde à la fin de février			23 200	

À la fin du mois, la feuille de compte doit être fermée et l'argent restant dans la caisse doit être comparé au solde écrit dans le livre – ils doivent être identiques. ACF fournit cahiers, matériel de bureau et/ou calculatrice aux trésoriers à la fin de leur formation.

Contrôle des achats

La décision de faire un achat important doit être prise par l'ensemble des membres du comité. La population doit aussi être informée de ces achats. Le comité doit toujours disposer d'une réserve d'argent permettant de faire face à des problèmes imprévus. Un achat doit toujours être justifié par un reçu sur lequel doivent être inscrits :

Type d'opération		Juillet 2001
Solde à la fin du mois de juin	+	5 \$
Taxes collectées en juillet		
– 75 familles	+	7,5 \$
Dépenses réalisées en juillet		
– 1 robinet pour le point d'eau N°13	–	0,8 \$
– 1 brosse métallique	–	0,9 \$
Solde à la fin du mois de juillet	=	10,8 \$

Tableau 16.IV : Rapport mensuel de trésorerie à Salau, village du Timor oriental.

- la date d’achat ;
- le détail des objets achetés ;
- le montant dépensé ;
- le nom et la signature du vendeur et de l’acheteur.

Les reçus doivent être gardés en lieu sûr et classés par ordre chronologique. Chaque usager a le droit de voir les dépenses réalisées et vérifier les comptes. Le trésorier doit rendre compte auprès du comité et de la population chaque mois de l’état des finances.

Rapport mensuel

Après la clôture des comptes mensuels, le trésorier doit rédiger un rapport détaillé rendant compte des entrées et sorties financières et du solde restant en caisse. Le tableau 16.IV montre un exemple de rapport rédigé en Timor oriental.

3.2.2.4 Promoteur de l’hygiène

Le promoteur de l’hygiène est responsable de la propreté du point d’eau et de son environnement immédiat, ainsi que de la sensibilisation de la population à des pratiques d’hygiène adaptées permettant d’éviter les maladies liées à l’eau. Son rôle est semblable à celui des animateurs communautaires en hygiène défini au chapitre 15.

3.2.2.5 Responsable de la reforestation

Dans les systèmes d’approvisionnement gravitaire, la conservation de la forêt et la végétation autour de la source est essentielle afin de conserver l’environnement hydrogéologique. En conséquence il est utile d’inclure dans le comité une personne responsable de la protection de la végétation et de la plantation d’arbres lorsque la déforestation représente un problème. Cette personne devrait être formée en foresterie, agriculture et en environnement.

3.3 Réparateurs

Les réparateurs, qu’ils soient plombiers, mécaniciens, maçons... doivent être formés à la maintenance et équipés d’outils et d’autres accessoires (par exemple des bicyclettes pour le transport...) afin de réaliser les réparations des systèmes lorsque les travaux nécessaires dépassent les capacités des techniciens des comités. Ces personnes recevront un paiement pour le travail effectué. Des tarifs fixés doivent être établis à l’avance entre les réparateurs et tous les comités de la région, au moins pour la plupart des réparations prévisibles ; ces tarifs peuvent ensuite servir de base pour estimer le coût d’une réparation non prévue. Un contrat doit être rédigé entre la communauté et le réparateur ; ce contrat doit être clair et accessible à tout membre de la communauté. Les critères de sélection des réparateurs ainsi que les points essentiels à aborder lors des formations sont résumés ci-dessous.

La demande dans la zone d’activité du réparateur doit être suffisante pour assurer sa subsistance : une analyse détaillée de la répartition des systèmes, du type et de la fréquence supposée de leurs pannes, des tarifs de réparations et des possibilités de déplacement du réparateur est utile pour délimiter leurs zones d’activité et donc la répartition des réparateurs nécessaires.

Sélection

- Existence de professionnels intéressés par l’activité.
 - Personnes résidant à long terme dans la région.
 - Compétences techniques et humaines.
 - Absence d’autres réparateurs dans la région.
- Une attention particulière doit être portée aux possibilités de choix de femmes.

Formation

- Connaissances des pièces détachées et de la mécanique du système.
- Diagnostic des problèmes et des possibilités de réparations.

- Maintenance du système.
- Prise de contact et rédaction des contrats avec les comités d'eau.
- Rapports de réparation.
- Gestion des outils et des stocks de pièces détachées.

3.4 Réseau de pièces détachées

L'approvisionnement en pièces détachées peut être assuré par le gouvernement ou par des ONG ; cependant ce système n'est pas concevable à long terme. L'option la plus durable est l'implication de détaillants locaux qui vendront les pièces aux comités et aux réparateurs. Les revendeurs locaux s'impliqueront d'autant plus qu'ils voient des possibilités de profit. Il est donc important d'encourager la demande de pièces détachées et de consommables (sensibilisation à la nécessité de la maintenance et des réparations dès les premiers signes de défaillance du système...) afin de permettre aux réseaux de distribution de pièces de fonctionner. Certains programmes, au Mozambique et dans le nord de l'Ouganda, ont soutenu la création de réseaux de pièces détachées en fournissant aux revendeurs des stocks de pièces détachées selon le principe "vendu ou retourné" afin de minimiser les risques encourus par les détaillants. Ce système fonctionnait tant que le réseau de pièces n'était pas parfaitement rodé ; cependant une telle aide doit s'accompagner d'une réelle formation des détaillants. Le prix de vente des pièces doit inclure le coût de la pièce, celui du transport et une part de bénéfice pour le vendeur. Toutes les communautés doivent être informées de la localisation des différents revendeurs.

Formation des revendeurs

- Connaissance des pièces détachées.
- Gestion de stock.
- Prix de vente et bénéfices.
- Réapprovisionnement de stock.

3.5 Autorités locales

Les autorités locales sont chargées de soutenir la gestion globale du système sur le long terme. Si des ONG jouent ce rôle pendant un certain temps, notamment en début de programme, les autorités doivent être impliquées dès le début afin d'être en mesure d'assurer toutes les tâches.

Rôle des autorités locales dans la gestion communautaire de l'eau

- Législation concernant la gestion communautaire.
- Coordination des différents intervenants (agences extérieures, sociétés privées...).
- Mobilisation des communautés et installation des comités d'eau. Lorsque les autorités ne disposent pas des moyens nécessaires à cette fonction, une agence extérieure peut le prendre en charge.
- Enregistrement légal du comité et du système d'approvisionnement en eau, ainsi que la mise en place d'une base de données regroupant les informations concernant le comité, les ouvrages et infrastructures...
- Suivi et formation des comités d'eau.
- Suivi et formation des réparateurs, ainsi que fourniture et remplacement des outils.
- Coordination entre les différents acteurs : comités, réparateurs et revendeurs de pièces détachées.
- Standardisation des coûts des pièces et des réparations.
- Réparations des défaillances graves du système d'eau : dans certains pays le gouvernement prend en charge les réparations lorsque le coût ne peut être assumé par la communauté.

3.6 Mise en place d'un système de gestion communautaire

Les programmes doivent se concentrer sur l'organisation de la communauté afin de mettre en place un système de gestion adapté. Le premier pas est de sensibiliser la communauté à la nécessité de mettre en place un système de ges-

tion de l'eau. Les communautés doivent être impliquées depuis le début du projet (identification des besoins) jusqu'à la fin lorsqu'elles devront se prendre en charge de manière indépendante.

3.6.1 GESTION DE L'EAU DURANT LA PHASE D'ÉVALUATION DES BESOINS

Comme mentionné dans le chapitre 15, l'implication de la communauté et l'utilisation de techniques de participation dans l'évaluation des besoins est un élément essentiel pour installer un système durable. Les points suivants doivent être pris en compte lors de la définition d'un plan d'action pour mettre en place un système de gestion de l'eau efficace :

- Priorité des besoins et demandes de la communauté.
- Structure sociale, personnes en charge de la gestion actuelle de l'eau, personnes susceptibles d'en être responsables au sein du nouveau système de gestion. Explorer les possibilités de conflits.
- Situation économique des familles (notamment leur possibilité de payer les coûts de maintenance d'un système).
- Existence de structures de paiement et volonté des membres de la communauté de payer pour l'eau.
- Motivation et capacité des membres de la communauté à contribuer en travail ou en argent à la construction, au fonctionnement et à la maintenance du système d'eau.
- Gestion existante de la structure actuelle d'approvisionnement en eau.
- Existence de groupes dont les activités sont liées à la santé, l'eau et l'environnement (personnel sanitaire, comité d'eau...).
- Matériaux et équipements utilisés communément pour l'approvisionnement en eau dans la région (types de pompes, tubes...).
- Disponibilité locale en pièces détachées.
- Compétences techniques des membres de la communauté : existence de personnes capables de maintenir et réparer un système d'eau ou capable d'apprendre ces activités.

Une enquête participative permet l'identification et la priorisation des besoins de la communauté. Une réunion est alors organisée avec la communauté : par l'intermédiaire d'une évaluation rurale participative (*Participatory Rural Appraisal*, PRA) est instaurée une discussion sur les problèmes identifiés lors de l'enquête (disponibilité de l'eau, éloignement du point d'eau, maladies...) et de possibles solutions. Des idées de solution sont ensuite suggérées, en expliquant les soutiens dont la communauté peut bénéficier pour résoudre ces problèmes.

3.6.2 MISE EN PLACE DU SYSTÈME DE GESTION ET ACCORDS AVEC LES COMMUNAUTÉS

Une fois les besoins et compétences identifiés, il est nécessaire de définir la participation de la communauté dans la mise en œuvre et dans la gestion du système d'approvisionnement en eau. Un accord concernant la nature du projet et les fonctions de chaque partie est signé entre ACF et la communauté. Les autorités locales sont les témoins de tous les accords au cours du projet. Ensuite doivent être discutées entre la communauté et ACF les modalités de réalisation des travaux et de gestion du système. Le modèle d'ACF, tel que décrit plus haut, peut être suggéré et adapté à chaque communauté particulière. La communauté développera son propre modèle, choisira les membres du comité et mettra en place le système de gestion en fonction de ses besoins et de ses perspectives.

Des réunions régulières avec la communauté durant la progression du projet permettront une identification plus aisée des problèmes rencontrés et constitueront une structure de coopération utile pour trouver des solutions. L'implication de tous les membres de la communauté dans la mise en place du projet peut insuffler un certain sentiment de propriété vis-à-vis des ouvrages réalisés ; c'est ainsi un premier facteur de pérennité du système de gestion de l'eau.

3.6.3 CRÉATION ET ÉLECTION DU COMITÉ D'EAU

Durant les premières réunions, des personnes expriment souvent des craintes concernant la maintenance des points d'eau. L'idée d'une gestion du point d'eau sera alors présentée comme une solution possible. La communauté discute ensuite d'un ensemble de critères permettant l'élection des personnes les plus fiables et actives dans ce comité. La question de la représentation des deux sexes dans le comité sera aussi débattue, dans la mesure où les femmes sont en général plus impliquées dans la collecte de l'eau et la gestion. Lorsque toutes les questions ont trouvé une réponse, une date est fixée pour l'élection du comité.

Un autre concept peut aussi être introduit : celui des élections périodiques afin de garantir un renouvellement des membres du comité. Il est important en effet de considérer que parfois le système de gestion n'est pas satisfaisant, non pas à cause du système lui-même mais à cause d'une ou plusieurs personnes.

3.6.4 PARTICIPATION COMMUNAUTAIRE LORS DE LA CONSTRUCTION

Les infrastructures devant appartenir aux usagers, ceux-ci devraient contribuer à la construction en main d'œuvre, en fourniture de matériaux disponibles localement ou en payant une part des dépenses nécessaires à la mise en œuvre du projet.

À travers le comité d'eau ou le chef du village ou toute autre autorité appropriée, la communauté fixe la distribution des travaux nécessaires à la construction des ouvrages. Des exemples de travaux réalisables par la communauté figurent ci-dessous en fonction des projets :

- *Creusement de puits* : ce travail est réalisé par des membres de la communauté sous la supervision de techniciens d'ACF. Dans l'accord entre ACF et la communauté, le chef de village s'engage à fournir 2 à 4 personnes par jour, en général des hommes, pour cette tâche.

- *Forage* : des membres de la communauté nettoient le site d'implantation du forage ainsi que son accès, ils creusent les fosses de sédimentation pour la boue de forage et aident à décharger et charger le matériel du camion. Ils ne participent pas directement au forage qui est réalisé par l'équipe de foreurs d'ACF.

- *Installation d'un réseau de distribution* : une des tâches les plus pénibles lors de la construction d'un réseau de distribution d'eau est l'excavation de tranchées pour enterrer les tubes. La longueur totale de tubes à enterrer sera divisée par le nombre de participants qui creuseront les tranchées. L'installation proprement dite des tubes sera réalisée par des plombiers confirmés, travaillant pour ACF, aidés par les membres de la communauté.

- *Maçonnerie* : dans certaines communautés existent des maçons capables de construire des réservoirs d'eau, des points d'eau, des dalles... Le travail de maçons est en général rémunéré par ACF en raison du volume de travail à réaliser et des compétences nécessaires. Cependant, l'assistance et les matériaux tels que sable, graviers et parfois eau sont fournis par la communauté. L'âge limite des travailleurs doit être contrôlé.

Lorsque le volume de travail est important, on peut penser à rémunérer les travailleurs ou leur fournir de la nourriture suivant le principe "travail contre nourriture" (*food for work*). Dans certains cas, ACF distribue seulement les matériaux, réalise la conception, assure l'assistance technique tandis que les travaux de construction sont entièrement réalisés par les communautés.

Une grande attention doit cependant être portée aux risques d'accident lors des travaux. Les membres de la communauté doivent connaître ces risques, et la sécurité doit être prise en charge par les représentants de la communauté.

La contribution de la communauté peut aussi être financière. Par exemple, en Bolivie, un équivalent financier d'une journée de travail a été établi par la communauté ; ainsi, une fois estimé le nombre d'heures de travail nécessaire pour réaliser les ouvrages, chaque membre de la communauté participe soit en travail réel soit en équivalent financier (argent ou ressources équivalentes). L'argent ainsi collecté est utilisé pour rémunérer les personnes faisant des heures supplémentaires, pour acheter des outils et organiser des activités, ou peut aussi être conservé en caisse pour des dépenses futures.

Dans le cas de communautés particulièrement démunies économiquement dans lesquelles la participation communautaire grève le budget des bénéficiaires et se fait au détriment d'autres activités essentielles (Saen Monourom, Cambodge), les travailleurs de la communauté participant au projet seront rémunérés. Ceci est exceptionnel afin de ne pas altérer le sentiment d'appropriation et doit être fait dans une parfaite coordination avec les autres acteurs intervenant sur la zone, pour ne pas créer de rivalités, jalousies, etc.

3.6.5 FORMATION DES COMITÉS

Afin de renforcer la pérennité de la gestion de l'eau il est important de former les membres du comité aux tâches requises par leur fonction. La participation à la phase de construction sert évidemment de brève formation technique pour le responsable technique du comité, mais des formations spécifiques seront nécessaires pour chaque membre. Par ailleurs les séances de formation groupées pour les comités de plusieurs communautés permettent de partager leurs

expériences et leurs points de vue ; de telles réunions découlent en outre l'effet positif de rehausser le statut des membres des comités.

La liste suivante énumère les points abordés lors d'une formation des comités d'eau, organisée durant quatre jours par ACF à Moyo (Ouganda) :

- Introduction et remarques préliminaires.
- Attente des participants, craintes et aversions.
- Inquiétudes des participants.
- Objectifs de la formation (général et spécifiques).
- Composition et rôles du comité d'eau.
- L'eau (son importance, le cycle de l'eau, les ressources, les usages, les qualités de chaque type de ressource, la pollution, les méthodes de traitement de base).
- Maladies liées à l'eau, leur prévention et leur contrôle.
- La chaîne de l'eau potable.
- Directives pour garder pures les ressources en eau et l'eau elle-même.
- Assainissement environnemental.
- Hygiène (personnelle, familiale, communautaire, et cas de la nourriture).
- Qualités de communication et sensibilisation.
- Qualités des responsables.
- Coopération et autonomie.
- Gestion de la taxe sur l'eau et directives pour assurer la durabilité du système.
- Gestion communautaire du système.
- Plan d'action pour les participants.

3.6.6 PASSATION DU SYSTÈME DE L'APPROVISIONNEMENT EN EAU

Une cérémonie officielle est hautement recommandée pour officialiser la passation des responsabilités de l'organisation mettant en place le projet à la communauté. Un document officiel sera alors signé par l'organisation, les membres du comité, le chef de la communauté et un représentant des autorités publiques si possible (département de l'Eau, ministère de la Santé, autorités du district...). Ce document doit stipuler que la communauté est propriétaire du système d'approvisionnement en eau et qu'elle a ainsi la responsabilité de la maintenance à partir de cette cérémonie. Parfois cette passation peut être précédée d'une période d'essai pendant laquelle la communauté gère le système de manière autonome afin de garantir qu'aucun problème de gestion ne demeure.

Il peut aussi être intéressant de fournir au comité un ensemble d'outils, équipements (pour le nettoyage, la maintenance et les réparations) et de pièces détachées afin de commencer ses activités. Cela se passe en général lors de la même cérémonie.

3.6.7 SUIVI

C'est une des phases les plus importantes du programme ; elle a pour but d'encourager les premiers pas de la gestion autonome du système d'eau. Des visites régulières accompagnées de conseils si nécessaires sont souvent requises avant que le comité ne devienne réellement autonome et ne soit capable de gérer parfaitement le système. Les points à surveiller par le personnel de terrain lors des visites de suivi sont :

- état de propreté des ouvrages d'approvisionnement en eau et de leur environnement immédiat.
- état de fonctionnement du système d'approvisionnement en eau.
- qualité de l'eau.
- trésorerie : collectes, dépenses, montant dans la caisse.
- pannes subies, réparations effectuées et pièces remplacées.
- fréquence de la maintenance.
- stock de pièces détachées.
- fréquence des réunions de comité.
- organisation du comité.

La gestion communautaire demande du temps afin d'être autonome ; les programmes doivent donc prévoir une longue période de suivi et de soutien. Les programmes courts doivent résoudre ce problème : résoudre des besoins à long terme en une période de temps restreinte ; une solution consiste à s'assurer qu'une structure locale peut assurer le suivi des comités. Malheureusement si un système de gestion ne fonctionne pas, c'est toute la communauté qui perd confiance dans ses propres possibilités de gestion et d'autonomie.

Parmi les principales défaillances du système de gestion se trouvent :

- les exigences de gestion ne sont pas réalisables par la communauté parce que le système d'approvisionnement en eau n'est pas adapté (dans ce cas le changement de système d'approvisionnement s'avère nécessaire) ;
- la communauté n'a plus confiance dans le comité et arrête de payer la contribution ;
- les membres du comité ne remplissent plus leurs fonctions ;
- il n'y a plus de transparence dans la trésorerie et de l'argent manque dans la caisse ;
- une partie de la communauté arrête de payer ; les autres arrêtent aussi pour ne pas être les seuls à payer leur cotisation eau ;
- il n'y a plus de réparateurs disponibles ;
- il n'y a plus de pièces détachées disponibles.

Lorsque ces problèmes apparaissent, il est nécessaire de travailler avec la communauté de manière à les résoudre. Cela implique la sensibilisation de toute la communauté et le renforcement des compétences du comité. Suggérer la possibilité de remplacer certains membres du comité peut être approprié dans certaines situations.

Le problème le plus complexe à résoudre apparaît lorsque certains usagers refusent de payer leur contribution ; dans ce cas, il est primordial d'éviter les conflits internes à la communauté. En effet les répercussions peuvent être graves pour les personnes ne payant pas l'eau. Il est tout d'abord nécessaire de s'assurer des raisons du non-paiement : manque de ressources financières, événement capital dans la vie de la famille, manque de coopération...

De toute manière, le plus important est de s'assurer que les plus démunis aient toujours accès à l'eau.

Encadré 16.3

Principales défaillances dans la gestion communautaire.

Les raisons les plus fréquentes de défaillance dans la gestion communautaire sont présentées dans l'encadré 16.3.

Des activités de soutien des comités peuvent être organisées après la fin de la phase de réalisation afin de renforcer les compétences des comités et leur motivation. En Ouganda, des concours étaient organisés entre les comités : différents indicateurs de la gestion étaient notés (état du point d'eau, stock de pièces détachées...) et le prix était un ensemble d'outils de nettoyage et de pièces détachées. Ces concours amélioraient les compétences des comités et leur donnaient l'occasion de partager idées et expériences.

Dans certains villages du Guatemala, le festival de l'Eau est devenu une date importante que toute la population célèbre. Pièces de théâtre et chansons liées à l'eau sont préparées par chaque village qui entrent ensuite en compétition lors du festival.

3.7 Recouvrement des coûts

Le recouvrement des coûts est un des points problématiques dans la gestion communautaire car beaucoup de personnes peuvent ne pas être préparées à l'idée de payer l'eau. Cependant comme les usagers sont responsables de ce service, il est nécessaire qu'ils paient pour son fonctionnement et sa maintenance. La nécessité du recouvrement des coûts doit être discutée, comprise et acceptée par tous les membres de la communauté ; elle doit de plus être explicitement mentionnée dans le premier accord signé entre la communauté et l'organisation mettant en place le programme. Normalement les usagers paient périodiquement une somme d'argent dont le montant a été établi par l'ensemble de la communauté ; la périodicité peut être annuelle, saisonnière, mensuelle, ou tout autre intervalle de temps (voir § 3.7.2). Le responsable de la collecte est le trésorier qui tiendra un relevé exact et complet des sommes collectées et de celles dépensées.

Il existe peu de moyens de promouvoir le paiement de la contribution au début du projet. Dans certains programmes, on peut offrir au comité une petite somme, à titre incitatif ; ce don ne se fera que lorsque la première collecte aura été réalisée.

Une remarque générale s'impose : il est plus facile d'implanter l'idée du paiement de l'eau lorsque le système d'approvisionnement en eau nécessite des consommables plutôt que lorsqu'il n'y en a pas besoin (comme avec des pompes à énergie solaire ou des pompes à main) ; dans ces derniers systèmes, l'utilisation de l'argent collecté n'apparaît pas de prime abord.

3.7.1 PRINCIPES DE LA CONTRIBUTION

Le montant total de l'argent collecté doit couvrir les frais de fonctionnement et de maintenance du système d'approvisionnement en eau qui délivre la qualité et la quantité d'eau appropriée à tous les usagers, ainsi que l'amortissement du système ou son éventuel remplacement à la fin de sa durée de vie (cas des pompes à main).

– Dans les systèmes plus complexes, le tarif de l'eau peut varier selon les usagers en fonction :

- du type de connexion : la contribution peut être différente selon le lieu où l'eau est distribuée : points d'eau dans les lieux publics tels que les écoles, les hôpitaux, la municipalité... ; connexions privées ; lieux de travail, en particulier lorsque l'eau représente un matériau brut (taxation maximale),

- du volume d'eau consommée, mesuré par un compteur à chaque connexion ou au nombre de réipients remplis...

– Exemptions : comme l'eau doit être accessible à tout le monde, personne ne doit être exclu du service de distribution à cause d'une incapacité à payer la cotisation. Un système de taxes calculées à partir du niveau de revenus, ou des contributions alternatives telles qu'un paiement en travail pour les familles les plus défavorisées peuvent être des solutions.

– Nouvelles connexions : lorsque des usagers sont ajoutés au système d'approvisionnement après la construction, ils doivent payer une contribution initiale équivalente au travail réalisé par les autres usagers durant la construction ou la réhabilitation, en plus du coût de la connexion.

– Lorsqu'un non-paiement de la taxe est injustifié, il est important qu'un système de recours soit en place. Des exemples de recours tels qu'un supplément de charges ou la coupure de la connexion sont des possibilités. Cette éventualité doit être envisagée lors des discussions avec l'ensemble de la communauté sur les règlements liés au système d'eau, afin de s'assurer que tous les non-payeurs seront traités avec équité. Si un tel système de recours n'existe pas, les payeurs se rendront compte que les non-payeurs profitent tout de même de l'eau, ils n'auront donc aucune incitation à continuer de régler leur cotisation.

3.7.2 SYSTÈMES DE COLLECTE

Il n'existe pas de règles fixées concernant la fréquence des cotisations et leurs montants ; cela dépend de nombreux facteurs tels que le type de système d'approvisionnement en eau, le statut économique des usagers, les cycles agricoles...

– *Contribution périodique à montant fixe* : cette méthode permet d'économiser une certaine somme qui permettra de payer des réparations qui n'auraient pu être payées dans d'autres cas. Le paiement peut avoir lieu annuellement, mensuellement, ou juste après la récolte (lorsque l'argent est disponible). Cette contribution est faite par foyer, par famille, ou par connexion, et peut parfois varier selon le type de connexion.

– *Contribution occasionnelle* : les usagers paient lorsqu'il y a un problème ou une pièce détachée à acheter. Ce système de collecte peut paraître préférable lorsqu'il n'y a pas de coûts réguliers tels que des consommables ou du personnel salarié, ou de même lorsque les coûts de maintenance sont peu élevés, comme dans le cas de certaines pompes à main (pompes aspirantes, pompes à corde) ou des puits ouverts. Des activités comme les jeux, compétitions, bingos etc. peuvent être utilisées pour encourager les usagers à cotiser.

– *Contribution selon consommation* : les usagers paient pour l'eau consommée. C'est un système commun lorsque les coûts de fonctionnement sont réguliers. Les possibilités de mesure de la consommation varient : au réipient, au compteur, au temps de connexion...

3.7.3 ESTIMATION DE LA COTISATION

Les coûts de fonctionnement normal et de maintenance doivent être couverts par la contribution financière de la communauté. Si le système a été convenablement conçu et si la technologie est adaptée, le montant doit être accessible

à presque tous les usagers. Le bon niveau de paiement n'est cependant pas facile à définir ; il est recommandé de prendre en compte toutes les dépenses possibles pendant la durée de vie totale du système.

Le coût total du fonctionnement et de la maintenance devrait être calculé et communiqué à la communauté. C'est ensuite de la responsabilité de la communauté de définir le montant de la cotisation. Le coût total comprend :

– *les coûts de fonctionnement* : dépenses pour les activités journalières (carburant, huile, électricité, chlore, sulfate d'aluminium, salaire des opérateurs...) ;

– *les coûts de maintenance* : dépenses causées par la prévention ou les réparations des dommages dans le système d'approvisionnement en eau (remplacement de joints, entretien d'une pompe, réparation d'une fuite...). La détermination de ces coûts nécessite la connaissance :

- du type de maintenance (préventive ou curative),
- de la fréquence des différentes opérations de maintenance,
- des matériaux et équipements requis,
- de la durée de vie des différents composants du système et de l'équipement de maintenance,
- des analyses d'eau (matériel, consommables, fréquence des analyses...),
- des activités liées à l'environnement dont les objectifs sont la préservation de la ressource en eau (reboisement, maintenance de clôtures de protection...) ;

Coûts à couvrir par les usagers :

– *coûts de fonctionnement* : aucun puisqu'il n'y a pas besoin de consommables et chaque usager est en charge du pompage de l'eau qu'il consomme.

– *coûts de maintenance* : dépendent de l'intensité de l'utilisation de la pompe et du type de pompe. Les coûts sont minimes la première année puis augmentent jusqu'à atteindre un maximum entre la septième et la dixième année (remplacement du ballon, du cylindre et de la pédale).

La figure 16.2 montre la courbe des coûts de maintenance de la pompe V4C en fonction de son âge (d'après l'expérience des artisans réparateurs et du revendeur de pièces détachées). Elle montre clairement qu'une contribution régulière est nécessaire dès l'installation de la pompe afin d'économiser pour couvrir les coûts importants après quelques années d'utilisation.

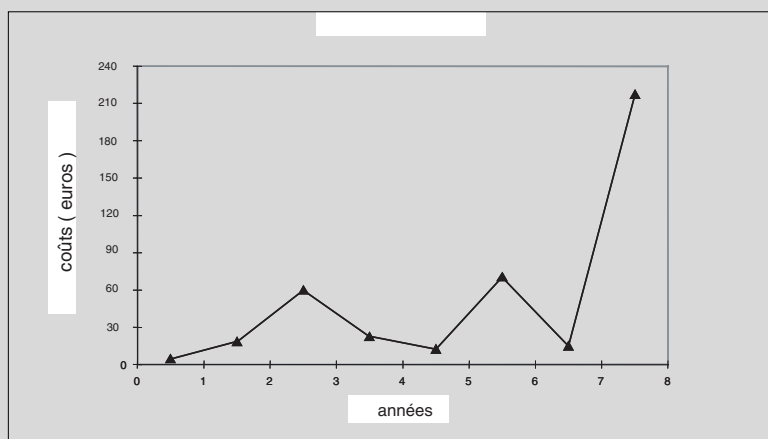


Figure 16.2 : Coût de maintenance en fonction du nombre d'années d'utilisation pour la pompe V4C.

Afin de garantir la longévité de la pompe, le comité doit collecter 60 euros par an à partir de l'installation de la pompe, afin d'être certain qu'une réparation inabordable n'ait pas lieu après quelques années. Selon d'autres sources (*Hydraulique villageoise*), le comité devrait collecter au minimum 90 euros par an.

Du personnel de terrain d'ACF surveille le nombre de familles utilisant chaque pompe ; ce nombre varie depuis trente jusqu'à une centaine. Leur liste est donnée aux comités eau. Dans le cas le plus défavorable (contribution de 90 euros par an répartie entre trente familles), la somme payée mensuellement par chaque famille pour l'eau potable serait donc 0,26 euro. En comparaison, un kilo de riz en Côte d'Ivoire coûte 0,38 euro.

Encadré 16.4

Estimation de la cotisation eau : pompe Vergnet en Côte d'Ivoire.

Le système d'approvisionnement en eau à Yusguare est un réseau urbain connecté à quatre stations de pompage sur puits et une source d'eau de surface. Il permet la distribution d'eau à 438 familles grâce à des connexions individuelles. La capacité globale des quatre réservoirs d'eau s'élève à 350 000 litres. Les tableaux suivants indiquent les coûts tels qu'ils ont été calculés.

Coûts de fonctionnement

N°	Description	€ par mois
1	Salaire de l'opérateur	120
2	Coût de pompage (électricité)	227
3	Chlore	80
4	Divers	5
	TOTAL	432

Coûts de maintenance

N°	Description	Coût en €	Quantité annuelle	Coût mensuel €
Outils				
1	Machette	7	1	0,58
2	Houe	4,5	1	0,38
3	Pelle	3	1	0,25
4	Barre à mine	11,5	1	0,96
5	Pioche	7	1	0,58
6	Scie	1	2	0,17
Matériaux				
7	Solution anti-corrosive	4	1	0,33
8	Papier de verre	0,5	1	0,04
9	Clef 36"	35	0,2	0,58
10	Vanne à glissière 3"	19	0,5	0,79
11	Vanne à glissière 1 1/2 "	5	0,5	0,21
12	Tuyau PVC - 1 1/2"	4	4	1,33
13	Tuyau PVC - 1"	2	4	0,67
14	Tuyau PVC - 3"	14	3	3,50
15	Ciment	3,5	3	0,88
16	Colle PVC	5,7	0,25	0,12
17	Analyses d'eau	18	4	6,00
18	Préservation de l'environnement	22,7	12	22,70
			TOTAL	40,1

Coûts administratifs

1	Articles de bureau	22	1	1,8
2	Per diem	4	3	1
3	Formation	3,5	1	0,29
4	Soutien technique	4	1	0,33
			TOTAL	3,42

Amortissement

Description	Coût €	Quantité	Durée de vie (années)	Amortissement annuel	Amortissement mensuel
Équipement de pompage électrique	1 360,54	4	10	544,22	45,35
Puits	1 723,36	4	30	229,78	19,15
Prise d'eau de surface	544,22	1	25	21,77	1,81
Réservoir en ciment surélevé	1 587,30	1	25	63,49	5,29
Réservoir en ciment simple	1 350	3	35	115,71	9,64
Tuyaux PVC	4,45	1 800	30	267	22,25
Tuyaux GI	16,33	167	40	68,18	5,68
				TOTAL €	109,17

Calcul de la contribution

Description	Coût en €	
Coûts de fonctionnement mensuels	432,00	Nombre de familles : 450
Coûts de maintenance mensuelle	40,10	Nombre de familles payant la contribution : 405
Coûts administratifs mensuels	3,42	Coût par usager = coût total / nombre de cotisants = 1,44 €/mois
Coûts d'amortissement mensuels	109,17	Ce coût est ajusté chaque année en fonction de l'inflation.
COÛT TOTAL	584,69	En 2002, le taux d'inflation était de 7,70%.

– *les coûts administratifs* : dépenses pour maintenir la structure de soutien tant humaine que matérielle (formations, articles de bureau...) ;

– *les coûts d'amortissement* : l'objectif est ici de créer un fond grâce aux contributions périodiques permettant à la communauté de remplacer ou reconstruire le système d'approvisionnement en eau à la fin de sa durée de vie.

Lorsque ces coûts sont estimés, la communauté décidera du type de contribution et de son montant. Les encadrés 16.4 et 16.5 contiennent des exemples provenant de programmes en Côte d'Ivoire et au Honduras montrant différentes possibilités d'estimation de la contribution nécessaire dans le cas d'une pompe à main Vergnet et dans celui d'un système de distribution gravitaire.

VI

Interventions spécifiques

Urgences

A AMÉNAGEMENT D'UN CAMP

1	Choix du site et plan d'aménagement	567	1.2	Schéma d'aménagement	568
1.1	Valeurs-guides	568	2	Abris d'urgence	569

Les regroupements de populations tels que les camps sont des milieux à haut risque de flambée d'épidémies (chôlera et autres maladies diarrhéiques) mais aussi des milieux favorables à la propagation de maladies comme la malaria, la peste ou le typhus. Les risques sanitaires sont d'autant plus importants que la densité de population est haute et les infrastructures sanitaires insuffisantes ou peu adaptées (tabl. 17.I).

<p>Accès au logement</p> <ul style="list-style-type: none"> – aménagement du site, zones d'habitations et autres (couloir sanitaire, points d'eau, voie d'accès) – construction d'abris de première nécessité – distribution de matériaux de construction 	<p>Accès à l'hygiène de base</p> <ul style="list-style-type: none"> – latrines, douches, aires de lavage – trous à ordures – lutte contre les vecteurs de maladies – distribution de savons (quantité indicative : 100 g/mois/pers)
<p>Accès à l'eau</p> <ul style="list-style-type: none"> – transport par camions-citerne et distribution par bornes-fontaines – pompage et traitement des eaux de surface dans des réservoirs, traitement et distribution par bornes-fontaines – forages équipés de pompes à main – forages équipés de pompe immergée avec réseau de distribution – puits – réseau gravitaire à partir d'un captage de source – distribution de jerricans (1 par famille) 	<p>Accès à la santé</p> <ul style="list-style-type: none"> – dispensaires, centres de santé <p>Voies d'accès, lutte contre le feu, pluies...</p> <ul style="list-style-type: none"> – aménagement voies d'accès (pistes, chemins, espaces entre habitations) – coupe-feu – drainage des zones d'installation

Tableau 17.I : Aménagements sanitaires d'un camp de déplacés. Infrastructures et aménagements à prévoir en fonction des besoins.

1 Choix du site et plan d'aménagement

Le choix du site, lorsqu'il n'est pas imposé, doit intégrer les possibilités d'alimentation en eau et l'assainissement du milieu (drainage des eaux de pluie, creusement des fosses de latrines, accès du site). Tous les environnements à problèmes (marécages, fortes pentes, etc.) sont à exclure. Le type d'alimentation en eau est déterminant dans le choix final du site.

Les camps de petites capacités d'accueil (quelques milliers de personnes) sont à privilégier par rapport aux structures d'accueil trop importantes. En fonction des moyens disponibles pour l'aménagement du camp et des besoins vitaux identifiés, l'aménagement est planifié par phases.

1.1 Valeurs-guides

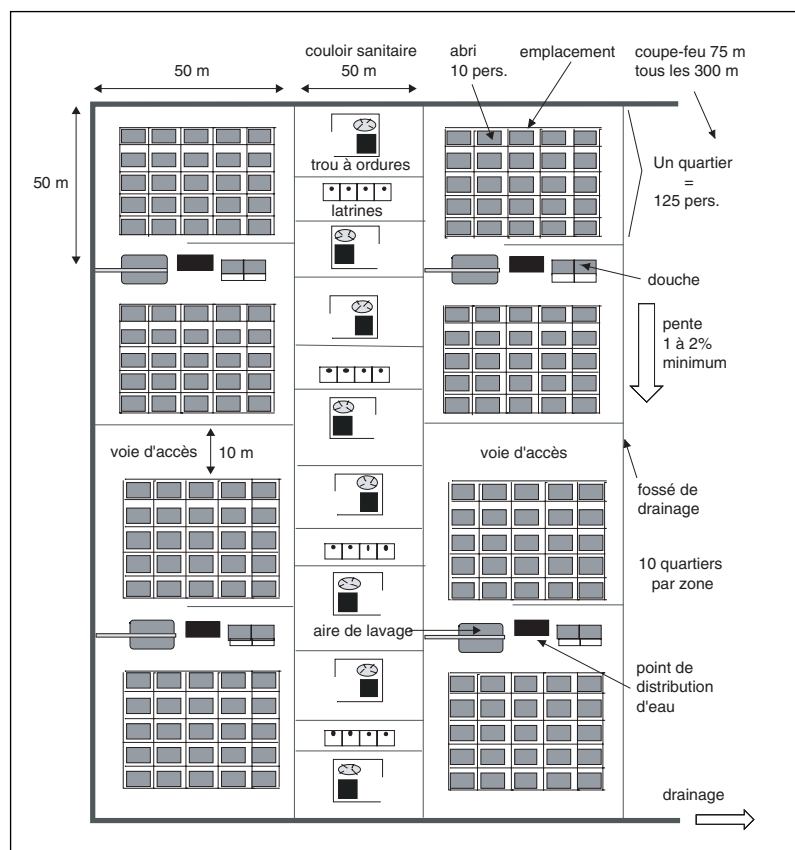
Ces valeurs sont résumées tableau 17.II.

Valeurs-guides

Surface habitable	
Surface totale du camp (incluant accès et infrastructures, 45 m ² avec petits jardins compris)	30 à 45 m ² /pers
Surface habitable	3,5 à 5,5 m ² /pers
Surface par abri	14 à 30 m ²
Distances à respecter	
– entre zones d'habitation	15 à 50 m
– au point d'eau	100 m
– habitations et latrines ou douches	50 m
– entre abris	2 m
– coupe-feu	30 m de large tous les 300 m

Tableau 17.II : Valeurs-guides pour l'aménagement des camps
(adopté de UNHCR, 2003).

1.2 Schéma d'aménagement



La figure 17.1 présente l'aménagement d'un camp prenant en considération les zones d'habitation (abris), les voies d'accès, l'approvisionnement en eau et les infrastructures d'assainissement (drainage, latrines, douches, aires de lavages).

Figure 17.1 : Plan d'aménagement d'un camp (d'après ACF, Rwanda, 1994).

2 Abris d'urgence

La première urgence des personnes déplacées est de trouver refuge pour eux et leur famille, spécialement sous les climats rigoureux de l'hiver ou à la saison des pluies. Généralement, les bâtiments publics sont tout de suite réquisitionnés pour accueillir les personnes sans abris. Leur capacité d'accueil étant vite limitée ou saturée, les réfugiés doivent se construire un abri au plus vite.

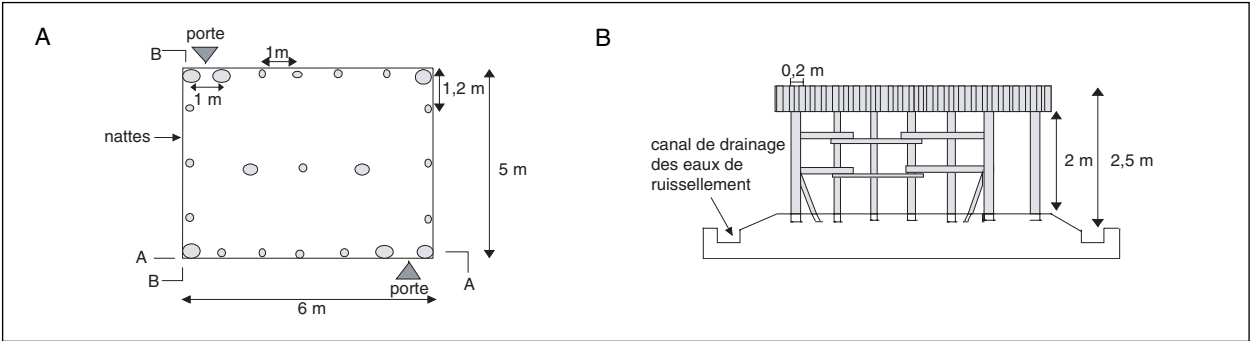
Les agences humanitaires sont souvent sollicitées pour distribuer des tentes ou des bâches qui font office de toit pour protéger des intempéries. Dans certains cas, elles peuvent être conduites à supporter la construction d'abris temporaires pour les plus démunis, ou aider à la réhabilitation de bâtiments existants.

Un exemple d'abri d'urgence est le modèle présenté tableau 17.III et figure 17.2, développé au Liberia. Construit à l'aide de bois et nattes, l'abri peut accueillir jusqu'à 20 personnes (5 x 6 m). D'autres type d'abris conviennent également dans la mesure où leur construction s'appuie sur l'utilisation de ressources et de matériaux locaux (bois, boue, couverture végétale, natte tressée, etc.).

Tableau 17.III : Caractéristiques et mise en œuvre d'abris d'urgence, pour 20 personnes.

Personnel
– 1 charpentier et 8 aides pendant 6 j
Matériaux
– 200 bois de 3 m de long (Ø 0,07 à 0,15 m)
– 10 à 12 kg de clous 5, 8 et 10 cm
– 90 m ² de bâche plastique ou de natte
Outils
– 6 pelles, 6 pioches (ou houes)
– 30 m de cordelette (Ø 4 mm)
– 6 marteaux de charpentier, 1 niveau
– 4 scies à bûches
Mise en œuvre
– repérage de la zone d'implantation par piquets, creusement des rigoles de drainage autour de l'abri et des trous pour les poteaux (prof 0,40 m), étalement et damage de la terre excavée, mise en place des poteaux maintenus par des étais obliques, rigidification de l'ensemble par bois horizontaux
– construction du toit en plaçant les chevrons tous les 20 cm dans le sens de la pente pour éviter les poches d'eau en cas de pluie (le toit dépassant de 0,50 m autour de l'abri), mise en place de bâche plastique sur le toit et de nattes sur les murs

Figure 17.2 : Schéma d'un abri collectif d'urgence (ACF, Liberia, 1994).
A, plan de l'abri. B, vue de face selon A-A.
C, vue de face selon B-B.



B TRANSPORT D'EAU PAR CAMIONS-CITERNE

1	Introduction	570	3.1	Convoyage d'eau vers des camps	574
1.1	Contexte d'intervention	570	3.2	Transport d'eau par camions-citernes dans des zones rurales d'Ogaden (communautés pastorales et agro-pastorales)	575
2	Opération	571	3.2.1	Contexte	575
2.1	Camions-citerne	571	3.2.2	Analyse de la situation	576
2.2	Distribution	572	3.2.3	Identification des villages	577
2.2.1	Points de distribution	572	3.2.4	Estimation des besoins en eau	577
2.2.2	Désinfection de l'eau	574	3.2.5	Mise en œuvre	578
3	Étude de cas	574			

1 Introduction

1.1 Contexte d'intervention

Le transport d'eau par camions-citerne, ou *water trucking*, est une solution rapide pour assurer un approvisionnement dans des situations où le système de distribution est défaillant ou inexistant. Il est couramment utilisé comme première réponse dans les situations d'urgence. Les travaux de réhabilitation et de construction nécessitent du temps et des ressources et, dans certaines circonstances, le *water trucking* permet de fournir une solution rapide en attendant qu'un approvisionnement durable soit établi sur le long terme ou que l'urgence prenne fin.

Le transport d'eau par camions est couramment utilisé dans des situations où le système d'approvisionnement a été détruit ou fortement endommagé (à la suite de conflits ou de catastrophes naturelles), lorsque les ressources en eau sont restreintes (durant les sécheresses) ou sont contaminées (par des inondations ou des activités humaines), mais aussi dans les cas où des populations sont déplacées vers une zone sans ressource en eau ou sans infrastructures.

1.2 Stratégies de sortie

Le transport d'eau par camion doit cependant rester une solution temporaire étant donné qu'il constitue un système précaire et vulnérable (problèmes d'accès pour les camions, risques de défaillances mécaniques ou humaines), qu'il est coûteux et que ce n'est pas une solution durable. Une stratégie de sortie doit donc être anticipée avant le début de toute opération de *water trucking*.

Les stratégies de sortie ont pour objectif la mise en place de solutions durables lorsque la situation justifiant l'intervention perdure, dans le cas de crises temporaires le *water trucking* n'est pas forcément suivi de solutions long terme. Ces stratégies dépendront du contexte et différents scénarios devront être envisagés. Par ailleurs les critères de cessation des opérations de *water trucking* doivent être définis avec précaution dès le démarrage des activités et clairement communiqués aux bénéficiaires et à toutes les parties prenantes. Ils devront être respectés afin d'éviter tout effet pernicieux conduisant à la création d'une situation de dépendance. Ce point est particulièrement important dans les cas où la stratégie de sortie ne conduit pas à la construction ou à la réhabilitation d'infrastructures garantissant l'accès à l'eau sur le long terme. Par exemple, ACF a mis en œuvre une opération de *water trucking* de façon temporaire en zone urbaine en Haïti en 2004, car les systèmes existants de transport d'eau privés avaient augmenté fortement leurs prix, suite à l'augmentation drastique des prix du carburant (les inondations ayant bloqué les accès routiers). Les populations les plus

pauvres ne pouvaient alors plus acheter d'eau potable, et allaient puiser une eau boueuse dans une rivière située à plusieurs kilomètres de leurs lieux d'habitation. Après la fin des inondations et le rétablissement des accès routiers, le carburant a retrouvé son prix d'avant la crise et ACF a décidé de l'arrêt du transport d'eau. Ceci signifiait le retour au système coûteux d'approvisionnement qui avait cours jusqu'alors, et dans lequel les populations devaient payer pour leur consommation d'eau. Certains membres de la communauté n'ont pas accepté la décision et ont requis le maintien de l'assistance. Des *critères objectifs* d'intervention, définis dès le début et *clairement communiqués* aux communautés et aux autorités, facilitent la compréhension lors de la cessation des opérations de transport. Un autre exemple sensible est la mise en œuvre d'opération de *water trucking* en milieu pastoral, lors de sécheresse, et dans des zones où il n'est pas possible de construire de points d'eau (cf. § 3.2).

D'autres aspects importants à considérer pour définir une stratégie de sortie sont : l'opinion des autorités locales ; les projets de construction de nouvelles infrastructures ; les enjeux politiques d'urbanisation (planification, réinstallation des populations, etc.). Dans le cas de populations déplacées, où la construction d'infrastructures permanentes encourage la sédentarisation des personnes sur le lieu d'accueil, la stratégie de sortie est une décision politique qui doit être discutée avec prudence aux niveaux local, national et international. Si la construction d'infrastructures pérennes n'est pas souhaitable, le *water trucking* peut être remplacé par des solutions temporaires moins coûteuses (par exemple des réseaux de distribution temporaires) qui n'encouragent pas nécessairement l'installation permanente des populations.

Avant le démarrage de tout programme de transport d'eau par camions, il est important de réaliser une étude approfondie de la ressource. Habituellement, l'eau provient d'une station de traitement d'eau de surface ou d'une station de pompage sur un forage ou un puits. Dans ce cas, on veillera bien sûr à ne pas surexploiter la ressource. Des essais de pompage seront mis en œuvre si les débits pompés sont importants (cf. chap. 6). Des analyses bactériologiques et physico-chimiques sont toujours essentielles (cf. chap. 4).

Remarque. – Dans certaines zones périurbaines, l'alimentation en eau est réalisée en permanence par des camions-citerne ou des charrettes tirées par des ânes (*donkey carts*) depuis des stations de pompage ou à partir du réseau de distribution, impliquant des prix souvent prohibitifs ainsi qu'une grande vulnérabilité de l'approvisionnement en eau (dépendance vis à vis d'intermédiaires informels).

2 Opération

Les programmes de transport d'eau impliquent la gestion de la ressource, le transport de l'eau par des camions et la distribution vers des points spécifiques (points de distribution temporaires tels que des citernes souples équipées de borne fontaine ou des infrastructures locales en dur comme les réservoirs de stockage publics ou familiaux).

Un des principaux problèmes de mise en œuvre est la disponibilité des camions et la gestion de leurs mouvements. Dans certaines situations, l'eau est distribuée directement à partir des camions, impliquant une perte de temps et de capacité d'approvisionnement. L'installation de réservoirs et de points de distribution ainsi que la planification des mouvements des camions sont essentielles pour l'optimisation du système et le contrôle de la qualité de l'eau (cf. chap. 16, § 2.3.10).

2.1 Camions-citerne

Les camions les plus couramment utilisés sont des camions-citernes standards à deux roues motrices, avec habituellement une capacité d'environ 8 000 l, réservés exclusivement au transport de l'eau. Les caractéristiques des camions et le volume des citernes doivent être considérés en fonction de la disponibilité des camions dans la zone et des possibles problèmes d'accès (des camions lourds peuvent par exemple se trouver bloqués durant la saison des pluies).

Si les camions-citernes ne sont pas disponibles en nombre suffisant dans la zone, ou s'ils sont très coûteux, il est possible d'adapter des camions normaux à plateaux, en y installant des citernes souples (*bladder*) ou rigides, si celles-ci sont correctement fixées. Les citernes spécialement conçues pour le transport de l'eau sont divisées en compartiments afin de limiter le déplacement du volume de liquide et d'assurer une meilleure stabilité.

Le calcul des coûts du système de convoyage est un paramètre important pour la définition du programme : coûts d'acquisition ou de location des camions ; coûts de maintenance ; consommation de carburant ; salaire des conducteurs

et autres personnels impliqués ; coûts de l'eau (et de son traitement) si celle-ci doit être achetée. La consommation de carburant dépend du type de camion et de son état, mais aussi des conditions de la route. Il se situe normalement entre 25 et 30 l pour 100 km.

L'optimisation des capacités d'approvisionnement nécessite aussi une bonne évaluation du temps requis pour fournir un volume défini, et une planification correcte des voyages des camions. Le nombre de véhicules et de rotations quotidiennes dépend de la distance au site et des temps de remplissage et de vidange. Les vitesses moyennes peuvent se situer entre 20 et 50 km/h dans des zones n'offrant pas de très bonnes conditions d'accès.

Le temps de remplissage du camion dépend essentiellement du débit de la pompe utilisée (environ 30 à 60 min). Si le camion est vidé dans un réservoir à l'aide d'une motopompe, le temps de vidange dépendra de la pompe et du volume d'eau, mais il peut être court (moins de 30 min). Dans les cas où l'eau est distribuée par gravité directement à la sortie du camion, le temps de distribution dépend du diamètre de l'orifice de vidange et du volume d'eau à fournir, mais ce temps peut être beaucoup plus long qu'avec une motopompe (plus de 2 h pour 8 m³).

Les contrats de location avec les propriétaires de camions doivent être établis en portant une grande attention aux détails des clauses et en stipulant notamment les responsabilités du loueur :

- location du véhicule proprement dit, sans limites de kilométrage ;
- salaire du chauffeur et de l'aide-chauffeur ;
- assurance ;
- entretien du camion et éventuellement fourniture de carburant et d'huile ;
- responsabilité en cas de vol, d'incendie ou d'accident.

Par ailleurs, des clauses particulières sont ajoutées, comme la possibilité de changer de chauffeur s'il ne donne pas satisfaction ou le remplacement du camion en cas de panne prolongée.

2.2 Distribution

2.2.1 POINTS DE DISTRIBUTION

La distribution directe au camion-citerne est à éviter pour des raisons évidentes d'efficacité : temps de vidange élevé, mauvaise hygiène de la distribution, contrôle difficile des mouvements de foule, etc. Il est préférable d'aménager des points de distribution spécifiques ou d'utiliser des réseaux existants. Ces points de distribution sont choisis aussi proches que possible des lieux d'habitation. Les camions doivent pouvoir manœuvrer sans difficultés pour alimenter les réservoirs de stockage. Ces réservoirs sont reliés à une ou plusieurs rampes de distribution (équipées de robinets automatiques type Talbot) en fonction de la configuration du site.

Alimentés directement par camion ou à partir d'un mini-réseau (cf. chap. 11), les réservoirs d'une capacité de 2 000 à 20 000 l sont très utilisés pour réaliser des points de stockage temporaires, approvisionner en eau un centre de santé, un centre nutritionnel ou encore un centre d'isolation choléra. L'eau distribuée est désinfectée directement dans ces réservoirs (cf. chap. 12) ou dans le camion (cf. § 2.2.2). Si l'eau doit être traitée dans les réservoirs au niveau du point de distribution, par décantation simple ou assistée, on utilisera alors des réservoirs de type "oignon" ou Oxfam, plutôt que des réservoirs souples (cf. chap. 12 § 1.3).

Il est recommandé que ces réservoirs (fig. 17.3 et tabl. 17.IV) soient pourvus de deux orifices avec vanne à boisseau sphérique et demi-raccord symétrique 50 mm, ainsi que d'un évent central de 120 mm. Une borne-fontaine se connecte au tuyau de distribution de 50 mm relié à ce réservoir. L'installation du réservoir et de bornes-fontaine impose une série d'opérations :

- choix du site d'implantation : veiller à ce que le réservoir soit surélevé par rapport à la rampe de distribution (gamme de pression pour les robinets automatiques Talbot : 1 à 8 mCE) ;
- préparation de la surface au sol, parfaitement horizontale et propre (pas de graviers, roches, racines, etc.) ; pose d'un lit de sable si besoin ;
- aménagement d'une dalle antibourbier et d'un drainage pour les fontaines ;
- montage et fixation de la rampe de distribution sur la dalle.

Les borne-fontaines sont disponibles en kit (fig. 17.4) et peuvent être montées suivant un grand nombre de dispositions (nombre de robinets de 1 à 6, etc.).

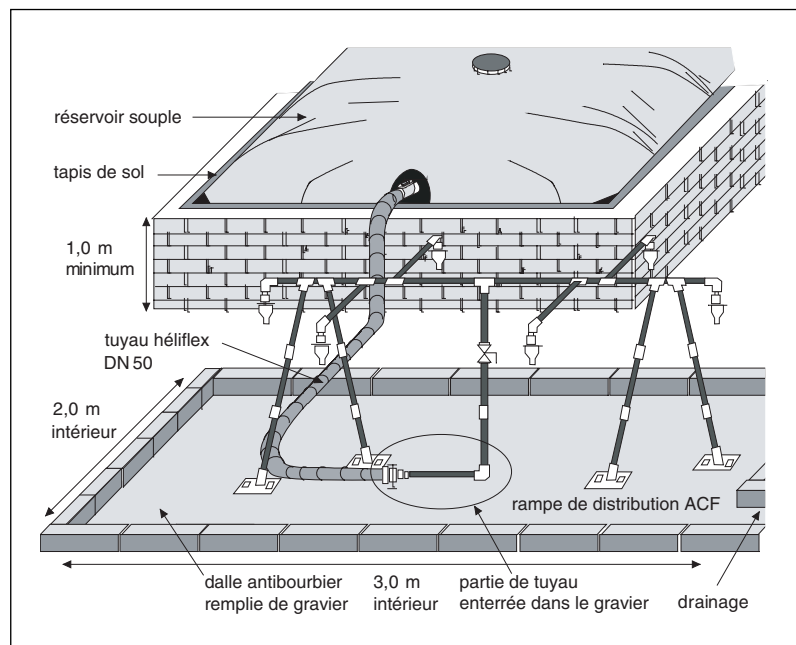


Figure 17.3 : Réservoir souple (type *bladder* ou “vessie”) et rampe de distribution.

Tableau 17.IV : Caractéristiques et coûts de réservoirs souples (2004).

Désignation	Dimensions réservoir (m)	Coût (€)
Kit réservoir souple – 2 000 L	2,85 x 2	650
Kit réservoir souple – 5 000 L	4 x 3	1 345
Kit réservoir souple – 10 000 L	5,10 x 3	950
Kit réservoir souple – 20 000 L	7,50 x 4	1 300
Borne-fontaine (rampe de distribution en kit)		270
Tuyau 50 mm semi-rigide (héliflex, par 50 m)		300

Le tableau 17.V présente le détail du contenu des kits borne-fontaine.

La distribution de l’eau nécessite que les familles possèdent des récipients adaptés et propres pour le transport et le stockage. Elles doivent disposer d’au moins deux jeux de récipients (10 à 20 l) et de bidons de stockage en nombre suffisant pour pouvoir utiliser l’eau au foyer à tout moment. Les récipients doivent être faciles à remplir et à fermer hermétiquement, de type jerrican par exemple. Des jerricans seront distribués si nécessaire. On encouragera le nettoyage et la désinfection des récipients par des activités de promotion de l’hygiène.

Tableau 17.V Contenu du kit borne-fontaine ACF.

Désignation	Réf. fig. 17.4A	Quantité
Raccord pompier Ø 2"	1	1
Réducteur F/F 50/60 Ø 2" → Ø 1"	2	1
Tuyau 26/34 Ø 1" fileté aux deux extrémités (ml)	3	24
Coude 90° F/F 26/34 Ø 1"	4	1
Vanne 1/4 de tour 26/34 Ø 1"	5	1
Manchon F/F 26/34 Ø 1"	6	9
T 26/34 Ø 1"	7	9
Mamelon M/M 26/34 Ø 1"	8	4
Réducteur F 26/34 Ø 1" – M 20/27 Ø 3/4"	9	6
Robinet Talbot 20/27 Ø 3/4" avec coude	10	6
Bouchon M 26/34 Ø 1"	11	2
Rouleau Teflon	12	3
Raccord pour pieds 26/34	13	4
Pied 26/34	14	4
Bouchon F 26/34 Ø 1"	15	1
Clé 6 pans	16	1
Clé à griffe 18"	17	1

En situation d'urgence, la pression des personnes autour des points d'eau devient rapidement difficile à contrôler : l'accès au point d'eau doit être restreint, et la distribution contrôlée par un superviseur. La gestion de l'approvisionnement est aussi présentée au chapitre 16, § 2.3.10.

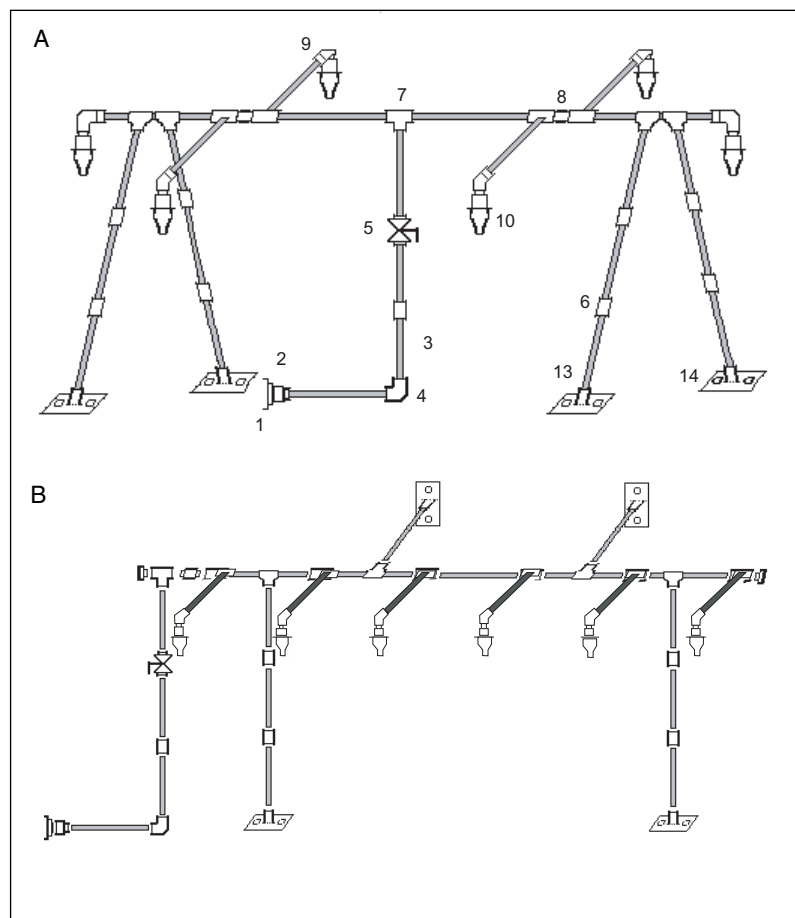


Figure 17.4 : Kit de rampe de distribution ACF.

A, installation standard.

B, installation contre un mur.

2.2.2 DÉSINFECTION DE L'EAU

L'eau transportée par camions doit toujours être chlorée. Si la chloration est effectuée directement dans le camion-citerne au moment de son remplissage, le chlore peut agir durant le transport (temps de contact > 30 minutes). Cependant, si le voyage et le processus de remplissage et de vidange du camion-citerne sont beaucoup plus longs, la protection assurée par le chlore résiduel sera moins efficace. Un autre point important à considérer est que le chlore est consommé par le fer (oxydation), par conséquent la chloration sera moins efficace dans une citerne en fer si elle n'est protégée par une peinture alimentaire. Une autre possibilité est d'effectuer la désinfection de l'eau au niveau du réservoir de stockage de la borne-fontaine (plus sûr mais moins rapide).

Le contrôle de qualité s'effectuera toujours au niveau du réservoir de stockage de la borne-fontaine.

3 Étude de cas

3.1 Convoyage d'eau vers des camps

L'exemple traité est un camp de réfugiés en Éthiopie (1992), sans ressource en eau et accueillant 10 000 personnes. L'eau doit être transportée sur 10 km de piste à partir d'un forage, en attendant l'extension du réseau de la ville voisine.

Les besoins quotidiens en eau sont estimés à 150 m³ (15 l/j/pers), les pertes dans la chaîne de distribution évaluées à 20 %, soit une consommation totale journalière de 180 m³. Les camions-citernes ont une capacité utile de 5 000 l. Le trajet, à une vitesse moyenne de 20 km/h, dure 30 min. Le temps de remplissage du camion au niveau de la station de pompage dépend du débit du forage (5 l/s) ; la vidange s'effectue en 30 min, par gravité, grâce à un tuyau de 75 mm (tabl. 17.VI).

Tableau 17.VI : Calcul du temps pour une rotation et détermination du nombre de camions nécessaires.

Temps de remplissage	17 min
Temps du trajet forage-camps	30 min
Temps de vidange	30 min
Temps du trajet camps-forage	30 min
Temps de rotation	107 min
30 % d'imprévu (pauses, ravitaillement)	30 min
Durée estimée	137 min (2H3)
Nombre de rotation par camion (12 h/j)	5
Volume d'eau transporté par camion et par jour	5 x 5 000 l = 25 000 l
Nombre de camions-citerne	180 000 l / 25 000 l = 7

7 camions-citernes de 5 000 l effectuant 5 rotations chacun peuvent donc fournir (dans l'idéal) 15 l/pers/j à 10 000 personnes. Il est cependant prudent de louer un camion supplémentaire pour pallier à tout problème (panne, crevaison, désaccords avec le propriétaire, etc.). Les camions-citernes vidangent dans 4 réservoirs de 20 000 l chacun, lesquels alimentent des mini-réseaux de distribution d'urgence. Ces derniers sont composés de 2 à 3 rampes de distribution équipées de 4 à 6 robinets, fournissant chacun de 0,1 à 0,2 l/s.

3.2 Transport d'eau par camions-citerne dans des zones rurales d'Ogaden (communautés pastorales et agro-pastorales)

3.2.1 CONTEXTE

Le district de Korahai en Ogaden, dans la région Somalie d'Éthiopie, est une zone semi-aride peuplée par des communautés pastorales et agro-pastorales (élevage de dromadaires, de vaches, de moutons et de chèvres) dont la subsistance dépend directement de la disponibilité en eau. Les précipitations annuelles, entre 300 et 400 mm, sont réparties en deux saisons : *deyr* (octobre-décembre) et *gu* (avril-juin). Depuis les années quatre-vingts, la région a été affectée de manière récurrente par des niveaux de précipitations faibles et des sécheresses périodiques (considérées localement comme l'absence de deux saisons des pluies couplée à un déficit de pluviométrie dans les hautes terres). En conséquence, les ressources en eau pérennes sont de moins en moins nombreuses dans la région. Les points d'eau consistent en des forages profonds, des puits peu profonds (< 20 m) et des *birkads* (réservoirs de quelques centaines de mètres cubes recueillant les eaux de ruissellement, cf. chap. 19), ainsi que des eaux de surface (rivières temporaires et mares naturelles).

Lorsque les précipitations sont insuffisantes, les nappes exploitées à partir de puits peu profonds ne se rechargent pas et les *birkads* se vident plus rapidement que de normale. Quand de telles circonstances se manifestent, et selon les niveaux de manque d'eau et de perte des moyens de subsistance, les communautés mettent en place des mécanismes d'adaptation :

- mouvement du bétail vers d'autres points d'eau ;
- acheminement coûteux de l'eau en camions-citerne par des transporteurs privés (pour le petit bétail et les personnes), où à l'aide d'ânes ou de chameaux ;

- crédits ;
- recherche de nouvelles sources de revenus ;
- migration ;
- modification du régime alimentaire ;
- charité et assistance humanitaire.

Le transport d'eau par camions-citerne pour approvisionner les *birkads* (ou parfois des *bladders*) est une solution qui permet d'éviter la perte totale du capital pour un grand nombre de personnes. Cependant, le transport par camion implique aussi des effets secondaires négatifs qui doivent être pris en considération avant toute décision d'intervention. Les risques sont les suivants :

- dérèglement des mécanismes d'adaptation ;
- sédentarisation de populations dans des zones où les ressources naturelles en eau ne répondent pas aux besoins ;
- création d'un état de dépendance vis-à-vis de l'intervention humanitaire ;
- développement d'un système dirigé localement par des opérateurs commerciaux et qui excluent les foyers les plus pauvres ;
- déplacements de population vers les sites de distribution.

Pourtant, chaque année, durant la saison sèche, les populations souffrent d'un niveau de stress hydrique qui pourrait justifier une intervention. Si l'on assume que le transport d'eau par camions est une réponse d'urgence qui ne peut être mise en place chaque année, des indicateurs clairs doivent être définis afin de décider du démarrage d'une intervention, mais aussi de son arrêt. Ces indicateurs, liés aux valeurs des précipitations et à des paramètres économiques, ne sont pas aisés à définir objectivement et ne sont pas toujours compris ni acceptés par les autorités et les communautés concernées.

3.2.2 ANALYSE DE LA SITUATION

Les premiers indicateurs de crise en février 2004 étaient les suivants :

- Les dernières pluies (*Deyr*) avaient deux mois de retard et étaient insuffisantes.
- La rivière temporaire Faffen avait un débit limité qui ne permettait aucune activité agricole dans les zones agropastorales du district de Korahai.
- La plupart des *birkads* étaient à secs plus tôt que de coutume.
- Les débits des puits étaient anormalement bas et la salinité de l'eau avait augmenté.
- 3 des 10 stations de pompage existantes dans le district de Korahai ne fonctionnaient pas.
- Le recours au transport de l'eau par camions, privé et coûteux, avait été mis en place plus tôt que d'habitude et représentait le seul approvisionnement en eau dans la plupart des zones dépendant des *birkads*.
- Les pâturages étaient peu fournis, conduisant à la concentration du bétail sur les meilleures zones et à leur sur-exploitation (risque de surpâturage).
- Observation de déplacements de populations et d'animaux anormaux.
- Les "crédits pour l'eau"* étaient refusés.
- On assistait à une augmentation de la mortalité animale.
- Les mécanismes de solidarité ne fonctionnaient plus.
- Un processus de vente excessive du bétail (*destocking*) avait été enclenché.
- Les cours du bétail chutaient sur les marchés.

Au vu de ce contexte, ACF a décidé d'entreprendre des évaluations plus approfondies afin de concevoir une intervention de transport d'eau par camions-citerne.

* Le crédit pour l'eau est un mécanisme d'adaptation souvent utilisé par les foyers pauvres au cours d'une année normale. Il échoue cependant lorsque les crédetes considèrent que le crédit ne pourra plus être remboursé. Le prix normal de vente de l'eau en saison sèche est de 2 birrs pour 20 l. Dans le cas d'un foyer de 10 personnes nécessitant aussi un approvisionnement pour une fraction minimale du bétail qui lui appartient, le crédit peut atteindre à la fin de la saison sèche des valeurs très élevées.

3.2.3 IDENTIFICATION DES VILLAGES

Les villages-cibles ont été sélectionnés en fonction des requêtes émises par les autorités locales et les communautés, puis corroborées par des évaluations de terrain réalisées par ACF. Ces évaluations consistaient en la collecte de deux types d'informations, concernant la pénurie des ressources en eau ainsi que la situation économique. Une intervention n'est décidée que lorsque la précarité de la ressource en eau remet en cause (ou peut remettre en cause) les moyens de subsistance. L'information suivante est collectée :

- Pluies (les pluies étant sporadiques, une estimation à l'échelle locale doit être entreprise).
- Distance entre les habitats et les points d'eau existants.
- Distance entre les pâturages et les points d'eau existants.
- État des points d'eau fonctionnels (productivité, système de pompage, propriétés et droits d'accès, etc.).
- Opérations de transport d'eau par camions en cours (ou de transport à dos d'âne ou de chameau).
- Type et état des activités économiques (pastoralisme, agriculture, commerce, prix des marchés, etc.).
- Accès à la nourriture (production locale de lait, distribution de nourriture...).
- Mécanismes d'adaptation développés (par exemple, *destocking*, migration, etc.).
- Nombre de familles et de personnes présentes dans les villages ou les camps.
- Degré de sédentarité (coutumes et capacités de mouvement).
- Infrastructures (hôpital, écoles, marchés, etc.).

Après évaluation, le degré d'urgence et de besoins en eau de chaque site visité est défini. Avant que ne commence le transport de l'eau vers un village, une rencontre avec les chefs de la communauté permet d'élaborer et de signer les termes de l'arrangement. Un comité est créé au sein de la communauté pour prendre en charge la réception et la gestion de l'eau.

3.2.4 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Les critères d'estimation des besoins sont compliqués par le déplacement de la population. Ils incluent à la fois les besoins domestiques et ceux du bétail. On pose plusieurs hypothèses pour réaliser l'estimation.

Population

- Nombre d'habitations = nombre de foyers.
- Un foyer = 10 membres (d'après le recensement national de 1994).
- Approvisionnement minimum en eau dans la situation présente = 10 litres par personne et par jour (d'après les standards ACF à Kebri Dehar).

Bétail

Depuis le commencement de la crise, les pasteurs ont émigré vers les points d'eau pérennes (habituellement des forages) avec leurs dromadaires, qui peuvent marcher durant 8 à 10 jours sans boire. Dans les zones de pénurie d'eau ciblées, le bétail restant attaché au foyer, doit aussi être approvisionné par *water trucking*. Ce bétail est essentiellement composé d'animaux faibles, gravides ou allaitants. Le programme tente donc de fournir de l'eau aux foyers pour la consommation des animaux afin de limiter les pertes en bétail et de maintenir la production du lait directement consommé par la famille.

L'Unité de Bétail Somalienne (UBS ou *Somali Livestock Unit*, SLU) est utilisée pour estimer la consommation quotidienne du bétail en saison sèche :

- moutons : 10 l tous les 3 jours = 3 l/j ;
- chèvres : 15 l tous les 5 jours = 3 l/j ;
- ânes : 20 l tous les 2 jours = 10 l/j ;
- bovidés : 40 l tous les 2 jours = 20 l/j ;
- dromadaires : 160 l tous les 8 jours = 20 l/j (les dromadaires boiront aux points d'eau pérennes).

Une SLU consomme 20 litres d'eau par jour. 1 SLU correspond donc à : 1 dromadaire = 1 vache = 2 ânes = 6,5 chèvres/moutons (caprins).

Selon l'*Household Baseline Food Economy Survey* réalisée dans la zone de Korahai par ACF en 2001, la possession moyenne de bétail pour un foyer pastoral "très pauvre" est estimée à 5,5 SLU (2 vaches, 1 âne et 20 moutons ou chèvres). La possession moyenne de bétail pour un foyer agro-pastoral "très pauvre" est estimée à 3,75 SLU (1 vache, 1 âne et 15 moutons ou chèvres). Les villages de taille petite ou moyenne sont considérés comme pastoraux (les animaux étant la seule source de revenus) tandis que les grands villages sont considérés comme agro-pastoraux ou semi-pastoraux (avec une agriculture, des points de distribution de nourriture et des commerces qui fournissent d'autres types de revenus).

En conclusion, on estime que :

- un foyer pastoral nécessite un minimum de 210 litres par foyer et par jour ;
- un foyer agro-pastoral ou semi-pastoral nécessite 175 litres par foyer et par jour.

Durant la phase de mise en place, le suivi (*monitoring*) permet d'identifier les erreurs d'estimation ou les particularités de certains villages et d'ajuster en conséquence les quantités d'eau à fournir.

3.2.5 MISE EN ŒUVRE

3.2.5.1 Camions-citerne

Au maximum d'activité du programme, 15 camions ont fourni 244 m³ par jour à 27 villages à partir de l'eau de 4 forages. Ils couvraient ainsi 88 % des besoins estimés.

Les camions parcourent une moyenne de 160 km par jour. Les prix sont : 55 euros/ jour pour les petits camions (6 m³) et 130 euros/jour pour les grands (20 m³). Les consommations estimées à partir des vérifications effectuées sur plusieurs camions au moment du remplissage du réservoir de carburant (avant et après les rotations) ont donné des valeurs de 35 l/100 km pour les petits camions et de 45 l/100 km pour les grands (tabl. 17.VII). Des routes sableuses difficiles et le mauvais état des véhicules expliquent cette consommation élevée.

Tableau 17.VII : Coûts du transport par camion-citerne.

	Eau fournie (l)	Location du camion €/jour	km	Consommation l/km	Coût du carburant €/l	Coût total de l'eau €/l
Petit camion	6 000	55	160	0,35	0,4	0,0129
Gros camion	20 000	130	160	0,45	0,4	0,00794

Remarque. – Ces prix ne représentent pas l'intégralité du coût de l'eau puisque, dans le cadre de ce programme, le service des équipes de personnel était gratuit.

Les problèmes spécifiques et imprévus suivants sont apparus :

- des conflits entre clans ont limité l'accès ;
- des propriétaires de *birkads* cimentées ont vendu l'eau fournie ;
- le Bureau de l'Eau a tenté de retirer un profit sur l'eau extraite des forages ;
- des soldats et des groupes armés ont stoppé les camions pour demander de l'eau.

3.2.5.2 Outils

Différents outils ont été développés afin de gérer l'activité de transport de l'eau par camions-citerne :

- un memorandum d'accord (deux copies) ;
- un formulaire pour le suivi de l'eau fournie, où sont enregistrées les données suivantes : date, village, eau fournie, consommation de carburant, signature du conducteur, signature du contrôleur ACF, signature du comité d'eau, et volume d'eau restant de la livraison antérieure (cf. tabl. 17.IX) ;

- un formulaire reprenant les noms et fonctions des membres du comité et les règles de gestion ;
- des feuilles de calcul Excel interactives afin de contrôler et de mettre à jour le programme de transport d'eau par camions-citerne (cf. tabl. 17.VIII) ;
- une carte reprenant toutes les coordonnées GPS.

Tableau 17.VIII : Couverture des besoins.

Site	Distance au forage (km)	Estimation nbre de foyers	Estimation nbre de personnes	Estimation approvision- nement SLU	Estimation besoins m ³ /j	Eau fournie m ³ /j	Estimation couv. des besoins	Contrôle (monitoring)
Balawiririi	30	15	150	82,5	3,2	3,1	98 %	Vérifier Les contrôles ont révélé l'épuisement de l'eau avant la date estimée en conséquence de mouvements de migration. La quantité d'eau fournie a été augmentée de 50 % par rapport aux estimations antérieures
Karsoni	25	25	250	137,5	5,3	6,3	119 %	
Xodayle	30	10	100	55	2,1	3,1	148 %	
Maracaato	30	200	2 000	750	35	33	94 %	Vérifier
Karambicile	25	15	150	82,5	3,2	3	95 %	
Fooljex	40	10	100	55	2,1	1,5	71 %	
Jiic	50	25	250	137,5	5,3	5,5	105 %	Vérifier
Gabo Gabo	75	180	1800	675	31,5	26,7	85 %	
Landher	62	45	450	247,5	9,5	9,4	99 %	
Toonceley	85	25	250	137,5	5,3	5,5	105 %	Les cotrôles ont révélé que toute l'eau de la dernière livraison n'avait pas été consommée car des puits saumâtres étaient utilisées pour abreuver les bêtes. Le volume d'eau fourni a été diminué par rapport à la première estimation.
Farmadow	92	100	1000	375	17,5	16,8	96 %	
Higloleey	60	150	1500	825	31,5	19,7	62 %	
Bénéficiaires directs			14500	6610	277	244	88 %	

3.2.5.3 Suivi et cessation de l'opération

Chaque livraison est suivie par un contrôleur ACF (cf. tabl. 17.IX) qui remplit les formulaires et rapporte les difficultés rencontrées. De cette manière, la quantité d'eau fournie peut être ajustée et tout autre problème spécifique est identifié (nouveaux mouvements de population, par exemple). En cas de complication, le superviseur visite le village.

Une attention particulière est portée aux migrations causées par le transport d'eau ou par une mauvaise gestion (vente de l'eau).

Les pluies étant la principale ressource en eau pour les communautés pastorales et agro-pastorales, la fin des opérations sera évidemment liée au retour de précipitations normales. Lorsque celles-ci sont suffisantes pour remplir les *bir-kads*, les mares naturelles, et recharger les nappes de surface, le transport de l'eau par camion devra être stoppé afin d'éviter toute dépendance, même si des pressions sont exercées par la population pour qu'il soit poursuivi. Comme les pluies sont souvent sporadiques, on évaluera donc l'importance des pluies en fonction des zones et, dans les zones où il n'a pas plu, la capacité qu'ont les gens à se déplacer vers les zones où il a plu.

Remarque. – ACF avait mis en place une opération de transport d'eau par camions-citerne dans la région de l'Afar en Éthiopie, en 2002. Les visites de suivi ont révélé que la consommation d'eau au niveau des *bladders* (alimentés par camions) a augmenté après le retour des pluies ! L'explication est la suivante : la population, considérant qu'elle n'était plus dépendante de cette ressource artificielle et aléatoire (car dépendante de l'envoi de camions-citerne), s'est mise à consommer l'eau des *bladders* avec moins de précaution, alors qu'elle l'économisait jusque là. ACF s'est trouvée dans la situation paradoxale de devoir cesser l'approvisionnement en eau alors que la consommation était à son maximum, car l'eau fournie créait un confort artificiel susceptible de provoquer une situation de dépendance. Cette décision fut difficile à accepter au niveau local, en particulier du fait que d'autres acteurs continuaient à distribuer de l'eau par camion.

Tableau 17.IX : Fiche de contrôle.

Camion			Propriétaire							
Date	Village livré	Forage utilisé	Litres d'eau	Litres de carburant pour camion	Litres de carburant pour générateur	Signature du conducteur	Signature du contrôleur ACF	Signature du comité	Eau restante	Commentaires

Centres de nutrition thérapeutique

1	Introduction	581	2.2.3	<i>Chloration</i>	583
2	Directives et recommandations	581	2.2.4	<i>Analyse de l'eau</i>	583
2.1	Directives	581	2.2.5	<i>Promotion de l'hygiène</i>	584
2.2	Recommandations	581	2.2.6	<i>Suivi de l'état de santé des bénéficiaires</i>	584
2.2.1	<i>Assainissement</i>	583	3	Conception d'un CNT	584
2.2.2	<i>Approvisionnement en eau</i>	583			

1 Introduction

Dans le cadre de la prise en charge des problèmes de malnutrition aiguë, ACF met en place des Centres de Nutrition Supplémentaire (CNS) et des Centres de Nutrition Thérapeutique (CNT). Les CNS sont des structures temporaires qui accueillent les patients quelques heures par jour une fois par semaine jusqu'à guérison, la durée du traitement est en moyenne de 2 mois. En général, les CNS se trouvent dans l'enceinte de centres de santé. Les CNT sont des structures fonctionnant 24 heures sur 24, comme un hôpital. Les patients restent environ un mois et sont accompagnés par une personne, en général la mère ou un autre adulte. Ces deux types de centre nécessitent un approvisionnement en eau et des services sanitaires appropriés.

Les patients souffrant de malnutrition aiguë (il s'agit souvent d'enfants) sont immunodéficients, ce qui signifie qu'ils sont moins aptes à lutter contre les infections que des personnes bien portantes. De plus, ces centres peuvent accueillir plusieurs centaines de personnes ; les risques de transmission de maladies ou d'épidémies dans un CNT sont donc élevés. Les conséquences de pathologies nosocomiales sont graves et peuvent allonger fortement la durée du traitement voire même entraîner la mort des patients infectés. Afin de limiter les risques de transmission, il est donc essentiel que des infrastructures sanitaires appropriées soient disponibles et que des règles d'hygiène strictes soient appliquées au sein du CNT. Ce chapitre se concentrera sur la question des CNT.

2 Directives et recommandations

2.1 Directives

Voir tableau 18.I, page suivante.

2.2 Recommandations

Le respect strict des directives devrait protéger le centre de tout risque sanitaire. L'équipe doit être formée et entraînée afin d'assurer de manière correcte l'entretien, l'utilisation et la maintenance de toutes les infrastructures, ainsi que la bonne manipulation des produits adaptés.

Activités	Moyens	Directives	Note
Approvisionnement en eau	Forage ou puits équipé d'une pompe (manuelle ou électrique) ou connexion à un réseau de distribution Réservoir de stockage rempli par camion-citerne depuis une source extérieure Réservoir connecté à des rampes de distribution (dans le cas de transport de l'eau par camions, de systèmes de distribution ou de pompes motorisées). Chlore ¹ Etc.	45 à 90 litres/patient/jour (inclus l'eau pour la personne accompagnant) L'eau de boisson est chlorée L'eau de boisson est disponible dans chaque pièce recevant des patients, la cuisine, la section des admissions, etc. Une eau saine est disponible pour les usages domestiques Les réservoirs sont suffisants pour éviter toute pénurie d'eau	Le chlore résiduel est de 0,5 mg/l (jamais inférieur à 0,3 mg/l) La turbidité ² est inférieure à 5 NTU Pas de coloration. 0 coliformes fécaux/100 ml d'eau ² Les niveaux de contamination minérale respectent les directives du ministère de la Santé ou de l'OMS (une attention particulière sera portée aux nitrites et nitrates)
Accès aux installations de lavage	Aires de lavage pour la lessive et la vaisselle Douches Savon disponible dans toutes ces installations Réservoirs d'eau avec robinets pour le lavage des mains à la sortie des latrines (eau chlorée)	1 aire de lavage pour la cuisine 1 aire de lavage (linge) pour 50 patients 50 personnes/douche/jour Les douches sont éclairées la nuit Des réservoirs avec robinets sont placés dans toutes les pièces	Les infrastructures sont nettoyées quotidiennement avec une solution chlorée à 0,2 % Les vêtements et la vaisselle sont lavés avec du savon ou une solution chlorée à 0,2 % Une solution chlorée à 0,05 % est utilisée pour le lavage des mains Les serviettes communes utilisées habituellement pour le séchage des mains sont interdites
Toilettes ³	Latrines ventilées VIP (ou latrines à siphon d'eau si possible) Pots pour les enfants	-25 personnes/toilette/jour Les latrines sont proches de l'édifice Les latrines sont construites à au moins 30 m des puits et des forages Les latrines sont éclairées la nuit	Les installations sont nettoyées quotidiennement avec une solution de chlore à 0,2 %, en veillant à ne pas verser de chlore dans la fosse des latrines (ce qui stopperait la décomposition des excréments) Des cendres sont jetées dans la fosse afin de réduire les odeurs et la présence de mouches
Elimination des ordures ³	Trou à ordures Poubelle Incinérateurs	Au moins 1 trou à ordures par CNT Au moins 1 incinérateur par CNT Poubelles réparties dans l'ensemble du CNT	Les fosses à ordures sont fermées par des couvercles Les fumées de l'incinérateur sont contrôlées
Assainissement de l'environnement ³	Canaux de drainage Bac dégraisseur Fosses septiques Puits perdu Tranchées d'infiltration Personnel de nettoyage	Nombre de canaux de drainage suffisant pour éliminer toutes les eaux usées Un bac dégraisseur en sortie de cuisine Nettoyage des sols quotidien dans chacune des salles	Les canaux de drainage sont nettoyés quotidiennement (en évitant de diriger le drainage vers les habitations voisines) Les installations d'élimination des déchets sont correctement entretenues Le nettoyage des sols avec ou sans revêtement s'effectue avec de l'eau pour éviter la mise en suspension des poussières Les eaux stagnantes sont éliminées
Promotion de l'hygiène ⁴	Posters Sessions de sensibilisation et d'information hygiène et santé (promoteurs)	Des panneaux aide-mémoire sont installés dans l'ensemble du centre pour expliquer l'utilisation des installations	
Contrôle des vecteurs	Moustiquaires Utilisation d'insecticides si besoin Infrastructures d'assainissement de l'environnement		Les canaux de drainage sont nettoyés quotidiennement Les eaux de surface sont drainées vers l'extérieur du centre

1. Pour la chloration de l'eau et la préparation des solutions, voir chap. 12.

3. Pour les questions d'assainissement, voir chap. 13 et 14.

2. Pour l'analyse de l'eau, voir chap. 4.

4. Pour la promotion de l'hygiène, voir chap. 15.

Tableau 18.I : Directives pour l'eau et l'assainissement dans les CNT.

2.2.1 ASSAINISSEMENT

Si l'on considère la forte densité de personnes (vulnérables aux maladies infectieuses) présentes dans de tels centres, il est évident que la question de l'assainissement doit requérir une attention particulière (pour plus de détails, voir chap.13), voici quelques points-clés :

- Les patients peuvent provenir d'aires géographiques diverses et appartenir à des groupes ethniques ou religieux différents. Les questions socioculturelles, religieuses et relatives aux sexes doivent donc être considérées avec pertinence au moment de la conception des installations sanitaires.
- La plupart des patients sont des enfants, ce qui implique la construction d'infrastructures adaptées et des précautions dans la manipulation des produits chimiques.
- La vidange des latrines doit être correctement gérée et anticipée avant le remplissage complet de la fosse.
- Des structures permanentes doivent être installées dès que le contexte le permet.
- Les cuisines et les infrastructures de lavage produisent une grande quantité d'huiles, de graisses et de savon qui doivent être correctement traités au moyen de bacs dégraisseurs, afin d'éviter leur accumulation.

2.2.2 APPROVISIONNEMENT EN EAU

L'approvisionnement en eau sera effectif si les équipements sont maintenus en bon état (nettoyage et entretien) et sont utilisés de façon correcte (voir chap. 7, 8, 15 et 16). L'équipe doit posséder les connaissances techniques appropriées. Une attention particulière sera portée à l'entretien de routine des pompes, toute coupure d'eau pouvant paralyser le fonctionnement du centre. Les pièces détachées pour tous les équipements (pompes, générateurs, etc.) doivent toujours être disponibles.

Dans le cas de pompes électriques ou diesel, la technologie choisie doit être appropriée aux connaissances locales (des formations spécifiques seront dispensées aux personnes chargées de les faire fonctionner). La disponibilité des consommables doit être assurée grâce à de stocks suffisants (dans les situations de conflit, l'accès au diesel ou à l'essence peut-être difficile). En ce qui concerne l'hygiène autour des points d'eau, l'équipe doit rester vigilante pour éviter toute présence d'eau stagnante.

2.2.3 CHLORATION

Sur la base de l'expérience acquise par ACF, on recommandera de préparer un stock avec un seul type de solution chlorée pour l'ensemble du centre, à savoir de l'eau avec une concentration en chlore résiduel de 0,5 mg/l (concentration appropriée pour la boisson). Du chlore sera ajouté afin d'atteindre la concentration requise pour les autres usages spécifiques (tabl. 18.II). On préparera juste assez de solution pour répondre aux besoins immédiats afin d'éviter le stockage de solutions chlorées différentes, pouvant conduire à la confusion et à des erreurs d'utilisation.

Tableau 18.II : Concentrations de chlore selon l'utilisation.

Concentration de chlore	Utilisation
0,5 mg/litre	Eau de boisson
0,5 g/litre (0,05 %)	Lavage des mains
2 g/litre (0,2 %)	Nettoyage quotidien des latrines et douches Nettoyage des réservoirs de stockage de l'eau Nettoyage des objets ayant eu un contact avec des patients souffrant de diarrhées (lits, couvertures, vêtements, vaisselle etc.)

2.2.4 ANALYSE DE L'EAU

L'analyse de l'eau et la chloration doivent être effectuées correctement. La personne responsable sera spécifiquement formée et sensibilisée aux buts de la chloration et de l'analyse (objectifs et importance d'un contrôle quotidien). Les principaux paramètres de qualité de l'eau à contrôler sont les suivants (cf. chap. 4 et 12) :

- pH : lors du choix et de la conception de tout processus de traitement.
- turbidité :
 - lors du choix et de la conception de tout processus de traitement,
 - lors de tout changement suspect de la turbidité de l'eau brute pour adapter le processus de traitement,
 - de manière régulière pour vérifier l'efficacité du processus de clarification ;
- concentration résiduelle des produits de floculations : régulièrement ;
- chlore résiduel libre : quotidiennement.

Les responsables du centre (qu'il s'agisse des expatriés ou de l'équipe nationale) et les agents responsables de la promotion de l'hygiène doivent aussi être formés aux techniques d'analyse et de chloration de l'eau. Si une sédimentation assistée est effectuée avant la chloration, tout problème observé (turbidité, floculants) doit être immédiatement transmis aux personnes chargées du traitement. Ceci doit faire partie de la formation.

2.2.5 PROMOTION DE L'HYGIÈNE

Le premier objectif de cette activité est de protéger le centre de tout risque sanitaire. Mais la promotion de l'hygiène a aussi pour but d'améliorer les pratiques d'hygiène des personnes lorsqu'elles retourneront dans leur foyer. L'agent chargé de la promotion de l'hygiène doit garder à l'esprit que de nombreuses installations tels que des réservoirs pour le lavage des mains aux toilettes, les aires de lavage et parfois aussi des points d'eau protégés et des latrines sont des installations qui n'existent pas dans la zone de résidence des patients. Une promotion de l'hygiène adéquate doit donc être faite avant que les patients ne quittent le centre : elle doit être adaptée aux conditions de vie des de ces personnes.

Les maladies liées à de mauvaises conditions d'hygiène, à l'approvisionnement en eau et à l'assainissement étant une des causes sous-jacentes de la malnutrition, la promotion de l'hygiène doit donc être menée avec grand soin (cf. chap. 15) et inclure une promotion de l'assainissement et de l'utilisation d'une eau saine.

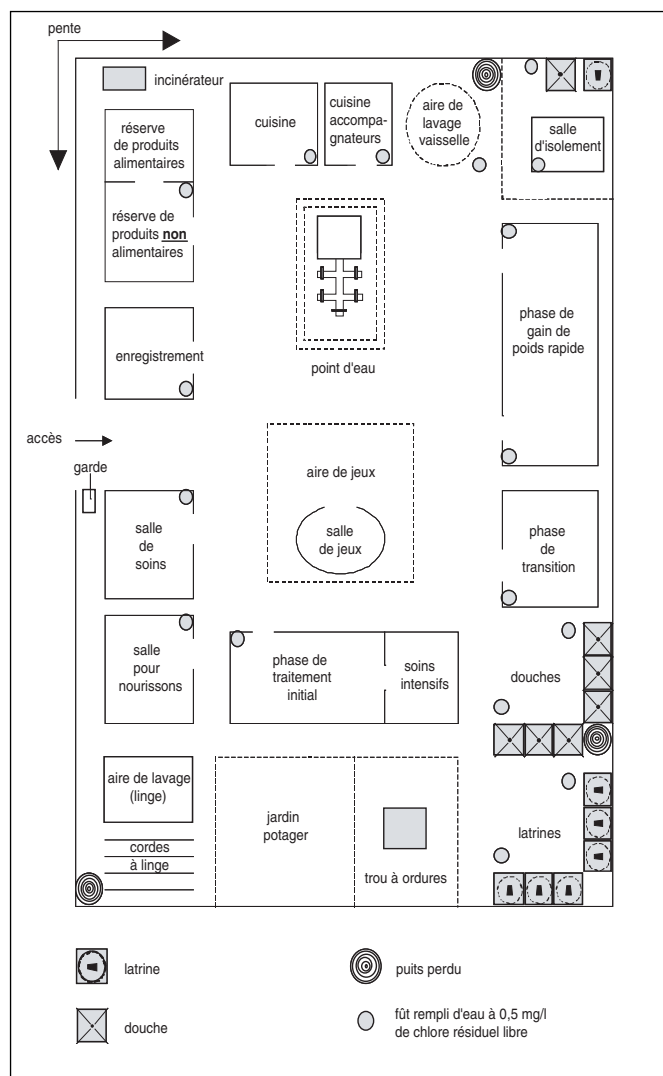
2.2.6 SUIVI DE L'ÉTAT DE SANTÉ DES BÉNÉFICIAIRES

Le suivi de la morbidité dans le centre permet d'identifier toute maladie liée à des problèmes sanitaires. Les données sont disponibles auprès de l'infirmier ou du superviseur du CNT, ou auprès des centres de santé où sont référés les patients malades. Le suivi de l'évolution hebdomadaire des données de santé peut aider à vérifier que l'eau, l'assainissement et l'hygiène sont satisfaisantes. Une bonne diffusion de ces données permet de réagir rapidement en cas de problème.

3 Conception d'un CNT

La figure 18.1 montre un exemple de conception d'un CNT.

Figure 18.1 : Exemple de conception d'un CNT
(d'après C. Prudhon-ACF, *La Malnutrition en situation de crise, manuel de prise en charge thérapeutique et de planification d'un programme nutritionnel*, Khartala et Action contre la Faim, 2002).



Mares

1	Types de mares	585	2.4	Moyens humains et financiers	588
2	Mares villageoises de type <i>impluvium</i> : exemple de la Birmanie	586	3	Mares pastorales, de type retenue d'eau : exemple de l'Éthiopie	589
2.1	Étude de faisabilité	586	4	Systèmes de collecte d'eau améliorés	591
2.2	Recommandations techniques	586	4.1	Puits situé à côté de la mare	591
2.3	Exemple de conception	587	4.2	Filtration	592

Les eaux superficielles telles que les mares sont sensibles aux pollutions de surface, en particulier aux contaminations bactériologiques. Par ailleurs c'est une ressource qui dépend directement des précipitations, et qui est donc sensible aux sécheresses. Ces ressources ne doivent cependant pas être négligées comme sources d'eau de boisson car elles sont habituellement très utiles dans des contextes où aucune autre ressource n'est disponible (par exemple lorsque les eaux souterraines sont difficiles à exploiter du fait de la profondeur de la nappe ou d'une salinité élevée) ou bien lorsqu'il n'est pas possible d'installer de systèmes de pompage car leur maintenance serait trop aléatoire (par exemple dans les couloirs de transhumance de certaines zones pastorales).

1 Types de mares

Il existe deux types de mares : les mares qui récupèrent les eaux de pluie (*impluvium*) et celles qui recueillent les eaux de ruissellement (*retenues d'eau*).

Les mares de récupération d'eau de pluie sont utilisées dans des zones où les précipitations sont élevées et bien répartie sur l'année (zones tropicales humides, par exemple le Sud-Est asiatique). Ces réservoirs ne sont pas associés à un bassin versant mais collectent directement l'eau de pluie qui tombe sur leur surface, elles fonctionnent comme des *impluvium*. La qualité de l'eau dépend des conditions sanitaires de la mare (propreté, présence d'animaux, etc.). Une conception et une construction adéquates (incluant l'installation de dispositifs tels que des structures de drainage adaptées) ainsi qu'une bonne gestion du point d'eau (périmètre de protection) peuvent conduire à une eau de qualité suffisante autorisant sa consommation pour la boisson et l'usage domestique.

Un autre type de mare existe dans les endroits où les précipitations sont faibles, dans les régions dites arides et semi-arides (ASAL pour l'acronyme anglais) telles que le Sahel, la Corne de l'Afrique, le désert du Kalahari, etc. Les mares sont localisées dans les bas-fonds et collectent les eaux de ruissellement (cf. chap. 3 et fig. 19.2). Les occasions de contamination durant le ruissellement sont nombreuses et la qualité de l'eau est médiocre. Cependant, ces réservoirs sont essentiellement utilisés dans des zones peuplées par des communautés pastorales et servent surtout pour la consommation des animaux, ce qui augmente encore les risques de contamination de cette ressource. Dans ces zones pastorales, les mares sont habituellement exploitées par différents clans ou communautés et sont fréquemment isolées des zones de résidence permanente. La gestion de la ressource et du point d'eau ne peuvent donc être réalisées sur une base régulière et toute infrastructure sophistiquée (pompes, système de filtration, etc.) ne pourra être construite qu'après une analyse sérieuse des contraintes d'exploitation et de maintenance.

Dans tous les cas, le risque de contamination de l'eau est élevé et l'application d'un traitement avant consommation (par ébullition, filtrage, etc.) est la meilleure manière de garantir un accès à une eau de boisson saine.

Le mode de construction ou de réhabilitation des mares ou retenues d'eau de pluie est généralement connu des habitants, mais pour l'optimiser et assurer une meilleure pérennité des ouvrages, certaines règles et paramètres de construction doivent être respectés.

2 Mares villageoises de type *impluvium* : exemple de la Birmanie

2.1 Étude de faisabilité

L'étude de faisabilité porte essentiellement sur la nature du sous-sol, qui doit être imperméable (essais et observations sur site par la réalisation de fouilles et de sondages), sur la pluviométrie et sur l'évaporation, afin de dimensionner l'ouvrage en fonction des besoins. La mise à disposition de terrains pour implanter ces mares se révèle parfois difficile si la pression foncière est importante (terres agricoles, problèmes de propriété, etc.).

2.2 Recommandations techniques

L'ouvrage comporte différents éléments présentés à la figure 19.1. La mare proprement dite est une excavation réalisée dans un sol imperméable. Les digues qui l'entourent sont réalisées avec les déblais de l'excavation, elles permettent de protéger la mare des eaux de ruissellement et d'en limiter l'accès. Les trop-pleins permettent d'évacuer l'eau de pluie en excès et sont donc garants de la durabilité de la construction. Le trottoir et le drain protègent la mare contre les ruissellements qui prennent naissance sur les digues. La barrière de protection et l'aire de puisage aménagée avec un ponton flottant permettent une protection relative de l'eau contre les pollutions. Le ponton permet aux usagers de prélever l'eau à une certaine distance des rives, là où elle est plus claire et plus propre.

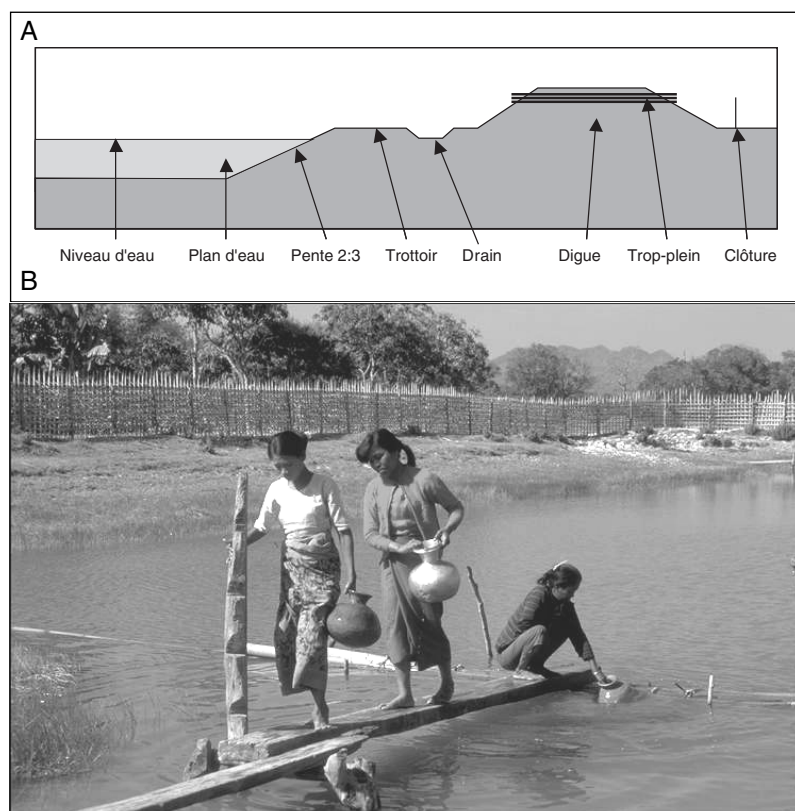


Figure 19.1 : Mare villageoise (Birmanie, ACF, 1996).

A, plan de construction.

B, système de collecte de l'eau.

Toutes les pentes (digues, excavations) sont de 66 % (2 unités en hauteur pour 3 unités en largeur). L'emprise au sol de l'ouvrage est donc très supérieure à la seule surface de la mare, (cf. fig. 19.1A). Avant de débiter les travaux d'excavation, un repérage au sol délimite les différentes parties de l'ouvrage (digues, trop-pleins, barrières de protection) et indique les niveaux d'excavation.

La stabilisation des digues s'effectue au fur et à mesure de l'excavation, par couches successives, avec une dame manuelle ou un compacteur. Le sol est légèrement humidifié pour assurer une bonne compaction. Un mauvais damage peut entraîner une rupture des structures aux premières crues.

Lors de la construction de réservoirs de grandes dimensions, le compactage du terrain est contrôlé au moyen de pénétromètres dynamiques manuels (instrument mesurant la profondeur de pénétration d'une pointe normalisée dans le sol).

Au fur et à mesure de l'excavation, des échantillons sont prélevés tous les 50 cm afin de vérifier que la nature du sol reste assez argileuse et correspond toujours aux résultats de l'étude de faisabilité, basée sur une coupe géologique précise des premiers mètres et sur des essais de perméabilité additionnels. En l'absence de sous-sol imperméable, il est possible de compacter de l'argile apportée sur le fond du bassin (0,5 m) ou de disposer une membrane étanche, mais de coût élevé et d'installation plus délicate.

Les digues sont recouvertes de terre végétale et enherbées afin de limiter l'érosion. Les espèces à utiliser doivent être vivaces, couvrantes, avec enracinement peu profond. Les buissons et arbustes ne sont pas appropriés car leurs racines favorisent l'infiltration de l'eau.

Un trop-plein efficace et largement dimensionné est placé sur le côté le plus adéquat (1 m au minimum sous la cote haute des digues). La partie aval, où l'eau s'écoule, est empierrée et bétonnée sur les premiers mètres. Enfin, pour améliorer la qualité de l'eau de boisson, on effectue des aménagements simples, comme une barrière de protection en bois ou en bambou ou, mieux, une haie vive qui empêche l'entrée des animaux.

L'eau est en général puisée directement avec une jarre ou un seau, ce qui présente l'avantage d'être très rapide. Afin d'éviter que les personnes ne puisent l'eau sur le bord de la mare (eau boueuse), on installera des pontons d'accès (fixes ou flottants), installations aisées à réaliser qui permettent aux gens d'accéder à une eau claire et plus propre (désinfection par UV). Certains aménagements se révèlent plus efficaces en termes de protection, notamment l'installation d'une pompe manuelle sur un puits alimenté par drain depuis la mare (cf. § 4.1), ou directement sur la mare : la bonne utilisation de ce type d'aménagement dépend fortement des habitudes locales.

2.3 Exemple de conception

Cet exemple de conception correspond au cas d'un village peuplé de 500 habitants et situé dans la région de Mangdaw. Deux forages négatifs ont été exécutés dans ce village (eau salée) et les habitants ont demandé à ACF de les aider à améliorer leur mare de récupération d'eau de pluie, ouvrage traditionnel dans la région.

Pour dimensionner le volume de la mare, il est préférable d'utiliser les données mensuelles moyennes de la pluviométrie et de l'évaporation ; on procède alors en comparant les besoins cumulés avec les volumes de pluies récupérables sur une année (cf. chap. 10A). Ces données mensuelles n'étant pas disponibles pour la région, les estimations annuelles sont utilisées. La pluviométrie annuelle moyenne est évaluée à 4 000 mm et la température annuelle moyenne à 25 °C (cf. annexe 6). L'évaporation du plan d'eau ne peut pas être estimée précisément car aucune mesure directe n'a été faite (on peut les réaliser avec un bac d'évaporation ou évaporomètre) et les formules usuelles sont difficiles d'emploi puisqu'elles demandent un grand nombre de paramètres (formule de Lugeon, de Meyer, bilan calorifique, etc.). L'emploi des formules simples de Turc et Coutagne, données en annexe 6, est réservé au calcul du déficit d'écoulement sur un bassin versant. En toute rigueur, elles ne sont donc pas utilisables pour estimer l'évaporation d'un plan d'eau. À titre indicatif, la formule de Coutagne propose un taux d'évapotranspiration annuel réel (ETR) de 1,1 m et celle de Turc une ETR de 1,6 m. La littérature (Réménieras) propose, pour l'évaporation moyenne annuelle d'une surface d'eau libre, des ordres de grandeurs de 1,5 à 3 m pour les régions tropicales humides. La valeur de 1,5 m est donc retenue. La lame d'eau utile capable de remplir la mare est de :

$$4 - 1,5 = 2,5 \text{ m/an, soit } 2,5 \text{ m}^3 \text{ par m}^2 \text{ de surface d'impluvium}$$

Les besoins des habitants sont estimés à 30 l/pers/jour sur une période de 7 mois dans l'année. Durant la saison des pluies, les habitants récupèrent l'eau de pluie tombant sur leur toit à l'aide de jarres (pendant 5 mois). Lorsque les pluies

cessent durant quelques jours, les habitants ont recours à la mare mais sans affecter la réserve puisque tout volume d'eau prélevé est remplacé immédiatement par les eaux de la pluie suivante. Sur une année, les besoins totaux sont donc de :

$$0,03 \times 500 \times 365 \times 7/12 = 3200 \text{ m}^3$$

Pour couvrir la demande, la surface minimum de bassin peut donc être calculée en considérant les pluies utiles par mètre carré :

$$3200/2,5 = 1280 \text{ m}^2$$

Les mares ont une forme trapézoïdale (cf. fig. 19.1) et le volume est calculé par la formule suivante :

$$V = (L - h/p)(l - h/p)h \quad (1)$$

où V = volume du bassin (m³), L = longueur du bassin (m), l = largeur du bassin (m), h = hauteur du niveau d'eau (m), p = pente de la rive (vertical/horizontal, sans dimension).

La mare existante a 40 m de long (L), 25 m de large (l) et 1,3 m de profondeur (h). Étant donné la nature du sol, la pente des rives est habituellement de 2/3. La surface de l'*impluvium* est de 40 x 25 = 1 000 m² et son volume de 1 140 m³ (cf. formule 1), ce qui est clairement inférieur aux besoins de la population et justifie une augmentation de la taille de la mare.

La surface étant inférieure au minimum requis de 1 280 m², elle doit être étendue afin de collecter le volume d'eau de pluie nécessaire. Afin de maximiser l'augmentation du volume relativement à l'accroissement de la superficie, c'est la largeur de la mare qui doit être augmentée plutôt que sa longueur. Le volume maximal de la mare correspondant à une surface de 1 280 m² est donc obtenu pour L = 40 et l = 32.

Une fois que la surface d'*impluvium* requise est atteinte, la meilleure solution pour accroître le volume de la mare est d'augmenter sa profondeur afin de limiter les pertes par évaporation (lesquelles sont proportionnelles à la surface) et aussi à cause de problèmes d'accès au terrain (propriété, agriculture...). Les fouilles ont montré qu'une couche argileuse est présente jusqu'à 3,3 m. Une profondeur fixée à 3 m permet donc de maintenir 30 cm d'argile au-dessus de la formation perméable. Le volume calculé à l'aide de la formule (1) est donc :

$$V = (40 - (3/2 \times 3)) \times (32 - (3/2 \times 3)) \times 3 = 2930 \text{ m}^3$$

Comme le volume est inférieur au volume attendu, la surface doit être accrue. En augmentant la largeur de jusqu'à 35 m, V atteint 3 250 m³, ce qui correspond aux besoins identifiés. La mare aura donc 40 m de long, 35 m de large et 3 m de profondeur.

Des trop-pleins sont installés pour drainer en cas de pluies importantes et au cas où la mare aurait été sous-dimensionnée, ce qui est assez probable puisque que de nombreuses estimations ont dû être admises pour sa conception.

2.4 Moyens humains et financiers

Ces réalisations sont en général des travaux qui demandent une forte main-d'œuvre, laquelle peut être constituée par des villageois au moyen d'une participation de la communauté, bénévole ou rémunérée en *food for work* (nourriture contre travail) ou en *cash for work* (travail rémunéré). Une analyse de sécurité alimentaire (en particulier la disponibilité et l'accessibilité aux denrées alimentaires) doit permettre de déterminer la modalité de participation la plus appropriée. Pour les travaux de fouille et de damage, on organisera des groupes de 9 personnes avec un responsable à la tête de chacun d'eux. On effectue quotidiennement un contrôle de présence, et le salaire est basé sur le volume creusé, cependant le nombre de jours travaillés est aussi pris en compte car certaines couches sont plus difficiles à creuser. Ce système est adapté à la culture et aux coutumes locales, considérant qu'il n'existe pas de fraudes dans ces communautés (tabl. 19.I).

Tableau 19.I : Coûts d'une mare creusée manuellement (ACF, Myanmar, 2003).

Volume d'excavation	2 950 - 1 150 = 1800 m ³
Nombre de personnes par jour pour excaver le réservoir	1 470
Nombre de personnes sur le chantier	70
Nombre de jours travaillés	21
Prix du m ³ excavé	0,7 €
Coût de la main d'œuvre	0,7 € x 1 800 = 1 260 €
Coût des pontons	200 €
Coût total	1 460 €*

* Le coût est corrigé en fonction du nombre de jours travaillés.

Remarque. – Les mares et retenues d'eau peuvent aussi être réalisées plus rapidement avec l'emploi d'une pelle mécanique et d'un bulldozer. Cependant, la location d'engins mécaniques, lorsqu'ils sont localement disponibles, est généralement onéreuse (plusieurs centaines d'euros par jour). Le choix d'une excavation manuelle ou mécanique doit être étudié et la solution la plus appropriée sera choisie en fonction du contexte local. L'excavation manuelle d'une mare dans un village représente souvent un apport important d'argent ou de nourriture qui peut être intéressant en termes de sécurité alimentaire, cet aspect doit donc être pris en compte dans le choix de la technique utilisée.

3 Mare pastorale, de type retenue d'eau : exemple de l'Éthiopie

Dans la région l'Afar en Éthiopie, ACF met en place un projet pastoral intégrant un projet de santé animale et d'approvisionnement en eau du bétail. Le principal objectif du programme est de diminuer la vulnérabilité des communautés pastorales aux sécheresses en accroissant le nombre et la durabilité des points d'eau. Des mares ont été construites dans le cadre de ce projet afin de ravitailler le bétail en eau. Ainsi qu'il a été expliqué à la section 1, ces mares collectent les eaux de ruissellement. La figure 19.2A montre un bassin de ce type en vue aérienne. Ces réservoirs contiennent habituellement plusieurs milliers de mètres cube d'eau et sont généralement des ouvrages communautaires ou publiques. Ils sont construits selon la procédure détaillée à la section 2 (voir aussi fig. 19.3).

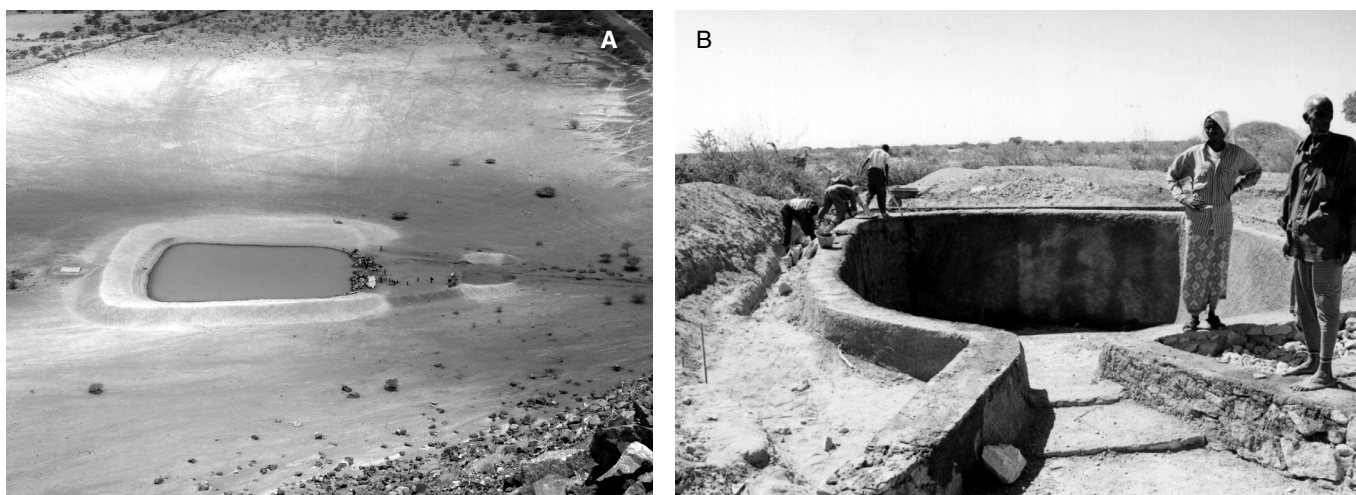


Figure 19.2 : Mares pastorales, de type retenue d'eau (Éthiopie). A, vue aérienne d'une mare pastorale. B, birkad.

De petits réservoirs de captage des écoulements, appelés *birkads*, sont aussi utilisés dans les régions arides et semi-arides. Leur capacité est de plusieurs centaines mètres cube et ils sont habituellement utilisés pour la consommation domestique et pour le petit bétail (chèvre et moutons). Ce sont généralement des ouvrages privés. Ils sont faits de pierres et de mortier (fig. 19.2B) et peuvent être recouverts de fil métallique et de végétation afin de limiter l'évaporation.

Les figures 19.3A et B présentent les plans d'une mare devant être construite par ACF en 2004. ACF a introduit certaines améliorations par rapport au modèle traditionnel simple, afin d'augmenter la durabilité de l'ouvrage en réduisant l'érosion des berges et le comblement par envasement (ou sédimentation), mais aussi afin de limiter la contamination de l'eau. Les principales différences par rapport au modèle de l'*impluvium*, présenté § 2, sont les chenaux d'alimentation et l'absence de drain et de trop-plein. La zone du bassin versant peut-être améliorée en y plaçant des dérivations (barrières) afin d'accroître le drainage des eaux de ruissellement.

Le réservoir est rempli par des écoulements de courte durée qui transportent une grande quantité de sédiments limitant rapidement la capacité utile de la mare. Afin de limiter ce problème, un piège à sédiments (ou bassin de décantation) est construit, de telle manière qu'il intercepte l'eau avant son entrée dans le réservoir. La plupart des sédiments transportés sont ainsi retenus. Le piège à sédiments doit être suffisamment grand pour retenir les sédiments transportés

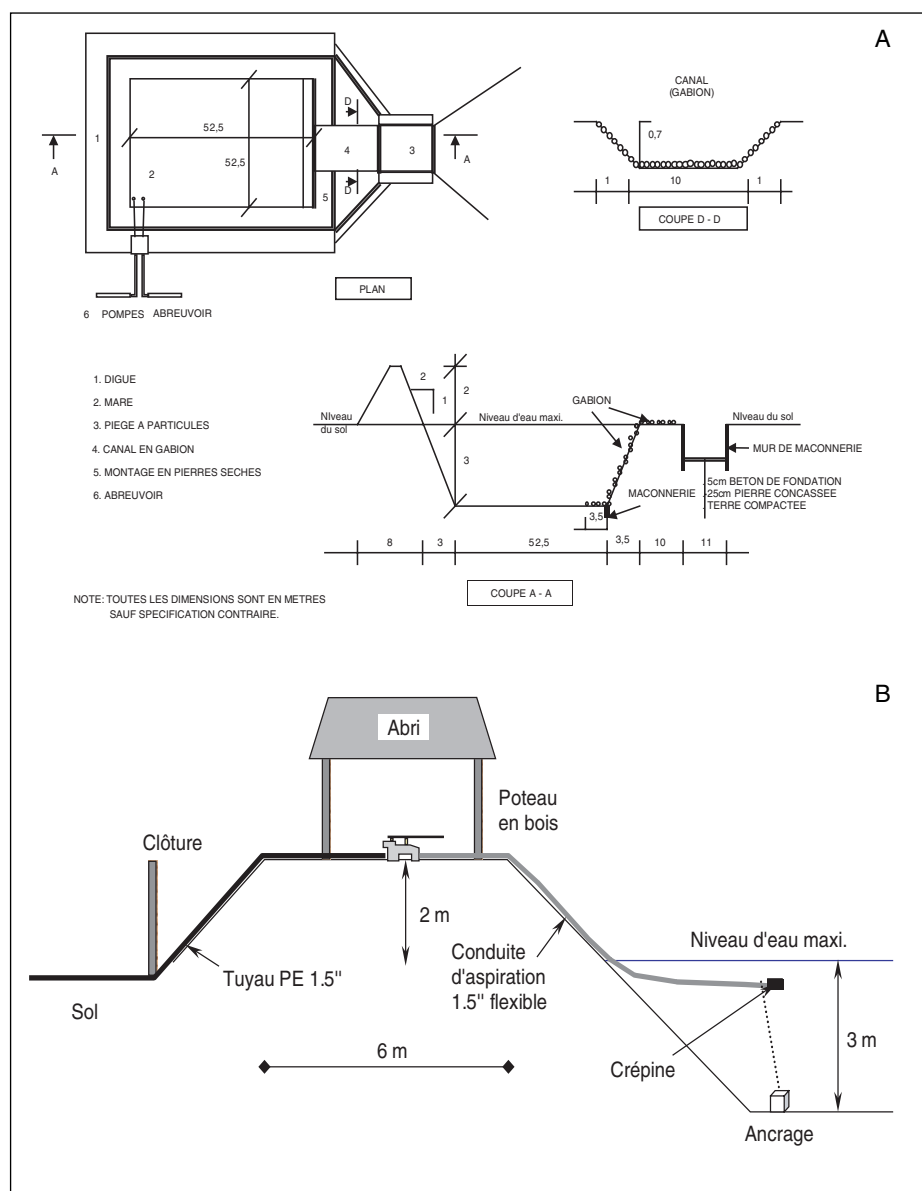


Figure 19.3 : Mare pastorale (Éthiopie, ACF, 2004).
A, plans.
B, système de captage de l'eau.

durant au moins une année. Ses dimensions sont définies à partir de l'expérience et des observations locales et dépendent principalement de la vitesse de l'eau qui entre dans le réservoir et de la nature du sol. Ce piège à sédiments sera entretenu régulièrement (vidé et consolidé). Cette activité peut être difficile à mettre en œuvre si aucune communauté ne vit à proximité de la mare, cas fréquent dans les zones pastorales. Si aucune maintenance n'est réalisée, le piège à sédiments devient rapidement inopérant.

L'érosion est un autre facteur réduisant la durabilité. Elle provoque la destruction des berges de la mare et du piège à sédiments, ainsi que leur affouillement, ce qui accélère en conséquence le remplissage du réservoir. Pour résoudre ce problème, ACF-Éthiopie a décidé de placer des gabions dans le piège à sédiments et dans le canal d'alimentation, comme cela est montré à la figure 19.3A. L'érosion est aussi provoquée par les animaux eux-mêmes lorsqu'ils entrent dans la mare pour y boire. L'installation d'une clôture autour du plan d'eau et d'un système adapté d'abreuvement des bêtes permettront une réduction de l'érosion et de la sédimentation et réduiront les risques de contamination.

La figure 19.3B présente un système de pompe à pied qui peut être installé sur le bord d'une mare afin de pomper l'eau vers des abreuvoirs construits à proximité. Ces pompes sont robustes, d'entretien facile, et permettent d'obtenir des débits élevés avec peu d'effort. Leur seul inconvénient est qu'elles doivent être amorcées avec de l'eau. En dépit de cette simplicité, l'expérience a montré que la durabilité de ce type de système est limitée par des problèmes d'opération et de maintenance. Si une telle installation semble trop élaborée du point de vue des capacités locales, on pourra recourir à une solution efficace et simple pour limiter l'érosion et la contamination : elle consiste à délimiter et clôturer sur un angle de la mare une zone dédiée à un accès direct pour l'abreuvement des animaux. On pourra aussi construire un réservoir directement connecté à la mare par un canal.

Il est souvent difficile d'assurer la salubrité de l'eau de boisson dans ces mares. Seuls des systèmes de filtration sophistiqués comme ceux présentés à la section 4 peuvent améliorer la qualité de l'eau. Évidemment, de tels systèmes nécessitent des opérations de maintenance et d'entretien difficiles à garantir dans les zones reculées.

Remarque. – Si une mare pastorale doit être construite dans une zone de pâturage de saison des pluies (c'est-à-dire dans une zone pâturée uniquement *durant* ou *juste après* la saison des pluies, et alors qu'elle ne compte aucun habitat sédentaire), elle doit être conçue pour ne pas durer trop longtemps durant la saison sèche. En effet, si la mare est en eau trop longtemps en saison sèche, il existe un risque de modification du comportement des populations avec, potentiellement, les conséquences négatives suivantes :

- Les pasteurs peuvent se trouver bloqués sur les aires de pâturage de saison des pluies sans possibilité d'atteindre les aires de pâturage de saison sèche de manière sûre (aucun point d'eau ne pouvant plus être trouvé sur les routes de transhumance).

- Les pasteurs peuvent être amenés à créer de nouvelles zones de sédentarisation (situation qui n'est pas nécessairement négative mais dont les conséquences doivent être analysées et discutées avec soin).

- Cela crée un risque de surpâturage, en augmentant la pression sur les pâturages proches des mares et en réduisant le temps laissé à la régénération des végétaux.

4 Systèmes de collecte d'eau améliorés

4.1 Puits situé à côté de la mare

Si l'eau est destinée à la boisson, la mare doit alors être protégée de toute contamination externe. Une solution consiste à construire un puits connecté à la mare et équipé d'une pompe à main, comme présenté à la figure 19.4.

Ce système ne peut garantir un accès à une eau de qualité acceptable que dans le cas de mares de récupération d'eau de pluie (type *impluvium*) et si l'accès à la mare est protégé par une clôture afin de limiter tout risque de contamination externe. Étant donné que le puits fonctionne comme un réservoir de stockage (l'eau n'y est pas renouvelée), le système ne reste sûr que si l'eau est collectée régulièrement tout au long de l'année. Dans le cas contraire, l'eau stagnante favorisera le développement bactérien. Un filtre doit être installé au niveau de la prise d'eau dans la mare afin de prévenir l'obstruction de la canalisation. C'est là le point faible du système, et on restera particulièrement vigilant afin d'empêcher toute obstruction.

Ce système peut être amélioré si la connexion entre la mare et le puits est constituée d'une tranchée de filtration. Cette méthode permet une filtration efficace de l'eau mais présente un risque d'obstruction plus élevé.

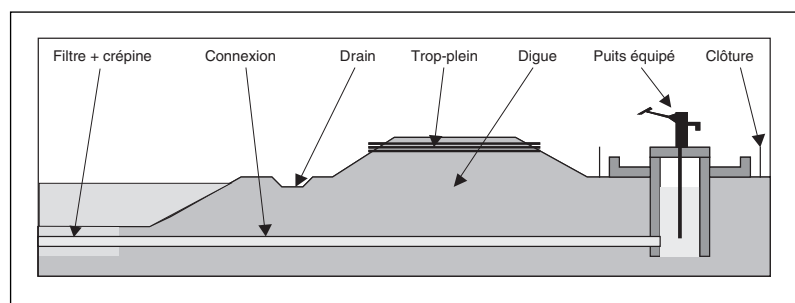


Figure 19.4. Puits connecté à une mare.

4.2 Filtration

Une autre option, lorsque l'eau est destinée à la boisson, est de réaliser la filtration juste en amont de la rampe de distribution (fig. 19.5, voir chap.12, au § 2.5, pour des informations sur les sables filtrants). Deux types de pompes peuvent être normalement utilisés : des pompes aspirantes ou des pompes à rotor hélicoïdal (cf. chap. 9, § 8.4). La prise d'eau peut être fixe ou équipée d'un flotteur afin de suivre les variations du niveau de l'eau et de pomper près de la surface, eau claire et bénéficiant de l'action désinfectante des rayonnements UV.

Ce système est particulièrement efficace pour les mares de récupération directe d'eau de pluie mais il peut aussi être utilisé sur des mares de type retenue d'eau. Dans tous les cas, cette solution nécessite un niveau non négligeable de gestion par la communauté afin de maintenir, d'entretenir, de nettoyer et de manipuler la pompe, le filtre et la rampe de distribution.

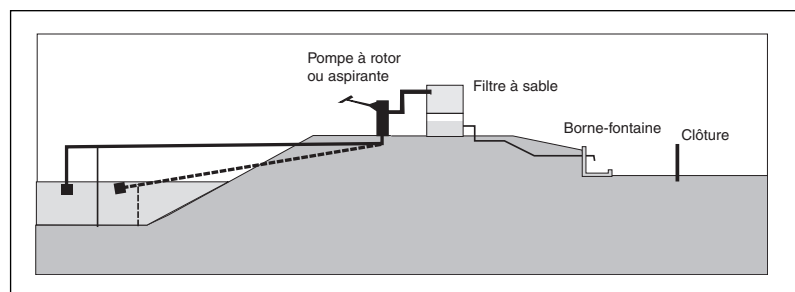


Figure 19.5. Système de filtration.

Annexes

I

Élaboration des programmes

Indicateurs de référence

1	Indicateurs-guides en eau et assainissement selon la situation	597	3	Directive de planification du nombre minimal de toilettes dans les lieux publics et autres institutions en situation de catastrophe	599
2	Directives pour la planification des quantités d'eau minimales pour les institutions et autres usages	598	4	Indicateurs-guides liés à la sécurité alimentaire	599

1 Indicateurs-guides en eau et assainissement selon la situation

Le tableau I donne quelques indicateurs guides pour l'eau et l'assainissement. En situation stable, les références doivent être les normes nationales. Comme il est difficile de déterminer des indicateurs de références pour les différents contextes, ceux inclus dans ce tableau correspondent simplement à des exemples choisis de programmes.

Tableau I : Indicateurs-guides pour différentes situations.

	Urgence	Situation stable
Quantité minimale pour la consommation humaine (boire + cuisiner + hygiène)	15 litres/personne/jour	Norme nationale 30-60 litres/personne/jour
Centres nutritionnels	30 litres/patient/jour (+ 15 litres/accompagnant)	50-220 litres/patient/jour
Centres de santé	50 litres/patient / jour	
Distance maximale au point d'eau	500 mètres	50 mètres
Nombre de personnes par point d'eau	15 litres/personne/jour 8 heures d'approvisionnement : – 500 personnes par pompe à main (16,6 l/min.) – 400 personnes par puits ouverts (12,5 l/min.) – 250 personnes par robinets 0,75" (7,5 l/min.)	50 litres/personne/jour – 8 heures d'approvisionnement : – 150 personnes par pompe à main (16,6 l/min.) – 120 personnes par puits ouverts (12,5 l/min.) – 75 personnes par robinet (7,5 l/min.) – Connections privées
Temps d'attente maximal	15 minutes	Pas de temps d'attente ou quelques minutes

	Urgence	Situation stable
Qualité de l'eau	<p>0 coliforme /100 ml</p> <p>L'enquête sanitaire indique un risque faible de contamination fécale</p> <p>Pour les populations de plus de 10 000 personnes, dans les zones à haut risque d'épidémies et diarrhées, <i>il est hautement recommandé de chlorer</i> l'eau et d'assurer un chlore résiduel minimum en distribution de 0,5 mg/l (et 1 mg/l si le pH de l'eau est >8) et une turbidité inférieure à 5 NTU</p> <p>Pour les paramètres physico-chimiques, utiliser les valeurs de l'OMS et évaluer les préjudices de la consommation sur une période courte (pendant une urgence), ainsi que la possibilité d'utiliser d'autres sources. Si le préjudice est grave, cette eau ne devra pas être utilisée</p> <p>Les solides dissous totaux ne doivent pas excéder 1000 mg/litre, ou une conductivité voisine de 2 000 µs/cm</p> <p>Pour éviter les effets négatifs sur la santé, l'eau ne doit pas être contaminée d'un point de vue chimique ou radiologique</p>	
Aires de défécation	Située à plus de 50 mètres du point d'eau souterrain le plus proche 2,5 m. x 0,3 m. x 1 m. pour 100 personnes	Pas d'aire de défécation
Latrines	1 ^{re} phase : 1 latrine publique utilisée par 50 personnes 2 ^e phase : 1 latrine publique utilisée par 20 personnes 3 ^e phase : 1 latrine par famille	1 latrine par famille
Accès aux latrines	<p>À plus de 50 mètres du forage/puits le plus près</p> <p>À moins de 50 mètres de la maison</p>	

2 Directives pour la planification des quantités d'eau minimales pour les institutions et autres usages (projet Sphère 2004)

Centres de santé et hôpitaux	<p>5 litres/patient externe</p> <p>40-60 litres/patient interne/jour</p> <p>Des quantités additionnelles peuvent être nécessaires pour laver les équipements, les installations sanitaires, etc.</p>
Centres de choléra	<p>60 litres/patient/jour</p> <p>15 litres/soignant/jour</p>
Centres nutritionnels thérapeutiques	<p>30 litres/patient externe/jour</p> <p>15 litres/ soignant /jour</p>
Écoles	3 litres/élève/jour pour boire et se laver les mains (usage pour les toilettes non inclus ; voir ci-dessous)
Mosquées	2-5 litres/personne/jour pour ablutions et boire
Toilettes publiques	<p>1-2 litres/utilisateur/jour pour lavage des mains</p> <p>2-8 litres/latrine/jour pour le nettoyage</p> <p>20-40 litres/utilisateur/jour pour les chasses d'eau conventionnelles connectées à un réseau d'eau usées</p> <p>3-5 litres/utilisateur/jour pour les toilettes à siphon</p> <p>Lavage anal 1-2 litres/personne/jour</p>
Bétail	<p>20-30 litres/ animal grand ou moyen/jour</p> <p>5 litres/petit animal/jour</p>
Irrigation à petite échelle	3-6mm/m ² /jour, mais peut varier considérablement

3 Directive de planification du nombre minimal de toilettes dans les lieux publics et autres institutions en situation de catastrophe (projet Sphère 2004, d'après Harvey, Baghri & Reed, 2002)

Institution	Court terme	Long terme
Marchés	1 toilette pour 50 stalles	1 toilette pour 20 stalles
Hôpitaux et centres médicaux	1 toilette pour 50 lits 1 toilette pour 50 patients externes	1 toilette pour 10 lits 1 toilette pour 20 patients externes
Centres nutritionnels	1 toilette pour 50 adultes 1 toilette pour 20 enfants	1 toilette pour 20 adultes 1 toilette pour 10 enfants
Réception et centres de transit	1 toilette pour 50 personnes 3:1 femme pour homme	
Écoles		1 toilette pour 30 filles 1 toilette pour 60 garçons
Bureaux		1 toilette pour 20 personnes

Remarque. – Dans le cadre des infrastructures associées aux lieux publics, il est utile de consulter et d'appliquer les directives nationales si elles existent.

4 Indicateurs-guides liés à la sécurité alimentaire

Tableau II : Conditions requises de quantités d'eau.

Jardins	Dépend du type de culture mais une norme minimale de 5 litres/jour/ m ² est recommandée.
Petits animaux* (chèvres, brebis)	5 litres / tête / jour
Grands animaux* :	
– ânes	20 litres/tête/jour
– vaches	30 litres/tête/jour
– chameaux	40 litres/tête/jour

* Dans les pays tropicaux et sahariens, une unité standard équivalente à un bovin d'environ 250 kg appelée Unité de Bétail tropical (UBT) est utilisée. Cette unité est utilisée comme référence pour tous les animaux. Les équivalences sont les suivantes :

- vaches et chevaux : 1 UBT
- ânes : 0,4 UBT
- brebis et chèvres : 0,2 UBT
- chameaux : 1,2 à 2 UBT

Tableau III : Directives de qualité micro-biologique recommandée pour l'utilisation des eaux usées en agriculture¹ (d'après Cairncross & Feachem, *Environmental health engineering in the tropics*, 1983).

Dans chaque cas spécifique, les facteurs locaux épidémiologiques, socioculturels et environnementaux doivent être pris en compte et les directives modifiées en accord.

Catégorie	Conditions de réutilisation	Groupe exposé	Nématodes intestinaux ² (signification arithmétique ³ , nbre d'œufs par litre)	Coliformes fécaux (signification géométrique ³ , nbre par 100 ml)	Traitement des eaux usées nécessaire pour atteindre la qualité micro-biologique requise
A	Irrigation des cultures qui seront probablement mangées sans cuisson, terrain de sports, parcs publics ⁴	Travailleurs, consommateurs, public	1 maximum	1 000 maximum ⁴	Une série de mares de stabilisation, conçues pour atteindre la qualité micro-biologique indiquée, ou traitement équivalent
B	Irrigation des cultures de céréales, cultures industrielles, pâturages et arbres ⁵	Travailleurs	1 maximum	Pas de norme recommandée ou traitement équivalent pour l'élimination des helminthes et coliformes fécaux	Rétention dans les mares de stabilisation durant 8 à 10 jours
C	Irrigation de cultures de la catégorie B mais seulement si les travailleurs et le public ne sont pas exposés	Aucun	Pas applicable	Pas applicable	Traitement préalable par irrigation comme requis mais seulement sédimentation primaire

1, Pour chaque cas spécifique, les valeurs guide doivent être adaptées en fonction des facteurs locaux (épidémiologie, caractère sociaux-culturels, environnement).

2, espèces *Ascaris* et *Trichuris* et ankylostome.

3, pendant la période d'irrigation.

4, une directive plus rigoureuse (pas plus de 200 coliformes fécaux par 100 ml) est appropriée pour les pelouses publiques, telles que les pelouses d'hôtel, avec lesquelles le public peut entrer en contact direct.

5, dans le cas des arbres fruitiers, l'irrigation devrait cesser deux semaines avant le ramassage du fruit et aucun fruit ne devrait être ramassé à terre. L'irrigation par aspersion ne devrait pas être employée.

Calcul des indicateurs

1	Indicateurs généraux	601	2	Calcul des indicateurs spécifiques pour l'eau et l'hygiène	605
1.1	Estimation de la population	601	2.1	Quantité d'eau disponible et consommation d'eau	605
1.2	Mortalité	602	2.2	Accès au point d'eau	606
1.3	Morbidité	603	2.3	Qualité de l'eau	606
1.4	Statut nutritionnel	603	2.4	Assainissement et hygiène	607
1.5	Indicateurs de sécurité alimentaire	604	2.5	Gestion de l'eau	608

1 Indicateurs généraux

1.1 Estimation de la population

S'il n'y a aucune information fiable concernant la population, il est possible de l'estimer de façon approximative. Il existe deux méthodes :

– Choisir trois zones aléatoires de 100 mètres par 100 mètres. Compter la population de chaque zone et calculer la moyenne. Estimer la population de toute la zone en extrapolant cette moyenne à toute la zone habitée. Exemple :

- Surface totale habitée : 6 km².
- Zone A : 100 personnes.
- Zone B : 150 personnes.
- Zone C : 180 personnes.
- Moyenne : 143 personnes.
- Évaluation de la zone toute entière : (143 personnes/0,01 km²) x 6 km² : 86 000 personnes.

– Estimer le nombre moyen de personnes par famille (moyenne de 20 familles choisies aléatoirement) et le nombre de familles vivant dans chaque maison. Compter les maisons et estimer la population. Si la population est élevée, il est possible de choisir de plus petites zones représentatives pour l'extrapolation.

INDICATEURS DE DISTRIBUTION D'ÂGE D'UNE POPULATION (EN POURCENTAGE DE LA POPULATION TOTALE)

Âge	Afrique	Amérique latine	Asie
< 1 an	4 %	3 %	3 %
1-4 ans	13 %	10 %	12 %
5-14 ans	27 %	24 %	26 %
15-44 ans	42 %	45 %	44 %
> 45 ans	14 %	18 %	16 %

L'estimation par sexe est autour de 50 %.

1.2 Mortalité

La mortalité peut changer rapidement. Normalement, elle est estimée pour 1 jour, 1 semaine ou 1 mois. Il y a plusieurs indicateurs, mais le plus utilisé est le taux brut de mortalité (lié à toute la population) et le taux de mortalité spécifique des enfants de moins de 5 ans. La mortalité peut être également calculée pour des causes spécifiques (taux de mortalité spécifique).

Il est important de réaliser l'interprétation suite à une analyse et un échange d'informations appropriés avec le système de santé (vérification des sources et exactitude des données de mortalité et de population). L'interprétation doit également identifier les tendances et rechercher les causes.

INDICATEURS

– *Taux brut de mortalité* (CMR pour *Crude Mortality Rate*) : nombre total des décès rapportés à une période donnée, pour une population estimée à la mi-période. Généralement exprimé en nombre de décès pour 10 000 personnes par jour en situation d'urgence.

– *Taux spécifique de mortalité des enfants de moins de 5 ans* (U5MR pour *Under-five Specific Mortality Rate*) : nombre des décès des enfants de moins de 5 ans rapporté à une période donnée, pour une population de moins de 5 ans estimée à la mi-période. Généralement exprimé en nombre de décès pour 10 000 personnes par jour en situation d'urgence.

– *Taux de mortalité pour cause spécifique* : nombre de décès attribués à une cause spécifique rapportés à une période donnée, pour une population estimée à la mi-période. Généralement exprimé en nombre de décès pour 10 000 par jour en situation d'urgence.

– *Taux de létalité* : nombre de décès par nombre de cas de la maladie en question. Généralement exprimé en pourcentage.

CALCUL DES TAUX DE MORTALITÉ

– Compter les décès chaque jour pendant 1 semaine et calculer la moyenne.

– Taux de mortalité : $(\text{nombre de décès} \times 10\,000) / (\text{nombre de jours} \times \text{population}) = \text{nombre de décès} / 10\,000 \text{ personnes/jour}$.

– Taux de mortalité pour les groupes spécifiques (par exemple moins de 5 ans) ou pour causes spécifiques : la même formule mais seulement en considérant les décès et les groupes directement concernés.

TAUX DE MORTALITÉ COMME INDICATEURS DE LA GRAVITÉ D'UNE SITUATION DANS LES PAYS EN DÉVELOPPEMENT

Taux de mortalité brut	Situation	Taux de mortalité < 5 ans
0,5/10 000/jour	Normale	< 1/10 000/jour
< 1/10 000/jour	Sous contrôle	< 2/10 000/jour
(1-2)/10 000/jour	Grave*	(2-4)/10 000/jour
> 2/10 000/jour	Hors contrôle**	> 4/10 000/jour
> 5/10 000/jour	Catastrophique	> 10/10 000/jour

* Alerte. ** Situation d'urgence.

Ces seuils doivent être employés avec prudence et en relation avec l'analyse contextuelle. L'analyse des tendances est également recommandée pour suivre une situation : si les indicateurs de nutrition et/ou de mortalité se détériorent avec le temps, même s'ils ne sont pas au-dessus du seuil, ceci indique une détérioration de la situation.

1.3 Morbidité

Les caractéristiques des maladies sont évaluées par :

- discussion avec le personnel sanitaire des populations affectées et les services de santé ; ceci peut être une manière d’obtenir des informations qualitatives ;
- observation directe par le personnel médical ; ceci est utile pour évaluer la présence de certains problèmes de santé, tels que la rougeole ;
- enquêtes par échantillonnage rétrospectif quand les données quantitatives sur l’incidence des maladies sur une certaine période de temps sont nécessaires.

INDICATEURS

– *Taux d’incidence* : nombre de nouveaux cas pour une maladie spécifique sur une période donnée, rapporté à la population estimée à la mi-période. Généralement exprimé en nouveaux cas par 100 par mois, ou par 1 000 par semaine en situation d’urgence.

– *Prévalence* : nombre de cas actuels, nouveaux et anciens, d’une maladie spécifique à un moment donné, rapporté à la population concernée. Généralement exprimé en pourcentage.

– *Taux d’attaque* : nombre de nouveaux cas d’une maladie spécifique rapportée sur la durée d’une épidémie, rapporté à la population estimée sur la même période. Généralement exprimé en pourcentage.

1.4 Statut nutritionnel

Une prévalence de malnutrition aiguë entre 5 et 8 % indique une situation nutritionnelle inquiétante, et une prévalence supérieure à 10 % correspond à une situation nutritionnelle grave (Standing Committee of Nutrition, United Nations System 1995). Ces prévalences doivent, de toutes façons, être analysées avec le contexte pour déterminer leur vraie signification. Pour l’identification de programmes, ces données sont interprétées et liées avec la densité de population dans la zone enquêtée/évaluée.

CALCUL DES INDICATEURS

Global acute malnutrition (%)	Severe acute malnutrition (%)	Etat
< 5	< 1	normal
< 10	< 2	pas alarmant
> 10	> 2	alarmant
> 20	> 5	très alarmant

Le statut nutritionnel peut être évalué par des mesures cliniques, anthropométriques ou biologiques. Dans les conditions de terrain, les mesures généralement utilisées sont les mesures anthropométriques et la présence d’œdèmes bilatéraux. Les mesures anthropométriques utilisées généralement sont :

- le poids,
- la taille,
- le périmètre brachial,
- les œdèmes bilatéraux.

Le poids et la taille seuls ne sont pas révélateurs d’un statut nutritionnel. Pour établir des indices anthropométriques, ils doivent être utilisés de façon conjointe ou en référence à l’âge. La présence d’œdèmes bilatéraux est considérée comme caractéristique de kwashiorkor.

Malnutrition aiguë (pour 6–59 mois)

Les deux symptômes de la malnutrition aiguë sont un indice poids-taille bas et la présence d’œdème bilatéral. La malnutrition aiguë est classée sévère ou modérée selon l’indice poids-taille et/ou la présence d’œdèmes bilatéraux et/ou la mesure du périmètre brachial.

Malnutrition aiguë sévère

- Indice de poids-taille < 70 % de la médiane (ou < – 3 Z-scores).
- Présence des œdèmes bilatéraux (si des œdèmes bilatéraux sont présents, l'individu est diagnostiqué comme sévèrement mal nourri, indépendamment de l'indice poids-taille).

Malnutrition aiguë modérée

- Indice de poids-taille ≥ 70 % et < 80 % de la médiane (ou ≥ -3 Z-scores et < – 2 Z-scores).

Malnutrition aiguë globale (total d'individus mal nourris)

- Indice poids-taille < 80 % de la médiane (ou < – 2 Z-scores).
- Présence d'œdèmes bilatéraux. Parmi des enfants présentant des œdèmes, une distinction peut être faite selon l'indice poids-taille.

Kwashiorkor

- Présence d'œdème et indice poids-taille ≥ 80 % de la médiane (ou ≥ -2 Z-scores).

Marasmic-kwashiorkor

- Présence d'œdème et indice poids-taille < 80 % de la médiane (ou < – 2 Z-scores).

UTILISATION DU MUAC

Il n'y a pas de seuil internationalement reconnu pour la classification de la malnutrition au MUAC. ACF utilise les seuils suivants pour les enfants âgés de 6 à 59 mois.

MUAC	Diagnostic
< 110 millimètres	Malnutrition sévère
≥ 110 et < 120 millimètres	Malnutrition modérée
≥ 120 et < 125 millimètres	Risque grave de malnutrition
≥ 125 et < 135 millimètres	Risque modéré de malnutrition
≥ 135	Statut nutritionnel satisfaisant

Pour plus d'information, cf. *Évaluation et traitement de la malnutrition en situations d'urgence*, Action contre la Faim, 2002.

1.5 Indicateurs de sécurité alimentaire

En termes de sécurité alimentaire, il est important de distinguer si les gens peuvent produire les aliments dont ils ont besoin afin d'assurer un régime alimentaire correcte (céréales, viande, poisson, légumes, etc.), ou s'ils doivent acheter la majeure partie de leur nourriture. La plupart des populations ciblées vulnérables d'un projet est située en zones rurales. Les indicateurs présentés ci-dessous sont classifiés selon cette logique.

Il n'y a pas de valeurs de référence spécifique qui puissent être utilisées pour définir les indicateurs d'évaluation de la sécurité alimentaire dans tous les contextes possibles ; les différents contextes socio-économiques et agro-économiques influencent les valeurs de référence et doivent être considérés. C'est pourquoi la liste d'indicateurs potentiels présentée ici doit être adaptée à la spécificité du contexte où ils seront appliqués.

Les données concernant les indicateurs de sécurité alimentaire suivants doivent être comparées aux données de référence d'une année normale dans chaque contexte, à la différence des indicateurs d'eau, assainissement et nutrition, qui sont comparés aux valeurs de référence standard.

INDICATEURS PRINCIPAUX POUR LES PRODUCTEURS

- Taille des fermes privées : Ha de terre arable/famille.
- Nombre de récoltes par famille : peu de récoltes différentes = risques externes plus importants pour la production.
- Genre de récoltes : récoltes de base (composants principaux du régime alimentaire), céréales, récoltes vendues, etc.
- Production : rendement/ha.
- Marché : rapport de subsistance : kg vendus/kg produit.
- Bétail : nombre et types de têtes/famille.

INDICATEURS PRINCIPAUX DES PERSONNES QUI DOIVENT TRAVAILLER EN-DEHORS DE LA FERME

- Capitaux de la famille : biens, actifs servant à la production (terre, machines) et capitaux non productifs.
- Revenus moyens de toute la famille par mois.
- Nombre de membres actifs/famille.

INDICATEURS PRINCIPAUX DES DEUX GROUPES

– *Sécurité économique*, mesurée par l'accès au panier de base de nourriture dans le contexte spécifique : revenus totaux de la famille/prix total du panier de base de nourriture.

- *Sécurité alimentaire* :
 - nombre de repas/personne/jour,
 - nombre de différents composants du plat,
 - nombre de mois par an sans accès à un régime normal.

2 Calcul des indicateurs spécifiques pour l'eau et l'hygiène

2.1 Quantité d'eau disponible et consommation d'eau

INDICATEUR 1 : NOMBRE DE LITRES PAR PERSONNE ET PAR JOUR

- *Option 1* : consommation d'eau par observation directe, estimation de la consommation par famille ou personne :
 - enquête familiale ,
 - vérification de la quantité d'eau prise par personne au point d'eau (par exemple pendant 1 journée).
- *Option 2* : calcul théorique de la quantité d'eau disponible : somme de la capacité d'approvisionnement à tous les points d'eau/population totale.

La capacité d'approvisionnement dépend de deux facteurs :

 - la capacité du point d'eau (calcul par des essais de débit),
 - la capacité de production du système d'exhaure et distribution d'eau.

Types de points d'eau et capacité d'approvisionnement

– *Pompes à main* : le débit moyen est approximativement 1 m³/heure, donc 8 heures d'utilisation correspondent à 8 m³ par jour. Un débit plus précis peut être calculé en mesurant le temps de remplissage d'un bidon de 200 litres et en estimant le débit pour 1 heure.

– *Pompes électriques* : le débit horaire indiqué par les caractéristiques de la pompe peut être multiplié par le nombre d'heures d'utilisation estimé par jour. Parfois, les pompes immergées sont surestimées en ce qui concerne les caractéristiques du puits, il est donc important de vérifier le débit par mesure directe (à l'aide d'un bidon de 200 litres).

– *Pompes solaires et éoliennes* : le même procédé peut être employé que pour les pompes électriques mais les variations dues aux changements des conditions atmosphériques doivent également être considérées.

– *Sources* : il y a plusieurs méthodes empiriques utilisées pour calculer le débit de la source (cf. chap. 10). La plus commune calcule le temps de remplissage d'un volume connu et estime le débit pour 1 heure. Attention aux variations saisonnières.

– *Réseaux de distribution* : calcul de la production totale pompée (stockée) par jour.

– *Robinets* : un robinet 3/4 pouce avec 10 m de pression fournit 0,2 à 0,3 litre par seconde (même débit qu'un robinet Talbot avec 5 m de pression).

– *Camion-citerne* : capacité du camion-citerne x nombre de voyages.

INDICATEUR 2 : NOMBRE DE PERSONNES PAR TYPE DE POINT D'EAU

Référence utilisée pour calculer la quantité de l'eau disponible par personne et par jour.

Estimation

– Théorique : nombre de personnes/ nombre de points d'eau (même type).

Indicateurs de référence

- 1 pompe à main peut approvisionner 500 personnes.
- 1 puits peut approvisionner 400 personnes.
- 1 robinet peut approvisionner 250 personnes.

INDICATEUR 3 : QUANTITÉ D'EAU DISPONIBLE AUX ENDROITS SPÉCIFIQUES (LITRES PAR PERSONNE PAR JOUR)

Voir les indicateurs de référence en annexe 1.

2.2 Accès au point d'eau

- Indicateur 1 : Distance de la maison au point d'eau.
- Indicateur 2 : Temps requis pour arriver au point d'eau.
- Indicateur 3 : Délai d'attente.

Indicateurs de référence

- Distance minimale : 500 mètres (Sphère).
- Temps maximal requis pour arriver : 1/2 heure (en terrain difficile)
- Délai d'attente maximal : 15 minutes (Sphère).

2.3 Qualité de l'eau

Voir chap. 4.

INDICATEUR 1 : COULEUR, ODEUR ET GOÛT. INDICATEUR QUALITATIF DE PALATABILITÉ (ACCEPTABILITÉ)

Observation directe complémentée par une enquête sanitaire.

INDICATEUR 2 : NOMBRE DE COLIFORMES FÉCAUX/100 ML D'EAU

Indicateur de référence : 0 coliforme fécal/100 ml. Échantillonnage et analyse bactériologique avec un incubateur.

INDICATEUR 3 : PARAMÈTRES PHYSICO-CHIMIQUES (AVEC UN KIT D'ANALYSE PHYSICO-CHIMIQUE SPÉCIFIQUE)

Les indicateurs de référence sont les directives de l'OMS pour la qualité de l'eau potable. Il est nécessaire de faire l'analyse de quelques paramètres spécifiques concernant la santé quand il y a les évidences suivantes :

- le paramètre en question a été précédemment identifié comme problème dans le secteur.
- la composition des formations géologiques peut induire une contamination dans l'eau.
- il y a eu un accident ou un événement contaminant (fuite de pesticides, d'engrais etc.)
- une maladie liée à un aspect spécifique de qualité de l'eau est détectée.

Remarque. – Il y a d'autres raisons non liées à la santé pour effectuer l'analyse physico-chimique : acceptation (essai), dommages potentiels du point d'eau (par exemple les eaux salées accélèrent l'oxydation des tuyaux en fer et le PVC ou le PE peuvent être plus appropriés), etc. Pour cette raison, s'il y a du temps et des ressources disponibles, il est recommandé d'inclure l'analyse d'autres paramètres (éléments majeur et minéraux toxiques) pour caractériser les ressources dans une région.

INDICATEUR 4 : EFFICACITÉ DE DÉSINFECTION (PAR UN TEST SUR LE TERRAIN)

- Chlore libre résiduel (mg/litre).
- Turbidité (NTU).

2.4 Assainissement et hygiène

Les indicateurs vont se mesurer par une enquête de terrain, observation directe, entretiens personnels et discussions de groupe avec la population.

ÉLIMINATION DES EXCRÉMENTS

- Indicateur 1 : latrines publiques : nombre de personnes utilisant une latrine.
- Indicateur 2 : latrines familiales : % de familles possédant une latrine.

ÉQUIPEMENTS D'HYGIÈNE

- Indicateur 1 : % de familles possédant une douche et/ou nombre de personnes par douche communale.
- Indicateur 2 : nombre de familles par aire de lavage.
- Indicateur 3 : ramassage des déchets, nombre de familles par site.
- Indicateur 4 : grammes de savon par personne par mois.
- Indicateur 5 : nombre, taille et type des récipients d'eau par famille.

2.5 Gestion de l'eau

- Indicateur 1 : % de points d'eau qui fonctionnent.
- Indicateur 2 : nombre de réparations faites pendant l'année précédente.
- Indicateur 3 : % de points d'eau avec un système fonctionnel de gestion de l'eau.
- Indicateur 4 : Disponibilité des pièces de rechange dans la zone.

Liste de contrôle pour l'évaluation initiale des besoins du projet Sphère

1	Généralités	609	4	Maladies à vecteur	610
2	Approvisionnement en eau	609	5	Élimination des déchets solides	611
3	Élimination des excréments	610	6	Drainage	611

Cette liste de questions est principalement destinée à être utilisée dans le but d'évaluer les besoins, d'identifier les ressources autochtones et de décrire les conditions locales. Elle n'englobe pas de questions visant à déterminer les ressources externes nécessaires en sus de celles immédiatement et localement disponibles.

1 Généralités

- Combien de personnes ont été affectées et où se trouvent-elles ? Ventilez les données le plus possible en fonction du sexe, de l'âge, des handicaps, etc.
- Quels sont les mouvements probables des personnes ? Quels sont les facteurs de sécurité en présence pour les personnes affectées et pour les interventions potentielles d'aide humanitaire ?
- Quelles sont les maladies actuelles ou potentielles liées à l'eau et aux installations sanitaires ? Quelles sont la mesure et l'évolution prévue des problèmes ?
- Qui sont les personnes clés à consulter ou à contacter ?
- Qui sont les personnes vulnérables au sein de la population et pourquoi ?
- Y a-t-il un accès égal pour tous aux installations existantes ?
- Quels sont les risques spéciaux en matière de sécurité pour les femmes et les filles ?
- Quelles sont les pratiques en matière d'eau et d'assainissement auxquelles la population était habituée avant l'urgence ?

2 Approvisionnement en eau

- Quelle est la source actuelle d'eau et qui en sont les utilisateurs actuels ?
- Combien y a-t-il d'eau disponible par personne et par jour ?
- Quelle est la fréquence journalière/hebdomadaire de l'approvisionnement en eau ?
- L'eau disponible à la source est-elle suffisante pour les besoins à court terme et à long terme de tous les groupes de la population ?

- Y a-t-il des points de collecte de l'eau suffisamment proches des habitations des personnes ? Sont-ils sûrs ?
- L'approvisionnement en eau actuel est-il fiable ? Combien de temps durera-t-il ?
- Les personnes disposent-elles d'un nombre suffisant de récipients de la taille et du type appropriés ?
- La source d'eau est-elle contaminée ou risque-t-elle d'être contaminée (contamination microbiologique ou chimique/radiologique) ?
- Le traitement est-il nécessaire ? Est-il possible ? Quel est le traitement nécessaire ?
- La désinfection est-elle nécessaire, même si l'eau fournie n'est pas contaminée ?
- Y a-t-il d'autres sources possibles à proximité ?
- Quelles sont les convictions et les pratiques traditionnelles concernant la collecte, l'emmagasiner et l'utilisation de l'eau ?
- Y a-t-il des obstacles entravant l'utilisation de l'eau disponible ?
- Est-il possible de déplacer la population si les sources d'eau sont inadéquates ?
- Est-il possible de fournir de l'eau au moyen de camions-citernes si les sources d'eau sont inadéquates ?
- Quelles sont les questions clés en matière d'hygiène liées à l'approvisionnement en eau ?
- Les personnes disposent-elles des moyens d'utiliser l'eau de façon hygiénique ?

3 Élimination des excréments

- Quelle est la pratique actuelle en ce qui concerne la défécation ? S'il s'agit de la défécation à l'air libre, y a-t-il une zone désignée ? Est-elle sûre ?
- Quelles sont les convictions et les pratiques actuelles, y compris celles spécifiques à chaque sexe, concernant l'élimination des excréments ?
- Y a-t-il des installations en place ? Dans l'affirmative, sont-elles utilisées, suffisent-elles et fonctionnent-elles bien ? Peuvent-elles être étendues ou adaptées ?
- La pratique actuelle en matière de défécation représente-t-elle une menace pour les réserves d'eau (eau de surface ou de la nappe phréatique) ou pour les zones d'habitation ?
- Les personnes se lavent-elles les mains après la défécation et avant la préparation et la consommation de nourriture ? Disposent-elles de savon ou d'autres articles pour se laver ?
- Les personnes sont-elles au fait de la construction et de la manière d'utiliser les toilettes ?
- Quels sont les matériaux disponibles au niveau local pour construire des toilettes ?
- Les personnes sont-elles disposées à utiliser des latrines à fosse, des terrains de défécation, des tranchées, etc. ?
- Y a-t-il assez de place pour les terrains de défécation, les latrines à fosse, les toilettes, etc. ?
- Quelle est l'inclinaison du terrain ?
- À quel niveau se situe la nappe phréatique ?
- Les conditions du sol se prêtent-elles à l'élimination des excréments sur le site ?
- Les dispositions actuelles en matière d'élimination des excréments encouragent-elles les vecteurs de maladie ?
- Y a-t-il du matériel ou de l'eau disponibles pour la toilette anale ? Comment les personnes éliminent-elles normalement ce matériel ?
- Comment les femmes gèrent-elles les questions liées à la menstruation ? Y a-t-il du matériel ou des installations appropriées disponibles à cet effet ?

4 Maladies à vecteur

- Quels sont les risques de maladies à vecteur et ces risques sont-ils sérieux ?
- Quelles sont les croyances et les pratiques traditionnelles liées aux vecteurs et aux maladies qu'ils transmettent ? Certaines d'entre elles sont-elles utiles ou bien néfastes ?

- Si les risques de maladies à vecteur sont élevés, les personnes en situation de risque ont-elles accès à une protection individuelle ?
- Est-il possible d’apporter des changements à l’environnement local (en recourant au drainage, à l’élimination des broussailles et des excréments, à l’enlèvement des ordures, etc.) pour décourager la prolifération des vecteurs ?
- Est-il nécessaire de contrôler les vecteurs par des moyens chimiques ? Quels sont les programmes, la réglementation et les ressources existants concernant la lutte antivectorielle et l’utilisation de substances chimiques ?
- Quelles informations et précautions de sécurité faut-il donner aux ménages ?

5 Élimination des déchets solides

- Les déchets solides constituent-ils un problème ?
- Comment les personnes éliminent-elles leurs déchets ? Quels sont les types et les quantités de déchets solides produits ?
- Les déchets solides peuvent-ils être éliminés sur le site, ou bien faut-il les enlever et les éliminer en-dehors du site ?
- Quelle est la pratique normale concernant l’élimination des déchets solides pour la population affectée : fosses de compost/d’ordures ? système d’enlèvement ? poubelles ?
- Y a-t-il des installations médicales et des activités qui produisent des déchets ? Comment ces déchets sont-ils éliminés ? Qui en est chargé ?

6 Drainage

- Y a-t-il un problème de drainage (par exemple inondation d’habitations ou de toilettes, sites de reproduction des vecteurs, eau polluée qui contamine des zones d’habitation ou les réserves d’eau) ?
- Le sol a-t-il tendance à être détrempé ?
- Les personnes ont-elles les moyens de protéger leurs habitations et leurs toilettes d’inondations localisées ?

Description de poste

A : Recrutement : Michèle Duval
 Resp. géographique : Thomas Gonnet
 Resp. technique : Olivier Stoupy
 De : Gédéon Béhiguim

Date : 11/12/2000

Intitulé du poste à pourvoir : **Hydraulicien** À compter du : **2 janvier 2001**
 Supervisé par : **Chef de mission**

Mission(s) (contexte du poste) :

Pays : **Burundi**Base principale : **Bubanza**

FINANCEMENT	Code budgétaire	Dates	Imputation	
	descriptif projet	Début	Fin	Montant global
D'abord	Coopération Française	1/12/2000	30/05/01	130.000 USD
Puis				
Création de poste : NON			Durée prévue tuilage : 15 jours	

DESCRIPTION DU POSTE

Programmes de la mission

Localisation

Programme de cantine :

distribution de 3 repas quotidiens pour les indigents de quatre hôpitaux de la ville – 400 bénéficiaires

Partenaires : ECHO, Unicef, WFP

Bujumbura – mairie

Centres nutritionnel thérapeutique :

traitement de la malnutrition sévère dans les provinces de Bubanza et Kayanza.

4 CNT qui accueillent à ce jour (oct. 2000) 600 bénéficiaires. Partenaires : ECHO OFDA, Unicef, DFID.

Province de Bubanza :

Bubanza et Mpanda

Province de Kayanza :

Kayanza, Rwegura et Kinini

Centre de nutrition supplémentaire :

traitement de la malnutrition modérée dans la province de Kayanza

10 CNS, en charge 20.000 bénéficiaires. Partenaires : ECHO, Unicef, WFP.

Province de Kayanza :

10 centres couvrant les communes de la province

Programme sécurité alimentaire :

améliorer la sécurité alimentaire et prévenir la malnutrition.

Soutien à 90 groupements en semences, outils et encadrement technique

Partenaires : Coopération suisse/PNUD

Province de Kayanza

OBJECTIFS

DÉLAI

Lancement du projet de réhabilitation du réseau d'approvisionnement en eau de la plaine de l'Imbo

Activités :

- Réhabilitation de 11 captages sur 4 sites différents
- Réhabilitation du stockage et le drainage depuis la production
- Réhabilitation des structures publiques de l'eau de la zone (écoles, CDS...), dossier restant à finaliser pour financement Unicef
- Définir l'intervention à faire en phase 2, sur le réseau de distribution

Il est à noter que ces objectifs sont en cours de redéfinition. Les objectifs seront plus précis lorsque le nouvel hydro arrivera sur la mission

L'expatrié participera à

- | | | | |
|------------------------------------|-----|--------------|----------------|
| – définition de programmes : | OUI | En lien avec | CDM |
| – rédaction de projets narratifs : | OUI | | CDM |
| – préparation de budgets : | OUI | | Administrateur |

Fréquence

Rapports

- Rapport mensuel
- Rapport trimestriel

Fréquence

Mensuel
3 mois

Destinataire(s)

CDM, Paris
Autorités, bailleur

Nombre et personnes à gérer

- personnel expatrié : 0
- nationaux : 10

Tâches spécifiques

Objectifs :
Évaluations :
Description de poste :

Fréquence

COMPOSITION DE L'ÉQUIPE EXPATRIÉE

Capitale

1 chef de mission
1 administrateur
1 coordinateur médico-nutritionnel
1 coordinateur log,

Base de Bubanza

1 log. administrateur
1 infirmière nutritionniste
1 hydro
1/2 agronome

Base de Kayanza

1 log. administrateur
2 infirmières nutritionnistes
1/2 agronome

Base de Muyinga

à ouvrir en janvier
1 expatrié prévu

QUALIFICATIONS

Niveau d'études / diplôme spécifique / connaissances spécifiques souhaitées :
expérience souhaitée en captage et dimensionnement de réseau, gestion de chantier
Expérience humanitaire nécessaire : OUI ++

LANGUES

Français :
parlé lu écrit

Anglais :
parlé lu

Espagnol :

Autres :

CONDITIONS DE VIE

1) Fréquence des congés : tous les 3 mois

2) Conditions de logement : maisons communes, chambre individuelle à Bubanza et à Bujumbura. En général, les expatriés restent à Bubanza en semaine et rentrent le week-end à Bujumbura (45 mn de route)

3) Moyens de locomotion : voiture de la mission

4) Divers : température agréable

5) Particularités culturelles (religions, comportement, tenue vestimentaire, etc.) : contexte sensible. Tenue et comportement corrects. Le contexte sécu impose une attention particulière (cf. briefing Sécurité)

Prévoir tenue correcte pour représentation auprès des autorités provinciales.

6) Particularités climatiques : un pull + K-way sont nécessaires

HISTORIQUE DE LA MISSION

La présence d'ACF au Burundi remonte aux événements d'avril 1994 au Rwanda : des camps de réfugiés rwandais se sont constitués au nord du pays, et ACF est intervenu dans les camps de les provinces de N'gozi et Gitéga dans le domaine du traitement de la malnutrition ainsi que des programmes de réhabilitation. La mission s'est par la suite développée pour étendre ses activités aux provinces de Kayanza, Bujumbura rural et Bubanza essentiellement sur des programmes Nutrition et Sécurité alimentaire. La base de Gitéga avait été fermée en juin 1997, Ngozi en 1996 ; les CNT de Musema et Maramvia ont été fermés en juillet 1999. ACF reste opérationnel dans 2 provinces (Bubanza et Kayanza) et Bujumbura Mairie.

Par rapport au contexte, il est important de savoir que la sécurité reste l'aspect prioritaire. La nature du conflit au Burundi fait que les relations sociales qu'on peut avoir restent assez limitées. Dans un passé récent, beaucoup de problèmes de staff ont écourté la mission des expatriés par mesure de sécurité. Ces problèmes n'existent pas aujourd'hui mais c'est important de le savoir et l'avoir en tête dans la gestion quotidienne ou dans nos relations.

Couvre-feu à 23 h 30 à Bujumbura, 22 heures à Bubanza et 2 heures (du matin) à Kayanza ; ces horaires peuvent changer à tout moment selon l'évolution de la situation.

REMARQUES PARTICULIÈRES

Il n'existe jusqu'à présent pas de programme hydro sur la mission Burundi ; une mission d'évaluation effectuée en août 1999 a permis d'identifier ces programmes qui seront lancés prochainement. L'expatrié hydro n'aura pas de soutien technique présent sur la mission, et aura en charge un programme à faire en étroite collaboration avec les services techniques du Burundi (DGHER, REGIDESO). Cela nécessite que l'expatrié soit capable de convaincre techniquement ses interlocuteurs, d'avoir de la diplomatie et de la patience devant les administrations.

Le projet Imbo est signé avec le bailleur. La zone couverte par le projet n'est pas totalement sécurisante. Une partie reste aujourd'hui incertaine mais le projet peut commencer sur une zone où les conditions de sécurité sont réunies. Ceci implique une bonne gestion et planification de chantier, il ne sera pas possible pour l'expatrié (pour des raisons de sécurité) de rester plus de 4 heures sur le terrain (ceci sera à revoir selon l'évolution du contexte). Aussi, l'expatrié hydro sera une référence technique sur toute la mission pour les problèmes du domaine de l'eau. À ce titre il proposera des solutions pour les problèmes eau dans les CNT ou dans les communes de notre intervention (exemple de la commune de Rango-Kayanza qui manque d'eau).

Il est à préciser que le programme est en cours de redéfinition, une autre étude a été menée sur la plaine de l'Imbo, des discordances sont apparues entre le projet et la réalité. Une nouvelle proposition technique est en cours d'écriture et devra être disponible aux alentours du 20/12/2000. Donc le projet a bien été signé mais aucun travail n'a été commencé. Donc le nouvel hydro devra recruter son propre staff et planifier la mise en place et l'exécution des travaux.

Ce réseau dessert une population de 125 000 personnes, donc relativement complexe (250 km de tuyaux) d'où l'importance d'un tuilage relativement long pour mettre les choses bien en place

VISAS :

Gestion ressources humaines :

Resp. technique :

Gestion missions :

Resp. géographique :

Maladies liées à l'eau et à l'assainissement

1 Classification environnementale des infections liées à l'eau	617	3 Maladies liées à l'eau et aux excréments	620
2 Classification environnementale des infections liées aux excréments	618		

1 Classification environnementale des infections liées à l'eau

Catégorie	Infection	Agent pathogène
1) Fécal-oral (par ingestion d'eau contaminée ou ingestion d'aliments ayant été au contact d'eau contaminée, ou par contact de la bouche par les doigts ayant été au contact de matière fécale)	Diarrhées et dysenteries	
	Dysenterie amibienne	Protozoaire
	Balantidiase	Protozoaire
	Entérite <i>Campylobacter</i>	Bactérie
	Choléra	Bactérie
	Cryptosporidiosis	Protozoaire
	Diarrhée <i>E. coli</i>	Bactérie
	Lambliaze	Protozoaire
	Diarrhée <i>Rotavirus</i>	Virus
	Salmonellose	Bactérie
	Shigellose	Bactérie
	Yersiniosis	Bactérie
	Fièvres entériques	
	Typhoïde	Bactérie
	Paratyphoïde	Bactérie
	Poliomyélite	Virus
	Hépatite A	Virus
	Leptospirose	Spirochète
	Ascarirose	Helminthe
	Trichuriase	Helminthe
2) Au contact de l'eau		
Infections de la peau et des yeux	Maladies infectieuses de la peau	Divers
	Maladies infectieuses des yeux	Divers
Autres	Typhus du pou	Rickettsiose
	Fièvre de rechute du pou	Spirochète

Catégorie	Infection	Agent pathogène
3) D'origine aquatique		
a) pénètre par la peau	Schistosomiase	Helminthe
b) ingéré	Ver de Guinée	Helminthe
	Clonorchiose	Helminthe
	Diphyllobothriose	Helminthe
	Paragonimiose	Helminthe
	Autres	Helminthe
4) Insecte vecteur lié à l'eau		
a) pique près de l'eau	Maladie du sommeil	Protozoaire
b) se multiplie dans l'eau	Filarioses	Helminthe
	Malaria	Protozoaire
	Cécité des rivières	Helminthe
	Virus portés par les moustiques :	
	– fièvre jaune	Virus
	– dengue	Virus
	– autres	Virus

2 Classification environnementale des infections liées aux excréments

Catégorie	Infection	Agent pathogène	Mécanismes dominants de transmission	Mesures principales de contrôle (mesures d'ingénierie en italique)
I) Fécal-oral	Poliomyélite	Virus	Par contact entre personnes	<i>Approvisionnement domestique en eau</i>
(non bactérien)	Hépatite A	Virus		<i>Amélioration du logement</i>
Non latent,	Diarrhée		Contamination	<i>Fourniture de toilettes</i>
dose infectieuse faible	Rotavirus	Virus	domestique	Éducation à la santé
	Dysenterie amibienne	Protozoaire		
	Lamblia	Protozoaire		
	Balantidiose	Protozoaire		
	Entérobiose	Helminthe		
	Hyménolepiase	Helminthe		
II) Fécal-oral (bactérien)	Diarrhées et dysenteries		Par contact entre personnes	<i>Approvisionnement domestique en eau</i>
Non latent, dose	Entérite <i>Campylobacter</i>	Bactérie		<i>Amélioration du logement</i>
infectieuse moyenne	Choléra	Bactérie	Contamination	<i>Fourniture de toilettes</i>
ou élevée, modérément	Diarrhée <i>E. coli</i>	Bactérie	domestique	<i>Traitement des excréments préalable à</i>
persistant et capable se multiplier	Salmonellose	Bactérie	Contamination de l'eau	<i>la réutilisation ou au rejet</i>
	Shigellose	Bactérie	Contamination des récoltes	Éducation à la santé
	Yersiniosis	Bactérie		
	Fièvres entériques			
	Typhoïde	Bactérie		
	Paratyphoïde	Bactérie		

Catégorie	Infection	Agent pathogène	Mécanismes dominants de transmission	Mesures principales de contrôle (mesures d'ingénierie en italique)
III) Helminthes transmis par le sol	Ascariodose (ascaride lombricoïde)	Helminthe	Contamination du sol	<i>Fourniture de toilettes avec des planchers propres</i>
Latent et persistant sans hôte intermédiaire	Trichuriase (<i>whipworm</i>) <i>Hookworm</i> Strongyloidiasis	Helminthe Helminthe Helminthe	Contamination du sol dans les zones de défécation publiques Contamination des récoltes	<i>Traitement des excréments avant de les appliquer sur les terres</i>
IV) Ténias du bœuf et du porc	Maladie du tænia	Helminthe	Contamination du sol Contamination des champs Contamination du fourrage	<i>Fourniture de toilettes</i> <i>Traitement des excréments avant l'application sur les terres</i> Cuisiner et viande
Latent et persistant avec un(des) hôte(s) intermédiaires aquatique(s)	Schistosomiase Clonorchiasse Diphylobothriose Fasciolopsiasis Paragonimiasis	Helminthe Helminthe Helminthe Helminthe Helminthe	Contamination de l'eau	<i>Fourniture de toilettes</i> <i>Traitement des excréments avant le rejet</i> <i>Contrôle des animaux infectés</i> Cuisiner
V) Helminthes basés dans l'eau				
VI) Insectes vecteurs liés aux excréments	Filarioses (transmis par les moustiques <i>Culex pipiens</i>) Infections dans les catégories 1-4, particulièrement 1 et 2, qui peuvent être transmises par les mouches et les cafards	Helminthe Divers	Les insectes se multiplient dans divers sites contaminés au niveau fécal	<i>Identification et élimination des sites de multiplication potentiels</i> Utilisation de moustiquaires

3 Maladies liées à l'eau et aux excréments

Maladie	Nom commun	Microbe pathogène	Transmission	Distribution	Catégorie liée à l'eau*	Catégorie liée aux excréments**
A) MALADIES BACTÉRIENNES						
Entérite bactérienne	Diarrhée, gastro-entérite	<i>Campylobacter jejuni</i> , <i>Escherichia coli</i> , espèces de salmonelles, <i>Yersinia enterocolitica</i>	Fécal-oral, homme-homme ou animal-homme	Monde entier, particulièrement grave et commun parmi les enfants	1	2
Shigellose	Dysenterie bacillaire	Espèces de <i>Shigella</i>	Fécal-oral, homme-homme	Monde entier	1	2
Choléra	Choléra	Vibron du choléra	Fécal-oral, homme-homme	Monde entier	1	2
Paratyphoïde	Paratyphoïde	Salmonelle paratyphus	Fécal-oral, homme-homme	Monde entier	1	2
Fièvre typhoïde ou entérique	Typhoïde	Salmonelle typhus	Fécal-oral, homme-homme	Monde entier	1	2
B) MALADIES SPIROCHÈTES						
Leptospirose	Maladie de Weil	Espèces de leptospirose	Excrété par les animaux (notamment rongeurs) par les urines et infecte les humains par la peau, la bouche ou les yeux ; homme-animal Portée par le pou, homme-pou-homme	Monde entier	1	–
Fièvre de rechute du pou		<i>Borrelia recurrentis</i>		Monde entier mais principalement les régions montagneuses et pauvres de l'Afrique, de l'Asie et de l'Amérique latine	2 b	–
C) MALADIES VIRALES						
1) Virus excrétés						
Hépatite A	Hépatite infectieuse ou ictère	Virus de l'hépatite A	Fécal-oral, homme-homme	Monde entier	1	1
Poliomyélite	Polio	Virus de la polio	Fécal-oral, homme-homme	Monde entier	1	1
Diarrhée virale	Diarrhée	Rotavirus, agent de Norwalk, autres virus	Fécal-oral, homme-homme	Monde entier	1	1

* En relation avec le tableau 1, Annexe 5.

** En relation avec le tableau 2, Annexe 5.

Maladie	Nom commun	Microbe pathogène	Transmission	Distribution	Catégorie liée à l'eau*	Catégorie liée aux excréments**
2) Virus portés par les moustique						
Dengue	Fièvre de Breakbone	Virus de la dengue	Transmis par le moustique <i>Aedes aegypti</i> et autres espèces d' <i>Aedes</i> , homme-moustique-homme	La fièvre de la dengue est maintenant presque mondiale. Une nouvelle forme sérieuse (fièvre hémorragique de la dengue) se produit principalement dans les villes du sud-est d'Asie	4b	-
Fièvre jaune		Virus de la fièvre jaune	Transmis par le moustique <i>Aedes aegypti</i> et autres espèces d' <i>Aedes</i> et de <i>Haemagogus</i> , homme ou singe-moustique-singe	Non rapporté d'Asie ou d'Australasie	4b	-
Autres maladies arbovirales		Un grand nombre de virus causant diverses infections encéphaliques et hémorragiques	Principalement infections des animaux et tous transmis par des arthropode Les hommes sont infectés accidentellement par des morsures de moustiques (principalement), tiques, mouche du sable et moucheron	Monde entier	4b	-
D) MALADIE DE RICKETTSIE						
Typhus du pou	Typhus épidémique ou classique	<i>Rickettsia prowazeki</i>	Porté par le pou, homme-pou-homme	Monde entier mais principalement les régions montagneuses et pauvres de l'Afrique, de l'Asie et de l'Amérique latine	2b	-
E) MALADIES À PROTOZOAIRES						
1) Protozoaires excrétés						
Amibiase	Dysenterie amibienne	<i>Entamoeba histolytica</i>	Fécal-oral, homme-homme	Monde entier	1	1
Balantidiasis	Diarrhée	<i>Balantidium coli</i>	Fécal-oral, homme ou porc-homme	Monde entier	1	1
					* En relation avec le tableau 1, Annexe 5.	** En relation avec le tableau 2, Annexe 5.

Maladie	Nom commun	Microbe pathogène	Transmission	Distribution	Catégorie liée à l'eau*	Catégorie liée aux excréments**
Cryptosporidiosis	Diarrhée	Espèces de <i>Cryptosporidium</i>	Fécal-oral, homme ou animal-homme	Monde entier	1	1
Lambliaze	Diarrhée	<i>Giardia lamblia</i>	Fécal-oral, homme-homme	Monde entier	1	1
2) Vecteur portés par les protozoaires						
Malaria	Malaria	Espèces de <i>plasmodium</i>	Transmis par les moustiques <i>Anophèles</i> , homme-moustique-homme	La plupart des régions chaudes du globe, bien qu'éradiquée de certaines zones	4b	—
Trypanosomiase (africaine)	Maladie du sommeil de Gambie	Trypanosome de Gambien	Transmis par la mouche tsé-tsé riverine (espèce <i>Glossina</i>), homme-mouche-homme	Principalement Afrique de l'Ouest et centrale	4a	—
	Maladie du sommeil de Rhodésie	Trypanosome de Rhodésie	Transmis par la mouche de tsé-tsé du gibier (espèce <i>Glossina</i>), le gibier ou le bétail sauvage mouches-homme	Principalement Afrique de l'Est	Non lié à l'eau ou aux excréments (inclus pour l'exhaustivité)	
Trypanosomiase (américaine)	Maladie de Chagas	Trypanosome <i>Cruzi</i>	Transmis par les bogues (<i>Reduviidae</i>) homme ou animal-bogue-homme	Amérique latine	Concerne l'habitation	
F) MALADIES HELMINTHIQUES						
1) Helminthes excrétés						
Ascariasis	Ascaride lombricoïde	<i>Ascaris lumbricoides</i>	Homme-sol-homme	Monde entier	—	3
Clonorchiose	Douve du foie chinoise	<i>Clonorchis sinensis</i>	Homme ou animal-escargot aquatique-poissons-homme	S.E. asiatique	3b	5
Diphyllobothriose	Ténia du poisson	<i>Diphyllobothrium latum</i>	Homme ou animal-copepod-poisson-homme	Monde entier	3b	5
Entérobiase	Pinworm	<i>Enterobius vermicularis</i>	Homme-homme	Monde entier	1	1
Fasciolopsiasis	Flet intestinal géant	<i>Fasciolopsis buski</i>	Homme ou porc-escargot aquatique-plante aquatique - homme	S.E. asiatique, principalement Chine	3b	5
Hymenolepiasis	Ténia nain	<i>Hymenolepis nana</i>	Homme ou rongeur-homme	Monde entier	1	1
					* En relation avec le tableau 1, Annexe 5.	** En relation avec le tableau 2, Annexe 5.

Maladie	Nom commun	Microbe pathogène	Transmission	Distribution	Catégorie liée à l'eau*	Catégorie liée aux excréments**
Hookworm	Hookworm	<i>Ancylostoma duodenale</i> , <i>Necator americanus</i>	Homme-sol-homme	Principalement en climats chauds et humides	–	3
Ophisthorchiasis	Douve du foie du chat	<i>Ophisthorchis felinus</i> , <i>O. viverrini</i>	Chat ou homme-escargot aquatique-poisson-homme	Thaïlande, ancienne URSS	3b	5
Paragonimiasis	Flet de poumon	<i>Paragonimus westermani</i>	Porc, homme, chien, chat ou animal-escargot aquatique-crabe ou écrevisse-homme	Asie de l'Est + foyers dispersés en Afrique et Amérique du Sud	3b	5
Schistosomiase	Bilharzioses	<i>Schistosoma haematobium</i>	Homme-escargot aquatique-homme	Afrique, Moyen-Orient et Inde	3a	5
		<i>S. mansoni</i>	Homme-escargot aquatique-homme	Afrique, Moyen-Orient et Amérique latine	3a	5
		<i>S. japonicum</i>	Animal ou homme-escargot-homme	S.E. asiatique	3a	5
Strongyloidiasis	Threadworm	<i>Strongyloides stercoralis</i>	Homme-sol-homme	Principalement en climats chauds et humides	–	3
Maladie du ténia	Ténia du bœuf	<i>Taenia saginata</i>	Homme-vache-homme	Monde entier	–	4
Trichuriase	Ténia du porc	<i>Taenia solium</i>	Homme-porc-homme	Monde entier	–	4
	Whipworm	<i>Trichuris trichiura</i>	Homme-sol-homme	Monde entier	–	3
2) Ver de Guinée						
Draconculoses (dracontiasis)	Ver de Guinée	<i>Dracunculus medinensis</i>	Homme-cyclope-homme	Afrique, Inde	3b	–
3) Helminthes portés par les moustiques						
Filarioses (Bancroftian)	Peut causer l'éléphantiasis	<i>Wuchereria bancrofti</i>	Transmis par les moustiques, principalement <i>Culex pipiens</i> , espèces d'anophèles et d' <i>Aedes</i> , homme-moustique-homme	Monde entier	4b	6
Filarioses (des Malais)	Peut causer l'éléphantiasis	<i>Brugia malayi</i>	Transmis par les moustiques, principalement espèces de <i>Mansonia</i> , d'anophèles et d' <i>Aedes</i> , homme-moustique-homme	Inde et Asie du S.E.	4b	–
					* En relation avec le tableau 1, Annexe 5.	** En relation avec le tableau 2, Annexe 5.

Maladie	Nom commun	Microbe pathogène	Transmission	Distribution	Catégorie liée à l'eau*	Catégorie liée aux excréments**
Loiasis		Loa loa	Transmis par la mouche du palétuvier (espèce <i>Chrysops</i>), homme-mouche- homme	Afrique centrale et occidentale	4b	—
Onchocercose	Cécité de fleuve	<i>Onchocerca volvulus</i>	Transmis par blackflies (espèce <i>Simulium</i>), homme- mouche-homme)	Amérique latine, Afrique et Yémen	4b	—

* En relation avec le
tableau 1, Annexe 5.

** En relation avec le
tableau 2, Annexe 5.

II

Ressources en eau

Hydrologie

1	Écoulements	627			
1.1	Types d'écoulement	627	2.1.2	Estimation des entrées	633
1.1.1	Écoulement en charge	627	2.1.3	Variations dans le stock	634
1.1.2	Écoulement en milieu poreux	628	2.1.4	Estimation de la recharge	634
1.2	Types d'énergie	628	2.2	Approche par l'aval	635
1.2.1	Écoulement en charge ou à surface libre	628	2.2.1	Estimation des sorties	635
1.2.2	Milieu poreux	629	2.2.2	Variations dans le stock	636
1.3	Théorème de Bernouilli	629	2.2.3	Estimation de la recharge	636
1.4	Équation de continuité	629	3	Données météorologiques mondiales	636
2	Bilan hydrologique simplifié	630	3.1	Températures en janvier	636
2.1	Approche par l'amont	630	3.2	Températures en juillet	637
2.1.1	Calcul de l'écoulement total	630	3.3	Précipitations annuelle moyennes	637
			3.4	Ensoleillement sur une surface horizontale	637

1 Écoulements

1.1 Types d'écoulement

Si un liquide s'écoule au contact de l'atmosphère, on dit qu'il y a écoulement à *surface libre* : c'est le cas d'un canal d'irrigation, par exemple. Si l'écoulement s'opère dans une canalisation, sur toute la section et à des pressions supérieures à la pression atmosphérique, on dit qu'il y a écoulement *en charge* : c'est le cas des réseaux d'eau potable. Si le liquide s'écoule à travers un milieu poreux, l'écoulement est dit en *milieu poreux*.

Si les caractéristiques de l'écoulement en chaque point sont indépendantes du temps, on a un régime *permanent*. Dans le cas contraire, le régime est dit *variable* ou *transitoire*.

Lorsque chaque particule du liquide décrit une trajectoire bien définie et est animée d'une vitesse uniquement dans le sens de l'écoulement (lignes d'écoulement parallèles), le mouvement est dit *laminaire*. Lorsque les particules du liquide sont animées d'un mouvement d'agitation avec des vitesses transversales à l'écoulement, le mouvement est dit *turbulent*.

1.1.1 ÉCOULEMENT EN CHARGE

La turbulence est essentiellement provoquée par la viscosité. On définit le nombre de Reynolds R_e (sans dimension) tel que :

$$R_e = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

avec V la vitesse d'écoulement (m/s), D le diamètre du tuyau (m) et ν (nu) la viscosité cinématique de l'eau (m²/s). D'après Carlier :

- lorsque $R_e < 2\,000$, le régime est laminaire ;
- lorsque $R_e > 2\,000$, le régime est turbulent.

Le passage entre les deux régimes n'est pas très net, et on parle fréquemment d'une zone de transition. Dans la pratique et pour les réseaux d'eau potable, le régime est toujours turbulent.

1.1.2 ÉCOULEMENT EN MILIEU POREUX

Pour définir l'écoulement en milieu poreux, on utilise le nombre de Reynolds tel que :

$$R_e = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

avec R_e le nombre de Reynolds (sans dimension), V la vitesse de filtration (Darcy) (m), D le diamètre des grains caractéristiques, soit d_{10} (De Marsily) ou d_{50} (Lencastre, 1995) (m) et ν (nu) la viscosité cinématique de l'eau, (m²/s).

D'après De Marsily, on considère que l'écoulement en milieu poreux est laminaire lorsque $R_e < 10$. Si $R_e > 100$, l'écoulement est franchement turbulent (et la loi de Darcy n'est plus valide). Dans la pratique, l'écoulement ne devient turbulent que dans le milieu karstique ou aux alentours immédiats d'un puits de pompage. De Marsily propose une formule empirique qui permet d'estimer le passage de l'écoulement laminaire à l'écoulement turbulent par le gradient hydraulique. Il définit ainsi le gradient limite tel que : $i = 1/15 (K)^{1/2}$.

Pour calculer R_e , les valeurs de la viscosité cinématique de l'eau en fonction de la température sont :

T(°C)	5	10	15	20	30
$\nu \cdot 106 \text{ (m}^2/\text{s)}$	1,52	1,31	1,14	1,0006	0,8

1.2 Types d'énergie

L'énergie est définie comme le produit d'une force par un déplacement. En hydraulique, ces énergies sont généralement rapportées à l'unité de poids et désignées d'une manière simplifiée par la charge ou la hauteur ; elles ont en effet la dimension d'une longueur (énergie [m².kg.s⁻²] / poids [m.kg.s⁻²] = [m]).

Une particule d'eau animée d'une vitesse V , sujette à une pression p et placée à une cote z au-dessus d'un plan horizontal de référence, possède les énergies suivantes (Lencastre, 1995) :

- énergie de position : $E_z = z$
- énergie de pression : $E_p = p/\omega$
- énergie cinétique : $E_k = V^2/2g$

avec p la pression relative (mesurée par rapport à la pression atmosphérique), ω le poids volumique de l'eau, z la cote de la particule d'eau par rapport à un référentiel, V la vitesse et g l'accélération de la pesanteur. L'énergie totale, ou charge totale est alors :

$$E = z + \frac{p}{\omega} + \frac{V^2}{2g}$$

1.2.1 ÉCOULEMENT EN CHARGE OU À SURFACE LIBRE

On représente généralement les énergies graphiquement.

1.2.2 MILIEU POREUX

En milieu poreux, les écoulements se font généralement à des vitesses très faibles. On considère alors que la charge cinématique $E_k = V^2/2g$ est négligeable. En effet, une vitesse de 1 cm/s, qui correspond à un écoulement souterrain rapide, donne une hauteur de charge cinématique $E_k = 1/1\,962 = 5\text{ }\mu\text{m}$. La charge totale devient donc : $E = z + p/\omega$, et est appelée charge statique ou piézométrique (fig. 1).

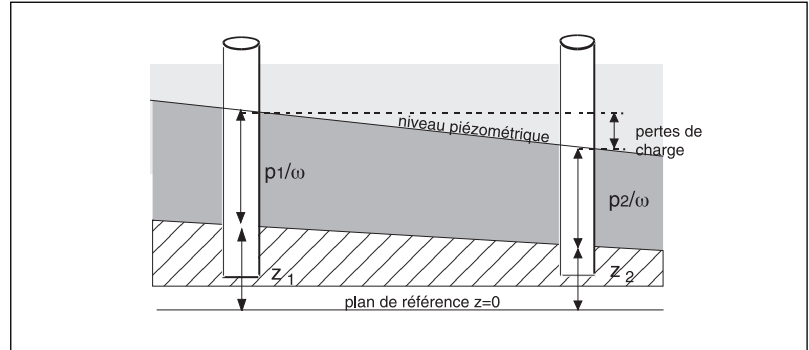


Figure 1 : Écoulement en milieu poreux.

1.3 Théorème de Bernouilli

Le théorème de Bernouilli résulte directement du principe de conservation de l'énergie en régime permanent, pour un fluide incompressible :

$$E = z + \frac{p}{\omega} + \frac{v^2}{2g} = \text{constante}$$

Ce principe permet de tracer une ligne d'énergie horizontale lorsqu'il n'y a pas d'écoulement et explique que dans le cas d'un écoulement, la ligne d'énergie descend à cause des pertes de charge. Si on ne néglige pas les pertes de charge (notées J), on peut écrire :

$$E + J = \text{constante}$$

Les pertes de charges correspondent bien à la différence entre la ligne d'énergie statique et la ligne d'énergie dynamique.

1.4 Équation de continuité

Dans une canalisation cylindrique en charge, le débit Q est :

$$Q = V S = V \frac{\pi D^2}{4}$$

avec Q le débit (m³/s), V la vitesse (m/s), S la section du tube (m²) et D le diamètre intérieur du tube (m). L'équation de continuité traduit l'évidence physique de la conservation de la masse, et peut s'écrire de façon simplifiée :

$$Q = V_1 S_1 = V_2 S_2$$

Autrement dit, le débit qui entre dans un tuyau est égal au débit qui en ressort, quels que soient les changements de diamètre ou de vitesse.

2 Bilan hydrologique simplifié

2.1 Approche par l'amont

On procède de la façon suivante :

- calcul de l'écoulement total : à partir des données pluviométriques, on évalue l'écoulement total E , qui correspond à l'écoulement de surface (ruissellement) et à l'écoulement souterrain (pluie utile, P_u) ;
- estimation des entrées ($P_u + I_s$) : la pluie utile (P_u) est estimée en établissant le ratio de l'écoulement total entre le ruissellement et l'infiltration. Les autres alimentations (I_s) sont mesurées ;
- estimation du changement dans le stock (Δs) ;
- évaluation de la recharge à partir du bilan comptable des différents termes.

2.1.1 CALCUL DE L'ÉCOULEMENT TOTAL

L'écoulement total E est une fraction des précipitations. En effet, une part des précipitations s'évapore ou est consommée par les végétaux, une autre s'écoule (soit en surface, soit en profondeur).

2.1.1.1 Pluviométrie-température

Il convient de collecter les données pluviométriques disponibles et/ou d'installer un réseau de pluviomètres ou pluviographes. La densité du réseau de pluviomètres est choisie en fonction de l'objectif recherché et des conditions de milieu. En effet, pour une même zone climatique, la pluviométrie est fonction de nombreux facteurs : l'altitude, l'exposition au versant, l'éloignement à la mer... Sur une zone peu étendue et relativement homogène, comme certains camps de réfugiés, on se contente d'un ou deux pluviomètres. À l'échelle d'un district, le réseau doit être plus important pour tenir compte des différences de milieu. Certains paramètres tels que la hauteur de l'orifice du pluviomètre/ niveau du sol = 1 m, sont invariables et doivent être pris en compte.

Les relevés de température se font à l'aide d'un thermomètre qui enregistre les minima et maxima. Les températures moyennes sont quotidiennement calculées. Ces relevés sont reportés sur une feuille de mesure préparée en conséquence.

La séquence de mesure doit être aussi longue que possible, en toute rigueur de plusieurs années. Il est cependant intéressant de mettre en place un réseau de pluviomètres dès que possible, car même si la perspective d'une installation durable n'existe pas toujours en début de programme, certains projets de puits/forages ACF ont plus de 3 ou 4 ans d'existence !

Une station permettant d'enregistrer automatiquement les données pluviométriques et thermiques peut être installée pour faciliter les relevés (ACF Somaliland, 1998).

On attribue ensuite à chaque pluviomètre une représentativité géographique. Les méthodes les plus classiques sont :

- la moyenne arithmétique, la moins précise mais la plus facile ;
- la méthode de Thiessen (pondération par la surface), utilisable en zone relativement plate (encadré 1) ;
- la méthode des isohyètes (variation linéaire proportionnelle à la distance), plus précise en cas de relief accidenté.

La pluie totale ainsi estimée alimente l'évapotranspiration et l'écoulement total.

2.1.1.2 Évapotranspiration

L'évapotranspiration correspond à la part de l'eau reprise par évaporation directe et par transpiration des végétaux. Un grand nombre de facteurs influent sur ce paramètre : température, vent, humidité, couverture végétale, rayonnement solaire etc. Différentes méthodes permettent d'estimer l'évapotranspiration, mais dans le cadre des programmes d'ACF, seules les estimations à partir de formules empiriques sont utilisables.

Méthode de Thiessen

Cette méthode est généralement utilisée pour exploiter les données pluviométriques. Elle suppose que la zone d'influence de chaque pluviomètre s'étend jusqu'à mi-distance du pluviomètre voisin ; sur cette zone d'influence, la pluie est uniforme et égale à celle relevée sur le pluviomètre considéré.

Les géométries des différentes zones d'influence sont déterminées graphiquement. On relie les pluviomètres voisins par des segments de droite ; on trace ensuite les médiatrices de ces segments, lesquelles forment en se recoupant des polygones comprenant chacun un pluviomètre. Les polygones à la périphérie du bassin versant épousent le contour de celui-ci (fig. 1).

La pluviométrie moyenne sur le bassin est :

$$P = \frac{(\sum p_i S_i)}{S}$$

avec P la pluviométrie moyenne sur l'ensemble du bassin (mm), p_i la pluviométrie enregistrée par le pluviomètre i (mm), S_i la surface de la zone d'influence (polygone) du pluviomètre i (m^2), S la surface totale du bassin versant (m^2).

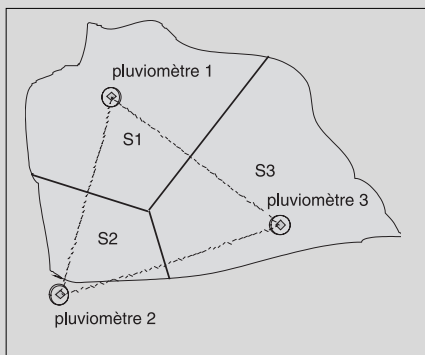
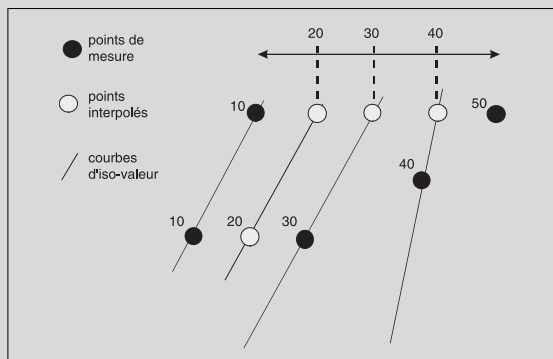


Figure 1 : Méthode de Thiessen : pondération par la surface.

La méthode de Thiessen doit être mise en œuvre lorsque la densité de pluviomètres est importante : c'est alors une technique de pondération facile à utiliser. En revanche, elle accorde un poids important aux stations isolées lorsque le réseau est lâche : si ces stations isolées ne sont pas représentatives du bassin, une erreur importante sur la pluviométrie totale est introduite.

Méthode des isovaleurs

Une courbe d'isovaleurs est formée par l'ensemble des points qui présentent la même valeur d'un paramètre donnée (niveau, pluviométrie, conductivité...) pour une date ou une période donnée. On appelle ainsi *courbes isopièzes* les courbes d'égal niveau piézométrique, *courbes de niveau* les courbes d'égale altitude topographique, *courbe isohyètes* les courbes d'égale pluviométrie, *courbes d'isoconductivité* les courbes de même valeur de conductivité, etc. Cette méthode suppose qu'entre deux points de mesure voisins, la distribution de la valeur du paramètre soit linéaire et directement proportionnelle à la distance (fig. 2).



Réalisé manuellement, le traçage des courbes d'isovaleurs permet de tenir compte d'éléments notables : eau de surface dans le cas d'isopièzes, relief ou exposition dans le cas d'isohyètes, etc. C'est également possible lorsque les courbes sont tracées à l'aide d'un logiciel comme Surfer, mais cela requiert un paramétrage laborieux du programme : si ce réglage n'est pas effectué, les résultats peuvent être aberrants. On préfère donc généralement tracer les courbes manuellement pour intégrer plus rapidement les différentes données de l'environnement.

Figure 2 : Méthode des isovaleurs : variations linéaires selon la distance.

Mesure de surface

Il est souvent nécessaire de calculer des superficies à partir des cartes ou de graphiques : calcul de la surface d'un bassin versant, des polygones de Thiessen, d'aires définies par des courbes (jaugeage au sel ou au moulinet), etc. Sur le terrain, la méthode la plus simple est de tracer ou de décalquer les surfaces à calculer sur du papier millimétré. L'intégration peut alors se faire en comptant les carreaux, méthode longue mais efficace !

Un appareil, le planimètre, permet de réaliser assez facilement des mesures de surfaces, quelle que soit leur forme. Il se compose d'un bras articulé, dont l'une des extrémités est fixée à un socle, l'autre extrémité supportant un viseur et un compteur de surface. L'achat d'un tel appareil se justifie si l'on doit régulièrement mesurer des surfaces.

Enfin, les images traitées sous certains logiciels (Surfer, Mapinfo...) peuvent également faire l'objet de traitements spécifiques, dont le traçage de polygones, qu'il est ensuite facile de mesurer.

Encadré 1 Interprétation des données ponctuelles.

L'échelle de calcul doit être aussi petite que possible pour ne pas trop niveler les variations : pas de temps décadaire (10 j) ou mensuel. Mais on peut utiliser des formules au pas annuel afin de fixer des ordres de grandeur.

Dans les formules présentées dans l'encadré 2, on distingue l'évapotranspiration potentielle (ETP) et l'évapotranspiration réelle (ETR). L'évapotranspiration potentielle est toujours une valeur théorique maximale, car elle prend pour hypothèse que la plante se trouve dans des conditions lui permettant une transpiration maximale (notamment qu'elle a accès à suffisamment d'eau).

Lorsqu'on connaît la pluviométrie P, l'infiltration I et l'évapotranspiration réelle, il est possible d'estimer l'écoulement total :

$$E = P - ETR - I$$

Méthode du bilan Thornthwaite

Cette méthode permet de travailler au pas de temps mensuel ou décadaire. Elle consiste dans un premier temps à calculer l'évapotranspiration potentielle (ETP), que l'on peut assimiler au pouvoir évaporant de l'atmosphère. On calcule ensuite l'évapotranspiration réelle (ETR) en comparant l'ETP et les ressources en eau disponibles pour l'évaporation et la transpiration. En effet, même si le potentiel en évapotranspiration est élevé, il faut que de l'eau soit disponible pour permettre l'évapotranspiration. Cette disponibilité en eau est estimée à l'aide de la réserve facilement utilisable (RFU), qui est une réserve conceptuelle : elle n'a pas de réalité physique, même si l'on pourrait assimiler la RFU à la quantité d'eau stockée dans les premiers mètres du sol.

Calcul de l'ETP mensuelle par la formule de Thornthwaite

$$ETP = 1,6 \left(\frac{10t}{TE} \right)^a$$

avec ETP l'évapotranspiration potentielle mensuelle (cm), t la température moyenne mensuelle (°C), TE l'indice thermique annuel ($TE = \sum_i t_i$), i l'indice thermique mensuel [$i = (t/5)^{1,514}$] et $a = 0,016 TE + 0,5$ (a simplifié de Serra). Cette formule donne de bons résultats en climat tempéré humide (Normandie, France), mais sous-estime l'ETP en climat chaud et sec (jusqu'à 30 %).

Calcul de l'ETP mensuelle ou décadaire par la formule de Turc

$$ETP = c \left(\frac{t}{t + 15} \right) (I_g + 50)b$$

avec ETP, l'ETP mensuelle ou décadaire (mm), t la température moyenne (décadaire ou mensuelle, en °C), I_g la radiation solaire globale ($\text{cal/cm}^2/\text{j}$), I_0 la radiation maximale théorique ($\text{cal/cm}^2/\text{j}$), H la durée astronomique du jour (h), h la durée d'ensoleillement mesurée (h).

– c vaut 0,40 pour les mois de 30 et 31 j pour l'ETP mensuelle, 0,37 pour le mois de février pour l'ETP mensuelle, 0,13 pour l'ETP décadaire.

– b vaut 1 si l'humidité relative moyenne de l'atmosphère hr est supérieure à 50 % (cas le plus fréquent). En climat désertique, $hr < 50$ % et $b = [1 + (50 - hr)/70]$.

– Les paramètres I_0 , H et h sont tabulés : $I_g = I_0 [0,18 + 0,62 (h/H)]$.

Cette formule, plus difficile à manier que celle de Thornthwaite, donne de bons résultats même en climat chaud (en climat très chaud néanmoins, elle sous-estime l'ETR, mais de moins de 10 %).

Bilan Thornthwaite

Cette méthode compare l'ETP calculée par l'une des deux formules précédentes avec la pluie et la RFU, sur le pas de temps considéré. Le principe de calcul doit permettre à la pluie d'alimenter en priorité l'ETP, puis de compléter la RFU jusqu'à son maximum, et enfin d'alimenter le ruissellement lorsque l'ETP et la RFU ont été satisfaites. On procède de la façon suivante :

– si $P + RFU \geq ETP$, $ETR = ETP$, $RFU = P - ETR$ et $E = P - (RFU + ETR)$;

– si $P + RFU < ETP$, $ETR = ETP - (P + RFU)$, $RFU = P - ETR$ et $E = 0$,

avec P la pluie, ETP l'évapotranspiration potentielle, ETR l'évapotranspiration réelle, RFU la réserve facilement utilisable et E l'écoulement (de surface et souterrain). Un exemple est présenté tableau I.

2.1.2 ESTIMATION DES ENTRÉES

2.1.2.1 Entrées

L'entrée principale dans le système est en général représentée par la pluie utile, part de la pluie qui s'infiltrer et qui va de fait participer à la recharge de l'aquifère. Cependant, de nombreuses autres sources peuvent alimenter un aquifère : infiltration d'eau de surface (rivière, lac...), alimentation par d'autres aquifères, fuite de canaux d'irrigation etc. Ces alimentations peuvent être mise en évidence par la piézométrie, par la chimie des eaux (le moyen le plus simple étant l'utilisation d'un conductimètre) et, bien entendu, par la géologie.

Tableau I : Bilan Thornthwaite avec un pas mensuel et une RFU initiale de 100 mm.

P, pluie en mm. RFU, réserve facilement utilisable . ETP, évapotranspiration potentielle mensuelle (mm). ETR, évapotranspiration réelle (mm).

	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Total
P	100	90	80	70	60	50	50	60	70	80	90	100	900
RFU	100	100	100	86	35	0	0	0	0	8	5	100	
ETP	34	40	61	84	111	138	156	140	105	72	44	32	
ETR	34	40	61	84	111	85	50	60	70	72	44	32	743
E	66	50	19	0	0	0	0	0	0	0	0	22	157

La RFU initiale doit être choisie en fonction des contextes géologique et pédologique. La valeur RFU = 100 mm est généralement adoptée pour des contextes proches de ceux dans lequel Thornthwaite a mis au point sa méthode : climat humide, tempéré et terrain cultivé (est des États-Unis). Pour un sol peu apte à stocker de l'eau, on peut diminuer la RFU : dans un contexte de karst (fontaine de Vaucluse), Puig a retenu une RFU de 50 mm. La valeur de la RFU peut être vérifiée en comparant la valeur de l'écoulement annuel obtenu aux valeurs calculées par les formules de Turc et Coutagne.

Calcul de l'ETR annuel par la formule de Coutagne

$$ETR = P - \lambda P^2$$

avec ETR l'évapotranspiration réelle (m), P la pluviométrie moyenne annuelle (m), $\lambda = 1/(0,8 + 0,14 T)$ si $1/8 < P < 1/2$, T la température annuelle moyenne (°C).

Si :

– $1/8 > P$, l'ETR est égale aux précipitations, il n'y a donc plus d'écoulement ;

– $P > 1/2$, l'ETR est indépendant de la pluviométrie et estimé par :

$$ETR = 0,2 + 0,035 T$$

Calcul de l'ETR annuel par la formule de Turc

$$ETR = \frac{P}{[0,9 + (P^2/L^2)]^{1/2}}$$

avec ETR l'évapotranspiration réelle (mm), P la pluviométrie moyenne annuelle (mm), T la température annuelle moyenne (°C) et $L = 300 + 25T + 0,05T^3$.

Encadré 2
Estimation de l'ETR.

Le volume de ces alimentations est estimé par la loi de Darcy et par observations directes. Cependant, les contraintes liées à la mise en place des programmes humanitaires ne permettent pas toujours de disposer d'assez de temps pour mener à bien ces investigations. On ne peut donc s'intéresser qu'aux systèmes simples dont les entrées sont facilement quantifiables.

2.1.2.2 Pluie utile

Il est possible d'établir un ratio entre la part des écoulements qui participe au ruissellement et celle qui s'infiltre. Ce ratio est basé sur le pouvoir répartiteur du sol, numérisé par l'index hydrogéologique (tabl. I).

Tableau I : Index hydrogéologiques calculés à partir de données pluri-annuelles (d'après Castagny & BRGM).

	Zone sédimentaire (craie, bassin de l'Hallue)	Zone de socle (schistes et granites, Burkina Faso)		
Pluie moyenne (mm/an)	740	513	807	1 076
ETP moyenne (mm/an)	514	310	446	674
E moyen (mm/an)	226	203	361	402
Index (%)	92	67	61	66
P _u moyen (mm/an)	208	136	221	266
Écoulement de surface moyen (mm/an)	18	67	140	136

Il est indispensable de choisir un index qui corresponde aux conditions de la zone d'étude. Ce choix est délicat et influe de façon importante sur les résultats : il faut donc valider le résultat du bilan avec celui donné par la méthode hydrogéologique.

2.1.3 VARIATIONS DANS LE STOCK

Le volume d'eau stocké dans l'aquifère (à un moment t) est donné par le volume du réservoir et la porosité utile. Le volume du réservoir est approché en connaissant son étendu et sa profondeur. Sa surface est estimée à partir de la carte géologique (topographique) et/ou de relevés de terrain. Sa puissance est connue par les résultats des forages et d'études géophysiques.

La porosité utile (ou le coefficient d'emmagasinement si la nappe est captive) est calculée à partir des résultats d'essais de pompage. Sans effectuer ce calcul parfois difficile sur le terrain, un simple suivi piézométrique pluri-annuel permet de mesurer les changements Δs dans le stock d'eaux souterraines. Si les variations sont négligeables, ce terme peut être supprimé du bilan.

2.1.4 ESTIMATION DE LA RECHARGE

Les entrées ont été quantifiées et les changements de stock (Δs) évalués. Il est donc facile de calculer la recharge à partir de l'expression du bilan :

$$\text{recharge} = P_u + I_s \pm \Delta s$$

avec P_u la pluie utile (m³/an), I_s les autres alimentations (m³/an) et Δs les variations de stock de l'aquifère (m³/an).

L'exemple présenté tableau II concerne un bilan simplifié, réalisé en Corse. Différentes valeurs de RFU ont été testées : la valeur RFU = 50 mm a été retenue car la pédologie du site (peu de sol) permet de supposer que le potentiel de stockage en eau du sol accessible aux plantes est faible. De plus, les calculs réalisés avec une RFU de 50 mm donnent un écoulement comparable aux valeurs calculées par les formules annuelles.

Tableau II : Bilan hydrogéologique simplifié, réalisé en Corse à partir de données pluviométriques et de températures moyennes mensuelles (1961-1992).

Méthode de calcul de l'écoulement total		E (mm/an)	E (l/s/km ²)
Coutagne annuel		97,2	3,1
Turc annuel		60,9	2
Bilan Thorthewaite avec ETP Turc mensuel		108,5	3,5

Bassin versant	Surface (km ²)	Écoulement total calculé		Sorties		Entrées (PU = E – ESF) (m ³ /an)	Balance (m ³ /j) (ressources renouvelables non exploitées PU – Qp)
		E (l/s/km ²)	E (m ³ /an)	Écoulement de surface estimé (m ³ /an)	Pompage Qp (m ³ /an)		
1	7,0	3,5	772 632	515 088	73 000	257 544	505
2	4,0	3,5	441 504	220 752	146 000	220 752	204
3	3,0	3,5	331 128	0	73 000	331 128	707
4	4,5	3,5	496 692	248 346	146 000	248 346	280
5	4,9	3,5	540 842	180 280	146 000	360 561	587
Total	23,4	3,5	2 582 798	1 164 466	584 000	1 418 331	2 285

2.2 Approche par l'aval

On procède de la façon suivante :

- estimation des sorties par estimation des prélèvements par pompage (Q_p) et mesure du débit souterrain (Q_s) alimentant rivières et sources ;
- évaluation du changement dans le stock (s) ;
- appréciation de la recharge, à partir du bilan comptable des différents termes.

2.2.1 ESTIMATION DES SORTIES

2.2.1.1 Prélèvements

Les volumes pompés sont parfois enregistrés lorsque le pompage est motorisé. Dans le cas contraire et pour les pompes à main, il peut être estimé en fonction du nombre d'utilisateurs, de la durée moyenne d'utilisation journalière et du débit de pompage. Une pompe à main utilisée de façon intensive, par exemple 6 h/j, est susceptible de produire (6 h x 800 l/h), soit 4,8 m³/j.

2.2.1.2 Sources et rivières

Les débits des sources et rivières alimentées par la nappe correspondent à des sorties du système. Il est donc nécessaire de les mesurer et d'en tenir compte dans le bilan. Cependant, c'est souvent le terme du bilan le plus difficile à obtenir.

Les débits des sources sont mesurés au pas de temps retenu (décadaire ou mensuel). En toute rigueur, il est indispensable de disposer d'une chronique de débit suffisamment longue pour pouvoir estimer le débit de base des rivières, c'est-à-dire celui engendré par l'écoulement de la nappe, et non par le ruissellement de surface. Dans le cadre de nos programmes, une telle chronique est difficile à obtenir. On peut alors estimer que le débit à l'étiage résulte de la contribution unique de la nappe (plus de pluie, donc plus de ruissellement).

2.2.1.3 Autres sorties

Les sorties en mer, les flux entre différents réservoirs, etc., sont difficiles à mesurer dans le cadre des programmes humanitaires. Il n'est donc pas possible d'effectuer des bilans sur des systèmes complexes.

2.2.2 VARIATIONS DANS LE STOCK

Les variations sont appréciées de la même façon que dans l'approche par l'amont (cf. § 2.1).

2.2.3 ESTIMATION DE LA RECHARGE

L'évaluation résulte du bilan des différents termes :

$$\text{recharge} = Q_s + Q_p \pm \Delta s$$

avec Q_s , débit souterrain (m^3/an), Q_p débit de pompage (m^3/an) et Δs les variations de stock (m^3/an).

3 Données météorologiques mondiales

3.1 Températures en janvier (°C)

Latitude	Longitude																	
	105°W	90°W	75°W	60°W	45°W	30°W	15°W	0°	15°E	30°E	45°E	60°E	75°E	90°E	105°E	120°E	135°E	150°E
30°N	12	16						13	10	12	8	6	16	17	16	8		
20°N	21	24	24					22	21	15	15	16	16	22	24		21	
10°N				22	23			24	22	22	22	24		27	20	26	21	
0°																		
10°S		22	26	23	25			23	23	25					20	26	26	27
20°S		10	24	24	21				23	25	21						30	27
30°S				26	23				23	22	22					27	32	31

3.2 Températures en juillet (°C)

Latitude	Longitude																	
	105°W	90°W	75°W	60°W	45°W	30°W	15°W	0°	15°E	30°E	45°E	60°E	75°E	90°E	105°E	120°E	135°E	150°E
30°N																		
20°N	27	23					30	30	25	22	28	30	31	23	27			
10°N	21	20	21				27	27	27	28	29	27	28	24		27		
0°			21	23			24	22	23	27	27		32	27	24	28		
10°S		14	23	23	26			22	22	16				27	27	23	23	
20°S		10	16	21	16				15	13	20					25	14	
30°S			0	13					11	11	14				12	13	12	

3.3 Précipitations annuelles moyennes (mm)

Latitude	Longitude																		
	105°W	90°W	75°W	60°W	45°W	30°W	15°W	0°	15°E	30°E	45°E	60°E	75°E	90°E	105°E	120°E	135°E	150°E	
30°N																			
20°N	500	1600						50	50	50	100	60	200	1500	2000	2200			
10°N	2000	2500	1200				400	200	200	100	70	400	1000	2500				3000	
0°			2000	2500			2000	1700	1500	600	100			1000	4000	3000	3500		
10°S	1000		2700	2000	700			1000	1500	700				4000	2000	2800	3000		
20°S	300		2200	2000	1000				600	700	1500							400	500
30°S			600	1500							300	600	1700				300	150	160

3.4 Ensoleillement sur une surface horizontale (°C)

Valeurs de H, longueur du jour astronomique (h)

$I_g = I_o (0,18 + 0,62 \text{ h}/H).$

L'ensoleillement total I_g (aussi noté R_g) est donné en cal/cm²/jour, avec 1 cal = 4,1855 J, et 1 cal/cm²/jour = 0,011625 kwh/m²/jour ; h est le nombre d'heures de soleil par jour, H la durée astronomique de la journée (jour astronomique), et I_o l'ensoleillement maximum théorique (cal/cm²/jour), aussi connu comme I_{ga} ou PSH (pic ensoleillement).

Latitude nord	30°	40°	50°	60°
Janvier	10,45	9,71	8,58	6,78
Février	11,09	10,64	10,07	9,11
Mars	12,00	11,96	11,90	11,81
Avril	12,90	13,26	13,77	14,61
Mai	13,71	14,39	15,46	17,18
Juin	14,07	14,96	16,33	18,73
Juillet	13,85	14,68	15,86	17,97
Août	13,21	13,72	14,49	15,58
Septembre	12,36	12,46	12,63	12,89
Octobre	11,45	11,15	10,77	10,14
Novembre	10,67	10,00	9,08	7,58
Décembre	10,23	9,39	8,15	6,30

Valeurs de I_{ga} (kWh/m²/j) sur une surface horizontale

Latitude nord	30°	40°	50°	60°
Janvier	5,9	4,2	2,6	1,0
Février	7,3	5,8	4,2	2,5
Mars	8,9	7,8	6,5	5,0
Avril	10,2	9,7	8,8	7,9
Mai	11,0	11,0	10,7	10,2
Juin	11,3	11,5	11,4	11,3
Juillet	11,1	11,1	10,9	10,6
Août	10,4	10,0	9,3	8,5
Septembre	9,2	8,3	7,1	5,7
Octobre	7,6	6,2	4,7	3,0
Novembre	6,1	4,5	2,9	1,3
Décembre	5,5	3,8	2,1	0,6

Qualité de l'eau et analyses

A INDICATEURS NON COTÉS PAR L'OMS

Plusieurs éléments chimiques ne sont pas couverts par les directives de l'OMS, car leur toxicité n'a pas été établie (phosphate, potassium, calcium, magnésium, etc.). Dans certains pays ces éléments sont sujets à des standards issus des directives nationales, par exemple les directives AEP (Alimentation en Eau potable, 1989) pour la France. Tout programme humanitaire doit se conformer aux directives de l'OMS, mais doit aussi prendre en compte les directives nationales.

DIRECTIVES FRANÇAISES AEP

Substances inorganiques – O, origine. S, santé.

Paramètres	Valeurs guide	Interprétation
Calcium (Ca^{2+})	Nil	O : roches S : pas de problème direct, incrustation dans les tuyaux
Magnésium (Mg^{2+})	50 mg/l	O : roches (argiles, basalte) S : goût amer, effet laxatif
Sodium (Na^+)	150 mg/l	O : naturel (contexte triasique) S : effet laxatif, indicateur de pollution
Dureté	pas de norme	O : dureté = $[\text{Ca}^{2+}] + [\text{Mg}^{2+}]$ S : pas de problème de goût, entartrage si C > 200 mg/l
Phosphate (PO_4 , P_2O_5)	5 mg/l	O : matière organique, naturel (calcique (PO_4^{3-} , P_2O_5) phosphates), contamination fécale, engrais, industrie chimique. Les polyphosphates sont utilisés contre le tartre, lessive S : lessive, indicateur de fertilisants, indicateur de pollution fécale
Potassium (K^+)	12 mg/l K	O : engrais S : pas de problème, radioactivité venant de l'isotope ^{40}K
Oxydabilité	Pas de norme	O : évidence de matière organique
Oxygène dissous (O_2)	Pas de norme	O : oxygène atmosphérique, dissous (O_2 , photosynthèse) S : pas de problème
pH	Pas de norme	O : ion hydrogène S : paramètre important pour le traitement
Conductivité	Pas de norme	O : matières dissoutes S : acceptation de l'eau (goût)

B INSPECTION SANITAIRE DU POINT D'EAU

1	Formats d'inspection sanitaire correspondant à différents types de points d'eau	1.4	Transport d'eau par camion-citerne
1.1	Eaux souterraines, puits ouvert, puits ou forage équipé d'une pompe à main, puits ou forage équipé d'un système de pompe motorisé	1.5	Distribution par réseau
1.2	Source protégée	2	Qualité de l'eau aux différents points d'un système de distribution
1.3	Système de collecte des eaux de pluie	3	Analyse des risques : mise en évidence des priorités pour des actions de réhabilitation

1 Formats d'inspection sanitaire correspondant à différents types de points d'eau

Adapté des directives de qualité pour l'eau de boisson OMS, vol. 3, annexe 2. Différents formats d'inspection sanitaire doivent être utilisés selon le système de distribution d'eau inspecté. De même, un format peut être adapté à une situation ou un contexte spécifique.

1.1 Eaux souterraines, puits ouvert, puits ou forage équipé d'une pompe à main, puits ou forage équipé d'un système de pompe motorisé

	Non	Oui	Action recommandée
Existe-t-il une latrine ou une quelconque source de pollution à une distance inférieure à 30 m du puits ?			
Est-ce que l'absence ou la déficience de la clôture autorise la fréquentation du site par des animaux ?			
Est-ce que le canal de drainage est inférieur en distance à 2 m, sale ou défectueux ?			
Y a-t-il de l'eau stagnante près de l'ouvrage ?			
Est-ce que la dalle de l'ouvrage présente une largeur minimale inférieure à 1m/ouvrage ?			
La dalle ou la margelle de l'ouvrage présente-t-elle des craquelures ou des fentes ?			
Le couvercle de l'ouvrage est-il inapproprié ? (taille, poids, étanchéité, etc.)			
L'ouvrage présente-t-il une isolation (étanchéité) médiocre ou insuffisante ou inexistante sur les 3 m en-dessous du niveau du sol ?			
Est-ce que le point d'eau est sale ?			
Est-ce que le système d'exhaure (corde, seau) est en mauvaise condition ou sale ou impropre ?			
Score total de risque (nombre de <i>oui</i> comptabilisés)			

1.2 Source protégée

	Non	Oui	Action recommandée
Existe-t-il une latrine ou une quelconque source de pollution à une distance inférieure à 30 m du site ?			
Est-ce que l'absence ou la déficience de la clôture autorise la fréquentation du site par des animaux ?			
Est-ce que le système de drainage perturbe l'écoulement et favorise la présence d'eau stagnante ?			
Est-ce que la source est susceptible d'une contamination de surface ?			
Est-ce que la boîte de captage est fissurée ?			
Est-ce que la trappe de visite est fissurée ou mal remplacée ?			
Est-ce que le tuyau de trop plein est manquant ?			
Est-ce que la crépine du tuyau de distribution est manquante ?			
Est-ce que le caniveau disposé en amont du site est manquant ou improprement entretenu ?			
Est-ce que le site est sale ?			
Y a-t-il de l'eau stagnante au point de distribution (robinet ?)			
Score total de risque (nombre de <i>oui</i> comptabilisés)			

1.3 Système de collecte des eaux de pluie

	Non	Oui	Action recommandée
Est-ce que l'aire de collection (toit) est sale ?			
Est-ce que les gouttières sont sales ?			
Est-ce que le filtre en entrée du réservoir du système est absent ou impropre ?			
Existe-t-il une autre ouverture du réservoir qui ne soit pas convenablement fermée ?			
Existe-t-il des fissures dans les murs du réservoir ?			
Est-ce que l'intérieur du réservoir est sale, non régulièrement nettoyé ou non désinfecté ?			
Est-ce que les robinets fuient ?			
Est-ce que la dalle située contre le réservoir est absente ou brisée ou improprement conçue ?			
Est-ce que le drainage est en mauvaise condition, inefficace et existe-t-il des zones d'eau stagnante ?			
Existe-t-il une source de pollution à proximité du réservoir ou de l'aire de collection de l'eau de pluie ?			
Score total de risque (nombre de <i>oui</i> comptabilisés)			

1.4 Transport d'eau par camion-citerne

	Non	Oui	Action recommandée
Est-ce que le point d'eau utilisé pour remplir la citerne est impropre du point de vue sanitaire ?			
Y a-t-il une absence de chloration ou une non conformité de la chloration de l'eau transportée ?			
Est-ce que le tuyau utilisé pour vider et remplir la citerne est sale ou non approprié ou impropre d'un point de vue sanitaire ?			
Est-ce que le camion citerne a été utilisé pour d'autres fonctions que le transport d'eau ?			
Est-ce que le bouchon associé à l'orifice de remplissage du réservoir est absent, impropre ou sale ?			
Est-ce que différents éléments du système (réservoir du camion, réservoir au niveau communautaire, point de distribution) sont soit non régulièrement nettoyés, soit non régulièrement désinfectés ?			
Est-ce que le réservoir/point de distribution sont sales ou impropres ?			
Est-ce que le réservoir de stockage de l'eau au point de distribution est ouvert ou improprement couvert ?			
Existe-t-il de l'eau stagnante autour du réservoir ou du point de distribution de l'eau ?			
Score total de risque (nombre de <i>oui</i> comptabilisés)			

1.5 Distribution par réseau

	Non	Oui	Action recommandée
Est-ce que la source est mal protégée ?			
Existe-t-il des points de fuite entre la source et le réservoir ?			
Dans le cas où le réseau comporte des réservoirs de brise-charge, ceux-ci sont ils mal ou non couverts ?			
Est-ce que le réservoir présente des fuites, des fissures, une absence de prise d'air ou des conditions sanitaires impropres ?			
Est-ce que le réservoir de stockage est sale ou non nettoyé régulièrement ?			
Existe-t-il des points de fuite dans le réseau de distribution ?			
Est-ce que les zones autour des bornes-fontaines sont non protégées et ouvertes à la fréquentation des animaux ?			
Existe-t-il un drainage non adéquat ou des traces d'eau stagnante auprès des bornes-fontaines ?			
Est-ce que l'environnement immédiat des bornes-fontaines présente un risque de contamination (décharge, présence d'excréta, etc.) ?			
-Est-ce que l'eau distribuée n'est pas chlorée ?			
Score total de risque (nombre de <i>oui</i> comptabilisés)			

2 Qualité de l'eau aux différents points d'un système de distribution

Une information sur la qualité de l'eau est également nécessaire pour faire une analyse précise des risques de (re)contamination et de transmission des maladies. L'analyse de l'eau doit être faite en plusieurs points de la chaîne de distribution, comme le présente le tableau ci-dessous.

Point		Paramètres organoleptiques			Turbidité (NTU)	Paramètres biologiques		Autres paramètres non considérés par l'OMS
Échantillon		Couleur	Odeur	Goût		colonies de coliformes fécaux/100 ml	Sources potentielles de contamination	
Élément du système	Prise d'eau							
	Réservoir de stockage							
	Système de distribution							
	Point de distribution							
	Moyen de transport							
Réservoir à l'échelle de la famille	Stockage familial							

3 Analyse des risques : mise en évidence des priorités pour des actions de réhabilitation

Une analyse complète des risques devrait faire intervenir l'observation des différents facteurs devant être pris en compte dans l'évaluation d'une vulnérabilité liée à la qualité de l'eau : taille de la population desservie, données médicales, statut nutritionnel, accès à la nourriture, facteurs environnementaux, situation liée à l'eau et à la situation sanitaire.

Il est difficile de standardiser cette analyse complète à travers un seul et unique outil, car les facteurs impliqués peuvent avoir différents impacts en fonction des contextes, des indicateurs de référence, des situations. Cependant, il est plus facile de réaliser une analyse de risque en croisant les paramètres principaux, comme le présente l'exemple suivant dans lequel l'analyse se concentre délibérément sur le risque de contamination du point d'eau ainsi que sur la qualité biologique de l'eau.

L'analyse de risque présentée plus bas combine les mesures de contamination à un moment précis (à travers l'analyse bactériologique) et les potentiels points "sensibles" (à travers l'enquête sanitaire). Le résultat apparaît comme une table déterminant un ordre de priorité en terme d'action à entreprendre. En général, de forts risques de contamination sont liés à une eau de mauvaise qualité mais la combinaison d'un "mauvais" score de l'enquête sanitaire, même si la qualité d'eau est correcte, peut entraîner la priorité d'une intervention.

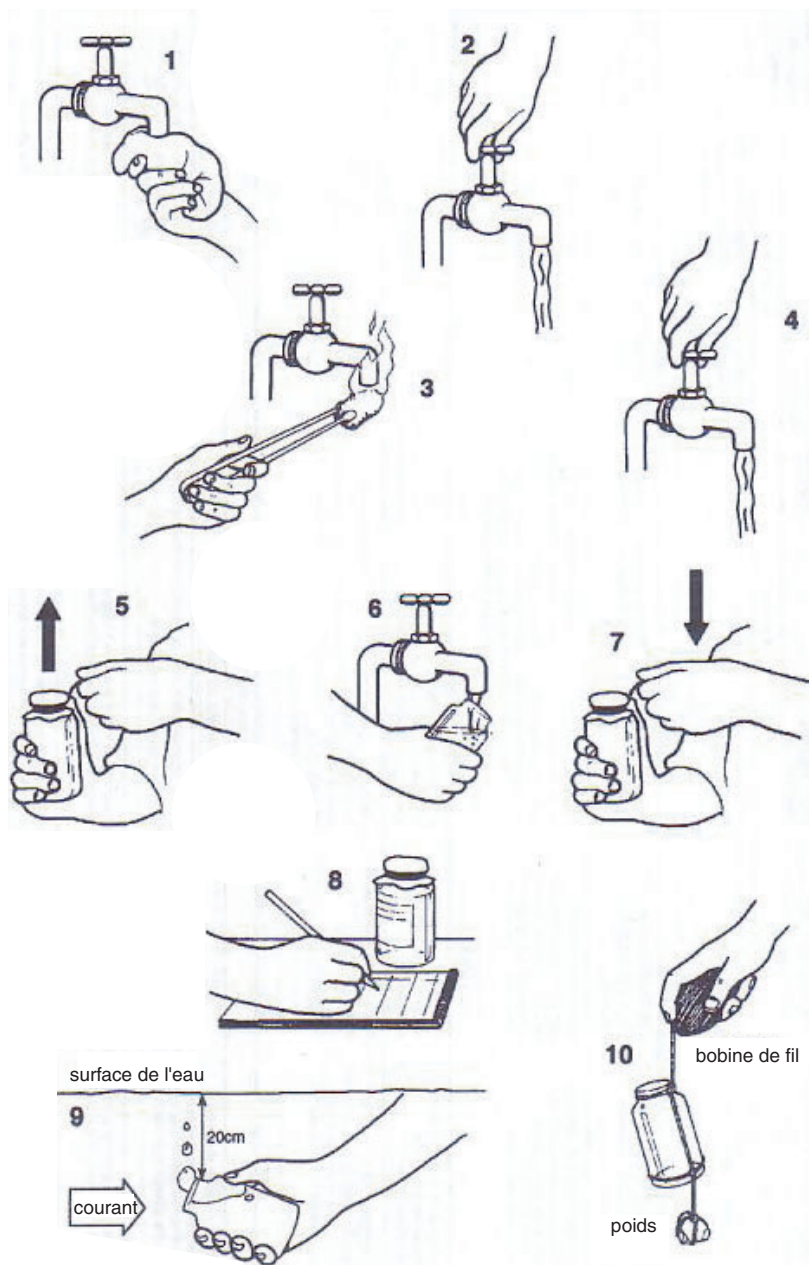
		Score de l'enquête sanitaire											
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Colonies de coliformes fécaux/100 ml	> 100												
	11-100												
	1-10												
	0												
Action envisagée		A	B			C			D				

A, pas d'action envisagée. B, faible priorité d'action. C, haute priorité d'action. D, intervention en urgence nécessaire.

C PROCÉDURES D'ÉCHANTILLONNAGE

MÉTHODE D'ÉCHANTILLONNAGE POUR SOURCE ET BORNE-FONTAINE

(*Technicien sanitaire en situation précaire*, 1994, MSF)



D KIT DELAGUA

KIT PORTABLE D'ANALYSES BACTÉRIOLOGIQUES OXFAM DELAGUA

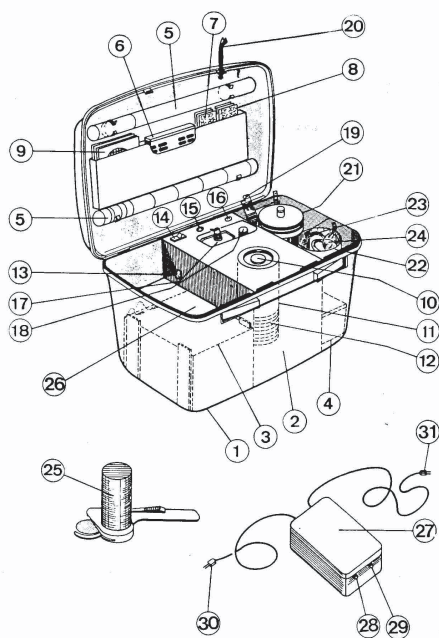
Composition du kit :

- 4 boîtes de 50 ampoules de milieu de culture pour coliformes fécaux,
- 200 tampons absorbants,
- 500 sachets de prélèvement de 180 ml,
- 200 filtres (45µm)
- 1 ensemble DELAGUA.

Milieux de culture utilisés

Milieux de culture prêts à l'emploi, marque Millipore, conditionnés en ampoules plastiques de 2 ml, pour les coliformes fécaux. Temps d'incubation de 18 à 24 heures, à 44 °C.

Les coliformes fécaux développent des colonies de couleur bleue. Les autres micro-organismes forment des colonies allant du gris au crème.

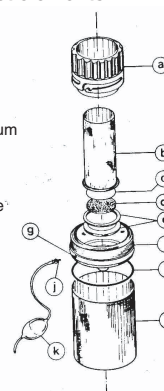


Kit de test d'eau

- | | |
|--------------------------------|--|
| 1. Malette | 14. Interrupteur "On/Off" |
| 2. Incubateur | 15. Indicateur "On" |
| 3. Batterie | 16. Indicateur chauffage "On" |
| 4. Boîte de pièces de rechange | 17. Flaçon de méthanol |
| 5. Turbidimètre | 18. Flaçon de milieu de culture |
| 6. Comparateur Chlore et pH | 19. Briquet |
| 7. Tablettes pour tests chlore | 20. Pince à épiler |
| 8. Tablettes pour tests pH | 21. Ensemble de filtration |
| 9. Filtres membranes | 22. Flaçon à vide |
| 10. Bouchon de l'incubateur | 23. Câble à échantillonnage |
| 11. Cylindre de l'incubateur | 24. Pompe à vide |
| 12. Boîtes de Petri | 25. Distributeur de tampons absorbants |
| 13. Prise femelle | 26. Espace de rangement |

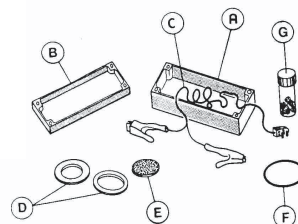
Ensemble de filtration et éléments

- a. Collier plastique
- b. Entonnoir de filtration
- c. Filtre membrane
- d. Disque en bronze
- e. Joints silicone (paire)
- f. Base de filtration en aluminium
- g. Connexion à la pompe
- h. Joint torique
- i. Flaçon à vide
- j. Connecteur de pompe à vide
- k. Pompe à vide



Contenu de la Boîte de pièces de rechange

- A. Base
- B. Couvercle
- C. Câble d'alimentation extérieure
- D. Joints silicone (paire)
- E. Disque en bronze
- F. Joint torique
- G. Graisse silicone



Chargeur

- 27. Chargeur de batterie / alimentation principale
- 28. Indicateur "On"
- 29. Indicateur de charge de batterie
- 30. Prise incubateur
- 31. Prise alimentation principale

E ANALYSE DE L'EAU

FEUILLE DE RAPPORT D'ANALYSE D'EAU

Identification du site :

Responsable du prélèvement :

Location générale :

Date de prélèvement :

Nature de la ressource d'eau analysée :

:

Date d'analyse :

	Paramètres	Formule indicative	Recommandation OMS 2003	Valeur-guide OMS 2003
Organoleptiques	Couleur	–	15	–
	Odeur	–	Acceptable	–
	Goût	–	Acceptable	–
	Turbidité	–	≤ 5	–
Physico-chimiques	Température	–	Acceptable	–
	pH	–	6,4 - 8,5	–
	Conductivité	–	Acceptable	–
	Sulfates	SO ₄ [–]	< 250	–
	Sodium	Na ⁺	< 200	–
	Aluminium	Al	< 0,2	–
	Chlore	Cl [–]	< 250	–
Substances indésirables	Nitrates	NO ₃ [–]	–	50
	Nitrites	NO ₂ [–]	–	3
	Ammonium	NH ₄ ⁺	< 35	–
	Manganèse	Mn	0,1	0,4
Substances toxiques	Fluor	F	–	1,5
	Arsenic	As	–	0,01
	Plomb	Pb	–	0,01
Produits de désinfection	Chlorine	Cl ₂	–	5
Micro biologiques	<i>E. coli</i>	–	–	0

Recommandations du responsable des analyses :

Recommandations du responsable du programme :

Unité	Échantillon 1	Échantillon 2	Échantillon 3	Moyenne	Écart-type	Maximum
Tcv						
–						
–						
UNT						
°C						
–						
µS/cm						
mg/l						
mg/l						
mg/l						
mg/l						
mg/l						
mg/l						
mg/l						
mg/l						
mg/l						
mg/l						
mg/l						
mg/l						
mg/l						
Colonies/100 ml						

Géophysique

A ÉQUIPEMENT

1	Mesure de la résistivité : mode d'emploi	649	3	Caractéristiques techniques	651
2	Charge de la batterie interne : mode d'emploi	650			

Le résistivimètre Ω méga a été développé par ACF en collaboration avec l'association Aquifer. Il répond à la majorité des besoins en terme de prospection géophysique électrique (DC) et prend en compte les contraintes de terrain propres aux missions humanitaires : possibilité d'utiliser différentes sources de puissance (batterie interne, batterie 12 V externe, groupe électrogène 220 V, piles en série jusqu'à 400 V), possibilité de recharger la batterie interne avec une batterie 12 V externe ou une source de courant alternatif 220 V. Le prix d'achat du kit ACF est d'environ 4 500 €, comprenant le résistivimètre complet, 2 bobines de 400 mètres (AB), 2 bobines de 200 mètres (MN), une boussole, 2 mètres à ruban de 50 mètres, du papier bilogarithmique transparent et les abaques Caniard.

Le compromis choisi entre le poids, le prix et les performances permet de prospecter jusqu'à des profondeurs de 60 ou 70 mètres dans des zones résistantes (socle avec altérites et recouvrement par exemple), et jusqu'à 40 ou 50 mètres dans des terrains plus conducteurs (sédimentaires argileux par exemple). Lorsque les conditions demandent des puissances importantes (milieux très conducteurs, grandes profondeurs), il faut faire appel à des équipements plus puissants (800 V, 400 W) et beaucoup plus chers.

1 Mesure de la résistivité : mode d'emploi

- 1) Choisir MEASURE sur le sélecteur FUNCTION : les appareils de mesure s'allument.
- 2) Choisir la source d'alimentation avec le sélecteur POWER :
 - batterie interne
 - batterie externe 12V
 - 230 V alternatif
 - source courant continu 400V max.
- 3) Raccorder les bobines A-B et M-N :



4) Choisir la tension d'injection avec le commutateur VOLT AB :

- 25 V
- 50 V
- 100 V
- 200 V
- 400 V

5) Appuyer sur MEASURE pour injecter le courant. Attendre 3 à 4 secondes que les valeurs indiquées par les appareils de mesures se stabilisent, et bloquer les valeurs affichées en utilisant le bouton HOLD.

Remarques

– Les valeurs de I et V lues sur les appareils de mesures ne se stabilisent jamais complètement : au-delà de quelques secondes d'injection, les valeurs diminuent conjointement. Le bouton HOLD permet alors de figer les mesures pour faciliter la lecture simultanée des valeurs mesurées.

– Commencer les injections sous 25 V (sélecteur VOLT AB). Pour un maximum de précision dans les mesures, augmenter la tension lorsque les valeurs de V indiquées par l'appareil de mesure sont inférieures à 10 mV.

– Dès que le bouton d'injection (MEASURE) est relâché, un sifflement se déclenche pendant un bref instant : il signifie que tout est normal. Si ce sifflement intervient pendant l'injection, c'est-à-dire lorsque le bouton MEASURE est enfoncé, cela indique :

- que la batterie est déchargée : procéder alors à sa recharge ;
- ou que la tension d'injection est trop importante (la puissance de l'appareil n'est plus suffisante) : refaire alors une mesure en sélectionnant une tension plus faible, 200 V au lieu de 400 V par exemple.

2 Charge de la batterie interne : mode d'emploi

1) Mettre le bouton FONCTION sur INT. BATT. CHARGE.

2) Mettre le bouton POWER sur la source de tension disponible :

- MAIN 230V
- ou EXT.BAT. 12 V

3) Raccorder la source choisie à la valise à l'aide des pinces ou des fiches d'alimentation : le voyant vert s'allume. On a alors 2 programmes de charge possibles :

A. si l'on dispose de moins de 18 heures pour recharger la batterie interne : laisser la valise dans l'état où elle se trouve après les opérations 1, 2 et 3 (ne pas appuyer sur START). La batterie se charge ainsi de 1/28 de sa capacité par heure, soit environ 30 % de sa capacité en une nuit ;

B. si l'on dispose de 18 heures ou plus : presser sur START. Le voyant vert s'éteint et le cycle suivant commence :

- décharge de la batterie : le voyant rouge s'allume, il s'éteindra lorsque la décharge sera terminée (en fonction de la capacité restante de la batterie, cette opération de décharge dure de quelques minutes à 4 heures) ;
- recharge pendant 14 heures : dès que le voyant rouge s'éteint, le cycle de charge commence. Lorsque la charge est terminée, le voyant vert se rallume. La batterie est alors complètement chargée.

Remarques

– Un cycle de charge B commencé ne doit jamais être interrompu avant que le voyant vert ne soit rallumé : en effet, comme le cycle commence par une décharge, on risque de décharger la batterie sans avoir le temps de la recharger.

– En cas de coupure de l'alimentation de la valise pendant la charge A ou B, le cycle redémarre automatiquement là où il s'est arrêté si l'on n'a pas touché les boutons de commande.

- Pour arrêter un cycle (appui accidentel sur START alors qu'on ne dispose que de quelques heures), commuter le bouton FUNCTION sur OFF pendant une minute, puis recommencer la charge A.
- Si la batterie a été complètement déchargée, le cycle de charge B ne peut plus démarrer (le voyant vert ne s'éteint pas). Il faut alors charger la batterie 1 heure en cycle A puis repasser en cycle B en appuyant sur START.

3 Caractéristiques techniques

Batterie interne

- Ni mH (Nickel Hydroxyde métallique) de 12 V et 7 Ah (soit 0,7 A sur 10 h, et jusqu'à 30A maxi. sur de courts instants).
- Nombre de mesures possibles avec la batterie interne complètement chargée : de 150 à 1 000.

Convertisseur (DC/AC)

- Puissance = 150 W.

Transformateur

- Puissance = 75 W (220 V et 0,35 A, rendement 90 %).
- 25 V / 3 A.
- 50 V / 1,5 A
- 100 V / 0,75 A.
- 200 V / 370 mA.
- 400 V / 185 mA.

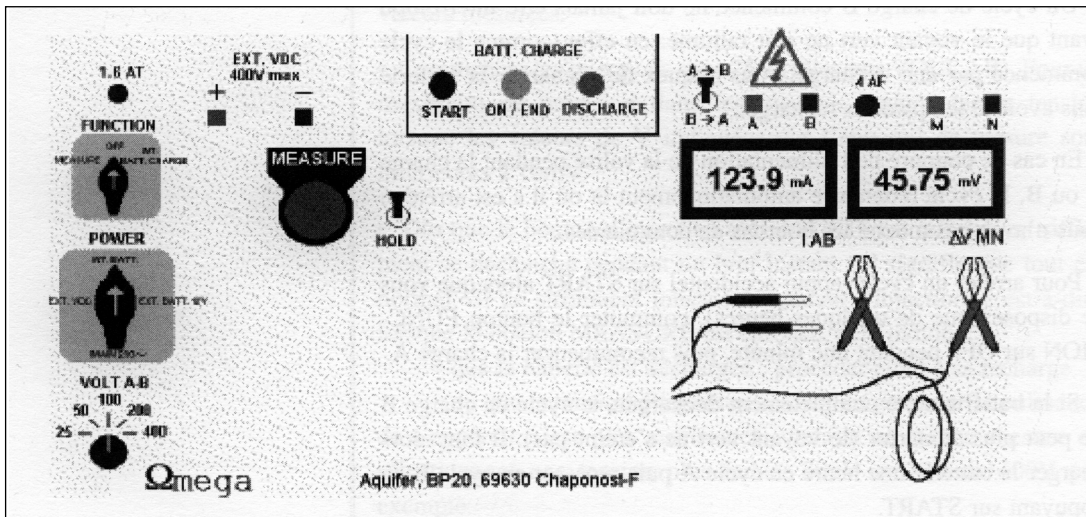
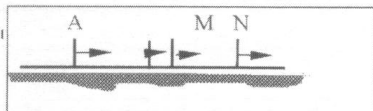


Figure 1 : Résistivimètre Ω méga

B FICHES DE RELEVÉ ÉLECTRIQUE

FICHE DE RELEVÉ DE TRAÎNÉ ÉLECTRIQUE

Resistivity profiling	Date:	Location :
Array: Schlumberger	Reference :	X: Y: Z:



$$\text{Resistivity } \rho_a = K \times \Delta V / I$$

$$K = \pi \times (AM \times AN) / (MN)$$

$$AB = 200$$

$$MN = 20$$

$$K = 1555$$

Observation - Sketch

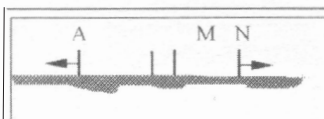
Profile n° : _____ Direction of profile : N _____

point	ΔV (mV)	I (mA)	ρ_a (ohm/m)
0			
10			
20			
30			
40			
50			
60			
70			
80			
90			
100			
110			
120			
130			
140			
150			
160			
170			
180			
190			
200			

point	ΔV (mV)	I (mA)	ρ_a (ohm/m)
210			
220			
230			
240			
250			
270			
280			
290			
300			
310			
320			
330			
340			
350			
360			
370			
380			
390			
400			
410			
420			

FICHE DE RELEVÉ DE
SONDAGE ÉLECTRIQUE

Resistivity sounding		Date:	Location :		
Array:	Schlumberger	Reference:	X:	Y:	Z:



$$\text{Resistivity } \rho_a = K \times \Delta V / I$$

$$K = \pi \times (AM \times AN) / (MN)$$

AB max =

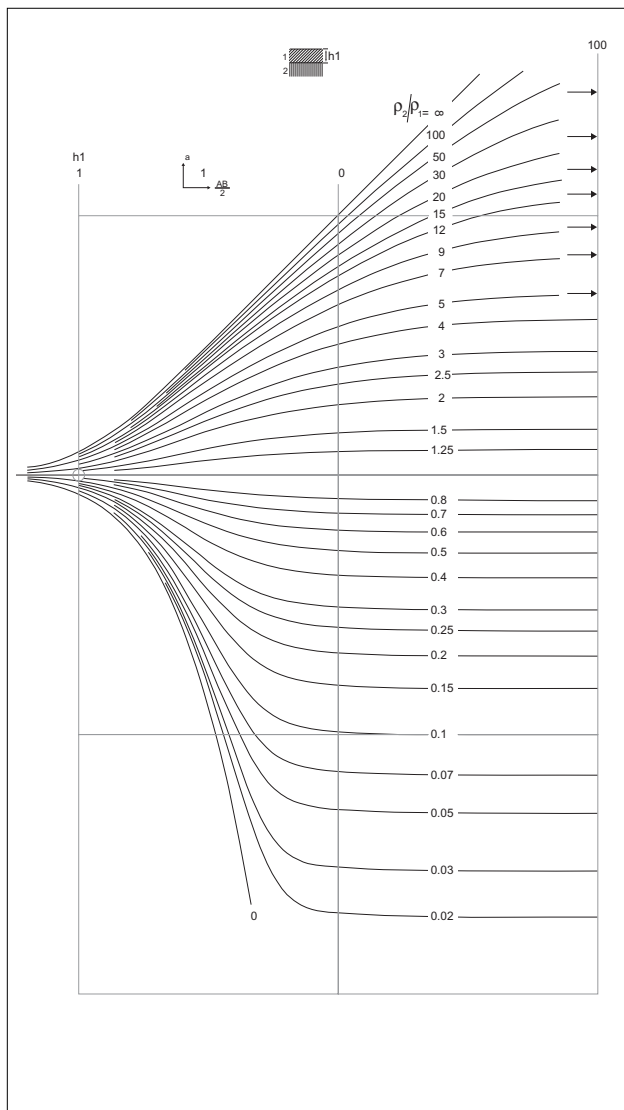
MN overlaps =

Observation - Sketch

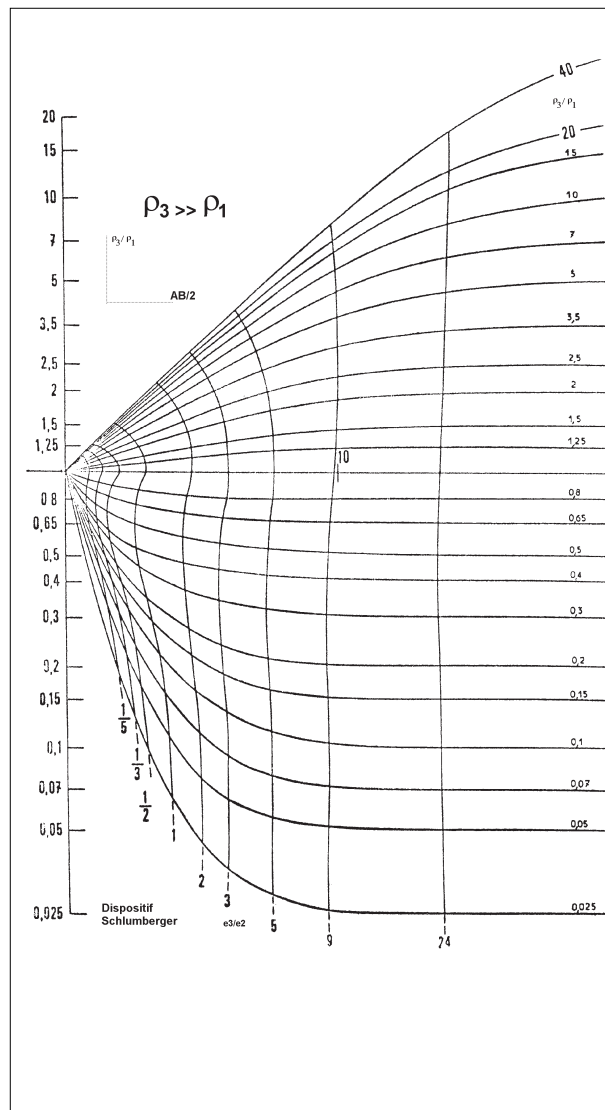
Sounding n° : _____ Profile point: _____ Direction of sounding : N _____

AB/2	MN=2	MN=10	MN=40	ΔV (mV)		I (mA)		ρ_a hm - m	
2	4,71								
3	12,5								
4	23,5								
5	37,7								
6	55								
8	99								
10	155								
15	352	62,8							
20	627	118							
25	980	188							
30	1412	275							
35	1922	377							
40	2511	495							
50	3925	780							
60	5653	1120							
70		1530							
80		2000	471						
100		3130	754						
120		4900	1100						
150		7050	1736						
175			2374						
200			3110						

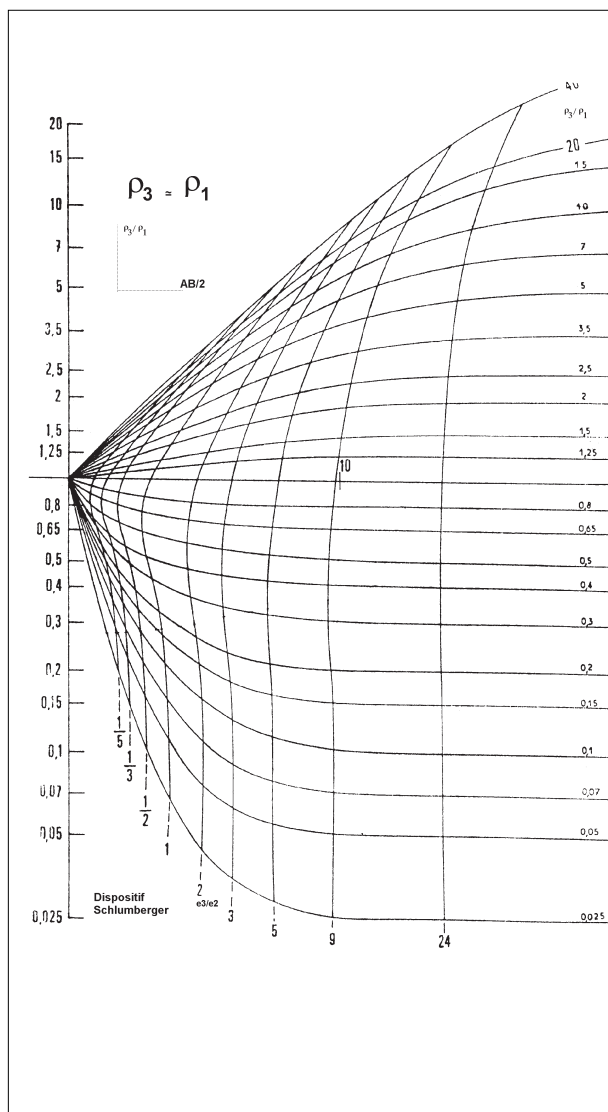
C ABAQUES D'INTERPRÉTATION DES SONDAGES ÉLECTRIQUES SCHLUMBERGER



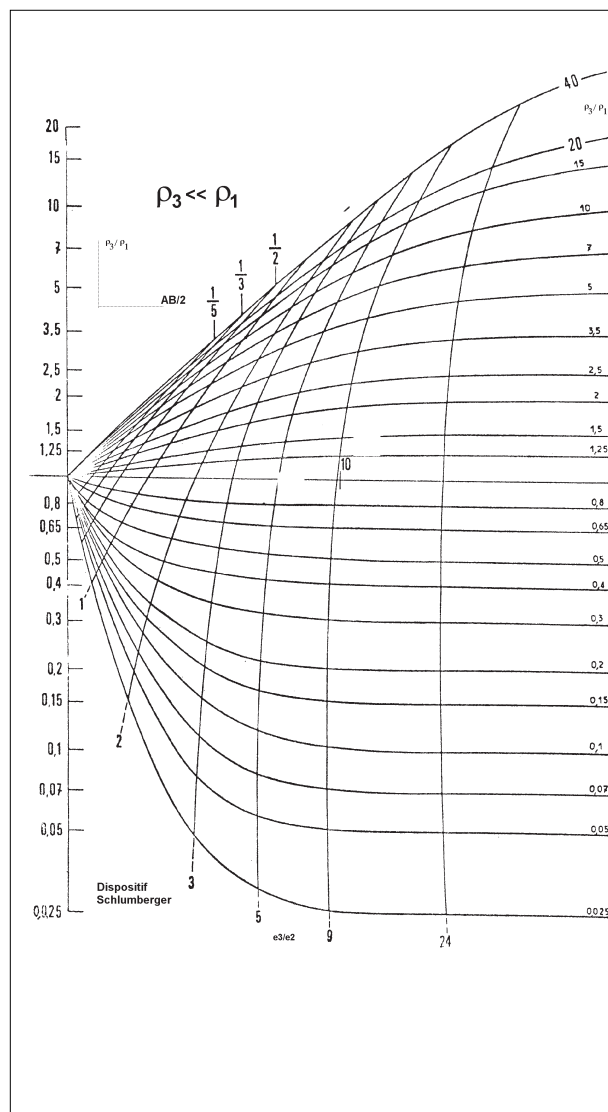
ABAQUE "DEUX TERRAINS"



LIEU DES CROIX À DROITE ($\rho_3 \gg \rho_1$)



LIEU DES CROIX À DROITE ($\rho_3 = \rho_1$)



LIEU DES CROIX À DROITE ($\rho_3 \ll \rho_1$)

Fiches d'essai de pompage

ESSAI DE PUIITS PAR 3 PALIERS
DE DÉBIT NON ENCHAÎNÉS

Location:						Borehole / well reference:			
Date:						Test conducted by:			
Characteristics of the well / borehole									
Depth:			Diameter:			SWL: /ground			
Thickness of the aquifer:						SWL: /datum			
Height of the water column:						Ground/datum height:			
Yield after development:						Screen top level: /ground			

Step n°1 Drawdown							Recovery			
Time (h:mn)	Time elapsed (mn)	Water level (m)	Yield (m³/h)	Conductivity (µS/cm)	T°	Remarks	Time (h:mn)	Time elapsed (mn)	Water level (m)	Draw down (m)
	0							0		
	3							3		
	5							5		
	10							10		
	15							15		
	20							20		
	30							30		
	40							40		
	50							50		
	60							60		
	80							80		
	100							100		
	120							120		

Step n°2 Drawdown							Recovery			
Time (h:mn)	Time elapsed (mn)	Water level (m)	Yield (m³/h)	Conductivity (µS/cm)	T°	Remarks	Time (h:mn)	Time elapsed (mn)	Water level (m)	Draw down (m)
	0							0		
	3							3		
	5							5		
	10							10		
	15							15		
	20							20		
	30							30		
	40							40		
	50							50		
	60							60		
	80							80		
	100							100		
	120							120		

Step n°3 Drawdown							Recovery			
Time (h:mn)	Time elapsed (mn)	Water level (m)	Yield (m³/h)	Conductivity (µS/cm)	T°	Remarks	Time (h:mn)	Time elapsed (mn)	Water level (m)	Draw down (m)
	0							0		
	3							3		
	5							5		
	10							10		
	15							15		
	20							20		
	30							30		
	40							40		
	50							50		
	60							60		
	80							80		
	100							100		
	120							120		

Location:	Well / borehole reference:
Date:	Test conducted by:

Characteristics of the well / borehole	
Depth:	SWL: /ground
Diameter:	SWL: /datum
Thickness of the aquifer:	Ground/datum height:
Height of the water column:	Screen top level: /ground
Yield after development:	

Drawdown							Recovery			
Time (h:mn)	Time elapsed (mn)	Water level (m)	Yield (m³/h)	Conductivity (µS/cm)	T°	Remarks	Time (h:mn)	Time elapsed (mn)	Water level (m)	Draw down (m)
	0							0		
	3							3		
	5							5		
	10							10		
	15							15		
	20							20		
	30							30		
	40							40		
	50							50		
	60							60		
	80							80		
	100							100		
	120							120		
	140									
	160									
	180									
	200									
	220									
	240									

Remarks:

III

Alimentation en eau

Protection des ressources

1	Eaux souterraines	661	2	Eaux de surface	662
1.1	Migration de la pollution bactérienne	661	2.1	Exploitation d’une rivière	662
1.2	Périmètre de protection	661	2.2	Aménagement des mares	663
1.2.1	<i>Puits et forages</i>	661	3	Puisage, transport et stockage de l’eau	663
1.2.2	<i>Sources</i>	662			

Dans le cadre des programmes humanitaires et en termes de santé publique, le risque le plus fréquent de pollution des eaux destinées à la consommation humaine est celui lié à la contamination fécale. La protection des ressources consiste à définir un périmètre autour du point d’eau au sein duquel les activités polluantes sont écartées et à mettre en place des mesures permettant de maintenir la qualité de l’eau depuis le puisage jusqu’au moment de la consommation. Il est schématiquement possible de différencier les ressources en eau en fonction de leur vulnérabilité par rapport à la pollution (cf. chap. 3 et 4).

1 Eaux souterraines

1.1 Migration de la pollution bactérienne

Voir chap. 13, section 3.5.

1.2 Périmètre de protection

1.2.1 Puits et forages

En toute rigueur seule une étude hydrogéologique permet de déterminer le périmètre de protection de ces ouvrages. Dans le cadre des interventions humanitaires il n’est souvent pas possible de réaliser de telles études. Cependant, en concordance avec les recommandations de l’OMS, on peut considérer que le périmètre de protection immédiat des puits et forages en milieu continu (poreux) peut être estimé à 30 m autour du point d’eau (fig. 1).

Les sources de pollution (latrines, trou à ordures, fosse septique...) doivent se trouver en dehors de ce périmètre, de préférence en aval de celui-ci. Il importe par ailleurs de garder une épaisseur minimale de 2 m entre le fond des fosses et le toit de la nappe en fin de saison des pluies. Dans le cas de contexte géologique fracturé ou karstique, il est impossible de déterminer un périmètre *a priori*, seul un suivi de la qualité de l’eau permettra de juger les risques de contamination (cf. chap. 4). Ces risques de contamination sont développés dans le chapitre 13, section 3.5.

1.2.2 SOURCES

Le périmètre de protection en amont des sources est également de 30 m (fig. 2). Il doit être matérialisé par une clôture, de préférence une haie vive. Un fossé d'une profondeur de 0,50 m doit être creusé pour détourner les eaux de ruissellement.

Pour limiter l'érosion du périmètre de protection, parfois très pentu, des arbustes sont plantés et la zone est enherbée (attention : pas d'arbres). Cela permet également de différencier cette zone particulière des terrains environnants.

Figure 1 : Périmètre de protection d'un puits/forage en milieu continu.

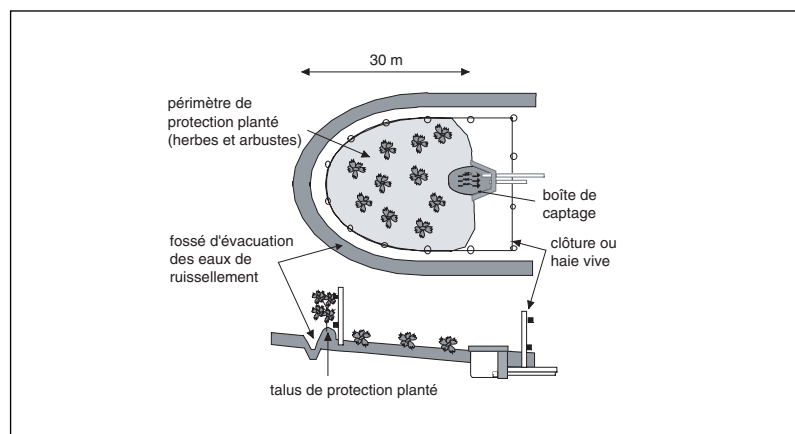
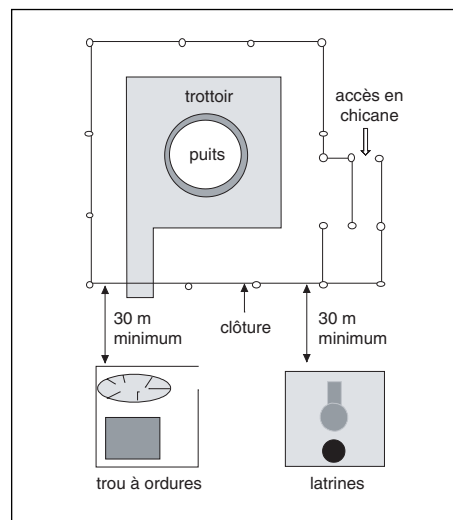


Figure 2 : Périmètre de protection d'une source.

2 Eaux de surface

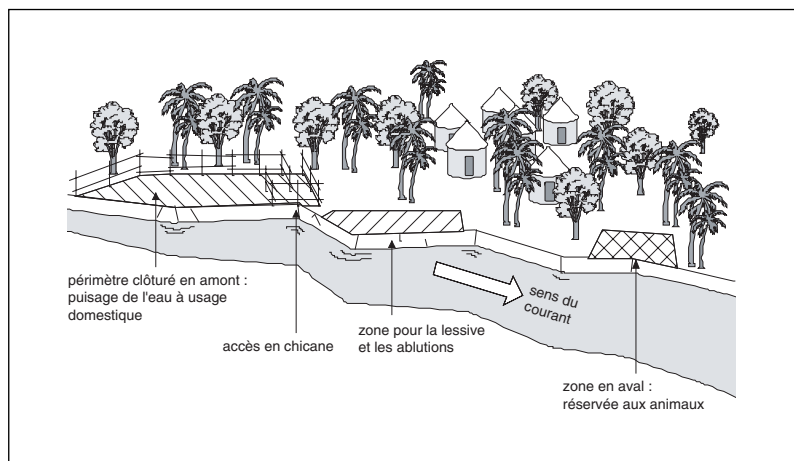
Les eaux de surface sont très difficiles à protéger des pollutions. Elles offrent cependant une intéressante facilité d'accès et sont donc des ressources souvent exploitées en situations d'urgence.

2.1 Exploitation d'une rivière

Il est rare que l'on puisse décider de la zone d'implantation de la population, le plus souvent déjà installée lors de l'intervention. Le long d'une rivière, l'aménagement correct du site tient compte du sens de l'écoulement et des usages de l'eau, en prenant soin de limiter la pollution du cours d'eau (drainage) et en plaçant les latrines à plus de 30 m de la rivière, en aval du site (fig. 3).

L'eau destinée à l'usage domestique est puisée en amont, la zone devant être bien définie et réservée à cet usage ; une clôture ou une haie vive avec un accès en chicane limite l'entrée des animaux. Juste en aval, une zone est aménagée pour la lessive (et éventuellement les ablutions). Très en aval, une zone est réservée à l'alimentation du bétail.

Figure 3 : Aménagement le long d'une rivière.



2.2 Aménagement des mares

Les mares représentent dans certaines zones la seule ressource exploitée comme les retenues africaines et les mares *impluviums* asiatiques (cf. chap. 19). Ce sont des eaux de surface stagnantes qui cumulent les inconvénients : protection difficile, pas d'évacuation des pollutions en l'absence de flux, faible capacité à "digérer" la pollution organique assez fréquente. Un exemple d'aménagement réalisé par ACF en Birmanie est présenté figure 4.



Figure 4 : Aménagement de mare (Birmanie, ACF 1997).

3 Puisage, transport et stockage de l'eau

La pollution de l'eau se produit souvent au niveau du point d'eau, au moment du puisage. Il importe donc d'aménager correctement les puits, mais également les sources et les forages. Un suivi de la qualité bactériologique de l'eau de forages effectué en zone de socle par ACF (Soudan, 1996-1997) a démontré la relation entre la pollution de l'eau et la qualité de la cimentation et de l'aménagement de surface ; les aménagements de surface sont évoqués annexe 14 et dans les paragraphes traitant des différents ouvrages.

Les mesures de protection ne doivent pas s'arrêter au niveau du point d'eau mais s'appliquent jusqu'à la consommation : il faut donc empêcher l'eau d'être polluée pendant son transport et son stockage (cf. chap. 15).

Les récipients doivent être fermés et nettoyés régulièrement (si possible avec une solution chlorée à 100 mg/l, cf. chap. 12). Il est préférable d'utiliser des jerricans plutôt que des seaux, car l'eau ne doit pas être prélevée avec un récipient quelconque (gobelet...) mais versée ou vidée avec un robinet : les récipients de puisage restent la plupart du temps exposés aux mouches, aux mains sales...

Forage

A ÉQUIPEMENT DE FORAGES

1	Kit machine de forage ACF-PAT 201	665	5	Marteau fond de trou	669
2	Kit machine de forage ACF-PAT 301 (MFT-rotary)	666	6	Taillants trilames, quadrilames et tricones (2004)	670
3	Kit machine ACF-PAT 401 PTO (MFT-rotary)	667	7	Tubes de forage filetés en PVC (2004)	670
4	Kit machine ACF-PAT 301 T	668			

On trouvera dans cette annexe une présentation du matériel et des équipements nécessaires pour les programmes de forage et de prospection d'eau. Les machines de forage ont été développées en partenariat avec l'entreprise PAT (Promotion of Appropriate Technology), basée à Bangkok, en Thaïlande (email : pat@pat-drill.com, site web : www.pat-drill.com).

1 Kit machine de forage ACF-PAT 201

La PAT 201 est la première machine de la série PAT et la plus ancienne. Sa conception, très légère et simple d'utilisation et son coût en font une machine particulièrement bien adaptée pour forer dans les terrains sédimentaires pas consolidés. L'ensemble du kit n'excède pas 1 tonne et peut être transporté dans un pick-up.

ACF a développé des programmes de forage "itinérant" en Birmanie en transportant cette machine par bateau de village en village et réalisé de nombreux points d'eau au Cambodge avec cette machine. Elle est particulièrement bien adaptée aux zones isolés, comme par exemple au Sud-Soudan dans le Bar El Gazal ou des forages équipés de pompes manuelles ont été réalisés ou pour des campagnes de prospection d'eau avant le creusement de puits par exemple.

Le kit tel qu'il est constitué permet de démarrer une campagne de forage sans problèmes. En plus des éléments de la machine de forage (bâti, pompe à boue, compresseur de développement, train de tiges, trilames, etc.) sont prévus des outils, des pièces détachées et des consommables de forage. La machine dans cette conception est limitée à une profondeur de 60 mètres en diamètre de 6". Une version améliorée a été conçue pour forer au delà de cette profondeur.

Figure 1 : Bâti ACF-PAT 201.





Figure 2 : Outils trilames, ACF-PAT 201.

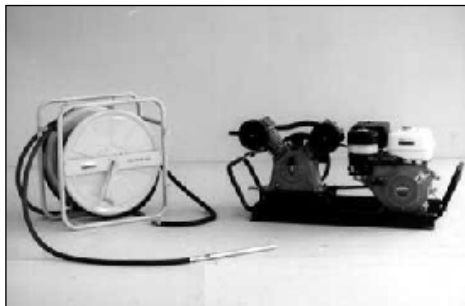


Figure 3 : Compresseur de développement, ACF-PAT 201.

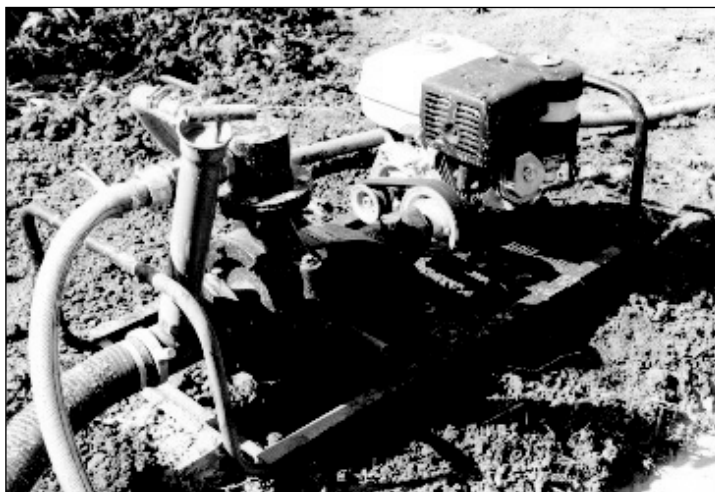


Figure 4 : Pompe à boue, ACF-PAT 201.

2 Kit machine de forage ACF-PAT 301 (MFT-rotary)

La machine ACF-PAT 301 est une machine hydraulique de forage rotary et marteau fond de trou portable conçue pour travailler dans des contextes géologiques variés : alluvions, formations sédimentaires et formations rocheuses. La profondeur de forage peut excéder 100 mètres dans les formations sédimentaires peu consolidées.

La machine est composée d'éléments séparés : mât de forage, unité hydraulique, pompe à boue et compresseur facilitant son transport dans les zones isolées ou difficiles d'accès. Tous les accessoires de forage sont livrés avec le kit (tiges, marteau, taillants) et quelques consommables (huile hydraulique, polycol, mousse, etc). Cette machine peut être montée sur un pick-up Toyota Land Cruiser, un camion ou l'atelier posé au sol.

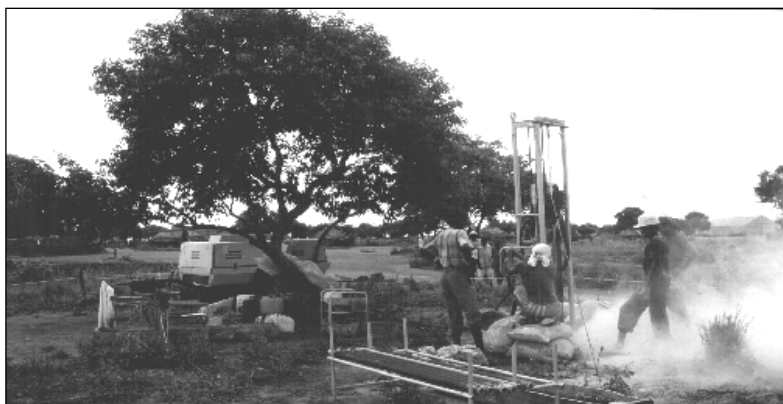


Figure 5 : ACF-PAT 301. Machine au sol.



Figure 6 : Machine sur véhicule.

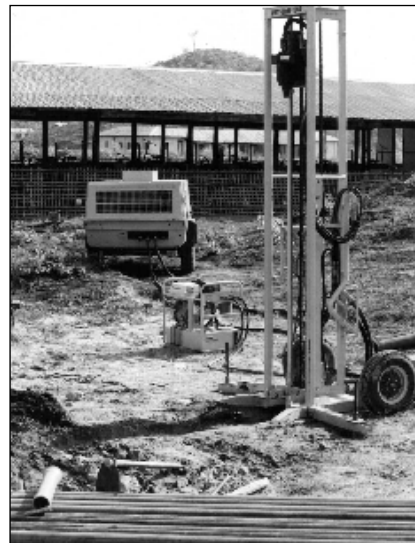


Figure 7 : Bâti, groupe hydraulique, compresseur.

3 Kit machine ACF-PAT 401 PTO (MFT-rotary)

La machine AcF-PAT 401 est une machine de forage installée sur un Toyota LC ou Dyna. Le moteur de la machine est celui du véhicule grâce à une prise de force actionnant les pompes hydrauliques pour la rotation de la tête de forage, la montée et la descente du train de tiges, les vérins stabilisateurs, la pompe à boue et à mousse. Cette machine peut être livrée sur la plate-forme de forage ou directement sur le véhicule (Dyna).

L'assemblage de la machine sur le Toyota LC demande quelques jours dans un atelier de mécanique. Les transformations sur le Toyota LC sont minimales (renforcement des lames, prise de force, installation de la plate forme sur le châssis).

Plus puissante que la PAT 301, elle se pilote plus facilement et le temps de mise en œuvre est moindre. Le calage du véhicule est immédiat grâce aux vérins. La machine fonctionne aux rotary et MFT 5" (taillant de 165 mm). La profondeur de forage peut excéder 100 mètres dans les formations sédimentaires. ACF l'a utilisée sur ses programmes en Angola (version Dyna) et au Honduras (version Land Cruiser).



Figure 8 : ACF-PAT 401 sur camion Dyna.



Figure 9 : Machine sur Toyota.

4 Kit machine ACF-PAT 301 T

La PAT-Drill 301T combine une source d'énergie embarquée, un rack pour les tubes de forage, ainsi qu'une pompe à mousse sur une remorque mono-axe. Cela convient pour une mise en service rapide dans la plupart des contextes et en fait un matériel idéal et polyvalent pour le forage d'eau.



Figure 10 : ACF-PAT 301 T en position de travail.



Figure 11 : Machine en position de transport.

5 Marteau fond de trou

Caractéristiques techniques

– Longueur	1012 mm
– Diam. ext.	114mm
– Poids	54 kg
– Diamètres de forage utilisés par ACF :	taillants de 150 mm et 165 mm
– Diamètres disponibles : 127 à 165 mm	

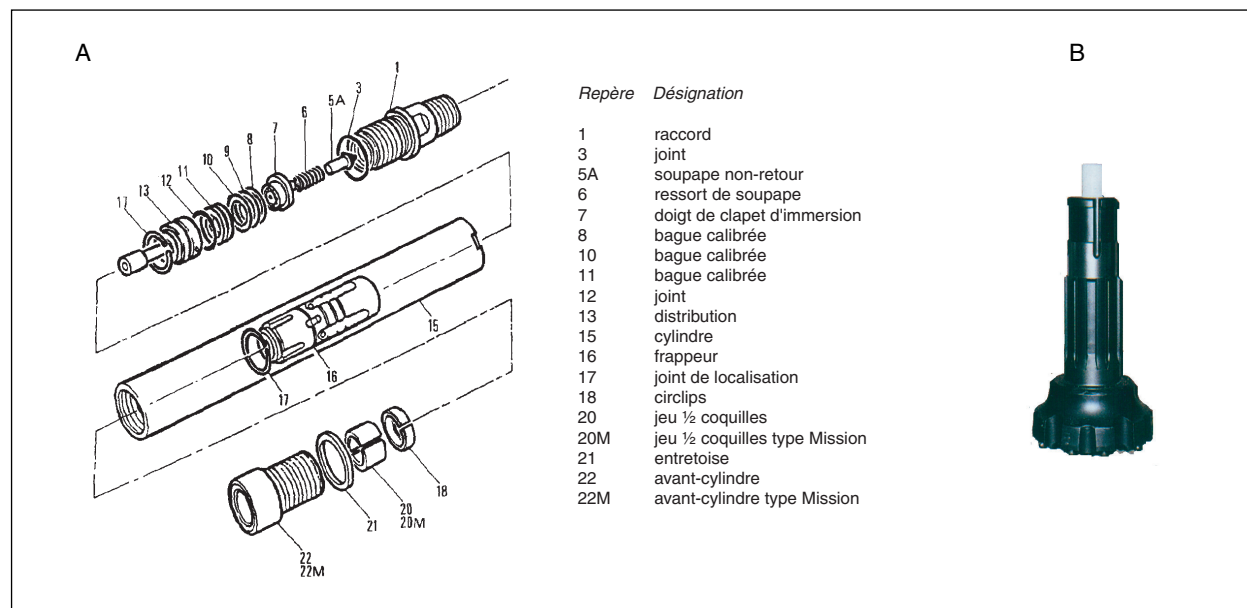


Figure 12 : Marteau fond de trou. A, liste de pièces détachées du MFT. B, taillant

6 Taillants trilames, quatrelames et tricônes (2004)

Trilames

(pouces)	Diamètre (mm)	Filetage	PU HT (€)
3"1/2 à 3"7/8	—	2" 3/8R	141,50
4" à 4"3/8	—	2" 3/8R	148,70
4"1/2 à 4" 7/8	—	2" 3/8R	158,62
5" à 5"3/8	—	2" 3/8R	167,20
5"1/2 à 5"7/8	—	2" 3/8R	172,91
6" à 6"3/8	—	2" 3/8R	180,10
		3" 1/2R	230,10
6"1/2 à 6"7/8	—	2" 3/8R	185,77
		3" 1/2R	247,22
7" à 7"3/8	—	3" 1/2R	278,70
7"1/2 à 7"7/8	—	3" 1/2R	294,40
8" à 8"3/8	—	3" 1/2R	310,10
8"1/2 à 8"7/8	—	3" 1/2R	325,90
9" à 9"3/8	—	3" 1/2R	341,60
9"1/2 à 9"7/8	—	3" 1/2R	357,25
10" à 10"3/8	—	3" 1/2R	371,60
10"1/2 à 10"7/8	—	3" 1/2R	407,30
11" à 11"3/8	—	3" 1/2R	437,30
12" à 12"3/8	—	3" 1/2R	468,80
12"1/2 à 12"7/8	—	3" 1/2R	484,50
13" à 13"3/8	—	3" 1/2R	515,90
13" 1/2 à 13"7/8	—	3" 1/2R	547,40
14" à 14"3/8	—	3" 1/2R	600,20
14" 1/2 à 14"7/8	—	3" 1/2R	628,76

Quatrelames

3"	76,20	NROD	184,80
3"1/8	79,38	NROD	190
3"1/4	82,55	NROD	189
3"1/2	88,90	NROD	194,40
3"3/4	95,25	NROD	197
3"7/8	98,43	NROD	202
4"1/4	107,95	NROD	265
4"3/4	120,65	NROD	295

Tricônes

(pouces)	Diamètre (mm)	Filetage	PU HT (€)
Tricônes avec de nombreuses petites dents, utilisés pour les formations dures			
3"7/8	98,43	2"3/8	270
4"3/4	123,83	2"7/8	356
5"3/4	146,05	3"1/2	418
5"7/8	149,23	3"1/2	482
6"	152,40	3"1/2	580
		4"1/2	114,30
		4"3/4	120,65
		4"7/8	123,83
		5"1/2	139,70
		5"7/8	149,23
		6"	152,40
		6"1/8	155,58
		6"1/4	158,75
		6"1/2	165,10
		6"3/4	171,45

Tricônes avec de grandes dents, utilisés pour les formations plus tendres

3"	76,20	2"3/8	170
3"1/2	88,90	2"3/8	170
3"7/8	98,43	2"3/8	170
4"	101,60	2"3/8	192,92
4"1/4	107,95	2"3/8	192,92
2"3/8	192,92		
2"7/8	204,00		
2"7/8	238,00		
3"1/2	297,00		
3"1/2	311,00		
3"1/2	339,00		
3"1/2	370,00		
3"1/2	370,00		
3"1/2	370,00		
3"1/2	400,00		

7 Tubes de forage filetés en PVC (2004)

- Prix net départ usine.
- Longueur de base tenue en stock. Supplément autres longueurs : 2,90 m, 10 % ; 1,95 m, 15 % ; 0,95 m, 20 %.
- Crépines fentes 1 mm. Suppléments autres fentes : 0,75/1,5/2/3 mm, 10 % ; 0,5 mm, 15 % ; 0,2/0,36 mm, 20 %.

Dimensions	Diamètre (mm)	Épaisseur (mm)	Poids (kg/m)	Résistance (bar)	Longueur (m)	Type de raccord	Prix (€/m)	
							Plein	crépiné
ND40, 1"1/2,	35 x 42	3,50	0,75	47	3	W	2,35	3,80
ND 50, 2"	52 x 60	4	1,05	23	3	W	3,13	4,72
ND 65, 2"1/2	64 x 75	5,50	1,90	30	2,90	N	5,52	7,50
ND 80, 3"	80 x 90	5	2,05	13	2,90	M	5,91	8,25
ND 100, 4"	104 x 114	5	2,50	6	2,90	M	7,07	9,94
ND 112, 4"1/2	112 x 125	6,50	3,50	8	2,90	M	9,28	12,28
ND 125, 5"	126 x 140	7	4,30	9	4	M	13,30	15,84
ND 150, 6"	150 x 165	7,50	5,40	7	4	M	15,37	19,07
ND 165, 6"1/2	163 x 180	8,50	6,50	8	4	M	18,74	23,26
ND 175, 7"	178 x 195	8,50	7,30	6	3	M	23,17	28,92
ND 175, 7"	180 x 200	10	8,50	9	3	M	23,17	28,92
ND 200, 8"	205 x 225	10,50	10,20	8	3	M	31	38,67
ND 225, 9"	225 x 250	12,50	13,40	9	3	M	45	52
ND 250, 10"	255 x 280	12,50	15,90	7	3	M	53	69,70
ND 300, 12"	286 x 315	14,50	20,30	8	3	M	60	84
ND 350, 14"	389 x 400	10,50	18,50	1	3	M	63,80	87

B LOG DE FORAGE

LOG DU FORAGE N°

Localisation :

Coordonnées :

Foreur :

Travaux de foration : de à

Machine de forage :

Géologue :

Durée totale :

Profondeur m	Temps min/tige	Description des <i>cuttings</i> (réaction à HCl)	Conductivité μS/cm	Arrivées d'eau (estimation débit)	Observations (technique de forage, taillant, ajout polycol, mousse, etc.)	Schéma d'équipement
0						
2						
4						
6						
8						
10						
12						
14						
16						
18						
20						
22						
24						
26						
28						
30						
32						
34						
36						
38						
40						
42						
44						
46						
48						
50						

Profondeur forage	m	Niveau statique	m	Débit estimé	m ³ /h
Contexte hydrogéologique				Conductivité	μS/cm
Niveau dynamique	m				
	Hauteur	Dia. tubage	Dia. trou nu		
Pré-tubage	m			Massif filtrant	Litre
Tubes pleins	m			Taille	mm
Crépines/fentes	m	mm		Nature	
Tube décantation	m				

Commentaires :

C FICHE DE DÉVELOPPEMENT *AIR LIFT*

FICHE DE DÉVELOPPEMENT DU FORAGE N°

Localisation :

Coordonnées :

Superviseur :

Compresseur :

Travaux : de à

Durée totale d'utilisation :

Profondeur forage m.

Niveau statique m.

Contexte hydrogéologique

Position des crépines

[illegible]

Temps total de développement :

“Propreté ” eau (test seau) :

Conductivité $\mu\text{S/cm}$

Estimation débit : l/h

Niveau dynamique : m

Commentaires :

D FICHE DE FORAGE

EXEMPLE DE TERRAIN

Province du Cunene

LOCALISATION

ADMINISTRATION

District	Cuanhama
Commune	Sede
Localité	O'Chiunga
N° forage	38A/99/BC

COORDONNÉES (UTM)

Nord	8103291
Est	545081
Carte	446

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

FORAGE

Profondeur (m)	31,08
Niveau statique (m)	12
Débit (l/h)	600
Niveau dynamique (m)	24

AQUIFÈRE

Géologie	Sédimentaire	Poreux
Localisation-type	18 à 29 m	Captif

POMPE

Type de pompe	Volanta
Position du cylindre (m)	27,8
EAU	
Qualité (<i>E. coli</i> /100 ml)	0
Conductivité (µS/cm)	1 068
Piézomètre	Non

AUTOUR DU POINT D'EAU

MOBILISATION COMMUNAUTAIRE

Comité	Créé le 22.12.1999
--------	--------------------

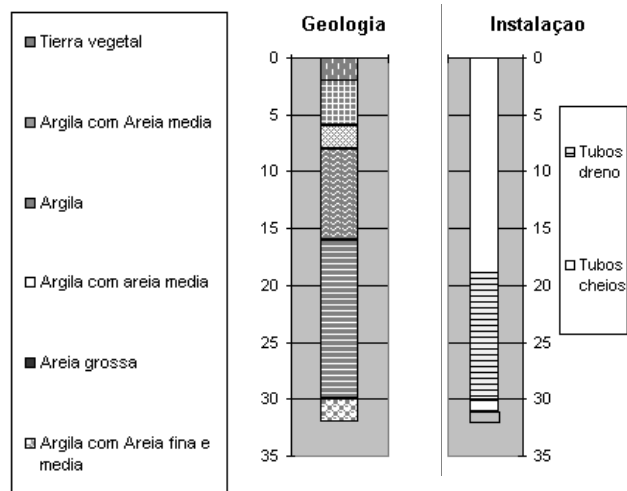
INFRASTRUCTURES

Abreuvoir	Modèle caprins
Aire de lavage	Oui
Barrière	Oui

POPULATION

Nbre de personnes	900
École	5 km
Centre de santé	No
Nbre de vaches	1 222
Nbre de chèvres/moutons	3 323

FORAGE



TRAVAUX

10.06.1999 0845	Début
10.06.1999 1202	Fin

ÉQUIPEMENT

Machine de forage	PAT 401
Technique de forage	Rotary
Fluide de foration	Polycol
Dia. taillants (")	8,5
Tubes	PVC, 4,5"
Tubes pleins (m)	19
Crépines (m)	11
Tube de décantation (m)	1
Centreurs	Oui
Vol. massif filtrant (l)	320
Dia. graviers (mm)	2

Commentaires

Hydraulique et unités de mesure

A HYDRAULIQUE

1	Définitions préliminaires	675	5	Pertes de charge	680
1.1	Magnitudes	675	5.1	Pertes de charge linéaires	680
1.2	Régimes en flux forcé	676	5.1.1	Expressions générales	680
2	Diagramme de Moody	676	5.1.2	Diagramme de Moody	681
3	Abaque des pertes de charge linéaires dans les tuyaux plastiques	678	5.1.3	Formules empiriques	682
4	Abaque des pertes de charge linéaires dans les tuyaux d'acier	679	5.2	Pertes de charge singulières	682

1 Définitions préliminaires

1.1. Magnitudes

Paramètres	Unités SI	Symbole/formule	Commentaires																		
Densité	kg.s ² / m ⁴	ρ	Pour l'eau à température normale, on peut utiliser la valeur : ρ = 101,9 kg.s ² / m ⁴																		
Viscosité absolue ou dynamique	kg.s / m ²	μ	Pour l'eau à pression atmosphérique et 20 °C, la valeur est : μ =1,025 x 10 ⁻⁴ kg.s / m ² La valeur change avec la température :																		
Viscosité cinématique	m ² /s	$\nu = \frac{\mu}{\rho}$	<table><tr><th>t (°C)</th><th>ν (m²/s)</th></tr><tr><td>5</td><td>1.52 x 10⁻⁶</td></tr><tr><td>10</td><td>1.31 x 10⁻⁶</td></tr><tr><td>15</td><td>1,14 x 10⁻⁶</td></tr><tr><td>20</td><td>1,01 x 10⁻⁶</td></tr><tr><td>25</td><td>0,90 x 10⁻⁶</td></tr><tr><td>30</td><td>0,80 x 10⁻⁶</td></tr><tr><td>35</td><td>0,73 x 10⁻⁶</td></tr><tr><td>40</td><td>0,66 x 10⁻⁶</td></tr></table> (normalement on utilise la valeur à 20° C)	t (°C)	ν (m ² /s)	5	1.52 x 10 ⁻⁶	10	1.31 x 10 ⁻⁶	15	1,14 x 10 ⁻⁶	20	1,01 x 10 ⁻⁶	25	0,90 x 10 ⁻⁶	30	0,80 x 10 ⁻⁶	35	0,73 x 10 ⁻⁶	40	0,66 x 10 ⁻⁶
t (°C)	ν (m ² /s)																				
5	1.52 x 10 ⁻⁶																				
10	1.31 x 10 ⁻⁶																				
15	1,14 x 10 ⁻⁶																				
20	1,01 x 10 ⁻⁶																				
25	0,90 x 10 ⁻⁶																				
30	0,80 x 10 ⁻⁶																				
35	0,73 x 10 ⁻⁶																				
40	0,66 x 10 ⁻⁶																				
Numéro de Reynolds	Sans dimension	$R_e = \frac{VD}{\nu}$	R _e est un paramètre important parce qu'il détermine la possibilité d'application de différentes formules empiriques. où D = diamètre intérieur (m) V = vitesse (m/s)																		

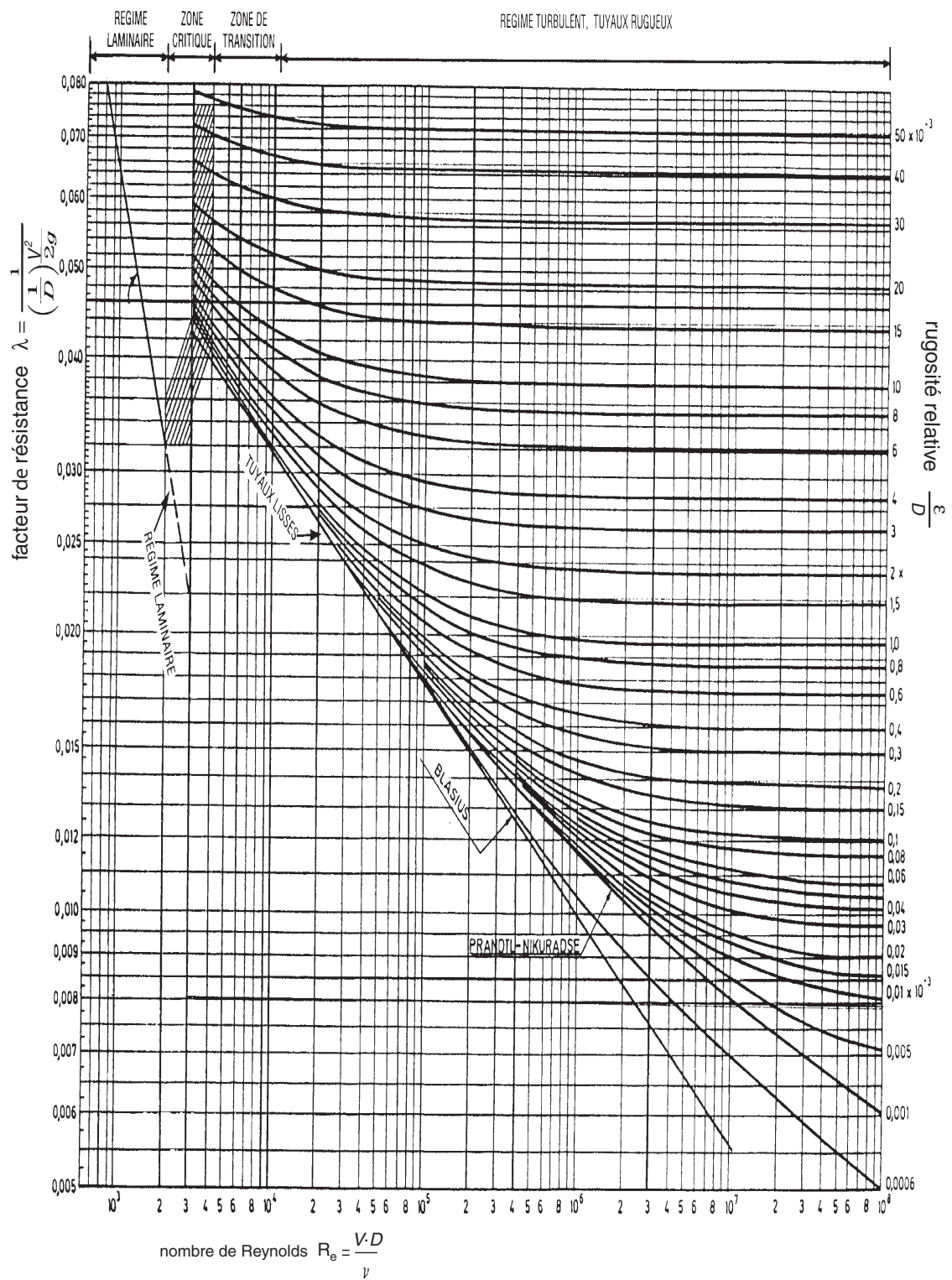
Paramètres	Unités SI	Symbole/formule	Commentaires
Rugosité absolue équivalente	m	E	Paramètre caractéristique de chaque type de tuyau
Rugosité relative	Sans dimension	E/D	
Vitesse de friction	m/s	$V^* = V \sqrt{\frac{t_o}{\rho}}$	t_o : contrainte à la paroi du tuyau ρ : densité du fluide
Numéro de Reynolds de rugosité	Sans dimension	$(R_e)_r$ ou R_r $(R_e)_r = \frac{kV^*}{\nu}$	Utilisé pour établir le régime du flux (voir section 1.2) K = coefficient de rugosité

1.2 Régimes en flux forcé

Régime		Re	$(Re)_r$	Forces
Laminaire		$\leq 2\,000$		Prévalence des forces viscoses
Critique		$2\,000 - 4\,000$		Pas connu, pas habituel
Turbulent	Lisse	$> 4\,000$	$(Re)_r \leq 3.5 - 5$	Prévalence des forces viscoses
	Intermédiaire ou transition		$5 < (Re)_r \leq 70$	
	Rugueux		$(Re)_r > 70$	Prévalence de forces inertielles

2 Diagramme de Moody

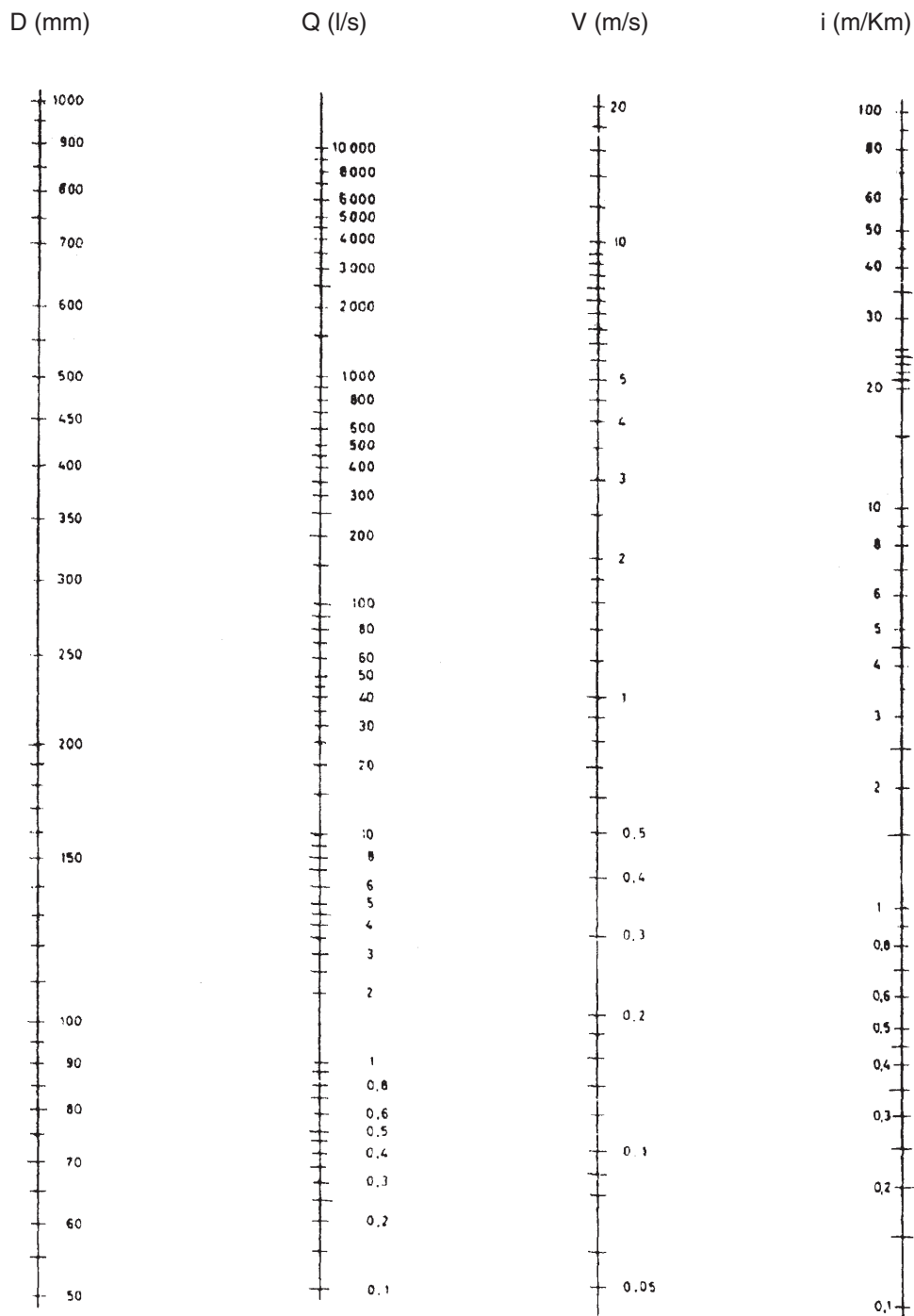
Voir page suivante.



3 Abaque des pertes de charge linéaires dans les tuyaux plastiques

ÉCOULEMENTS DANS LES TUYAUX EN PLASTIQUE

$$V = 75.0 \cdot D^{-0.69} i^{0.156} \quad Q = 58.9 \cdot D^{2.69} i^{0.561}$$

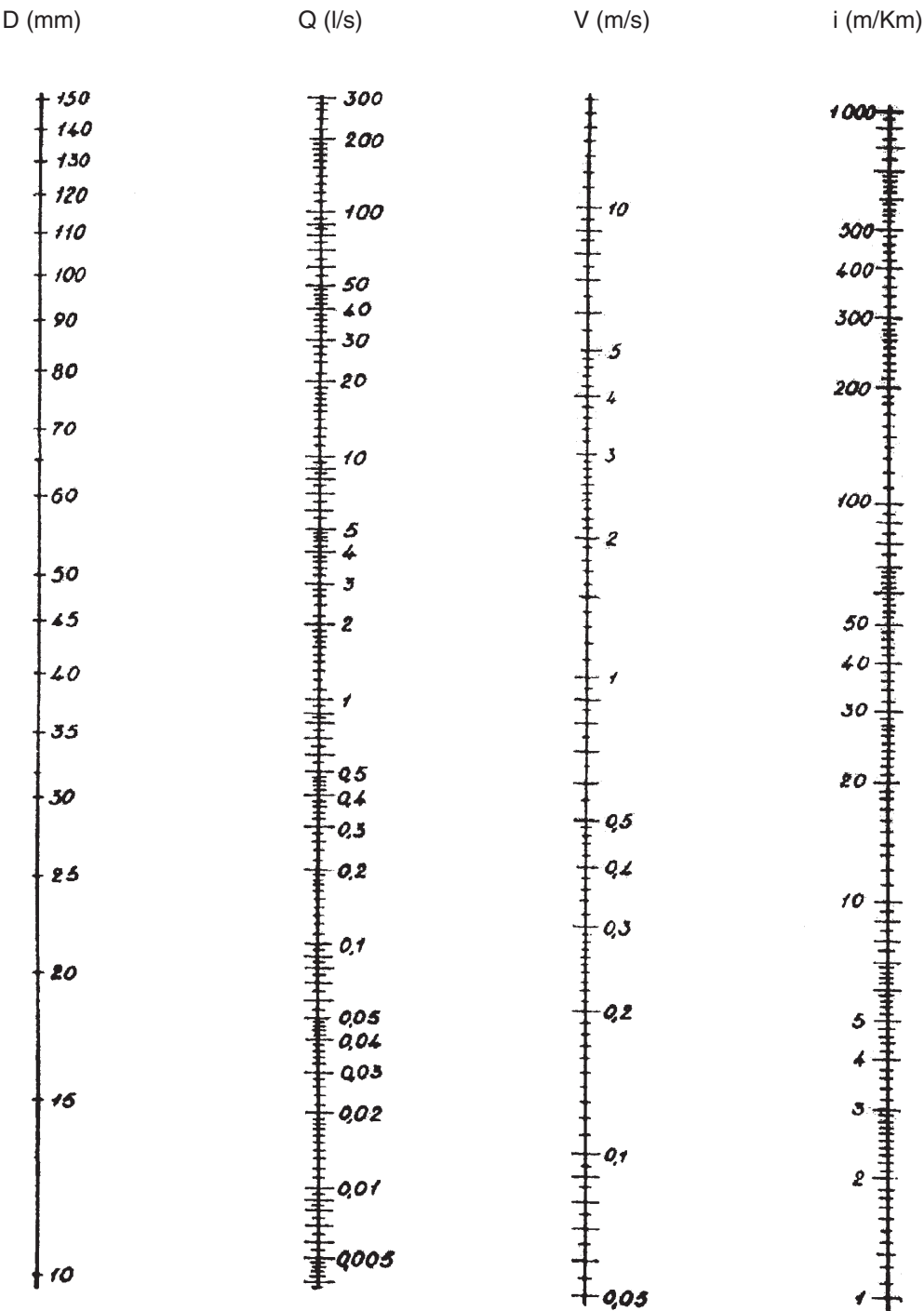


4 Abaque des pertes de charge linéaires dans les tuyaux d'acier

ÉCOULEMENTS DANS LES TUYAUX GALVANISÉS

$V = 66.99 \cdot D^{0.752} \cdot i^{0.54}$

$Q = 52.6 \cdot D^{2.752} \cdot i^{0.54}$



5 Pertes de charge

5.1 Pertes de charge linéaires

5.1.1 EXPRESSIONS GÉNÉRALES

L'équation générale des pertes de charge s'écrit :

$$\Delta H = \lambda \left(\frac{L}{D} \right) \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

avec H les pertes de charge (ou perte d'énergie m), λ le coefficient de pertes de charge (sans dimension), D le diamètre intérieur du tube (m) V vitesse d'écoulement (m/s) et L la longueur de la conduite (m). Les pertes de charge dans une conduite, par unité de longueur, sont :

$$\Delta H = \lambda \left(\frac{V^2}{2g D} \right)$$

Pour calculer numériquement les pertes de charge linéaires, la seule inconnue est λ . Le coefficient de pertes de charge λ est donné par différentes formules (Lencastre, 1995) :

– en régime laminaire :

$$\lambda = \frac{64}{R_e}$$

– en régime turbulent en tuyaux lisses, il existent différentes formules dont celle longtemps considérée comme valable, l'équation de Blasius :

$$\lambda = \frac{0,3164}{R_e^{0,25}}$$

– en régime turbulent et tuyau rugueux, la formule la plus utilisée est celle de White et Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left[\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right]$$

avec ε la rugosité absolue du tuyau. Toute la difficulté du calcul des pertes de charge avec cette formule réside donc dans le choix d'un coefficient de rugosité ε . Les valeurs rassemblées tableau I sont proposées par Degrémont.

Tableau I : Valeurs de la rugosité absolue selon le matériau (d'après Degrémont), 1989.

Matériaux	ε en mm
Acier neuf	0,1
Fonte neuve	0,1 à 1
Plastique	0,03 à 0,1
Béton – moules lisses	0,2 à 0,5
Béton – moules grossiers	1 à 2

5.1.2 DIAGRAMME DE MOODY

En se basant sur un grand nombre d'expériences et sur les différents travaux qui ont proposé des formules de calcul de pertes de charge, Moody a établi un abaque où λ est donné en fonction de R_e et de ε/D (appelée rugosité relative). L'intérêt de cet abaque est de pouvoir s'appliquer à n'importe quel fluide et à n'importe quel type de mouvement (laminaire, transitoire ou turbulent).

Dans la pratique, c'est l'abaque universel que l'on recommande d'utiliser. On procède de la façon suivante :

- calcul de R_e , en fixant la vitesse à 1 m/s ;
- calcul de la rugosité relative ε/D ;
- report de ces deux valeurs dans le diagramme de Moody, on en déduit le coefficient λ ;
- calcul des pertes de charge avec la formule générale $\Delta H = \lambda (L/D) (V^2/2g)$;
- pour vérification, on calcule λ avec la formule de White & Colebrook. Dans la pratique, il s'avère en effet que

l'on se trouve presque toujours dans le domaine de validité de cette formule, qui est donc la plus adaptée à ce type de calcul. Le tableau II permet d'obtenir λ/D à partir de la formule de White & Colebrook.

Diamètre conduite (m)	Coefficient λ/D selon les valeurs de ε (rugosité absolue)			
	$\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$	$\varepsilon = 0,5 \text{ mm}$	$\varepsilon = 1 \text{ mm}$	$\varepsilon = 2 \text{ mm}$
0,025	1,26	2	2,84	
0,03	1,02	1,54	2,00	2,71
0,04	0,70	1,04	1,34	1,80
0,05	0,528	0,78	0,985	1,3
0,065	0,35	0,50	0,615	0,80
0,08	0,29	0,413	0,512	0,66
0,1	0,222	0,31	0,38	0,49
0,125	0,168	0,232	0,284	0,36
0,150	0,133	0,182	0,223	0,28
0,200	0,0935	0,128	0,153	0,19
0,250	0,071	0,096	0,114	0,141
0,300	0,0573	0,076	0,09	0,11
0,350	0,0475	0,0625	0,0735	0,09
0,400	0,04	0,0530	0,0625	0,0758
0,450	0,0351	0,0460	0,0538	0,065
0,500	0,0308	0,04	0,047	0,0566
0,600	0,0245	0,0322	0,0371	0,0477
0,700	0,0206	0,0266	0,0307	0,0368
0,800	0,0175	0,0225	0,0260	0,0310
0,900	0,0151	0,0194	0,0225	0,0267
1,000	0,0134	0,0170	0,0197	0,0234
1,100	0,01163	0,015	0,01754	0,0209
1,200	0,0104	0,01358	0,01583	0,01875
1,250	0,0102	0,013	0,015	0,0177
1,300	0,00946	0,0123	0,0142	0,01676
1,400	0,00878	0,01128	0,01307	0,01535
1,500	0,00827	0,0104	0,012	0,014
1,600	0,00737	0,00956	0,01106	0,0131
1,700	0,00694	0,00882	0,0103	0,01235
1,800	0,00655	0,00833	0,00966	0,0111
1,900	0,00605	0,00773	0,00894	0,0104
2,000	0,00586	0,00735	0,0084	0,0098

Tableau II : Coefficient de pertes de charges dans les conduites.

5.1.3 FORMULES EMPIRIQUES

Pour la détermination des pertes de charge linéaires, il existe de nombreux abaques réalisés à partir de formules empiriques. On peut citer celles (extraites de Lencastre 1995, très bien fourni en abaques) qui permettent de calculer les pertes de charge dans les tuyaux en acier galvanisé :

$$V = 66,99 D^{0,752} i^{0,54}$$

$$Q = 52,6 D^{2,752} i^{0,54}$$

et celles utilisées pour les tuyaux plastiques :

$$V = 75 D^{0,69} i^{0,156}$$

$$Q = 58,9 D^{2,69} i^{0,561}$$

Enfin, la formule de Manning-Strickler, autrefois utilisée, est maintenant réservée aux eaux de surface.

5.2 Pertes de charge singulières

D'après Lencastre, l'expression des pertes de charge singulières peut s'écrire :

$$\Delta H = K \frac{V^2}{2g}$$

avec K paramètre dépendant de R_e et de ϵ , mais essentiellement de caractéristiques géométriques. Ces pertes de charge peuvent être négligées lorsque la longueur de la conduite entre deux singularités est supérieure à 100 fois le diamètre.

Les principaux coefficients de pertes de charge singulières sont présentés dans le cas d'un rétrécissement brusque, tel celui situé à la sortie d'un réservoir (fig. 1), d'un coude (fig. 2) ou d'un T (fig. 3).

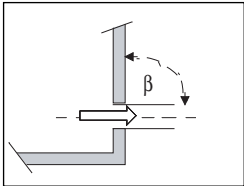


Figure 1 : Coefficient de perte de charge en fonction de l'angle β entre le tuyau et le droit du mur en cas de sortie du réservoir.

β	20°	30°	45°	60°	70°	80°	90°
K	0.96	0.91	0.81	0.70	0.63	0.56	0.50

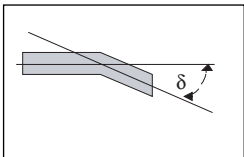


Figure 2 : Coefficient de perte de charge en fonction de l'angle δ d'un coude.

δ	22.5°	30°	45°	60°	75°	90°
K	0.17	0.20	0.40	0.70	1	1.50

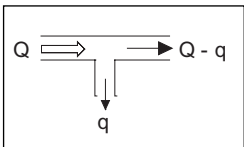
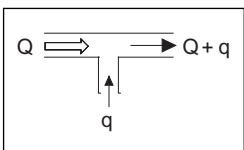


Figure 3 : Coefficient de perte de charge en fonction de la répartition des flux pour un T. A, départ d'un flux Q. B, arriv d'un flux Q.

A

q/Q	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
Kq		1	1.01	1.03	1.05	1.09	1.15	1.22	1.32	1.38	1.45
K _{Q-q}	0	0.004	0.02	0.04	0.06	0.10	0.15	0.20	0.26	0.32	



B

Q/(Q+q)	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
Kq		-0.37	-0.18	-0.07	0.26	0.46	0.62	0.78	0.94	1.08	1.20
K _{Q+q}	0	0.16	0.27	0.38	0.46	0.53	0.57	0.59	0.60	0.59	0.55

B UNITÉS DE MESURE

1	Principales unités	683
2	Préfixes des multiples et sous-multiples d'unités	685
3	Unités anglo-saxonnes et conversion	686

1 Principales unités

Les unités fondamentales du Système international sont notées en gras.

Magnitude	Unité	Symbole normalisé	Expression en unités de base	Expression en autres unités
ESPACE				
Longueur	mètre	m		
	micron	μm	10^{-6} m	
	pouce	in ou “	$2,54 \times 10^{-2} \text{ m}$	
Aire, superficie	mètre carré	m^2		
	are	a	100 m^2	
	acre	ac	$4\,047 \text{ m}^2$	
	hectare	ha	$10\,000 \text{ m}^2$	
Volume	mètre cube	m^3		
	litre	l		$10^{-3} \text{ m}^3 - 1 \text{ dm}^3$
Angle plan	radian	rad		
	degré	°		$(\pi/180) \text{ rad}$
	minute	‘		$(1/60)^\circ$
	seconde	“		$(1/60)'$
	grade	gr		$(\pi/200) \text{ rad}$
TEMPS				
Temps	seconde	s		
	minute	min	60 s	
	heure	h	3 600 s	
	jour	j	86 400 s	
	année	a	$3,16 \times 10^7 \text{ s}$	
Fréquence	hertz	Hz	s^{-1}	
MASSE				
Masse	kilogramme	kg		
Masse volumique	kilogramme par mètre cube	$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$		
Volume massique	mètre cube par kilogramme	$\text{m}^3 \cdot \text{kg}^{-1}$		

Magnitude	Unité	Symbole normalisé	Expression en unités de base	Expression en autres unités
VITESSE				
Vitesse	mètre par seconde	m.s ⁻¹		
Vitesse angulaire	radian par seconde	rd.s ⁻¹		
MÉCANIQUE				
Accélération	mètre par seconde carrée	m.s ⁻²		
Force, poids	newton	N	m.kg.s ⁻²	
	dyne	dyn		10 ⁻⁵ N
	kilogramme-force	kg(f)		9,81 N
Moment d'une force	newton par mètre	N.m	kg.m ² .s ⁻²	
Énergie, travail, quantité de chaleur	joule	J	m ² .kg.s ⁻²	
	kilogramme mètre	kgm		9,81 J
	calorie (petite)	cal15		4,1855 J
	calorie (grande)	cal		4,1868 J
	kilocalorie	Kcal		4186,8 J
	wattheure	Wh		3 600 J
	électronvolt	eV	m ² .kg.s ⁻³	1,60219.10 ⁻¹⁹ J
Quantité de mouvement	kilogramme mètre par seconde	kg.m.s ⁻¹		
Puissance	watt	W		N.m.s ⁻¹ – J.s ⁻¹
	cheval vapeur	ch		735,499 W
Flux thermique	watt par mètre carré	W.m ⁻²		
Pression, contrainte	pascal	Pa	m ⁻¹ .kg.s ⁻²	N.m ⁻²
	bar	bar		105 Pa
	atmosphère normale	atm		101 325 Pa
	millimètre d'eau	mmH ₂ O		9,81 Pa
	millimètre de mercure	mmHg		133,322 Pa
Viscosité dynamique	pascal seconde	Pa.s		
	poise	P		10 ⁻¹ Pa.s
	poiseuille	PI		1 Pa.s
Viscosité cinématique	mètre carré par seconde	m ² .s ⁻¹		
	stockes	St	10 ⁻⁴ m ² .s ⁻¹	
Température				
thermodynamique	kelvin	K		
CHALEUR				
Température Celsius	degré celsius	°		t (°C) = T (K) + 273,15
Capacité thermique	joule par kelvin	J.K ⁻¹		
Conductivité thermique	watt par mètre kelvin	W.m ⁻¹ .K ⁻¹		
OPTIQUE				
Intensité lumineuse	candela	cd		
Flux lumineux	lumen	lm		cd.sr
Éclairement	lux	lx		lm.m ⁻²
Luminance	candela par mètre carré	cd.m ⁻²		
	lambert	L		3,183 x 10 ³ cd.m ⁻²
MAGNÉTISME-ÉLECTRICITÉ				
Intensité de courant				
électrique	ampère	A		
Charge électrique	coulomb	C	A.s	
	faraday			9,64870 x 10 ⁴ C

Magnitude	Unité	Symbole normalisé	Expression en unités de base	Expression en autres unités
Tension, potentiel	volt	V	$m^2.kg.s^{-3}.A^{-1}$	$W.A^{-1}$
Champ électrique	volt par mètre	$V.m^{-1}$		
Capacité	farad	F	$m^{-2}.kg^{-1}.s^4.A^2$	$C.V^{-1}$
Énergie électrique	kilowattheure	kWh		$3,6 \times 10^6 J$
Champ magnétique	ampère par mètre	$A.m^{-1}$		
Induction magnétique	tesla	T	$kg.s^{-2}.A^{-1}$	$Wb.m^{-2}$
	gauss	G		$10^{-4} T$
Flux d'induction magnétique	weber	Wb	$m^2.kg.s^{-2}.A^{-1}$	$V.s$
	maxwell	Mx		$10^{-8} Wbs$
Inductance	henry	H	$m^2.kg.s^{-2}.A^{-2}$	$Wb.A^{-1}$
Résistance, impédance	ohm	Ω	$m^2.kg.s^{-3}.A^{-2}$	$V.A^{-1}$
Conductance	siemens	S	$m^{-2}.kg^{-1}s^3.A^{-2}$	$A.V^{-1} - \Omega^{-1}$
Résistivité	mho	mho		S^{-1}
	ohm mètre	$\Omega.m$	$m^3.kg.s^{-3}.A^{-2}$	
Conductivité	siemens par mètre	$S.m^{-1}$	$m^{-3}.kg^{-1}s^3.A^{-2}$	
CHIMIE-PHYSIQUE				
Quantité de matière	mole	mol	$6,023 \times 10^{23}$ atomes	
Masse molaire	kilogramme par mole	$kg.mol^{-1}$		
Volume molaire	mètre cube par mole	$m^3.mol^{-1}$		
Concentration	kilogramme par mètre cube	$kg.m^{-3}$	(nombre de mole x masse molaire) / volume de la solution	
	partie par million	ppm	(nombre de mole x masse molaire) / masse de la solution	
	miliéquivalent par litre	$meq.l^{-1}$	(nombre de mole x charge ionique) / volume de la solution	
Concentration molaire, molarité	mole par mètre cube	$mol.m^{-3}$	nombre de mole / volume de la solution	
Molalité	mole par kilo	$mol.kg^{-1}$	nombre de mole / masse de la solution	

2 Préfixes des multiples et sous-multiples d'unités

Facteur multiplicateur	Préfixe	Symbole
10^{12}	téra	T
10^9	giga	G
10^6	méga	M
10^3	kilo	k
10^2	hecto	h
10	déca	da
10^{-1}	déci	d
10^{-2}	centi	c
10^{-3}	milli	m
10^{-6}	micro	μ
10^{-9}	nano	n
10^{-12}	pico	p
10^{-15}	femto	f
10^{-18}	atto	a

3 Unités anglo-saxonnes et conversion

Unité anglo-saxonne	Symbole	Remarque	Conversion
LONGUEUR			
inch/pouce	in ou "		1 in = 0,0254 m
foot/pied	ft ou '	1 ft = 12 in	1 ft = 0,3048 m
mile /mille	mi	1 mi = 1760 yd	1 ml = 1609,35 m
yard	yd	1 yd = 3 ft	1 yd = 0,9144 m
AIRE			
square inch/pouce carré	sq in		1 sq in = $6,452 \cdot 10^{-4}$ m ²
square foot/pied carré	sq ft	1 sq ft = 144 sq in	1 sq ft = 0.0929 m ²
acre	ac	1 ac = 4840 yd ²	1 ac = 4047 m ²
VOLUME			
british pint	UK pt		1 UK pt = 0,5683 l
imperial gallon/gallon impérial	UK gal	1 UK gal = 8 UK pts	1 UK gal = 4,546 l
US liquid pint	US pt		1 US pt = 0,473 l
US gallon/gallon américain	US gal	1 US gal = 4 US pt	1 US gal = 3,785 l
cubic foot/pied cube	cu ft		1 cu ft = $2,832 \cdot 10^{-2}$ m ³
DÉBIT			
impérial galon per second	UK gps		1 imp gps = $4,546 \cdot 10^{-3}$ m ³ .s ⁻¹
US gallon per second	US gps		1 US gps = $3,785 \cdot 10^{-3}$ m ³ .s ⁻¹
cubic foot per second	ft ³ .s ⁻¹		1 ft ³ .s ⁻¹ = $2,832 \cdot 10$ m ³ .s ⁻¹
MASSE			
ounce	oz		1 oz = 28,350 g
pound/livre	lb	1 lb = 16 oz	1 lb = 453,592 g
long ton	UK ton	1 UK ton = 2 240 lb	1 UK ton = 1 016 kg
short ton (US)	sh. ton	1 US. ton = 2 000 lb	1 US. ton = 907 kg
FORCE			
pound-force / livre-force	lbf		1 lbf = 0,0448 N
pondal/pied-livre par seconde carré	pdl		1 pdl = 0,00138 N
PRESSION			
pound-force per square inch /livre-force par pouce carré	psi		1 psi = 6 894,76 Pa
ÉNERGIE			
British Thermal Unit	BTU		1 BTU = 1 055,06 J

Fiches techniques de produits de traitement de l'eau

1	Produits de désinfection	687
2	Produits de floculation	688

1 Produits de désinfection

Hypochlorite de calcium – HTH à 65 % de chlore actif

Tarif indicatif	3 à 6 €/kg pour 1 t en tonnelets de 50 kg
Aspect	Granulés blanchâtres
Densité apparente	0,9 à 1,0 kg/l
Solubilité eau 27 °C	217 g/l
Granulométrie	Billes de 1 à 2,5 mm
Utilisation	Produit se conservant bien (perte de 2 % par an) dans récipient non métallique, hermétique, à l'abri de la lumière et de la chaleur Très corrosif, normes de transport aérien sévères Conditionnement spécial

Trichlorocyanurate TCCA (Cinternet) à 90 % de chlore actif

Tarifs indicatifs	3 à 4,50 € par flotteur de 70 g en palette
Aspect	Solide blanc
Odeur	chlorée
Solubilité eau 20 °C	12 g/l
Durée dissolution pastilles	2 à 4 semaines
Capacité	1 pastille de 35 g traite 3 000 l d'eau
Utilisation	Présentation sous forme de flotteur PVC léger comprenant 2 nacelles renfermant chacune 1 comprimé de 35 g Flotteur jeté à l'eau après ouverture Traitement sur période limitée (3 mois maximum) Éviter utilisation à long terme

Cyanurate de sodium (NaDCC)

Aspect	Comprimés effervescents libérant acide hypochloreux
Capacité	Pastilles 3,5 à 8 680 mg traitant 1 à 2 500 l d'eau
Utilisation	Pratique, efficace, notamment en situation d'urgence Même restriction de durée d'emploi que TCCA Autorisé en fret aérien

2 Produits de floculation

Sulfate d'alumine à 17 % d' Al_2O_3

Tarifs indicatifs	4 € le kg en sac en papier de 50 kg
Aspect	Blocs, barres, granulés, poudre
Solubilité	688 g/l
Densité	1 t/m ³
Utilisation	50 kg de produit traitent de 300 à 2 500m ³ d'eau Plage d'utilisation pH 6-8

Sulfate de fer à 90 % de $Fe_2(SO_4)_3$ et 26 % de fer

Aspect	Granulés, cristaux, morceaux
Utilisation	Plage d'utilisation plus large que le sulfate d'alumine (pH 4,5-9) Stockage en fûts étanches protégés de l'humidité Utiliser des bacs protégés contre la corrosion Risques de coloration si l'eau brute contient beaucoup de matières organiques

Génie civil

1	Mortiers, maçonnerie, bétons, aciers pour le béton armé	689	2.2.1	<i>Définitions</i>	698
1.1	Mortier	690	2.2.2	<i>Poteaux</i>	699
1.1.1	<i>Utilisation et dosage</i>	690	2.2.3	<i>Poutres</i>	700
1.1.2	<i>Mise en œuvre et précautions</i>	692	2.2.4	<i>Dalles</i>	700
1.2	Maçonnerie	692	2.2.5	<i>Murs de soutènement</i>	703
1.2.1	<i>Utilisation</i>	692	2.2.6	<i>Fondations</i>	703
1.2.2	<i>Mise en œuvre et précautions</i>	692	2.2.7	<i>Réservoirs</i>	704
1.2.3	<i>Blocs préfabriqués en mortier</i>	693	2.3	Ouvrages classiques en maçonnerie	706
1.3	Béton	694	2.4	Aménagements de surface	707
1.3.1	<i>Utilisation</i>	694	3	En savoir plus	709
1.3.2	<i>Dosage</i>	694	3.1	Efforts subis par les structures, placement des ferrailages en conséquence	709
1.3.3	<i>Estimation des quantités de matériel nécessaire</i>	694	3.1.1	<i>Poutres et dalles sur appuis libres</i>	709
1.3.4	<i>Dosage de l'eau dans le béton, phénomènes de ségrégation</i>	695	3.1.2	<i>Poteaux et murs</i>	711
1.3.5	<i>Mise en œuvre et précautions</i>	695	3.2	Calcul des structures et ouvrages classiques en béton armé	711
1.3.6	<i>Reprises de bétonnage</i>	696	3.2.1	<i>Introduction et méthodologie</i>	711
1.4	Aciers pour béton armé	697	3.2.2	<i>Exemples d'application</i>	711
1.4.1	<i>Caractéristiques des aciers</i>	697	3.2.3	<i>Exemples d'applications numériques</i>	715
1.4.2	<i>Mise en œuvre, ancrage, recouvrements</i>	697	4	Coffrages	724
2	Détermination rapide des ouvrages	698	4.1	Coffrages en bois	724
2.1	Calcul des charges	698	4.2	Coffrages en métal, moules pour puits	724
2.2	Éléments en béton armé	698	5	Estimation du temps de travail	729

1 Mortiers, maçonnerie, bétons, aciers pour le béton armé

Les mortiers et les bétons constituent des matériaux primordiaux pour la construction d'ouvrages. Combinés avec l'acier et la pierre, ils permettent la réalisation du béton armé et de la maçonnerie. Les masses volumiques des matériaux de construction sont données tableau I :

- mortier : mélange de ciment/sable/eau ;
- béton : mélange de ciment/sable/gravier/eau.

Sable	1 600 kg/m ³
Gravier	1 800 kg/m ³
Ciment (non tassé)	1 440 kg/m ³
Mortier de ciment	2 000 kg/m ³
Béton armé	2 500 kg/m ³
Maçonnerie en moellons de pierre	2 500 kg/m ³
Maçonnerie en parpaings creux porteurs	1 500 kg/m ³
Maçonnerie en parpaings pleins	2 150 kg/m ³
Maçonnerie en briques creuses	1 400 kg/m ³

Tableau I : Masses volumiques de divers matériaux de construction.

Les Anglo-Saxons utilisent une dénomination par volumes (1 sac de ciment de 50 kg a un volume de 35 l) sous la forme :

- mortier 1 : 3, 1 volume de ciment pour 3 volumes de sable ;
- béton 1 : 2 : 4, 1 volume de ciment pour 2 volumes de sable et 4 de gravier.

Une dénomination est couramment utilisée sur les chantiers sous la forme : 1 sac de ciment pour 3 brouettes de sable ; 1 sac de ciment pour 2 brouettes de sable et 4 de gravier. Elle ne correspond pas à la dénomination anglo-saxonne précitée.

1.1 Mortier

1.1.1 UTILISATION ET DOSAGE

- Construction de murs en maçonnerie.
- Enduits, divers petits travaux de joints, scellements.
- Fabrication d'agglomérés (parpaings).

Selon l'utilisation, on respecte un rapport ciment/sable différent (tabl. II & encadré 1).

Tableau II : Dosage des mortiers au ciment.

Type de mortier	Ciment (kg)	Sable** (l) 0,1 < g* < 5	Dénomination anglo-saxonne
Mortier maigre	200 (4 sacs)	1 120	1:8
Mortier moyen (enduit rugueux, mortier de maçonnerie)	300 (6 sacs)	1 260	1:6
Mortier gras (enduit lisse-scellement)	400 (8 sacs)	1 120	1:4

* g, granulométrie (en mm ; ne pas utiliser un sable trop fin).

** 1 m³ d'agréats correspond à 1 100 à 1 200 l lorsque celui-ci est foisonné.

Les ciments proviennent de la cuisson à haute température (1 400 °C) de pierres argilo-calcaires ou d'un mélange d'argile et de calcaire (5 à 25 % d'argile, 75 à 95 % de calcaire). Une fois calciné, le mélange est ensuite finement broyé.

L'ajout d'eau dans le ciment provoque une réaction chimique (hydratation) : les silicates de calcium et aluminates de calcium se transforment pour devenir des hydrates de ciment avec formation de cristaux. C'est ce précipité de microcristaux qui provoque le phénomène de prise : la phase de durcissement n'est que la continuation du cycle de formation des cristaux.

La prise et le durcissement sont favorisés par l'humidité et par les températures élevées. Dans des conditions normales (temps variant avec la température et le dosage), on compte :

- 30 min à 1 h pour la prise : le béton perd alors sa plasticité ;
- 4 h pour la fin de prise : le béton ne peut plus alors être travaillé ;
- survient ensuite le durcissement, qui peut prendre de 6 mois à 1 an.

Le béton – comme les mortiers – évolue en fonction du temps. C'est lors du durcissement que le béton acquiert sa résistance (tabl. I). Les ciments sont caractérisés par leur rapidité de prise et surtout par la résistance à la compression (en bar) à 7 et à 28 j de durcissement.

Durée	Résistance totale (%)
3 j	20
17 j	45
28 j	60
3 mois	85
6 mois	95
1 an	100

Tableau I : Augmentation de la résistance pendant la période de durcissement.

En pratique, on distingue :

- les ciments à prise lente (ciments artificiels Portland, CPA),
- les ciments ordinaires,
- les ciments à haute résistance,
- les ciments à prise rapide pour les travaux spécifiques (en contact avec l'eau, pour scellement...), moins résistants que les ciments classiques (80 kg/cm² à 28 j, contre 250 kg/cm² pour un ciment ordinaire).

En général, on mentionne le type de ciment (CPA, CPJ...) et sa classe de résistance (35, 45...) ou, de manière plus détaillée, sa résistance à 7 et à 28 j. Les sacs portent généralement la désignation (plus ou moins explicite) du type de ciment et de sa classe de résistance.

Les ciments les plus classiques que l'on trouve sur le terrain sont les CPA et les CPJ, de classe de résistance 35 ou 45, soit de résistances respectives de 350 et 450 kg/cm².

En théorie, on choisit le ciment en fonction des utilisations envisagées (ouvrages d'art, fondations...) ; en pratique, on ne dispose généralement que d'un seul type de ciment. C'est donc sur le dosage que l'on agit plutôt que sur le type de ciment : on augmente ainsi la dose de ciment pour un béton destiné à la réalisation d'une trousse coupante (350 à 400 kg ciment/m³) par rapport à celle destinée à un béton de propreté (200 à 250 kg/m³).

Le mode de stockage du ciment est déterminant pour ses propriétés : le ciment absorbe aisément l'humidité ambiante et il en résulte une perte de résistance en cas de stockages trop longs ou peu précautionneux (environ 40 % moins résistant après 12 mois de stockage dans de mauvaises conditions).

Encadré 1
Le ciment.

1.1.2 MISE EN ŒUVRE ET PRÉCAUTIONS

Le mélange doit être homogène et réalisé sur une aire aménagée (ciment de propreté, planche...) ; on procède généralement par déplacement de la couronne de sable (tas de sable) dans laquelle on a introduit le ciment, jusqu'à homogénéisation totale. Il est bon de ne mouiller ensuite que la quantité de mortier à utiliser dans la demi-heure : un mortier ne peut guère être retravaillé après ce délai.

La quantité d'eau nécessaire dépend du dosage en ciment et de l'humidité du sable utilisé. Approximativement, 200 l d'eau sont nécessaires pour obtenir 1 m³ de mortier dosé à 300 kg/m³. On fixe la quantité d'eau de manière à obtenir un mortier plastique : pour vérifier les justes proportions, on lisse le mortier avec une truelle : le mortier doit briller, mais l'eau ne doit pas couler. Trop d'eau entraîne un retrait (fissurations) important (cf. encadré 2). Le mortier doit être abrité du soleil et du vent pour éviter le dessèchement.

Le retrait est un phénomène important pour une bonne utilisation du ciment. C'est un processus thermique et surtout physique (évaporation de l'eau), qui provoque des fissurations dans les mortiers et bétons. Ce retrait hydraulique est effectif longtemps après la mise en œuvre du ciment (tabl. I).

Les causes de retrait excessif sont :

- une trop forte proportion d'eau (celle-ci n'étant pas utilisée par la réaction, elle ne peut que s'évaporer, provoquant un retrait hydraulique) ;
- une mauvaise cure du ciment (là aussi par évaporation excessive) ;
- un dosage ciment/agrégats élevé (400/500 kg/m³ pour le béton et les mortiers très gras) ;
- une granulométrie d'agréats peu régulière.

Durée (j)	Retrait (mm/m)
2 j	0,04
7 j	0,13
28 j	0,27
3 mois	0,40
1 an	0,42
3 ans	0,45

Tableau I : Durée effective des retraits
(bon dosage en eau et température pas trop élevée).

Encadré 2
Phénomène de retrait.

1.2 Maçonnerie

1.2.1 UTILISATION

- Tous les petits et gros ouvrages : fondations, murs, poteaux, etc.
- Avantages : utilisation de matériaux parfois disponibles sur place et technologie souvent bien maîtrisée localement.
- Limites : pour les ouvrages importants (réservoir de grande capacité, murs de soutènement), la mise en œuvre demande des volumes de matériaux très importants.

1.2.2 MISE EN ŒUVRE ET PRÉCAUTIONS

On peut utiliser des pierres sèches (taillées ou brutes), des parpaings (béton ou mortier) préfabriqués ou encore des briques de terre. On travaille avec des pierres propres et préalablement mouillées :

- environ 25 % de mortier pour 75 % de briques ou parpaings ;
 - environ 30 % à 35 % de mortier pour 70 à 65 % de pierres.
- On utilise du mortier moyen (300 kg de ciment/m³) pour les joints de mortier.

1.2.3 BLOCS PRÉFABRIQUÉS EN MORTIER

La fabrication de blocs par une équipe spécifique présente un grand intérêt, car elle permet de fournir en parpaings un grand nombre de chantiers et de constituer un stock plus ou moins important pour de futures réalisations. On peut ainsi exploiter la saison des pluies pour créer ce stock, avec profit puisque le besoin en eau pour cette fabrication est très important du fait du nécessaire arrosage des blocs et que par ailleurs les activités sont ralenties en raison des difficultés de déplacement.

Une équipe type pour une fabrique de blocs est, par exemple, constituée de 1 maçon et de 6 manœuvres, répartis en trois postes :

- 3 manœuvres au gâchage du mortier,
- 2 manœuvres au moulage-démoulage des blocs,
- 1 manœuvre responsable de la gestion de l’arrosage des blocs et du stockage.

Les quantités de matériaux et le rendement de la fabrication sont mentionnés tableau III. Les moules sont réalisés en métal et nécessitent un soudeur qualifié pour leur réalisation (fig. 1). Ces moules sont graissés à l’huile de vidange pour permettre un démoulage aisé. On fabrique usuellement deux types de blocs, de tailles différentes (tabl. IV). Un exemple d’une zone de préfabrication de blocs est donné figure 2.

Tableau III : Quantités et rendements pour la fabrication de blocs préfabriqués en mortier.

Sacs de ciment (50 kg)	Volume de sable (l)	Volume d'eau (m³) (y compris arrosage)	Nombre de blocs
1	140	0,04	20 à 25
16	2 400	2	400
Rendement400 blocs/j pour une équipe bien organisée			
Pertes (blocs cassés) 5 à 10 %			

Tableau IV : Dimensions courantes de blocs de mortier.
l, largeur. h, hauteur. L, longueur.

L h l (cm)	L h l (pouces)	Utilisation
15 20 40	6" 8" 16"	Murs
10 20 40	4" 8" 16"	Cloisons

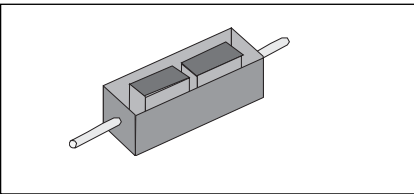


Figure 1 : Moules de parpaing en mortier.

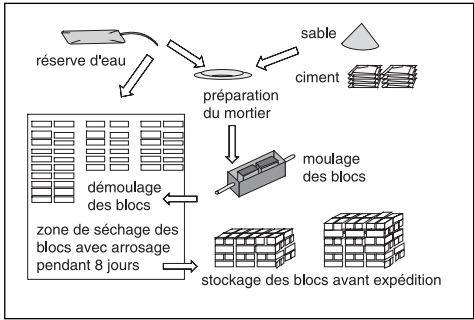


Figure 2 : Schéma d’une zone de fabrication de blocs de mortier.

1.3 Béton

1.3.1 UTILISATION

On distingue le béton simple et le béton armé : le béton simple ne travaille qu'en compression, alors que le béton armé travaille aussi bien à la compression qu'à la traction (les aciers résistant aux efforts de traction). C'est ce qui explique la grande utilisation du béton armé dans tous les types d'ouvrages : semelles de fondation, murs de soutènement, structures d'ouvrages (radiers, dalles, voiles, poteaux, poutres), ouvrages spéciaux (cuvelage de puits, buses, margelles, etc.).

1.3.2 DOSAGE

Le dosage classique d'un béton (tabl. V) est de 300 à 350 kg de ciment par m³ d'agréats, comprenant 1 volume de sable pour 2 volumes de gravier. En pratique, 1 sac de ciment pour un 1 brouette de sable et 2 de gravier. Un dosage plus fort en ciment donne une résistance à la compression plus élevée (tabl. VI), mais le retrait augmente (cf. encadré 2).

Tableau V : Dosage des bétons.

* g, granulométrie (mm). ** 1 m³ d'agréats correspond à 1 100-1 200 l lorsque celui-ci est foisonné, c'est-à-dire manutentionné.

Type	Ciment (kg)	Sable** (l) 0,1-5 mm	Gravier** (l) 6-25 mm	Dénomination anglo-saxonne
Classique	300 à 350	400	800	1:2:4
Fondation	200-250	400	800	1:3:6
Ouvrages spéciaux	400	400	800	1:1,5:3

Dosage (kg/m ³) à la compression	Résistance (bars) à la traction	Résistance (bars)
300	210	20
350	250	22
400	280	24

Tableau VI : Influence du dosage en ciment sur la résistance à 28 j du béton.

1.3.3 ESTIMATION DES QUANTITÉS DE MATÉRIEL NÉCESSAIRE

- Calculer le volume de béton nécessaire.
- Estimer le volume total de matériau sec en multipliant le volume nécessaire de béton par 1,65 pour obtenir le volume total de matériau sec nécessaire (ceci comprend 10 % en plus pour les pertes).
- Ajouter les nombres dans la proportion volumétrique qu'on utilisera pour obtenir le total relatif (exemple 1:2:4 = 7).
- Déterminer le volume nécessaire de ciment, sable et gravier en multipliant le volume total de matériau sec (étape b) par la fraction de chaque constituant du mélange total (étape c). Par exemple la quantité totale de ciment nécessaire = volume de matériau sec x 1/7.
- Calculer le nombre de sacs de ciment nécessaires en divisant le volume nécessaire de ciment par le volume unitaire d'un sac (0,0332 m³ par sac de 50 kg).

Par exemple, pour un tablier de pompe de 2m x 2m x 10 cm d'épaisseur :

a) volume de béton nécessaire = $0,40 \text{ m}^3$

b) volume estimé de matériau sec = $0,4 \times 1,65 = 0,66 \text{ m}^3$

c) mélange total = $1+2+4 = 7$ (1:2:4 ciment + sable + gravier)

d) volumes des ingrédients :

$0,66 \times 1/7 = 0,094 \text{ m}^3$ ciment

$0,66 \times 2/7 = 0,188 \text{ m}^3$ sable

$0,66 \times 4/7 = 0,378 \text{ m}^3$ gravier

e) nombre de sacs de ciment : $0,094 \text{ m}^3$ ciment / $0,0332 \text{ m}^3$ par sac de 50 kg = 2,83 sacs (choisir 3 sacs).

1.3.4 DOSAGE DE L'EAU DANS LE BÉTON, PHÉNOMÈNES DE SÉGRÉGATION

L'eau a pour rôles d'hydrater le ciment, de mouiller les agrégats et d'assurer une plasticité suffisante aux mortiers et aux bétons. En fonction de l'utilisation et de la quantité de ciment, on ajoute une quantité d'eau déterminée ; par exemple, on "mouille" plus un béton pour le glisser dans un coffrage ferrailé que pour réaliser une semelle.

La quantité d'eau mise en œuvre pour la préparation du béton intervient également dans le phénomène de ségrégation, c'est-à-dire la perte d'homogénéité du matériau et, par voie de conséquence, sa moindre résistance. En l'absence de précautions, les constituants du béton, de granulométrie très différente (graviers, sable, ciment), tendent à se séparer : les plus lourds au fond, les plus légers en surface.

1.3.5 MISE EN ŒUVRE ET PRÉCAUTIONS

On travaille sur une aire aménagée (sol cimenté) où l'on opère par brassage du ciment et du sable puis du gravier, en déplaçant le tas à chaque fois. Une fois le mélange homogène, on prépare une couronne dans laquelle on verse la quantité d'eau appropriée. On laisse l'eau se diffuser avant d'entreprendre le malaxage, qui assure la plasticité au béton.

L'évaluation de la quantité d'eau nécessaire peut être réalisée à partir du tableau VII.

Tableau VII : Volume d'eau pour 1 m³ de béton à 350 kg/m³ (agrégats secs).

Volume d'eau (l)	Qualité du béton	Eau/ciment (l/kg)
151	Très ferme	0,43
175	Ferme	0,50
200	Plastique	0,57
221	Mou	0,63
231	Trop mou	0,66

Parois, buses...	24 h
Dalles coulées en places	2 à 3 j
Dalles préfabriquées	3 j

Tableau VIII : Temps de décoffrages à 18 °C pour un béton classique. Pour les réservoirs construits en plusieurs passes, on prend comme norme 1 passe par jour.

Les précautions de mise en œuvre sont les suivantes :

- ne pas ajouter trop d'eau pour éviter un retrait important et une ségrégation du béton ;
- protéger le béton mis en place du soleil (bâches, sacs de ciment, nattes...) et du vent et arroser les surfaces libres, les protections, les coffrages pour assurer un séchage lent. La cure du béton requiert une certaine humidité pour que la réaction chimique de durcissement se prolonge ;

- respecter des temps de décoffrage corrects (tabl. VIII) ;
- distinguer le temps de décoffrage du délai de mise en service. Celui-ci est généralement de 28 j pour la mise en eau des réservoirs ;
- faire de bonnes reprises de bétonnage (24 h au maximum entre la première coulée et la reprise avec une surface de reprise propre et rugueuse) ;
- bien vibrer le béton pour le compacter ;
- travailler à des températures supérieures à 5 °C.

1.3.6 REPRISES DE BÉTONNAGE

Les reprises de bétonnage ont une grande importance pour la solidité et l'étanchéité d'un ouvrage. Les conditions d'une bonne reprise sont un angle de reprise bien fait, une surface bien préparée ainsi qu'un délai très court entre la première coulée et la reprise (tabl. IX).

Délai entre 1 ^{er} coulage et reprise	Résistance du joint
1 j	325 kg/cm ²
7 j	210 kg/cm ²
18 j	65 kg/cm ²

Tableau IX : Résistance d'un joint de reprise.

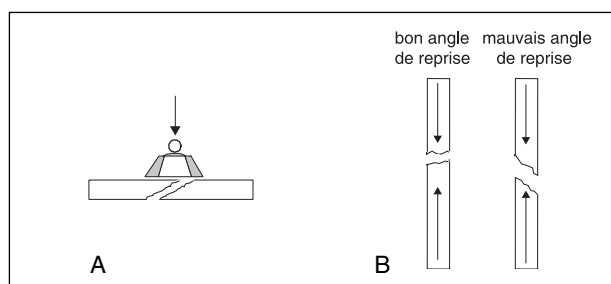


Figure 3 : Reprise de bétonnage. A, reprise pour un plancher. B, reprise pour un mur soumis à une charge verticale.

L'angle de reprise est différent suivant le type d'effort subi par la structure (fig. 3). Pour un mur ou une paroi subissant un effort vertical, on effectue une reprise avec des bords droits, alors que pour un plancher ou une paroi de réservoir, on préférera des bords en biseau.

Pour garantir une bonne adhérence, il faut rendre inégale la surface du joint : on effectue un piquage. Puis on brosse la surface piquée pour enlever gravats et poussière et on humidifie la surface du joint avant coulage. Certains adjuvants, comme le Sikalutex, facilitent une meilleure adhérence (encadré 3).

Il existe un grand nombre d'adjuvants pour les bétons et les mortiers : fluidifiant et plastifiant, hydrofuge, accélérateur de prise, retardateur de prise, antigel. Deux produits présentent un intérêt pour les ouvrages hydrauliques, l'hydrofuge liquide Sika et le Sikalutex.

Sikalutex

Ce produit permet d'améliorer fortement l'adhérence du mortier ou béton sur tout support, même lisse (exemple joint de reprise), de limiter le risque de fissuration et de garantir une imperméabilité élevée (cas des enduits de réservoirs, par exemple). Il se présente sous la forme d'un liquide laiteux, conditionné concentré en bidon de 2 l ou en tonnelet de 30 l.

Le mortier Sikalutex est un mortier d'accrochage pour garantir une surface rugueuse, soit pour une reprise de bétonnage, soit pour un enduit d'étanchéité. Le dosage indicatif est de 0,12 l/m² de couche d'accrochage environ.

Hydrofuge Sika liquide

Cet adjuvant permet de réaliser des bétons étanches dans la masse (utilisation pour parois et radiers de réservoirs) ainsi que des bétons résistant à l'attaque des eaux séléniteuses, des eaux de mer. Il est conditionné sous la forme d'un liquide blanc concentré, en fût de 210 kg, à stocker à l'abri du soleil.

L'hydrofuge Sika liquide s'ajoute aux bétons avec l'eau de gâchage. Le dosage est de 1 à 1,5 % du poids de ciment, soit environ 1 à 1,5 l de produit pour 100 kg de ciment.

Encadré 3 Adjuvant de béton.

1.4 Aciers pour béton armé

Le béton armé bénéficie de la combinaison des propriétés de ses deux matériaux : la résistance à la compression du béton et la résistance à la traction de l'acier incorporé dans la structure en béton. (tabl. X).

	Résistance à la traction (kg/cm ²)	Résistance à la compression (kg/cm ²)
Barrette de béton	30	300
Barre d'acier	3 000	3 000

Tableau X : Résistances de l'acier et du béton.

1.4.1 CARACTÉRISTIQUES DES ACIERS

Les aciers utilisés pour le béton armé sont des aciers haute adhérence, appelés HA, comportant des stries et garantissant ainsi une meilleure adhérence avec le béton. Les aciers à béton lisses sont de moins en moins répandus et les dispositions constructives moins favorables (longueurs d'ancrage).

La correspondance des diamètres entre unités internationale et anglo-saxonne des aciers utilisés pour le ferrailage est donnée tableau XI.

Diamètre en mm	Diamètre en pouces
Ø 6	1/4"
Ø 8	1/3"
Ø 12	1/2"
Ø 16	2/3"
Ø 25	1"

Tableau XI : Correspondance des diamètres entre unités internationales et anglo-saxonne.

1.4.2 MISE EN ŒUVRE, ANCRAGE, RECOUVREMENTS

Des dispositions constructives de ferrailage sont données pour différents type de structures. Les principales sont illustrées figures 4 et 5 et encadré 4.

Figure 4 : Dispositions du ferrailage.

A, treillis soudés (recouvrement).
B, longueurs d'ancrage des aciers courbes.

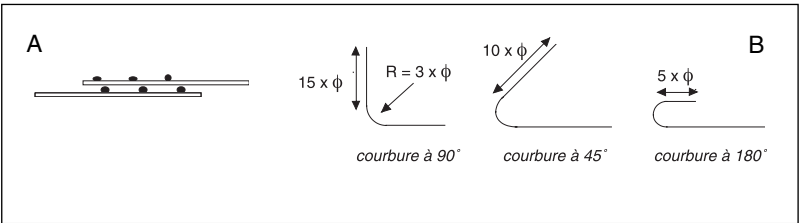
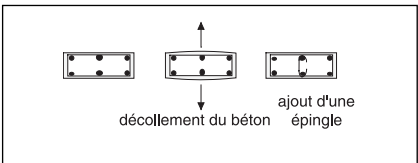
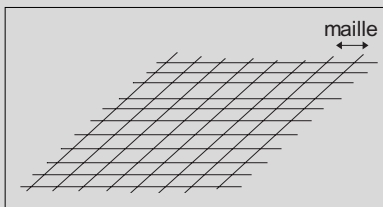


Figure 5 : Ferrailage d'un poteau.



Les treillis soudés (fig. 1) permettent un ferrailage aisé des dalles et des parois. Ils remplacent en effet le classique ferrailage aciers principaux/aciers de répartition avec liaison au fil de fer recuit, ce qui facilite la mise en œuvre. Les treillis sont caractérisés, comme les ferrailages usuels, par le diamètre des aciers et par la taille de la maille. Pour l'assemblage de treillis soudés, on assure un recouvrement de 3 soudures dans le sens des aciers principaux.

Figure 1 : Treillis soudés utilisés pour le ferrailage de dalles ou de parois.

Encadré 4
Treillis soudés.

La transmission des efforts du béton vers l'acier, et vice-versa, se fait grâce à l'adhérence. Pour la garantir, il faut se doter d'une surface propre (exempte de matières organiques, huiles, rouille...), respecter une longueur d'ancrage des aciers suffisante (tabl. XII) et effectuer une vibration correcte du béton. L'enrobage de l'acier doit être au minimum de 3 cm.

Aciers	Haute adhérence	Lisses
Recourbés	30 Ø	40 Ø
Non recourbés	50 Ø	60 Ø

Tableau XII : longueur de recouvrement

2 Détermination rapide des ouvrages

2.1 Calcul des charges

Pour déterminer les structures, on calcule les charges ou surcharges qu'elles subissent (tabl. XIII). On distingue :

- les charges dues au poids des structures (charges propres ou permanentes) ;
- les surcharges ou charges d'exploitation, par exemple le poids de l'eau dans le cas d'un réservoir, celui d'un stockage sur une dalle.

	Surcharge pour dalles de couverture ou surélevées
Locaux privés	200 kg/m ²
Dalle accessible au public	500 kg/m ²

Tableau XIII : Surcharges s'exerçant sur les structures.

Les charges s'ajoutent aux surcharges dans bien des calculs ; les fondations, par exemple, reçoivent les charges propres du bâtiment plus les surcharges. Pour calculer les charges propres et les surcharges, il suffit de se reporter au tableau XXIX.

2.2 Éléments en béton armé

Les tableaux de cette partie donnent les éléments pour le prédimensionnement, le ferrailage et les dispositions constructives des aciers pour des structures classiques. Dans chaque tableau, les caractères en italique mettent en évidence les cas les plus favorables des points de vue mécanique et économique.

2.2.1 DÉFINITIONS

- *Dalle* : on utilise ce terme pour les dalles suspendues (planchers), les dalles de couverture (réservoirs) et les petits ouvrages (borne-fontaine, aire de lavage).

– *Radier* : le radier est une dalle de sol faisant office de fondation.

– *Portée (d'une dalle ou poutre)* : c'est la longueur entre les appuis sur lesquels repose la poutre ou la dalle (fig. 6). Dans le cas d'une dalle reposant sur quatre murs, la portée est la distance entre les murs les plus rapprochés. Dans celui d'une dalle reposant sur quatre poteaux, on considère la plus grande distance entre les appuis comme la portée servant au dimensionnement.

– *Maille* : c'est l'espacement entre les aciers d'une armature. Si l'espacement entre les armatures transversales et longitudinales (ou horizontales et verticales) est le même, la maille est dite *carrée*.

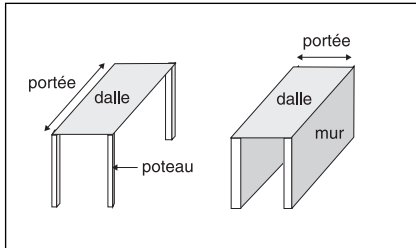


Figure 6 : Portée d'une dalle.

2.2.2 POTEAUX

– *Prédimensionnement* : la section minimum est égale à $1/20^e$ de la hauteur du poteau. Les poteaux sont susceptibles de supporter des charges importantes, par exemple un réservoir surélevé. Les dispositions de ferrailage sont illustrées figure 7 et la section des armatures est présentée tableau XIV.

Tableau XIV : Dimensionnement des armatures et surcharge admissible sur un poteau en fonction de sa hauteur (pour a & b, cf. fig. 7).

Section (a x b, cm x cm)	Armatures (nombre et diamètre)	Surcharge (t) selon la hauteur (m)				
		2,5	3	3,5 (hauteur du poteau)	4	5
15/15	4 Ø 10	15,5	12,5	11	9,5	
	4 Ø 12	16,5	13,5	11,5	10,5	
	4 Ø 16	20	16,5	14	12,5	
15/20	4 Ø 14	21	18,5	16,5	13,5	
20/20	4 Ø 14			26	23,5	19,5
25/25	4 Ø 14			49,5	42,5	35,5
25/30	6 Ø 14			61,5	52,5	50,5
30/30	4 Ø 16				70,5	53
						48

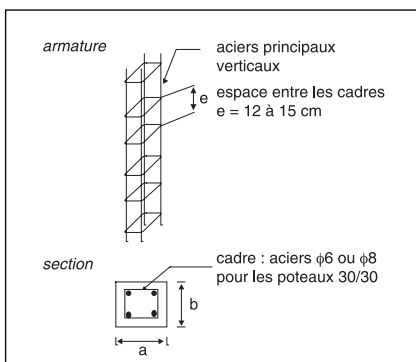


Figure 7 : Ferrailage d'un poteau.

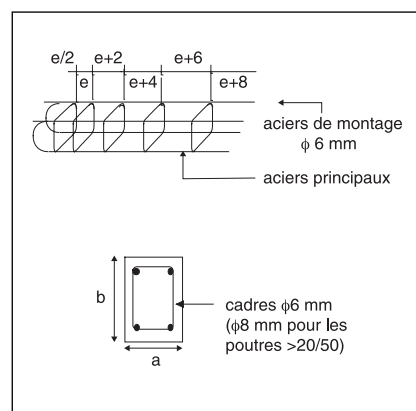
2.2.3 POUTRES

– Prédimensionnement : la section de la poutre est égale à 0,3 fois la hauteur, celle-ci étant comprise entre 1/10^e et 1/15^e de la portée. Les dispositions de ferrailage sont présentées figure 8 et tableau XV.

Tableau XV : Dimensionnement des armatures et surcharge admissible sur une poutre en fonction de sa portée.

Section (a x b, cm x cm)	Armature principale	Surcharge (t/m) selon la portée (m)								
		1,5	2	2,5	3	3,5	4	5	6	7
10/15	2 Ø 8	0,5								
10/20	2 Ø 10	1,0	0,5							
15/25	2 Ø 12	4,0	2,2	1,4	1,0	0,5				
15/30	2 Ø 12		2,8	1,75	1,2	1,0	0,5			
15/40	2 Ø 14				2,25	1,65	1,25	0,5		
20/30	3 Ø 12				1,8	1,3	1,0	0,5		
20/40	3 Ø 16						2,5	2,0	1,6	1,3
20/50	4 Ø 16							2,5	1,9	1,3
25/55	4 Ø 16								2,1	1,5

Figure 8 : Schéma de maillage (A) en dimensions usuelles (B) pour une poutre.
En A, espacement des cadres d'appui vers le centre de l'appui au droit de l'appui. e varie en fonction de l'importance de la charge et des dimensions des poutres (surcharge 4t, e = 8 cm ; 2-3 t, e = 12 cm ; 1 t, e = 40 cm). Pour les grosses poutres (55/25) supportant des charges de 1 à 2 t, e = 40 cm. Les surcharges classiques sur les poutres non sollicitées par des efforts particuliers sont de 500 à 1000 kg/m linéaire.



2.2.4 DALLES

– Prédimensionnement : l'épaisseur minimale d'une dalle ne doit pas être inférieure à 7 cm :

- dalle sur 2 murs : e = 1/20^e à 1/30^e de la portée
- dalle sur 4 appuis : e = 1/20^e de la portée
- dalle sur 4 murs : e = 1/30^e à 1/40^e de la portée

Le plan de ferrailage usuel d'une dalle est présenté figure 9. Les aciers principaux se placent en bas de la dalle (fig. 10), excepté dans le cas d'un radier (haut de la dalle) pour lutter notamment contre d'éventuelles sous-pressions d'eau.

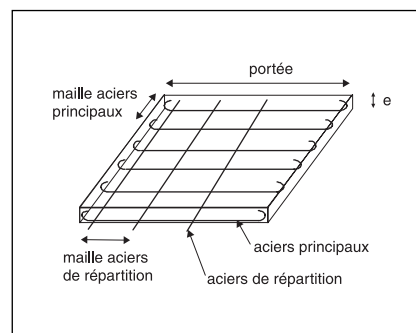


Figure 9 : Plan de ferrailage d'une dalle.

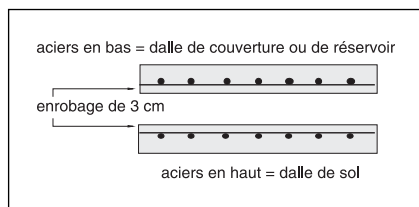


Figure 10 : Placement des principaux aciers de ferrailage selon le type de dalle (dalle de sol ou de couverture).

2.2.4.1 Dalle rectangulaire sur appuis libres (2 murs)

Les barres principales à utiliser pour une dalle sur deux murs en fonction de la portée pour une charge uniformément répartie sont indiquées tableau XVI.

Tableau XVI : Dimensions des barres principales et surcharge admissible en fonction de l'épaisseur de la dalle et de sa portée.

Épaisseur (cm)	Armatures		Surcharge (kg/m ²) selon la portée (m)						
	diamètre	maille	1,5	2,0	2,5	3 (portée)	4	5	6
7	Ø 8	14	500	250					
9	Ø 8	10	1 300	600	300	150			
12	Ø 10	11		1 500	800	450	150		
15	Ø 12	12			1 500	950	375	110	
19	Ø 12	9				1 700	800	350	100
24	Ø 16	13					1 800	900	450
30	Ø 16	10						1 200	650

En ce qui concerne les aciers de répartition, on utilise des aciers de diamètre 6 ou 8. La maille retenue est de 20 cm pour $L < 4$ m en Ø 6, 15 cm pour $L > 4$ m en Ø 8.

2.2.4.2 Dalle de sol, radier

Ce type de structures ne subit généralement pas de contraintes importantes (cf. tabl. XIII) ; de plus, la poussée des terres est favorable. On dispose un ferrailage de même diamètre pour les aciers longitudinaux et transversaux, avec une maille carrée (fig. 11 & tabl. XVII).

Remarque. – Un radier doit être dimensionné en considérant les forces en présence, notamment :

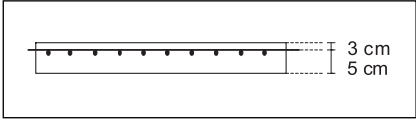
- les charges d'exploitation,
- les sous-pressions d'eau éventuelles dans le cas d'un réservoir enterré avec un niveau de nappe supérieur au niveau de radier,
- la portance du sol de fondation.

Ce dimensionnement nécessite une compréhension exacte du contexte hydrogéotechnique d'intervention. Pour un terrain de résistance mécanique faible (latérite, limons...), une couche d'assise sous le radier est nécessaire. Celle-ci doit avoir une épaisseur d'au moins 50 cm et être constituée d'un gravier de diamètre moyen 2 cm. On veillera à compacter cette couche d'assise avant la mise en œuvre du radier. Le roulement d'un camion (appliquant environ 3 tonnes/essieu) peut suffire.

Tableau XVII : Dimensions de maille d'une dalle de sol selon le diamètre des aciers utilisés.

Diamètre (mm)	Maille (cm)
6	15
8	30
10	40

Figure 11 : Disposition du ferrailage pour une dalle de sol.



2.2.4.3 Dalle de couverture (de réservoir)

Ce type de dalle n'est généralement pas soumis à des surcharges importantes. On réalise donc une dalle d'épaisseur minimale 8 cm. Le ferrailage pour une dalle de couverture de réservoir circulaire est présenté tableau XVIII.

Diamètre intérieur de la citerne (m)	Diamètre du fer à béton (mm)	Maille (cm)
2	Ø 6	25
3	Ø 6	17
4	Ø 8	17
5	Ø 8	10
6	Ø 10	11

Tableau XVIII : Ferrailage d'une dalle de couverture de réservoir circulaire.

Les dalles semi-encastées résistent mieux aux efforts ; les règles de ferrailage à respecter sont illustrées figures 12 et 13.

Figure 12 : Schéma de ferrailage d'une dalle semi-encastée.

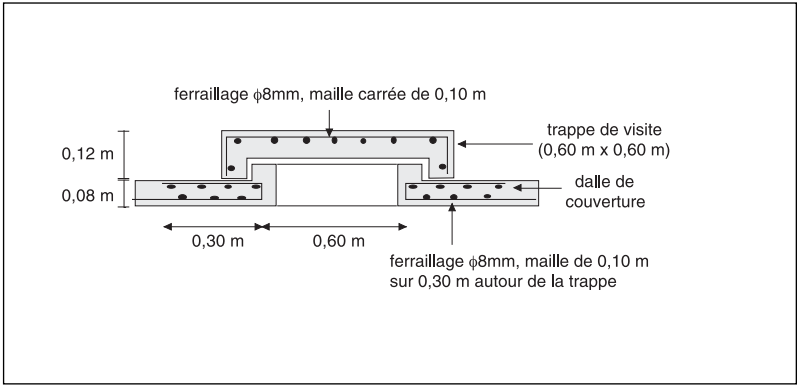
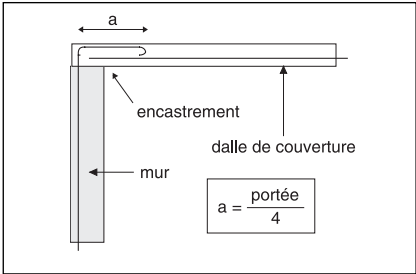


Figure 13 : Dimensions et plan de ferrailage d'une trappe de visite pour une dalle de réservoir.

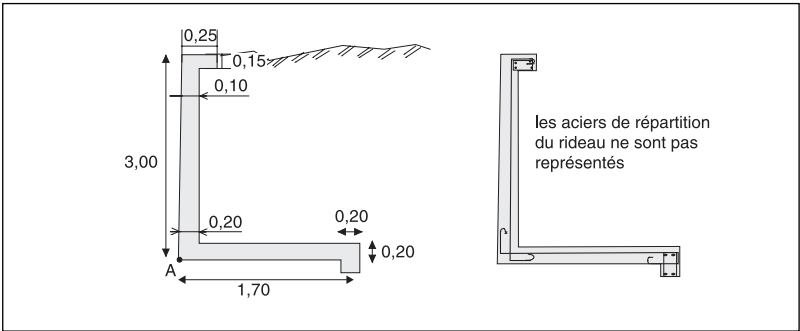
2.2.5 MURS DE SOUTÈNEMENT

Pour un mur de soutènement en béton armé de 3 m de hauteur retenant de la terre (type terre argileuse, cailloux et graviers, terre végétale, terre sableuse), les dimensions et le ferrailage sont présentés figure 14 et tableau XIX.

Tableau XIX : Dimensions des armatures d'un mur de soutènement en béton armé de 3 m de hauteur.

Armatures du rideau	Ø 10 / maille 11,5 cm	On interrompt une barre sur deux à mi-hauteur
Armatures de répartition	Ø 8 / maille 20 cm pour partie inférieure Ø 6 / maille 20 cm pour partie supérieure	
Armatures du radier (semelle)	Même ferrailage que rideau	
	Ø 10 / maille 11,5 cm	Aciers principaux
	Ø 8 / maille 20 cm	Aciers de répartition

Figure 14 : Dimensions et dispositions des ferrailages d'un mur de soutènement en béton armé de 3 m de hauteur.



2.2.6 FONDATIONS

Généralement, on réalise des fondations de 30 cm de profondeur en béton dosé à 350 kg/m³ (ou béton cyclopéen, c'est-à-dire additionné de pierres de tailles importantes – fig. 15 à 17). Ce béton est couramment utilisé dans les fondations, car il requiert un faible volume de béton et se révèle donc très économique. Un ragréage avec du béton permet de rattraper les différences de niveau dues aux pierres de grande dimension et ainsi de réaliser un plan de travail propre pour monter le mur ou couler la paroi.

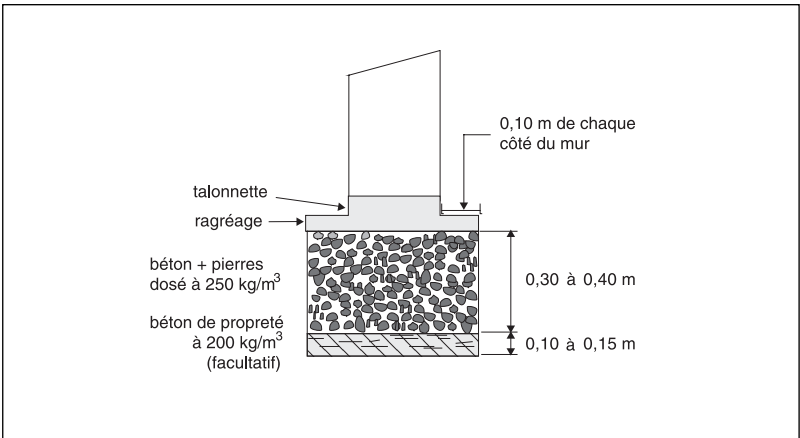


Figure 15 : Coupe d'une fondation.

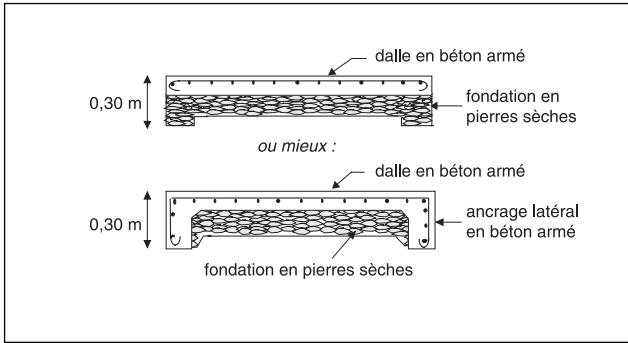


Figure 16 : Fondation sous dalle.

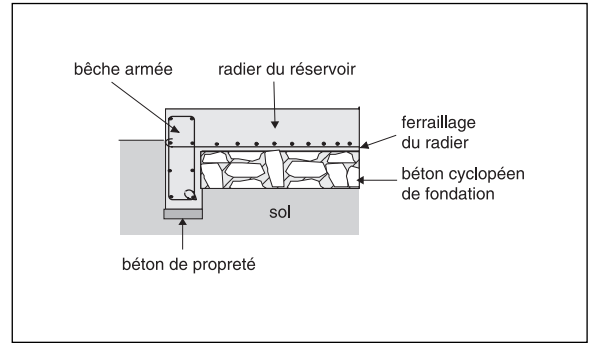


Figure 17 : Exemple de fondation pour un réservoir de taille importante. Hauteur totale de la bèche (y compris épaisseur de la dalle) : 40 cm ; largeur de la bèche : 15 cm.

2.2.7 RÉSERVOIRS

Remarque. – Les règles suivantes de conception des réservoirs sont fournies pour des réservoirs hors sol, ne subissant ni la poussée des terres latérales, ni les sous-pressions d’eaux éventuelles d’un réservoir enterré ou semi-enterré. Les formes de réservoirs les plus intéressantes sont circulaires (tabl. XX) ; les réservoirs rectangulaires sont très désavantageux.

Hauteur (m)	1	1,45	1,7	2,65	3,25
Diamètre intérieur (m)	1,75	2,25	2,75	4,75	6
Capacité (m ³)	2,4	5,7	10,1	47	92

Tableau XX : Exemples de capacité de réservoirs circulaires classiques.

2.2.7.1 Réservoirs circulaires

Le ferrailage horizontal (cercles) est primordial pour résister à la tension qui s’exerce sur la circonférence de ce réservoir (tabl. XXI à XXIII). En haut du réservoir, la poussée est très faible et on n’a pratiquement plus besoin d’acier ; on ne diminue cependant pas la maille entre les cercles en-dessous de 3 fois l’épaisseur de la paroi.

Épaisseur paroi (cm)	10	10	10	10	10
Diamètre du réservoir (m)	1,5 à 2	2 à 2,5	2,5 à 3	4,5 à 5	6
Hauteur (m)	Diamètre des fers utilisés (mm) et maille (cm)				
0-1	Ø 8 / 25	Ø 8 / 25	Ø 8 / 25	Ø 8 / 25	Ø 8 / 25
1-2	Ø 8 / 25	Ø 8 / 25	Ø 8 / 25	Ø 8 / 15	Ø 10 / 17,5
2-3		Ø 8 / 15	Ø 8 / 15	Ø 10 / 12,5	Ø 12 / 15
3-4			Ø 10 / 15	Ø 12 / 12,5	Ø 12 / 10

Tableau XXI : Ferrailage horizontal, par tranches de 1 m, en partant du haut (en italique, les dimensions à privilégier).

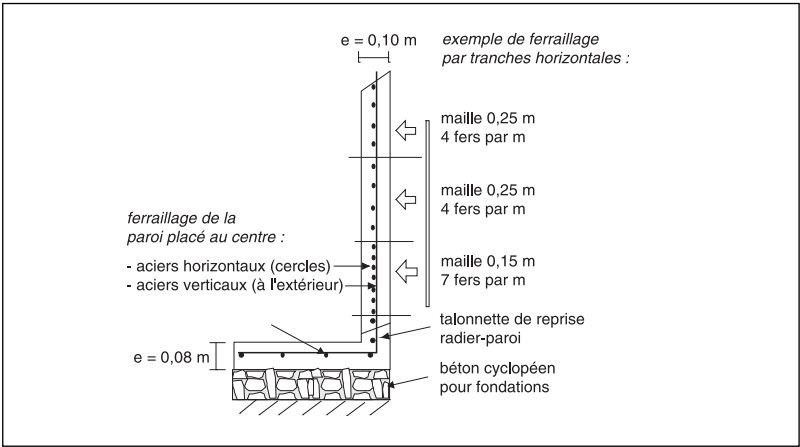
	Diamètre (mm) et maille (cm) des aciers utilisés
Bas du réservoir jusqu'à mi-hauteur	Ø 8 / 10
Mi-hauteur jusqu'en haut du réservoir	Ø 8 / 20

Tableau XXII : Ferrailage vertical (armatures de répartition). En pratique, il suffit donc d’arrêter un acier sur deux à mi-hauteur.

Diamètre des aciers utilisés (mm)	Dimension de maille
Ø 6	15 cm – maille carrée
Ø 8	30 cm – maille carrée

Tableau XXIII : Ferrailage du radier.

Figure 18 : Exemple de ferrailage d’un réservoir circulaire.



Un exemple de ferrailage d’un réservoir circulaire est présenté figure 18. Les aciers horizontaux sont espacés au fur et à mesure que l’on remonte vers le haut du réservoir et que l’on s’éloigne de la zone de forte tension :

- on procède en découpant le réservoir par tranches de 1 m ;
- on augmente la maille, au maximum jusqu’à trois fois l’épaisseur de la paroi en haut de celle-ci.

Cette configuration est généralement modifiée pour les réservoirs de grande capacité.

2.2.7.2 Réservoirs rectangulaires

La configuration d’un exemple de ferrailage d’un réservoir rectangulaire est présentée tableau XXIV et figures 19 à 21.

Tableau XXIV : Dimensions et ferrailage d’un réservoir rectangulaire.

Capacité (m³)	3,4	8	12	20	48	72
Hauteur (m)	1,5	2	2	2,5	3	3
Largeur/longueur (m)	1,5 / 1,5	2 / 2	2 / 3	2 / 4	4 / 4	4 / 6
Épaisseur paroi (cm)	10	10	11	11	14	14
Armature verticale paroi diamètre / maille (cm)	Ø 12 / 15	Ø 12 / 10	Ø 12 / 10	Ø 16 / 12	Ø 16 / 9	Ø 16 / 9
Armature horizontale diamètre / maille (cm)	Ø 8 / 17	Ø 8 / 13	Ø 8 / 13	Ø 12 / 19	Ø 12 / 15	Ø 12 / 15
Armature radier diamètre / maille (cm)	Ø 6 / 15	Ø 6 / 15	Ø 6 / 15	Ø 6 / 15	Ø 6 / 15	Ø 6 / 15
au choix	Ø 8 / 30	Ø 8 / 30	Ø 8 / 30	Ø 8 / 30	Ø 8 / 30	Ø 8 / 30

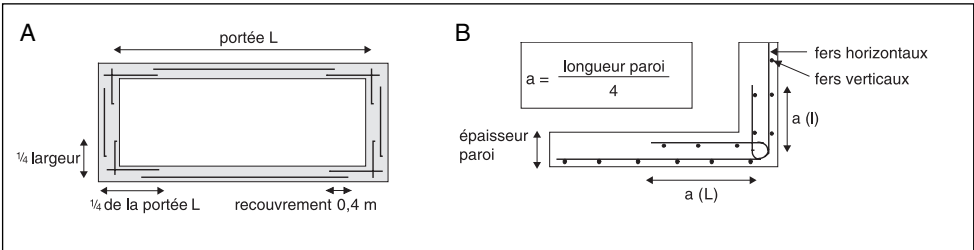


Figure 19 : Ferrailage d’un réservoir rectangulaire. A, vue en coupe horizontale du ferrailage des parois. B, détail du ferrailage d’un angle, coupe horizontale.

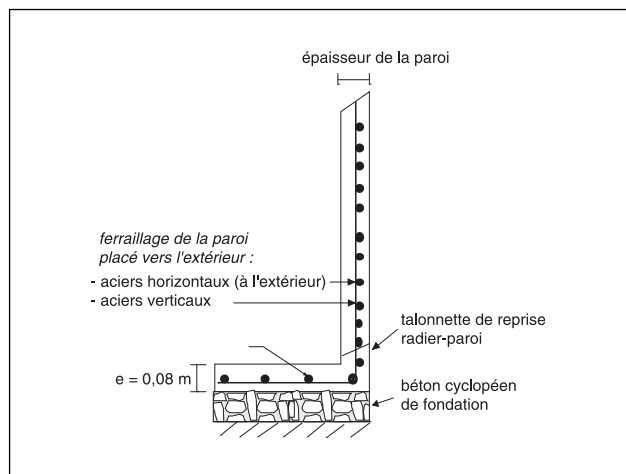


Figure 20 : Ferrailage des parois d'un petit réservoir rectangulaire, de longueur de paroi inférieure à 2 m, avec $a_{\text{mini}} = 40$ cm (vue en coupe verticale).

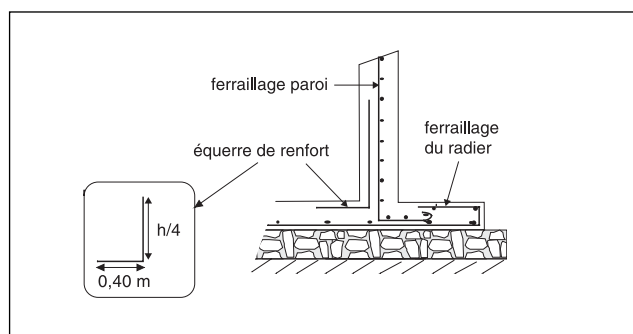


Figure 21 : Ferrailage des parois d'un réservoir rectangulaire de capacité importante (vue en coupe verticale).

2.3 Ouvrages classiques en maçonnerie

Les murs de soutènement et les réservoirs de tailles modestes sont réalisables en maçonnerie à condition de disposer d'une grande quantité de pierres et d'une main d'œuvre suffisante.

Le poids de la maçonnerie s'opposant à la poussée de l'eau, il faut généralement bâtir des murs très épais à la base. Le tableau XXV indique les dimensions adéquates pour un mur de soutènement (fig. 22) et pour un mur de retenue d'eau (réservoir ou digue – fig. 23), calculées par la condition de non-renversement (cf. § 3.2.3.7). Ces calculs correspondent à la retenue de terre stable sans surcharges.

Mur de soutènement		Mur de retenue d'eau ou paroi de réservoir	
Hauteur du mur (m)	Épaisseur à la base (m)	Hauteur d'eau (m)	Épaisseur à la base (m)
1	0,40	1	0,65
1,5	0,65	1,5	1
2	0,85	2,0	1,35
2,5	1,10	2,5	1,72
3	1,35	3,0	2,10
3,5	1,60	3,5	2,50
4	1,80	4	2,80

Tableau XXV : Dimensions d'un mur de soutènement ou de retenue d'eau ou encore de la paroi d'un réservoir, selon l'épaisseur à la base, pour une épaisseur au sommet de 30 cm.

Figure 22 : Représentation d'un mur de soutènement.
A, mur-poids. B, murs Cantilever.

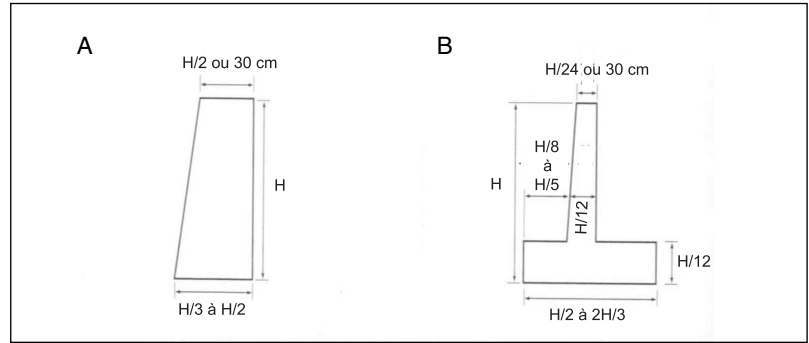
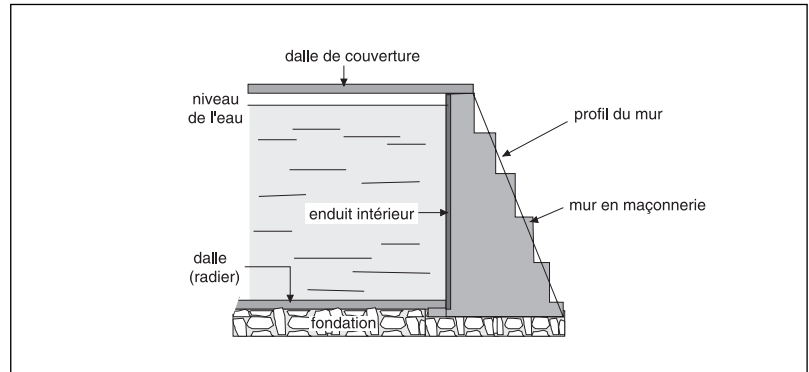


Figure 23 : Représentation d'un mur de paroi de réservoir (vue en coupe).



Il importe de ne pas oublier d'installer des barbacanes au travers des murs pour évacuer les eaux d'infiltration, car la poussée du poids du sol ajoutée à celle de l'eau peut provoquer une rupture de l'ouvrage.

Pour les murs-poids ou les murs Cantilever (voir dimensionnement affiné du mur Cantilever au paragraphe 3.2.3.8), on peut appliquer les règles approximatives de pré-dimensionnement fournies sur la figure 22.

2.4 Aménagements de surface

Les aménagements de surface des points d'eau peuvent être construits en maçonnerie ou en béton armé. Les plans des différentes parties et les dispositions constructives primordiales sont présentées figures 24 à 26 (aménagement de surface d'un forage), 27 à 28 (aménagement de surface d'un puits) et 29 à 30 (aménagement d'une borne-fontaine).

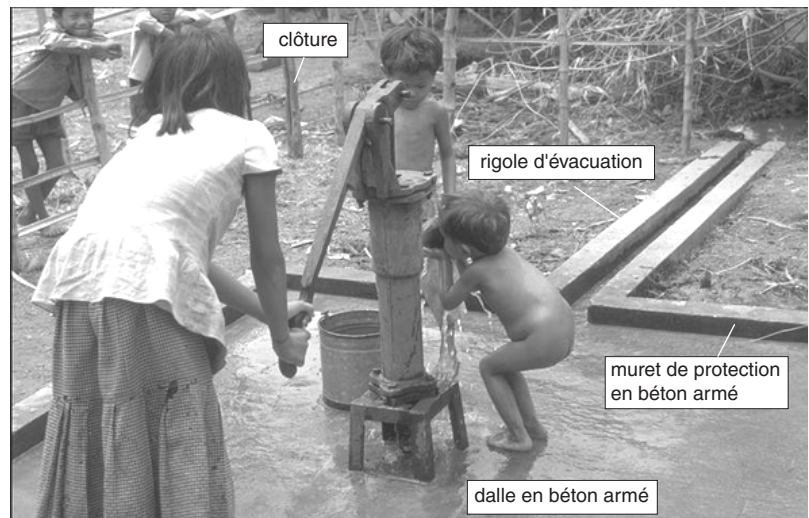


Figure 24 : Schéma de principe de l'aménagement de surface d'un forage.

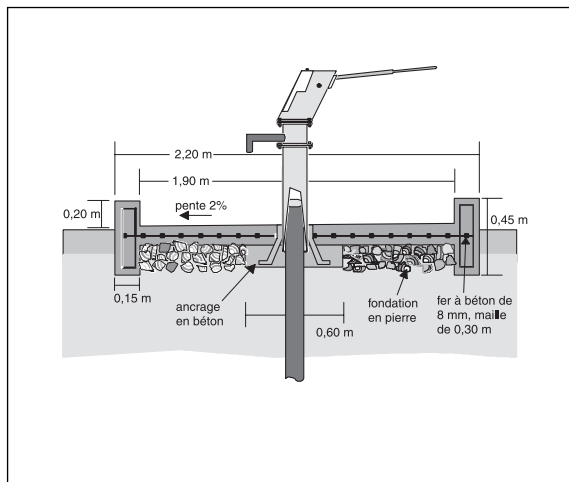


Figure 25 : Coupe type de l'aménagement de surface d'un forage.

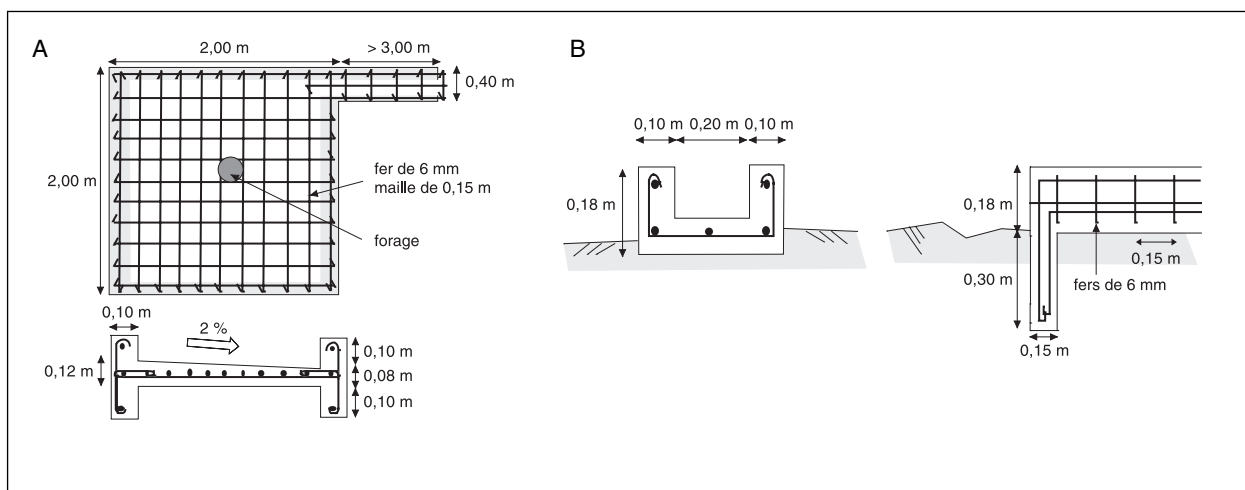


Figure 26 : Plan de ferrailage. A, dalle. B, rigole.

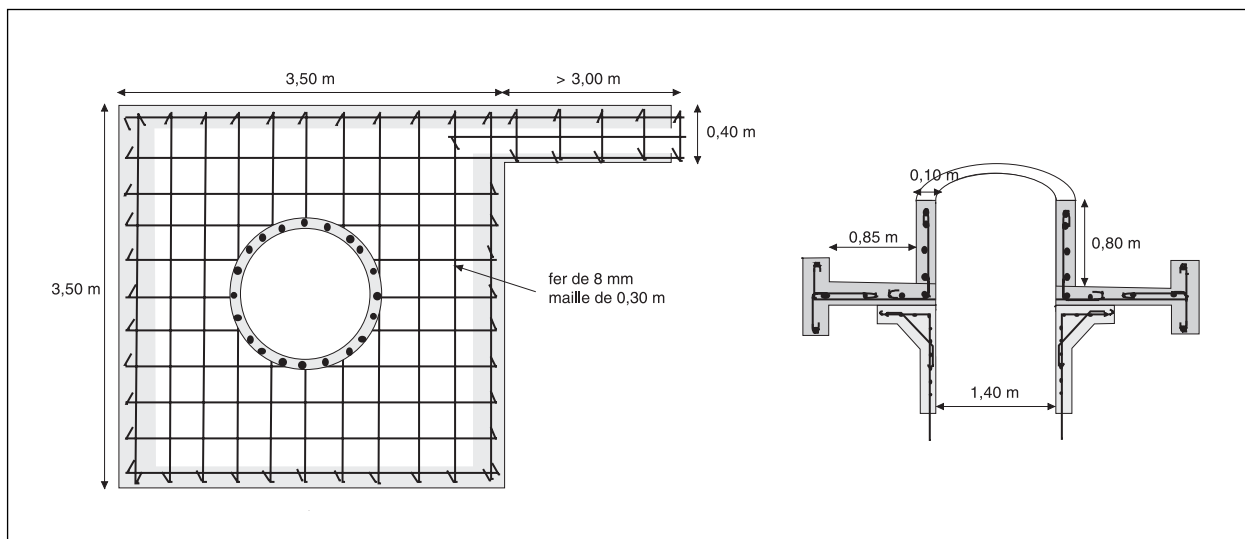


Figure 27 : Coupe et vue de dessus de l'aménagement en surface d'un puits.

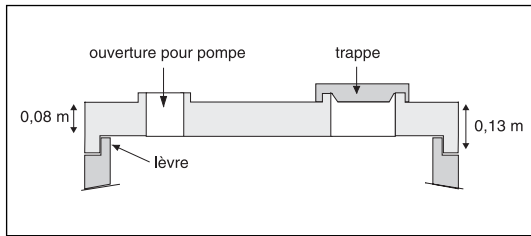


Figure 28 : Couvrecl de puits et trappe de visite.

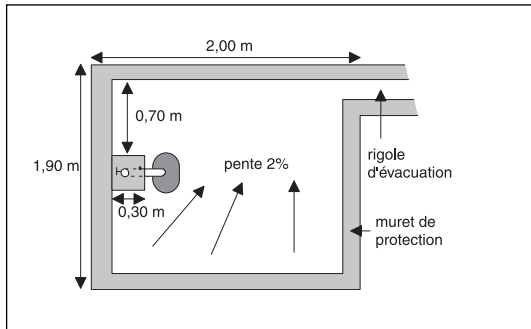


Figure 29 : Schéma de principe de l'aménagement d'une borne-fontaine.

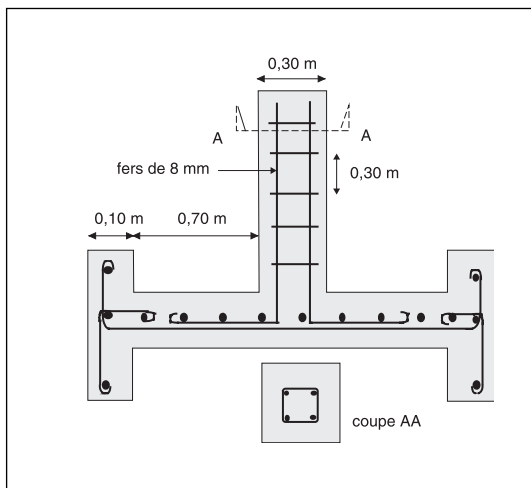


Figure 30 : Plan de ferrailage pour l'aménagement d'une borne-fontaine.

3 En savoir plus

3.1 Efforts subis par les structures, placement des ferrailages en conséquence

Pour utiliser de façon cohérente le béton armé, il est primordial d'avoir une idée assez précise de l'effort supporté par les structures et des conséquences sur le positionnement des aciers. On donne ici deux exemples simples, permettant de comprendre rapidement la démarche à adopter.

3.1.1 POUTRES ET DALLES SUR APPUIS LIBRES

On applique sur la poutre une charge uniformément répartie (son propre poids auquel s'ajoutent les surcharges à supporter – fig. 31A) sous laquelle elle se déforme et on observe :

- un effort de compression : la charge entraîne une déformation, qui tend à comprimer le béton ;

- un effort de traction : sous la charge, une zone tendue apparaît, généralement symétrique par rapport à la zone de compression ;
 - un effort de cisaillement (la réaction des appuis provoque une force inverse à celle de l'application de la charge qui cisaille l'ouvrage).
- En l'absence de ferrailage, il se produit des ruptures dues aux efforts de traction et de cisaillement (fig. 31B).

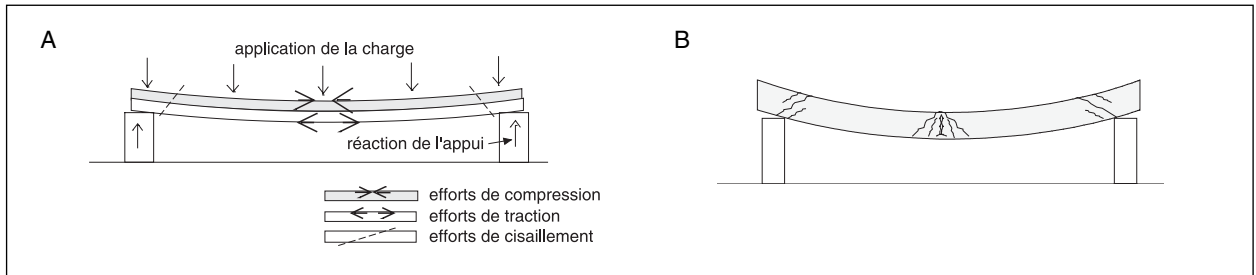


Figure 31 : Poutre non armée sur 2 appuis simples supportant une charge uniformément répartie.
A, efforts subis. B, fissurations et rupture sous l'effet de la charge.

3.1.1.1 Positionnement des ferrillages en fonction des efforts à subir

Le ferrailage est constitué d'armatures spécifiques suivant les types d'efforts :

- les aciers principaux (fig. 32A) se placent dans les zones tendues (effort de traction) ;
- les cadres et étriers (fig. 32B) se disposent dans les zones où se produit le cisaillement, c'est-à-dire principalement au droit des appuis (la réaction de l'appui provoque l'effort tranchant). Les cadres sont ensuite espacés en progressant vers le centre de la poutre (où l'effort tranchant est nul) ;
- les aciers de montage et/ou de répartition (fig. 32C) facilitent l'assemblage des aciers principaux avec les cadres et répartissent les efforts.

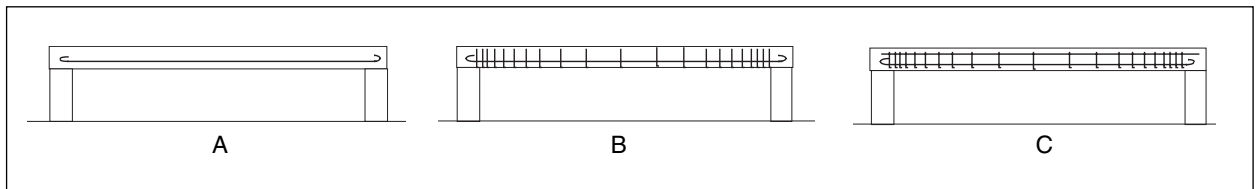


Figure 32 : Ferrailage d'une poutre sur appuis libres.
A, placement des aciers principaux dans la partie basse de la poutre (zone tendue).
B, mise en place de cadres resserrés au droit des appuis puis de plus en plus espacés vers le centre de la poutre.
C, positions des aciers de montage qui permettent d'assembler cadres et aciers principaux.

3.1.1.2 Extension au cas de la dalle pleine reposant sur 2 murs (couverture)

Une dalle est, du point de vue mécanique, similaire à une série de poutres accolées les unes aux autres supportant une charge uniformément répartie. Les efforts de cisaillement sont bien moindres (effet géométrique) et les cadres ne sont pas nécessaires. Des aciers de répartition posés perpendiculairement aux aciers principaux (ligaturé au fil de fer) sont toutefois nécessaires pour répartir la charge sur toute la surface de la dalle et éviter des fissurations importantes (fig. 33).

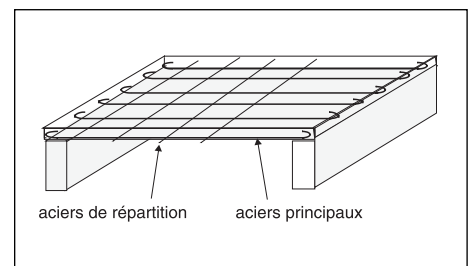


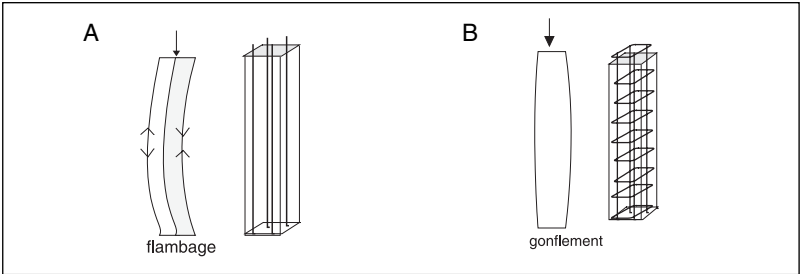
Figure 33 : Ferrailage d'une dalle pleine reposant sur 2 murs.

3.1.2 POTEAUX ET MURS

Ces éléments sont soumis à des efforts verticaux qui se traduisent par des contraintes de compression. Cependant, si leur hauteur est importante, d’autres efforts peuvent s’exercer dans toutes les directions : on dispose donc un ferrailage (fig. 34) pour résorber l’ensemble de ces efforts (flambage et gonflement de la section du poteau par l’application d’une charge importante).

La hauteur de flambement détermine le ferrailage à effectuer sur un poteau. Si l’élancement (hauteur réelle du poteau par rapport au plus petit coté de sa section) est inférieur à 15, on considère alors que le poteau ne travaille qu’en compression ; il n’y a pas de risque de flambage.

Figure 34 : Ferrailage d’un poteau pour résorber l’ensemble des efforts subis par la structure.
A, pour éviter le flambage, qui déforme le poteau et entraîne des contraintes de traction, on dispose des armatures longitudinales.
B, le gonflement de la section est limité par le positionnement de cadres transversaux, qui facilitent également le placement des aciers longitudinaux.



3.2 Calcul des structures et ouvrages classiques en béton armé

3.2.1 INTRODUCTION ET MÉTHODOLOGIE

- Hypothèses de travail pour les matériaux (t) : taux de travail du béton et de l’acier.
- Prédimensionnement de l’élément en béton armée : hauteur/largeur de la poutre, section d’un poteau, épaisseur et portée de la dalle.
- Identification des forces : poids des structures, pression de l’eau dans un réservoir, poussée des terres (et de l’eau) sur un mur de soutènement, poids d’un véhicule sur un pontceau.
- Identification des efforts agissant sur ces éléments : compression simple, cisaillement (réaction des appuis sur lesquels repose la structure), flexion (traction et compression dans la structure), forces sur la circonférence (réservoirs circulaires).
- Calcul des sections des aciers permettant de résister à ces efforts (encadré 5). On propose la méthode simplifiée suivante : on ne calcule que la section des aciers principaux ; on applique ensuite un ratio par rapport à cette section principale pour obtenir la section des aciers de répartition à utiliser.

3.2.2 EXEMPLES D’APPLICATION

3.2.2.1 Hypothèses de travail pour les matériaux

Ces hypothèses sont présentées tableaux XXVI et XXVII.

	Dosage du béton (kg de ciment/m ³)	Taux de travail (compression simple) (kg/cm ²)
Tableau XXVI : Contraintes admissibles pour les bétons peu contrôlés (la granulométrie des agrégats et les quantités d’eau et de ciment ne sont pas rigoureusement calculées).	250	46
	300	58,5
	350	68,5
	400	76,5

En pratique, les calculs de structures de béton armé donnent les sections des aciers en fonction des efforts subis sur un élément (poutre, dalle, poteaux...).

Le tableau I détermine le diamètre et le nombre de barres d'acier par m en fonction de la section des aciers calculée.

Tableau I : Table de caractéristiques des armatures en acier.

Diamètre (mm)	Poids (kg/m)	Section 1 acier (cm²)	Maille (cm) / nombre d'aciers par m								
			50 2/m	35 3/m	25 4/m	20 5/m	17 6/m	15 7/m	12,5 8/m	11 9/m	10 10/m
5	0,15	0,2	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6	0,21	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,38	0,5	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,59	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	<u>7,07</u>	7,85
12	0,85	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	<u>6,79</u>	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,16	1,54	3,08	4,62	6,16	<u>7,7</u>	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	1,51	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11
20	2,36	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,68	4,91	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,03	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42
40	9,43	12,57	25,13	37,7	50,27	62,83	75,4	87,96	100,5	113,1	125,6

Exemple d'utilisation de la table

- en gras : on doit utiliser des aciers de diamètre 12 et maille 25 cm (= 4 barres par m) ; la section correspondante est 4,52 cm². Si on ne dispose que d'aciers de diamètre 8, il faudra donc placer 9 aciers par mètre (de maille 11 cm) ;
- en souligné : le calcul d'une structure en béton armé donne une section des aciers de 6,5 cm². Le ferrailage de la structure (dalle) sera donc, par mètre, de 5 barres d'acier de diamètre 14, ou de 6 barres de diamètre 12, ou encore de 9 de diamètre 10 en fonction de la disponibilité.

Encadré 5 Table de choix des aciers.

	Contrainte d'élasticité (kg/cm ²)	Contrainte de travail (kg/cm ²)
Aciers lisses	2 200-3 400	1 470-2 270
Aciers haute adhérence (HA)	4 200-5 000	2 700-3 300

Tableau XXVII : Contraintes pour les aciers.
Pour les ouvrages hydrauliques, on considère des aciers HA avec un taux de travail de 1 650 kg/cm² pour éviter toute fissuration particulièrement préjudiciable pour l'étanchéité des ouvrages (corrosion de ces aciers). La contrainte d'élasticité correspond à la limite à partir de laquelle le fer ne revient plus à son état initial après avoir subi un étirement.

3.2.2.2 Prédimensionnement des sections de béton

Les caractéristiques géométriques de la structure permettent de déterminer empiriquement la section de béton de celle-ci dans la majorité des cas (tabl. XXVIII), excepté pour les réservoirs rectangulaires (cf. § 2).

3.2.2.3 Forces appliquées sur les structures et efforts (moments)

On distingue deux type de charges, les charges permanentes G (poids propre de la structure, l'eau dans un réservoir) et les surcharges d'exploitation P (tabl. XXIX). On a alors la sollicitation totale S :

Tableau XXVIII : Détermination rapide des sections de béton pour les structures classiques.

Type de structure	Paramètre à dimensionner	Dimensionnement du paramètre (cm)
Poteau à section carré	Côté (mini 15 cm)	1/14,4 hauteur de flambement du poteau ($h_{\text{flambement}} = 0,7 (h_{\text{réelle}})$)
Poutre	Hauteur (mini 15 cm) Largeur (mini 10 cm)	1/10e à 1/15e portée de la poutre Largeur = 0,3 hauteur
Dalle sur 4 appuis	Épaisseur (mini 8 cm)	1/20 ^e portée
Dalle sur 2 murs		1/30 ^e portée
Dalle sur 4 murs		1/40 ^e portée
Paroi de réservoir circulaire	Épaisseur (mini 8 cm)	$e \text{ (cm)} = 0,25 \times D \text{ (m)} \times H \text{ (m)}$
Paroi de réservoir rectangulaire	Épaisseur (mini 8 cm)	Cf. § 2.2.7.2

$$S = G + 1,2 P$$

Pour les ouvrages hydrauliques (soumis à la pression de l'eau, parois de réservoirs, fonds de réservoirs), on a :

$$S = 1,2 G$$

Tableau XXIX : Calcul des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Charges permanentes des structures	
Maçonnerie en pierres	2 500 kg/m ³
Agglos creux porteurs	1 500 kg/m ³
Béton – béton armé	2 400-2 500 kg/m ³
Dalle en béton armé	25 kg/m ² /cm d'épaisseur
Surcharges d'exploitation pour les dalles	
Locaux privés	200 kg/m ²
Structure accessibilité public (dalle)	500 kg/m ²

3.2.2.4 Efforts subis par les structures, moments de flexion

Les moments caractérisent les efforts que subissent les structures quand on leur applique les charges (forces). Leur calcul dépend des forces supportées (charge uniforme ou ponctuelle, point et sens d'application de la force), et du type de construction (encastrement avec d'autres éléments en béton armé). Le moment diffère en tous les points de la structure. Par exemple, le moment au centre d'une dalle sur appuis libres est maximal, alors qu'il est nul aux appuis. On recherchera le moment maximal.

Diagrammes des moments de flexion

Le cas le plus courant est le moment de flexion simple, qui traduit une traction et une compression. On matérialise ces efforts de flexion sur des diagrammes utiles pour la compréhension des efforts subis par les structures et pour le

placement des ferrillages. On donne deux exemples de diagrammes des moments de flexion caractéristiques : une poutre (ou dalle) soumise à une charge uniformément répartie et les parois d'un réservoir rectangulaire soumises à la pression de l'eau.

Cas d'une poutre ou d'une dalle

La figure 35 illustre les moments observés dans trois configurations classiques : sur appuis libres, semi-encastée, encastrée. Les efforts et le calcul des moments (tabl. XXX) subis par ces trois types de poutres sont différents. Le moment de flexion maximal se situe au centre de la poutre.

Poutre sur appuis libres	Moment maximal au centre au droit de l'appui	$BM = - P \times l^2/8$ $= 0$
Poutre semi-encastée	Moment maximal au centre au droit de l'appui	$BM = - P \times l^2/10$ $= + P \times l^2/20$
Poutre encastrée	Moment maximal au centre au droit de l'appui	$BM = - P \times l^2/24$ $= + P \times l^2/12$

Tableau XXX : Calcul de moment maximum de flexion pour une charge uniformément répartie dans trois configurations classiques de poutre.
P, poids de la charge (kg). **l**, portée de la poutre (m). **BM**, moment de flexion (kg/m).

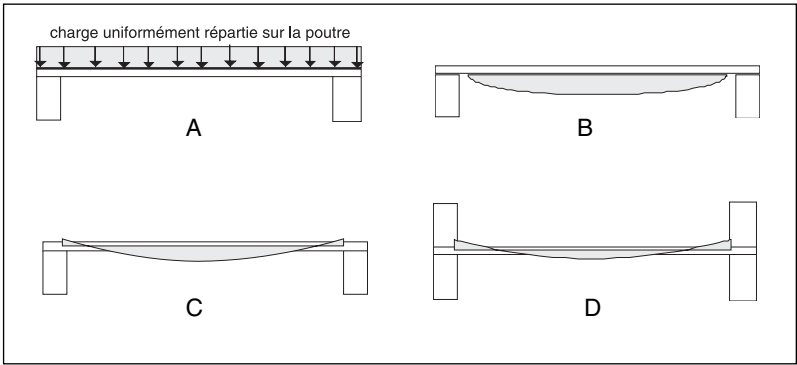


Figure 35 : Efforts subis par une poutre.
A, charge uniformément répartie.
B, moments sur deux appuis.
C, moments sur deux appuis semi-encastés.
D, moments sur deux appuis encastrés.

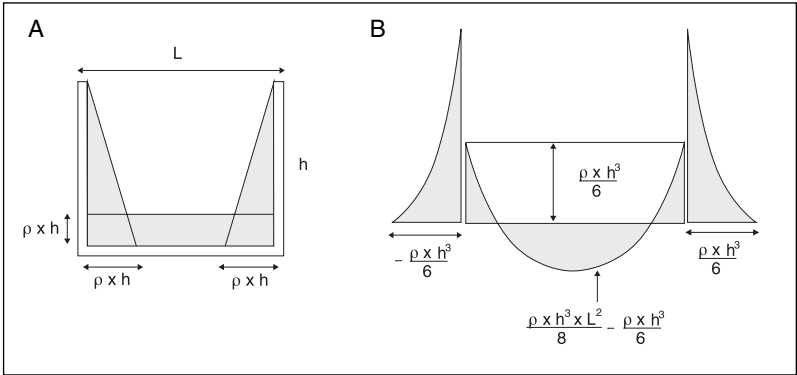


Figure 36 : Réservoir rectangulaire soumis à la pression de l'eau.
A, visualisation des forces (pression) résultant du poids de l'eau dans le réservoir.
B, diagramme des moments de flexion dans les parois d'une tranche verticale.
H, hauteur de l'eau (m). **ρ**, masse volumique (kg/m³).

Il apparaît des moments de flexion inverses au sens d'application de la charge lorsque la poutre est semi- ou totalement encastrée. La zone tendue régresse alors énormément, jusqu'à près de 50 % pour une poutre encastrée. Dans la mesure du possible, on privilégie donc la réalisation de poutres et de dalles semi-encastées (reprise de ferrailage dans les poteaux).

Réservoir rectangulaire surélevé soumis à la pression de l'eau

La figure 36 présente le diagramme des moments de flexion dans les parois d'un réservoir rectangulaire surélevé et soumis à la pression de l'eau. Les parois sont encastrees (liées) les unes aux autres et on observe des moments, dits d'encastrement, aux angles, ce qui nécessite des renforts de ferrailage adaptés (cf. § 2).

3.2.3 EXEMPLES D'APPLICATIONS NUMÉRIQUES

3.2.3.1 Poteaux

Dans l'exemple du calcul d'un poteau ne travaillant qu'en compression, c'est-à-dire sans flambement, la condition de non-flambement permet de déterminer la section du poteau en fonction de sa hauteur.

Dimensions

$$a = \frac{l_f}{14,4}$$

avec a la dimension du plus petit côté et l_f la longueur de flambement. Cette dernière dépend de la longueur réelle l_0 du poteau et du type de poteau (encasté ou non). On détermine en fait l_f par :

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

On déduit donc la section de béton du poteau :

$$A_{\text{béton}} = a^2$$

Calcul de la charge admissible

On ne fait pas travailler le poteau au-dessus de 50 kg/cm², d'où :

$$\text{charge admissible (kg)} = 50 \times a^2$$

Ce calcul ne tient pas compte de la section des aciers du ferrailage du poteau. Dans le cas de petits poteaux, pour lesquels la section d'acier (A_{acier}) n'est pas négligeable devant la section de béton ($A_{\text{béton}}$, déjà évoquée), on calcule une section équivalente ($A_{\text{éq}}$) telle que :

$$A_{\text{éq}} = A_{\text{béton}} + (15 \times A_{\text{acier}})$$

On obtient alors :

$$\text{charge admissible (kg)} = 50 \times A_{\text{éq}}$$

Ce calcul permet également de vérifier le dimensionnement d'un poteau et la condition de non-flambement (tabl. XXXI).

Remarque. – On ne calcule pas de ferrailage (A_{acier}) lorsque l'on dimensionne un poteau (celui-ci étant calculé en compression simple). En revanche, on dispose toujours un ferrailage à l'intérieur du poteau (cf. § 2) et on en tient compte a posteriori pour vérifier la charge admissible de ce poteau.

3.2.3.2 Dalles en flexion simple

- Dimensionnement de la section de béton : cf § 2.
- Calcul du poids total par m² de dalle (poids propre + surcharge).
- Calcul du moment maximal dans la dalle (tabl. XXXII).
- Calcul de la section d'acier en flexion par la formule approchée :

CALCUL

Données

hauteur réelle du poteau désiré	4 m
diamètre des aciers verticaux du ferrailage	12 mm

Calcul de dimensionnement

hauteur de flambement	2,8 m
dimension du plus petit côté	20 cm
charge totale admissible sur le poteau ¹	20 t
charge totale admissible sur le poteau ²	24 t

VÉRIFICATION D'UN POTEAU DÉJÀ DIMENSIONNÉ

Données

hauteur réelle du poteau	4 m
dimension du plus petit côté	15 cm
diamètre des aciers verticaux du ferrailage	12 mm
charge totale appliquée sur le poteau	20 t

Taux de travail du poteau et ratio de flambement³

taux de travail du poteau ferrailé	69 kg/cm ²
ratio de flambement	19

1, calcul sans tenir compte des aciers du ferrailage.

2, calcul tenant compte des aciers du ferrailage travaillant en compression.

3, cet exemple démontre que si le taux de travail est supérieur à 50 kg/cm², le poteau est sous-dimensionné. De même, si le ratio de flambement est supérieur à 14,4, le taux de travail doit être bien inférieur à 50 kg/cm².

Tableau XXXI : Exemple numérique de calcul d'un poteau en béton armé travaillant à 50 kg/cm².

$$A_{\text{acier}} = \frac{M_{\text{max}}}{(2 \times \tau_{\text{acier}}/3) \times Z}$$

avec M le moment (kg.cm), τ_{acier} le taux de travail de l'acier (kg/cm²) et Z le bras de levier dans la structure (cm). Le bras de levier Z est : $Z = 0,65 \times h$ et h est l'épaisseur de béton comprise entre la génératrice supérieure de la dalle et l'axe médian de l'armature d'acier (sachant qu'il faut assurer au moins $s = 3$ cm d'enrobage autour de l'armature, on a : $h = e - (s + \text{rayon de l'armature})$; on choisira le rayon d'armature en fonction des diamètres d'armature disponibles sur le terrain.

Type de dalle Moment maximal au centre

Dalle rectangulaire sur deux appuis libres (2 murs)	$(P \times L^2)/8$
Dalle rectangulaire semi-encastée (sur 2 murs)	$(P \times L^2)/10$
Dalle circulaire reposant sur son pourtour	$(P \times L^2)/20,3$ (L = D = diamètre du réservoir)

Tableau XXXII : Moment maximal dans une dalle.

Remarque. – Il importe de bien respecter les unités données pour obtenir une section d'acier A_{acier} en cm².

Les calculs numériques et les dispositions de construction sont rassemblés tableau XXXIII.

DONNÉES**Caractéristiques géométriques de l'ouvrage**

portée de la dalle	4 m
type de dalle ¹	semi-encastree
surcharge d'exploitation	500 kg/m ²
Aciers disponibles sur le terrain	
diamètre des aciers principaux	20 mm
diamètre des aciers de répartition	12 mm

RÉSULTATS DES CALCULS**Dimensionnement**

épaisseur de la dalle ²	14 cm
charge totale ³ par m ²	850 kg/cm ²
moment maximal dans la dalle	1 360 kg.cm

Ferraillage des parois⁴

section des aciers principaux calculée	18 cm ²
diamètre des aciers principaux	20 mm
section réelle (maille) des aciers principaux	18,85 cm ²
section des aciers de répartition calculée	9 cm ²
diamètre des aciers de répartition	8 mm
section réelle (maille) des aciers de répartition	9,05 cm ²

1, la dalle peut être semi-encastree ou sur appuis libres et reposer sur 2 murs continus, sur des poteaux ou sur ses quatre côtés.

2, pour une dalle reposant sur 2 murs.

3, charge totale = charge permanente + surcharge d'exploitation.

4, la maille de ferraillage doit se situer entre 10 et 30 cm : si ce n'est pas le cas, il faut changer le diamètre des fers utilisés.

Tableau XXXIII : Calculs pour la construction d'une dalle rectangulaire en flexion sur deux appuis (murs).

3.2.3.3 Dimensionnement économique des réservoirs en béton armé

Les dimensions présentées tableau XXXIV ne conviennent pas pour les réservoirs de capacité importante, car la hauteur de l'ouvrage doit rester inférieure à 4 m. Les réservoirs octogonaux ou hexagonaux se rapprochent des formes circulaires, très favorables.

Tableau XXXIV : Dimensions optimales, d'un point de vue économique, pour la construction d'un réservoir en béton armé.

Réservoir cylindrique	Couvert (dalle)	Diamètre = hauteur
	À ciel ouvert	Diamètre = 2 x hauteur
Réservoir à base carrée	Couvert	Côté = hauteur
	À ciel ouvert	Côté = 1/2 hauteur

3.2.3.4 Réservoir circulaire

Pour les réservoirs circulaires, la force s'exerçant sur la circonférence est primordiale. On considère donc que les aciers horizontaux en forme de cercles résistent à la tension sur la circonférence (ce sont les aciers principaux), tandis que les aciers verticaux (dénommés ici aciers de répartition) résistent à la pression sur les parois.

Les aciers du radier supportent la pression de la hauteur d'eau.

– Calcul de l'épaisseur des parois (e, mini 10 cm) :

$$e = 0,22 \times D \times H$$

– Calcul des sections des aciers horizontaux par tranches de réservoir horizontales de hauteur 1 m :

$$A_{\text{acier}} = \frac{P \times R}{\tau_{\text{acier}}}$$

avec A la section des aciers (cm²) par mètre de hauteur, H la hauteur d'eau (m) prise à mi-hauteur de la tranche et R le rayon du réservoir (m). P (kg/m) vaut 1 200 H (pression moyenne de l'eau majorée, prise égale à la pression de l'eau à mi-hauteur de la tranche) et $\tau_{\text{acier}} = 1\,650 \text{ kg/cm}^2$.

La densité de l'eau est prise égale à 1,2 pour se garantir des effets de remplissage-vidange des réservoirs.

Tableau XXXV : Calcul simplifié d'un réservoir circulaire couvert de petite capacité (< 200 m³).

DONNÉES

Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

hauteur d'eau dans le réservoir	4 m
diamètre intérieur du réservoir	6 m
capacité du réservoir	113 m ³

Aciers disponibles sur le terrain

diamètre des aciers principaux	12 mm
diamètre des aciers de répartition	8 mm

RÉSULTATS DES CALCULS

Dimensionnement

épaisseur des parois verticales	10 cm
hauteur réelle du réservoir	4,3 m
diamètre extérieur du réservoir	6,2 m

Ferrailage par tranches horizontales de 1 m¹ (A = section d'acier, en cm²)

Tranches	H (m)	P (kN/m)	PR (kg)	Cercle calculé	A réelle (Ø fers 12) maille (cm)	A verticale calculée	A réelle (Ø fers 8) maille (cm)
0-1 m	0,5	600	1 800	2	57	1	30
1-2 m	1,5	1800	5 400	4	29	2	30
2-3 m	2,5	3 000	9 000	6	19	2	15
3-4 m	3,5	4 200	12 600	8	15	3	15

1, la maille doit se situer entre 10 et 30 cm ; en-dessous de 10 cm (10 aciers/m), il faut augmenter le diamètre des aciers.

– Calcul de la section des aciers verticaux de répartition par mètre linéaire de paroi :

$$A_{\text{acier}} \text{ verticale} = (1/2 \text{ à } 1/3) \times A_{\text{horizontale}}$$

Remarque. – Une armature sur deux peut être arrêtée à mi-hauteur.

– Ferrailage du radier, cf. dalle de sol radier (§ 2).

Toutes ces sections calculées (cm²) sont converties en section réelles (Ø fers et maille) à l'aide du tableau XXXV.

3.2.3.5 Réservoir rectangulaire

Pour des réservoirs de capacité inférieure à 100 m³ et couverts avec une liaison entre les parois avec la dalle, des calculs simplifiés de ferrailage sont applicables (tabl. XXXVI). Les aciers principaux sont les aciers verticaux résistant à la pression triangulaire de l'eau sur les parois et les aciers horizontaux les aciers de répartition.

**Tableau XXXVI : Calcul simplifié d'un réservoir rectangulaire couvert de capacité inférieure à 100 m³.
1, la maille ne doit pas être supérieure à 30 cm ; si c'est le cas, il faut diminuer le diamètre des aciers.**

DONNÉES		
Caractéristiques géométriques de l'ouvrage		
hauteur d'eau dans le réservoir	3	m
largeur intérieure du réservoir	6	m
longueur intérieure du réservoir	4	m
capacité du réservoir	72	m ³
Aciers disponibles sur le terrain		
diamètre des aciers principaux	32	mm
diamètre des aciers de répartition	20	mm
RÉSULTATS DES CALCULS		
Dimensionnement		
moment maximal de flexion	5 400	kg.m
épaisseur des parois verticales	14,7	cm
hauteur réelle du réservoir	3,3	m
largeur extérieure du réservoir	6,30	m
longueur extérieure du réservoir	4,30	m
Ferrailage des parois(1)		
section d'acier verticaux calculée par m linéaire	51,4	cm ²
diamètre des aciers principaux	32	mm
section réelle (maille) des aciers principaux	15	cm
diamètre des aciers de répartition	20	mm
section d'acier horizontaux calculée par m de hauteur	25,7	cm ²
section réelle (maille) des aciers de répartition	12,5	cm

– Moment de flexion maximale due à la poussée de l'eau sur la paroi verticale :

$$M_{\max} = \frac{(1,2 \times \rho) \times H^3}{6}$$

avec M_{\max} en (kg.m), ρ la masse volumique (kg/m³) et H la hauteur d'eau (m)

– Épaisseur de la paroi en fonction de M_{\max} :

$$e = 2 \times \sqrt{\frac{M_{\max}}{100}}$$

avec M_{\max} en (kg.m) et e en cm.

– Section d’aciers verticaux pour 1 mètre linéaire de paroi :

$$A_{\text{acier}} = \frac{M_{\text{max}}}{(2 \times t_{\text{acier}}/3) \times Z}$$

avec A_{acier} la section d’acier (cm²), $M = M_{\text{max}}$ (kg.cm), $Z = 0,65 \times ((e - 3) \text{ (cm)})$ et $t_{\text{acier}} = 1\,650 \text{ kg/cm}^2$.

– Section d’acier horizontaux par mètre de hauteur de paroi :

$$A_{\text{acier horizontale}} = (1/2 \text{ à } 1/3) \times A_{\text{acier verticale}}$$

– Ferrailage du radier, cf. dalle de sol (§ 2).

3.2.3.6 Réservoir rectangulaire surélevé

Le calcul est identique à celui du cas précédent (cf. § 3.2.3.5), excepté pour la dalle du fond (armature en partie basse de la dalle) du réservoir et des poteaux (table de détermination rapide, cf. § 2). Les charges permanentes correspondent à la somme du poids de l’eau, des parois, des dalles (couverture et fond) en béton armé.

L’exemple donné figure 37 et tableau XXXVII est un réservoir constitué de modules de 5 m³ que l’on ajoute les uns aux autres pour accroître la capacité (5, 10, 15 m³). Lors de l’élaboration, il est impératif de réaliser des fondations appropriées (il s’exerce une forte charge sous chacun des poteaux) ainsi qu’une ceinture reliant les poteaux à la base. Il faut également veiller à l’aplomb parfait des poteaux, lequel est facilité par la réalisation d’un chaînage intermédiaire tous les 2 m pour des hauteurs de structure supérieures à 3 m.

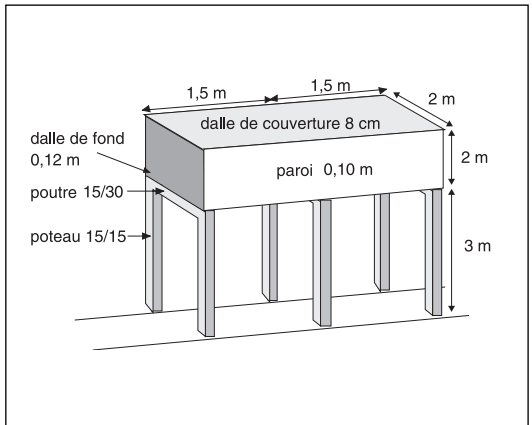


Figure 37 : Réservoir rectangulaire surélevé.

DONNÉES		DIMENSIONNEMENT DU RÉSERVOIR	
Caractéristiques géométriques d'un module (réservoir surélevé)		Dalle de couverture	
hauteur de la structure porteuse	3 m	épaisseur	8 cm
hauteur du réservoir	2 m	ferrailage principal	Ø 8 / maille 15 cm
largeur	1,5 m	ferrailage horizontal	Ø 8 / maille 30 cm
longueur	2 m		
capacité	5 m ³		
		DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE PORTEUSE	
Parois		Poutres porteuses	
épaisseur	10 cm	portée	1,5 m
ferrailage vertical	Ø 12 / maille 10 cm	largeur / hauteur	15 / 30 cm
ferrailage horizontal	Ø 8 / maille 13 cm	ferrailage principal	2 Ø 12
Dalle de fond		Poteaux	
épaisseur	10 cm	hauteur	3 m
ferrailage principal	Ø 12 / maille 10 cm	section	15 cm / 15 cm
ferrailage horizontal	Ø 8 / maille 13 cm	ferrailage principal	4 Ø 12

Tableau XXXVII : Calcul simplifié d’un réservoir rectangulaire surélevé de petite capacité (module de 5 m³).

3.2.3.7 Murs de soutènement en béton armé

Les caractéristiques du talus à soutenir sont les suivantes (fig. 38 & tabl. XXXVIII) :

- θ , l'angle naturel du talus avec le sol avant la construction du mur, tel que plus q est petit, plus le terrain est de mauvaise tenue et difficile à soutenir ;
- A , le coefficient de poussée, tient compte du type de terrain, donc de θ et de τ_{terre} ;
- f , le coefficient de friction, caractérise le frottement du béton sur la terre (plus f est petit, plus la semelle du mur tend à glisser à cause de la poussée des terres).

– Calcul de la poussée des terres Q :

$$Q = A \times \rho_{\text{terres}} \times \frac{h^2}{2}$$

avec A le coefficient numérique fonction de l'angle du talus originel des terres, ρ_{terres} le poids spécifique des terres (prises saturées d'eau par sécurité) et h la hauteur du mur (fig. 39).

Tableau XXXVIII : Caractéristiques du terrain à prendre en compte pour la construction d'un mur de rétention d'un talus de terre.

Type de terrain	(kg/m ³)	q talus originel	A coefficient de poussée	f coefficient de friction
Terre végétale	1 450	45	0,171	
Terre argileuse	1 800	45	0,171	
Terre "forte"	1 900	55	< 0,130	
Sable fin	1 420	30	0,333	
Terre sableuse	1 700	35	0,270	
Argile et boue	1 850	20	0,490	
Cailloux, graviers	1 550	45	0,171	
Argile humide				0,3
Argile sèche				0,5
Sable				0,4
Gravier				0,6

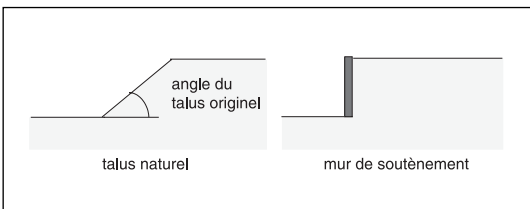


Figure 38 : Mur de soutènement d'un talus.

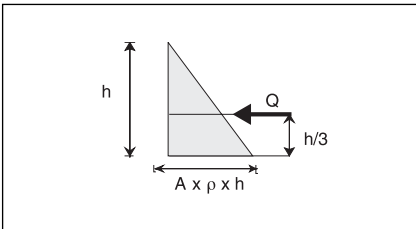


Figure 39 : Poussée des terres sur un mur de soutènement.

Les forces s'exerçant sur le mur sont P (poids propre du mur, poids du terrain sur la semelle, éventuelle surcharge sur le talus) et Q (poussée des terres). Les moments à considérer sont :

- le moment de renversement (M_r), fonction de la poussée Q et du bras de levier par rapport au point de renversement ($M_r = Q \times z_r$) ;
- le moment de stabilisation (M_s), fonction du poids P et du bras de levier par rapport au point de renversement ($M_s = P \times z_s$).

Pour le calcul des murs de soutènement (f), on s'efforce de remplir les conditions de non-renversement et de non-glissement (fig. 40 & 41).

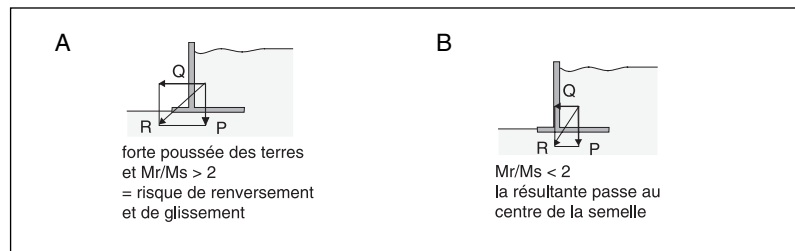


Figure 40 : Conditions de non-renversement et de non-glissement.

A, non renversement ($M_r/M_s < 2$).
B, non-glissement ($Q/P < f$).

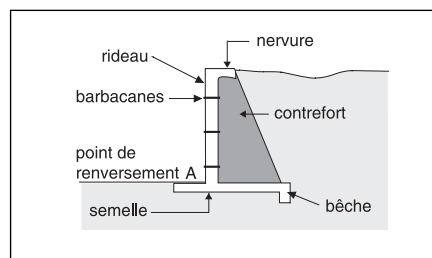


Figure 41 : Configuration classique des murs de soutènement en béton armé. Barbacane, élément placé tous les 2 à 3 m² pour éviter l'accumulation d'eau (laquelle augmente la charge de poussée). Bèche, ancrage s'opposant au glissement provoqué par la poussée des terres. Contrefort, élément assurant la rigidité de l'ensemble et fournissant un ancrage latéral. Semelle, fondation pouvant déborder en avant du rideau pour assurer une meilleure répartition des pressions sur le sol.

3.2.3.8 Calcul simplifié d'un mur de soutènement en béton armé

Ce mur est présenté figure 42.

– Hypothèses :

- $\rho_{\text{terres}} = 16\,000 \text{ kg/m}^3$
- $\theta = 35^\circ$
- coefficient de frottement $f = 0,35$
- A, point de renversement (les bras de levier Z_r et Z_s sont calculés par rapport à ce point)

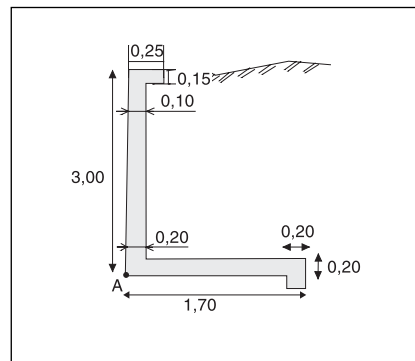


Figure 42 : Mur de soutènement en béton armé.

– Calcul des charges verticales :

• rideau :

$$P_{\text{rideau}} = \frac{0,10 + 0,20}{2} \times 2,8 \times 2\,500 = 1\,050 \text{ kg/m linéaire}$$

• terres : $P_t = 2,8 \times 1,5 \times 1\,600 = 6\,720 \text{ kg/m linéaire}$

• semelle : $P_s = 1,7 \times 0,2 \times 2\,500 = 850 \text{ kg/m linéaire}$

• charges verticales totales : $P = 8\,620 \text{ kg/m linéaire}$

– Calcul du moment de stabilisation :

$$\text{moment} = \text{force} \times Z$$

avec le moment en kg.m, la force en kg/m linéaire et Z le bras de levier entre la force et le point de renversement A. Soit ici, pour 1 mètre linéaire :

- rideau : $M_{\text{rid}} = 1\,050 \times 0,12 = 126 \text{ kg.m}$
- terres : $M_{\text{ter}} = 6\,720 \times (1,50/2 + 0,20) = 6\,384 \text{ kg.m}$
- semelle : $M_{\text{se}} = 850 \times (1,70/2) = 722,5 \text{ kg.m}$
- moment de stabilisation : $M_s = 7\,232,5 \text{ kg.m}$

– Calcul de la poussée-forces horizontales :

$$Q = \frac{0,270 \times 1600 \times 3^2}{2}$$

– Calcul du moment de renversement

La poussée s'applique à h/3, soit ici 1 m au-dessus de A :

- poussée : $M_r = 1\,944 \times 1 = 1\,944 \text{ kg.m} = 194\,400 \text{ kg.cm}$
- moment de renversement : $M_r = 1\,944 \text{ kg.m}$

– Vérification des deux critères principaux :

• condition de non-renversement : le rapport entre les moments de stabilisation et de renversement ($M_{\text{stabilisateur}}/M_{\text{renversement}}$) doit être supérieur à 2. Ici on vérifie bien cette condition :

$$= \frac{M_{\text{stabilisateur}}}{M_{\text{renversement}}} = \frac{7\,232,5}{1\,944} = 3,7$$

• condition de non-glissement : le rapport des forces verticales sur les forces horizontales doit être inférieur au coefficient de friction, ici :

$$\frac{Q}{P} = \frac{1\,944}{8\,620} = 0,23$$

valeur inférieure à celle de f (0,35).

– Détermination des armatures du rideau

- calcul du moment maximal dans le rideau :

$$\text{moment}_{\text{max}} = \frac{Q \times h}{3}$$

- calcul de l'aire des aciers principaux (appliquer la formule vue au § 3.2.3.5) :

$$A_{\text{acier}} = \frac{194\,400 \times 2,8/3}{(2 \times 1\,650/3) \times 0,65 \times 20} = 12,7 \text{ cm}^2$$

- conversion en section réelle des armatures :

aciers principaux : $\varnothing 14$ / maille de 12,5 cm

on interrompt une barre sur deux à mi-hauteur

aciers de répartition : $\varnothing 10$ / maille 11 cm pour la partie inférieure

$\varnothing 8$ / maille 11 cm pour la partie supérieure

armatures de la semelle : idem rideau

4 Coffrages

Les dimensions du coffrage sont déterminées en fonction de l'ouvrage à réaliser et du type de coffrage : coffrage couissant de cuvelage, coffrage de parois de réservoir...

Les coffrages sont appelés à supporter des poids élevés et sont soumis aux ébranlements de la vibration du béton. Lors de la conception et de la réalisation du coffrage, il faut donc prendre en compte :

- les efforts subis lors du coulage du béton ;
- l'étanchéité ;
- la facilité de vibration du béton (vibration interne et externe) ;
- l'état de surface que l'on veut obtenir ;
- la facilité de décoffrage et de réutilisation.

4.1 Coffrages en bois

Ces coffrages sont économiques, simples à réaliser et facilement modifiables (fig. 43 & 44 et encadré 6). Ils permettent un séchage lent du béton et laissent un état de surface rugueux, qui facilite l'accrochage d'un enduit. L'outillage permet la mise en place du coffrage et son "décoffrage" : étais (généralement en bois), serre-joints, crochets de maçon.

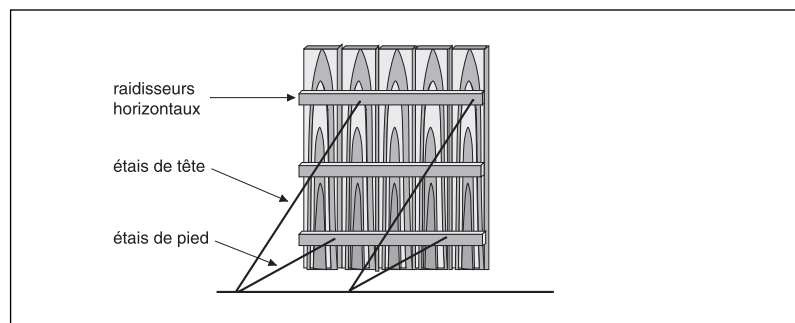


Figure 43 : Coffrage en bois/étagage, raidisseurs verticaux et horizontaux pour éviter la déformation sous le poids du béton.

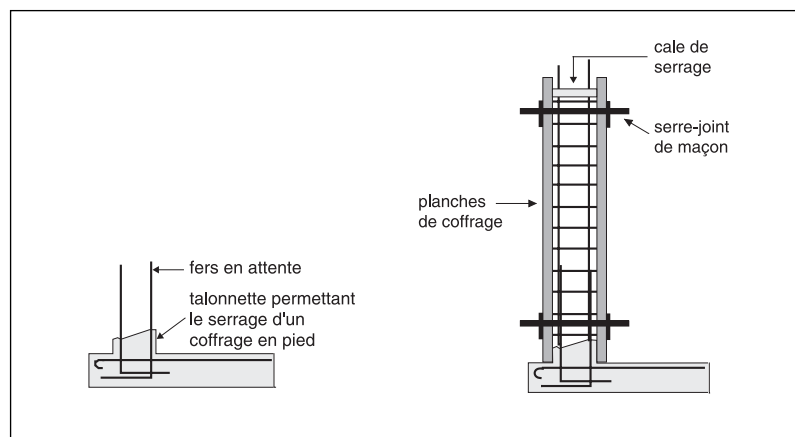


Figure 44 : Coffrage d'un poteau ou d'un voile.

4.2 Coffrages en métal, moules pour puits

Ces coffrages sont couramment employés pour des travaux requérant de la précision, un état de surface lisse et un réemploi du moule un grand nombre de fois, par exemple pour la réalisation de buses (fig. 45), la réalisation de trous-se coupante (fig. 46), le cuvelage de puits (fig. 47) ou la réalisation de margelle (fig. 48). Ils doivent être stockés debout pour qu'ils ne se déforment pas.

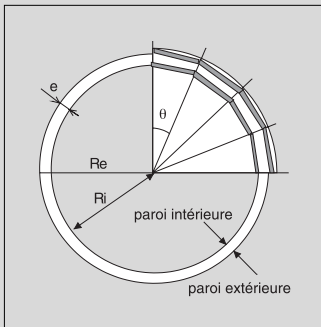


Figure 1 : Coffrage d'un réservoir circulaire en 16 éléments (vue en coupe).

Pour un réservoir circulaire en 16 éléments (fig. 1), on détermine d'abord les caractéristiques géométriques d'un élément de coffrage (fig. 2). Soit $\theta = 2 \times \pi/16 = 22,5^\circ$ l'angle d'un élément de coffrage.

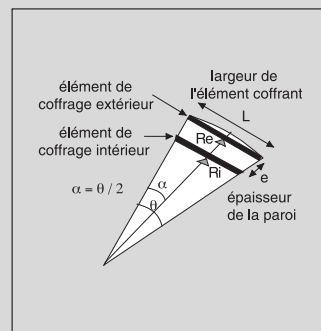


Figure 2 : Projection géométrique d'un élément de coffrage.

La largeur de l'élément de coffrage intérieur est $L_i = 2 \times R_i \tan \alpha$. La largeur de l'élément de coffrage extérieur est $L_e = 2 \times R_e \tan \alpha$, avec α l'angle égal à $\theta/2$ et R_e et R_i les rayons extérieur et intérieur tels que $R_e = R_i + e$.

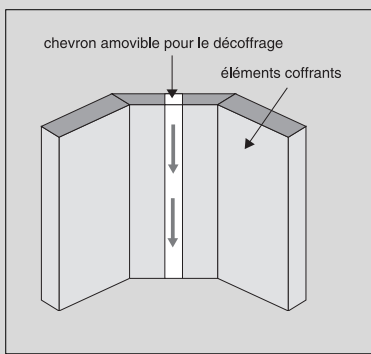


Figure 3 : Coffrage intérieur sur toute la hauteur du réservoir ou couissant (plusieurs passes).

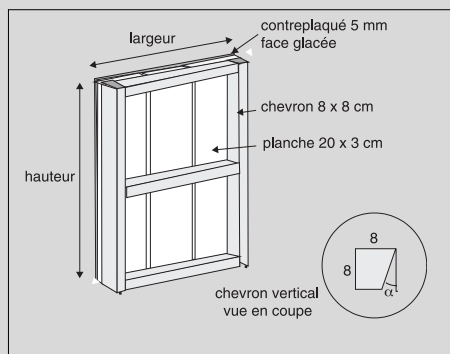


Figure 4 : Chevron amovible pour le décoffrage dans un des éléments (en prévoir plusieurs).

Exemple pour un réservoir de 3 m de diamètre et 3,5 m de hauteur (fig. 3 & 4) :

$$\theta = 2 \times \pi/16 = 22,50^\circ$$

$$\alpha = \theta/2 = 11,5^\circ$$

$$L_i = 2 \times 1,5 \times \tan 11,5^\circ = 0,597 \text{ m}$$

$$L_e = 2 \times (1,5 + 0,1) \times \tan 11,8^\circ = 0,636 \text{ m}$$

$$e = 10 \text{ cm}$$

Encadré 6 Note de calculs d'un coffrage circulaire en 16 éléments.

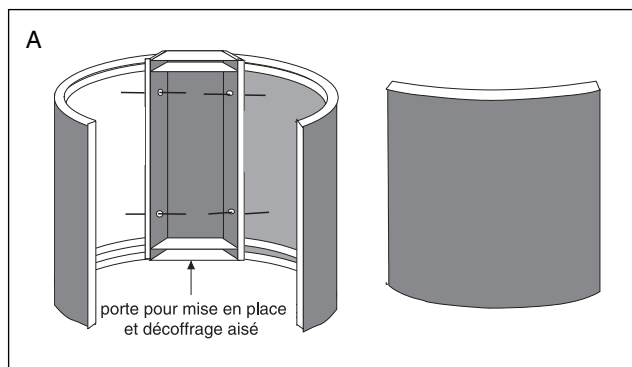
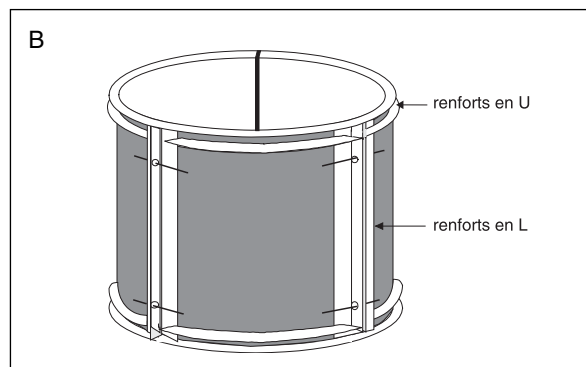
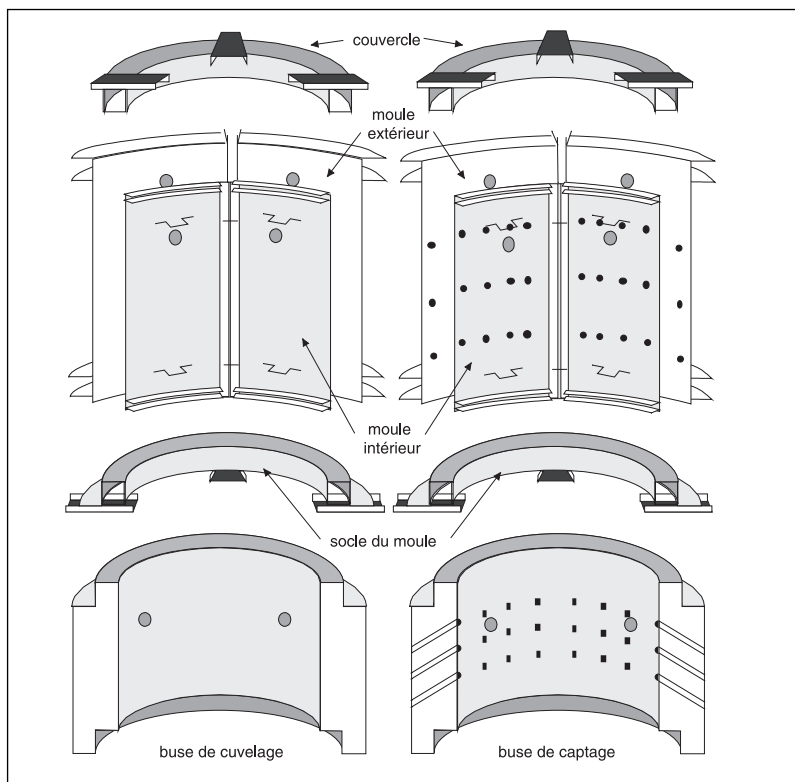


Figure 45 A-G : Coffrage métallique d'un moule à buse.

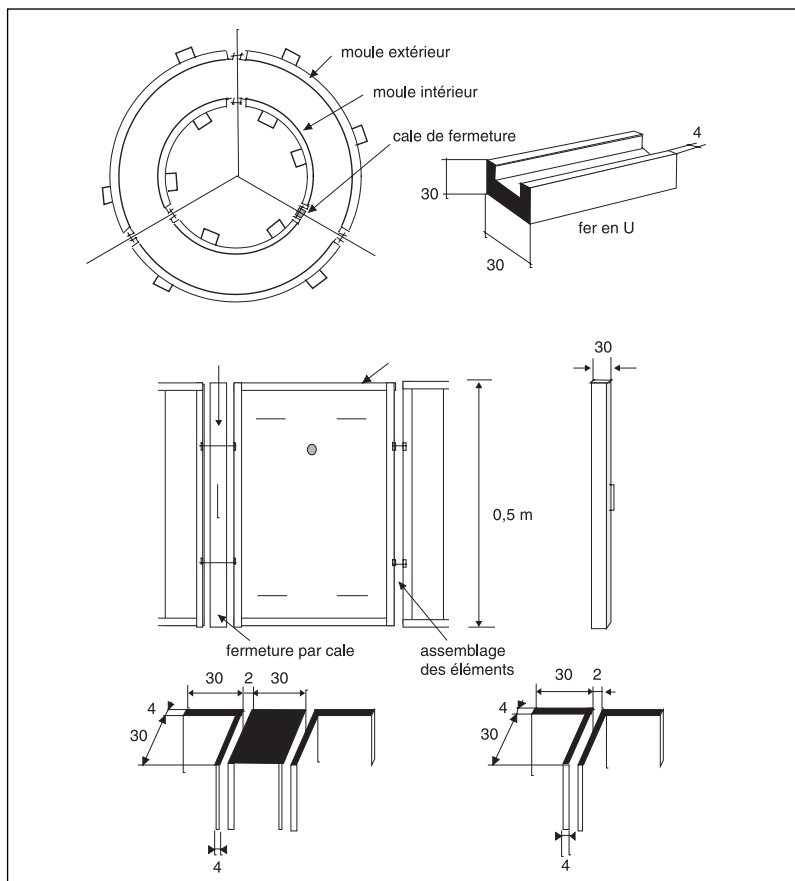
A, moule intérieur.



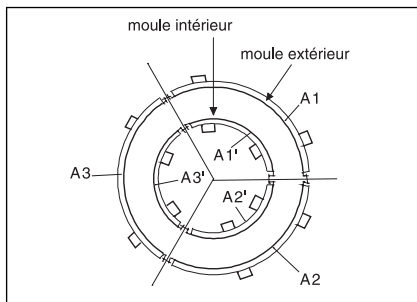
B, moule extérieur.



C, diverses parties du moule.

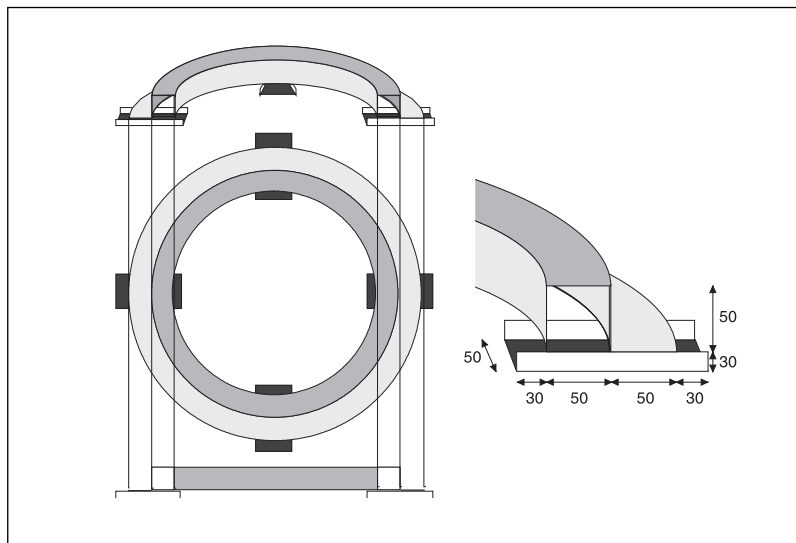


D, détails constructifs.

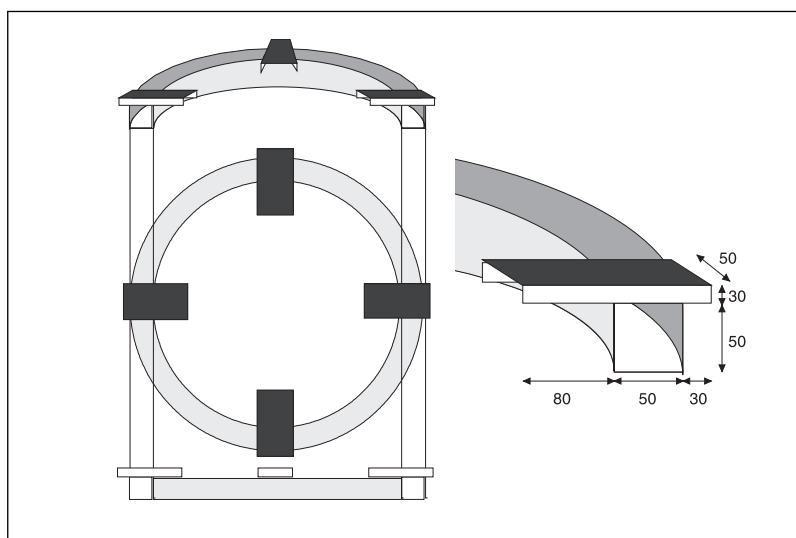


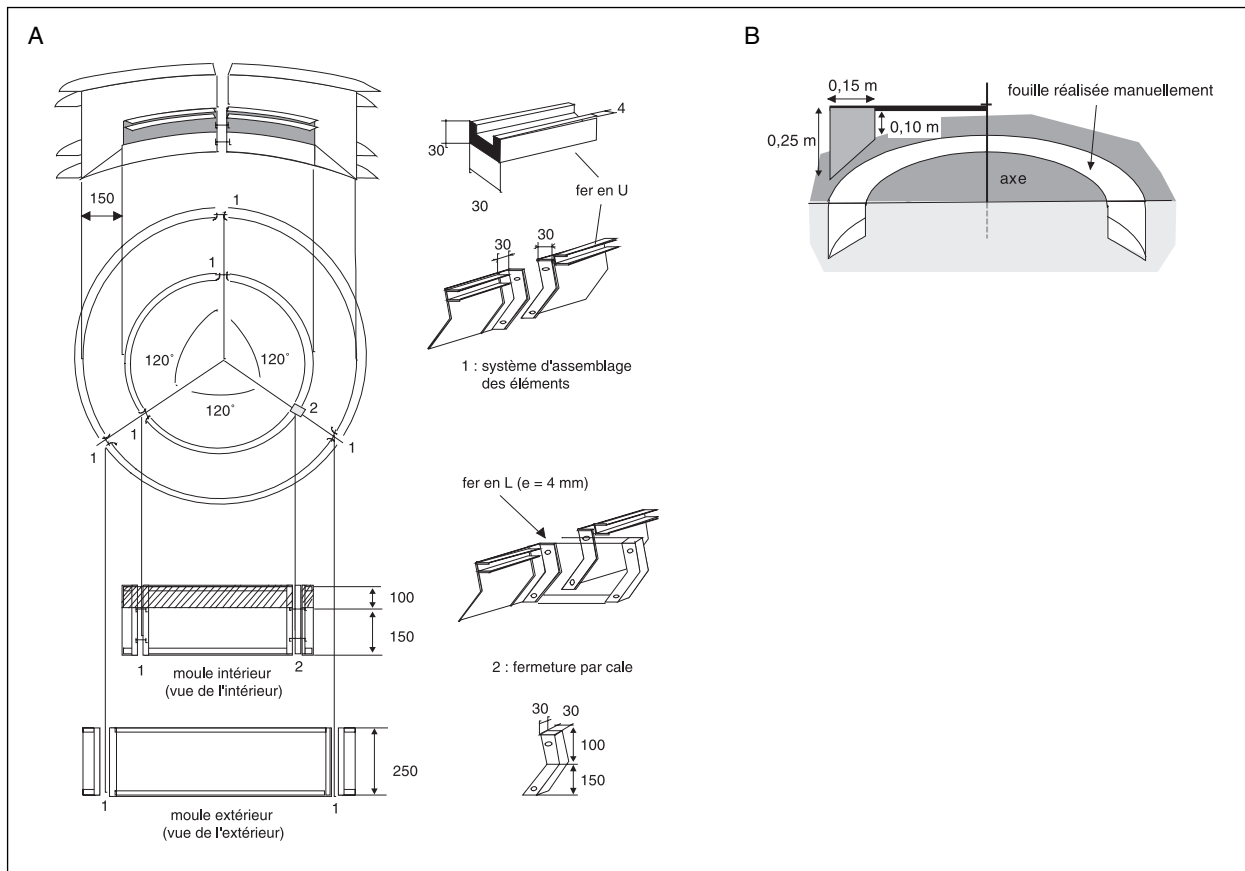
E, numérotation des différents parties du moule.

F, socle.

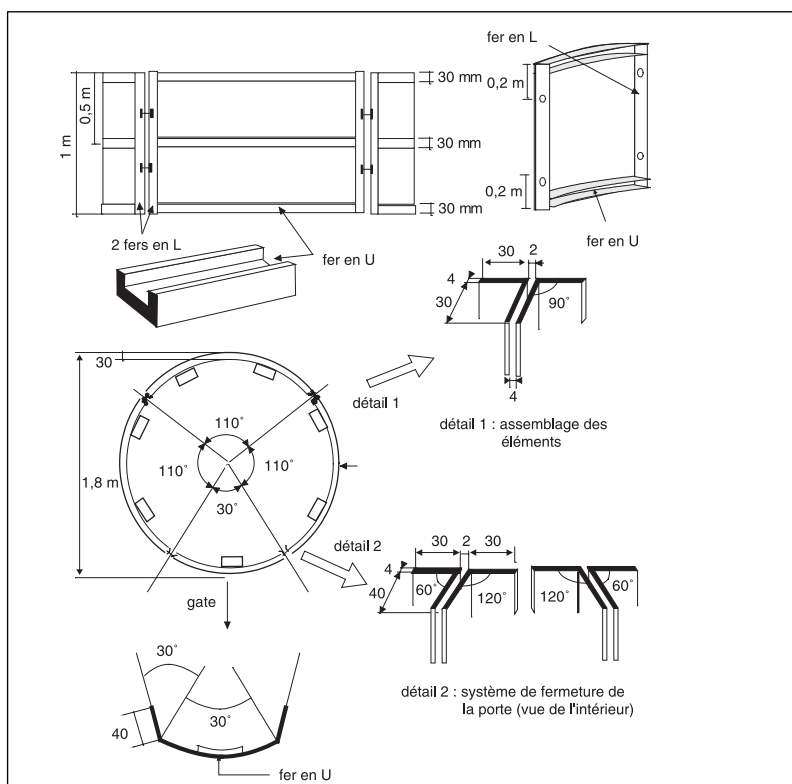


G, couvercle.



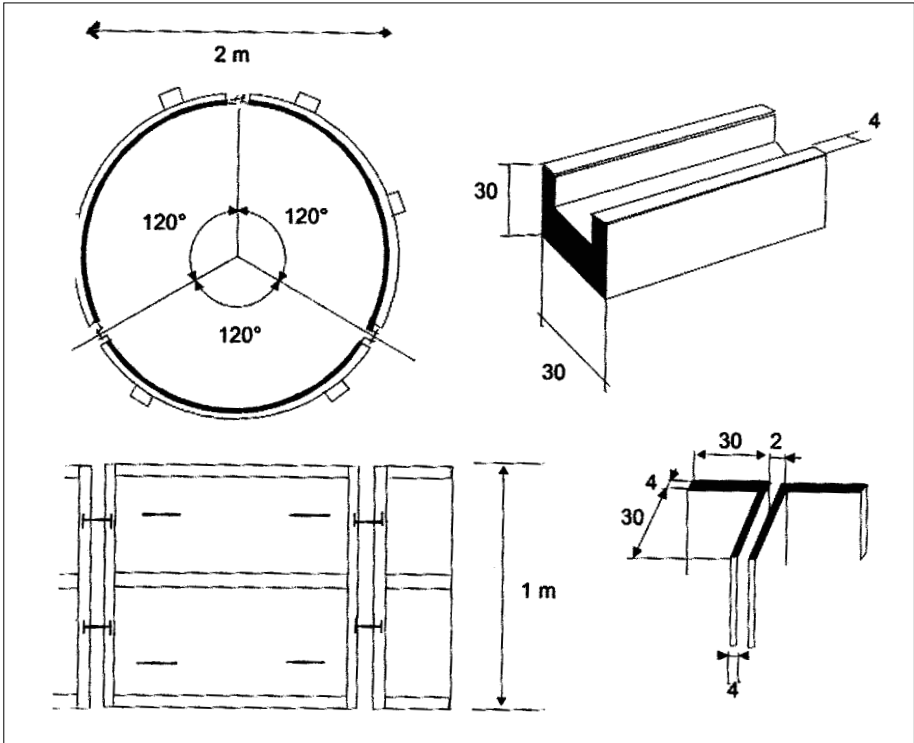


**Figure 46 : Coffrage de trousse coupante
(A : métallique ; B : moulage dans le sol)**



**Figure 47 : Coffrage coulissant de cuvelage
d'un puits de diamètre 1,8 m.**

Figure 48 : Coffrage de métallique d'un moule à buses, moule extérieur (diamètre extérieur 2 m).



5 Estimation du temps de travail

Les temps de travail évalués pour des différents travaux sont présentés tableau XXXIX.

Tableau XXXIX : Temps de travail estimés pour des travaux classiques.

Excavations	
sol ordinaire	1,8 m³/j/pers
sol gravillonneux	1,3 m³/j/pers
roche tendre	0,6 m³/j/pers
roche dure	0,4 m³/j/pers
Concassage de roches (production de gravier)	14 hommes/1 m³/j
Gâchage et manutention béton	1 maçon et 4 ouvriers/1 m³/j
Maçonnerie parpaings	1,4 maçon et 3,2 ouvriers/1 m³/j

Index

- Abaque
 - en géophysique 148
 - de calcul des pertes de charge linéaires 367-368
 - de dimensionnement pour pompe SP3A-10 331
 - des pertes de charge linéaires dans les tuyaux plastiques 678-679
 - d'interprétation des sondages électriques Schlumberger 654
 - pour l'évaluation du temps de pompage 222
- Abris (d'urgence, temporaires) 569
- Accélération de la pesanteur 79
- Acceptabilité, acceptation 105, 108, 117, 119-120
- Accès
 - au point d'eau (indicateurs spécifiques) **606**
 - minimal à l'eau 11
- Acide 297-298
 - hypochlorique 416
- Acidité **114**
- Acier
 - galvanisé 378
 - pour béton armé 689, 697
- Actions sanitaires 478
- Adduction
 - gravitaire 372
 - principale 398
- Adjuvant **409**
- Aération
 - des latrines 436
 - pour le traitement de l'eau 421
- Agent de conservation 122
- Aires de lavage 460-462, 488
- Air-lift* 288-289, 297, 673
- Alcalinisation 101
- Alcalinité **114**, 415
- Algue 100-102, 121
- Alimentation
 - électrique (des pompes) 324-325
 - en eau potable (AEP) 107
- Alluviale (zone) 136
- Alluvionnement 87
- Altération 134
 - physico-chimique 84
- Altérite 85, 190
- Altimètre 362
- Aluminium **108**, 415
- Aménagement
 - (plan d') 567
 - de surface 230-231, 291
 - installation sanitaire 100, 514
 - réhabilitation 298
- Amibiase 96
- Ammoniac 108
- Analyse
 - bactériologique 112, 114, 122-123, 412
 - bactériologique (méthodes d') 123, 126-127
 - biologique 112, 122, 127
 - chimique 97, 109
 - chimique (méthodes d') 124, 126
 - de l'eau 295, 639-643, 646
 - des risques (inspection sanitaire du point d'eau) **643**
 - microbiologique 126
 - physico-chimique 607
- Analyses rapides de l'eau 412
- Ancrage
 - de tuyau 387
 - du cuvelage 238
- Animateur communautaire 531
- Anion 117
- Anisotropie 76, 142, 149-150, 202
- Approche du cadre logique (LFA) 24, 40
- Approvisionnement en eau 102, 110, 559, **609**
 - (systèmes d') 571
- Aqua-privy* (système) 447
- Aquiclude 83
- Aquifère 75, 80, 85
 - captif 83
 - de socle 84, 93
 - de socle cristallin 190
 - karstique 195
 - libre 83, 87, 89
 - libre de surface 89
 - multicouche 89
 - (recharge d') 91
 - phréatique 89
 - semi-captif 203
- AR (*attack rate*) 477
- Arbre à problèmes 41-42
- Archie 79

- Arène 85
- Argile 117-118
- Arsenic 97-99, 103-105, 108, 110, **119-120**, 121
- Artésien 83
- ASAL (acronyme anglais, régions dites arides et semi-arides) 13, **585**
- Ascaridiase 113
- Assainissement 98, 104, **427**, 460
 - couverture 428
 - incidence 430, 431
 - indicateurs spécifiques d' 607 (structures d') 11
 - dans les écoles 432
- Atrazine 104
- Auto-purification, auto-désinfection 102, 497
- Azote (composé azoté) **118**
- Bac d'évaporation 587
- Bactérie 97, 100, 102-104, 109, 113, 118, 123, 293
- Bailleurs de fonds 25, 53
- Barrière de protection 586, 587
- Bassin
 - brise-charge 366, 371-**372**, **375**
 - d'alimentation 70
 - de décantation **590**, 591
 - de mise en charge 370, **375**
 - endoréique 70
 - exoréique 70
 - hydrographique 70
 - sédimentaire 88, 120
 - versant 70
- Bazin (formule de) 73
- BEL (*borehole electrical logging*) 136, **154-155**
- Besoins (analyse, évaluation) 16-17, 27, 30, 361, 536
- Besoins en eau (estimation) **577**
- Bétail **577**, 589
- Béton 689, 694
- Bicarbonate 117, 415
- Bichromate de potassium 115
- Bilan
 - aquifère 92
 - hydrologique **68**, 70, 91
 - hydrologique simplifié **630**, **635**
- Birkad* 70, 350, 575-576, 589, 590
- Biseau salé 89, 137
- Bladder* (citerne-réservoir souple) 571, **573**, 576, 580
- Boîte
 - de captage 345
 - de vannes 388
- Borne-fontaine 354-355, 361, 365, 369, 371, **388**, **572-573**
- Boue
 - anaérobie 102
 - de forage 155, 255, 276
 - de fosse septique 447-448
 - de floculation 21
- Brome 120
- Buse 244, 309, 422
 - crépinée 237-238, 245
 - filtrante 237
 - préfabriquée 239
- Butée **387**
- Cadmium 107, 120
- Cadre logique 24, 46-47, 50-51, 61, 63
 - matrice 46-47, 50-51, 63
- Cake* 255, 259, 272, 287
- Calcium 117
- Calendrier saisonnier 522
- Camp 98, 498, **567-568**
- Canal
 - à niveau constant 358
 - d'évacuation 358, 464
- Canalisation 377
 - matériel de prise en charge 384
 - matériel pour la réparation 384
 - de refoulement vannée 320
- Cancer 96, 98, 99, 119
- Capacité d'infiltration (d'un sol) 448
- Capacités (renforcement) 8
- Captage autonome 238
- Caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère 201-202
- Carbonate 117, 122
 - de sodium 415
- Carré
 - dispositif 142
 - sondage 142, 149-151
- Cartographie 133
 - carte communautaire 521
 - carte des risques 9
 - carte d'isorésistivité 157, **158**, 160
 - carte piézométrique 82-83, 168
 - carte topographique 82, 134
 - du karst 197
- Cash for work* 588
- Catastrophes naturelles 5
- Cation 117
- Centre de santé 109-110
- Centreur 285
- Cercaire 102
- Chadouf 232, 308
- Chambre
 - de captage 345
 - de vannes 388
- Champ
 - de défécation 458
 - d'excitation 162-163
 - électrique 158
 - électromagnétique 157

- géomagnétique terrestre 162
- magnétique 157
- magnétique statique 162
- Charge
 - hydraulique 79-80
 - statique 366
- Charte 5, 27
- Chaux 415
- Check-list 39-40
- Chef de projet (rôle) 55
- CHF (*community hygiene facilitators*) 531, 534
- Chimioprophylaxie 474
- Chloramine 417, 419
- Chloration 97, 114, 117, **415-416**, 495-497, **574**, **583**
 - mise en œuvre 417
 - (principe de) 416
 - périodique 496
- Chlore 97, 107, 109, 110, **120**, 297-298, **416**, 422
 - combiné 416
 - résiduel libre **416**, **418**, 495
 - résiduel libre (mesure du) 419
- Chlorine 533
- Chlorure 108, 110, **117**
 - de polyvinyle 121
- Choléra 29, 405, 428, **471**, 533
 - contamination 473
 - données épidémiologiques 500
 - épidémies 475
 - évaluation de la situation 476
 - facteurs épidémiologiques) 476
 - immunisation naturelle 474
 - kit 480
 - prévention de la contagion 473
 - risque pour le personnel 475
 - signes cliniques 473
 - stratégie d'intervention 477
 - traitement 473
 - vaccination 474
- Cholera Task Force* 477
- Chott 87
- CIC (Centre d'Isolation Choléra) 478-479, 480
 - abris 489
 - alimentation en eau 484
 - aménagement 483
 - barrières sanitaires 489
 - choix du site 482
 - désengagement, fermeture 499
 - distribution de l'eau 486
 - drainage 489
 - équipements sanitaires 486
 - gestion 489
 - information 494
 - parcours du patient 483
- personnel 489
- plan-type 483
- postes sanitaires 491
- recrutement et formation 492
- stockage de l'eau 486
- Cimentation 286
- Citerne 571
 - à dépression 448
- Clinomètre 363
- Cluster 515
- CNS (Centres de Nutrition supplémentaire) 581
- CNT (Centres de Nutrition thérapeutique) **581**
 - analyse de l'eau **583**
 - approvisionnement en eau **583**
 - assainissement **583**
 - chloration **583**
 - conception **584**
 - directives pour l'eau et l'assainissement **582**
 - promotion de l'hygiène **584**
- Coagulant 413-415
- Coefficient
 - d'anisotropie 151
 - de compressibilité 79
 - de contraction 371
 - de perméabilité 80, 132, 166-167, 201
 - d'emmagasinement (*storage coefficient* ou *storativity*) **78-79**, 86, 131, 163, 166-167, 190, 201-202
 - d'uniformité 420
 - géométrique K 143-144, 151, 155
- Coffrages (génie civil) **724**
- Coliformes
 - fécaux 97, 100, 106-107, **109-110**, 113-114, 124
 - thermotolérants 113, 123
 - totaux 114
- Colloïde 413
- Colmatage 88, 277, 293, 297-298, 420
 - biologique 294
 - chimique 294
 - mécanique 293
- Colonne de captage 234
- Coloration 97, 119-120
- Colorimètre 114, 120, 125
- Colorimétrie 124-125
- Comité d'eau 552-553, 557-558
- Communicateurs 530-531
- Communication 528, 533
- Compactage, compacteur 587
- Compaction 78, 587
- Comparateur à disque colorimétrique 125
- Compost 452-453, 455
 - (processus de) 451, 453
- Compresseur 265-267
- Concept paper* 39

- Condition sanitaire 15
- Conductimètre 74
- Conductivité 99-101, **115**, 121-122, 140, 155
 - électrolytique 140
- Conduite de flux 131
- Conflit ouvert 6
- Connexion puits-forage 311
- Conservation des échantillons 121
- Consommation humaine 99-103
- Contamination
 - (risque de) 99, 103, **105**, **433**
 - bactérienne (bactériologique) 433, 585
 - bactérienne (migration) 433
 - biologique 97, 100-101
 - chimique 100, 103, 109-110
 - fécale 16, 97, 100-103, 109, **113-114**, 119, 129, 412
 - microbiologique 93, 99
 - post-distribution 109
 - radiologique 109-110
 - virale 433
- Contexte (analyse du) 18, 61
- Contrat 56
- Contre-puits 311
- Contrôle
 - de qualité (au point d'eau) 99, 128
 - de qualité (eau fournie) 99, 128
 - des excréments 429, 430
- Coordination 20
- Cordon littoral 87
- Corrosif 119
- Corrosion
 - bactérienne 293
 - électrochimique 293
- Coulée de lave 90
- Couleur **109**, 120
- Courant continu 136-137, 141
- Courantomètre 74
- Courbe
 - caractéristique d'une pompe 318, 321, 328
 - de rabattement 216
 - de remontée 215
 - de sondage 165
 - granulométrique 78
- Courbes auxiliaires (méthode des) 147
- Coutagne (formule de) 587, 633
- Crépine 154, 186, 213, 272, 288
- Crétinisme 28
- Crise humanitaire 6-7
- Croyances 430, 431
- Cuffrat 239, **241**
- Cuivre **108**
- Culture de colonnies 123-124
- Curage 245, 297
- Cuttings* 255, 257, 259, 274
 - analyse 279, 282
 - évacuation 277
- Cuvelage 234-237, 242, 244, 311
- Cycle
 - de l'azote **118**
 - de l'eau 67
 - de projet 23-24, 62
- Dalle de latrine 438-440, 455
- Damage 587, 588
- Dame manuelle 587
- Darcy
 - (expérience, formule de) 80-81
 - (loi de) 628
- DBO 115, 122
- DC (*direct current*) 136-137
- DCO 115
- Débit
 - formule 80
 - (mesure de) 71-75, 343
 - critique 186, 201, 208, 212
 - de pompage 222
 - d'exploitation 132, 186, **212**, 317
 - gravitaire 371
 - instantané 85-86
 - spécifique 85, 272
 - unitaire 81
- Décantation 406-407, 413, 421
- Déchets industriels 121
- Déchets
 - collecte 469
 - enfouissement 467
 - de centres de santé 470
 - solides (élimination) 611
 - solides (gestion) 467
- Décolmatage 297
- Défécation en milieu ouvert 435
- Deltamethrine 466, 489
- Dengue 29
- Dénivelé 363
- Désensablage 243
- Désinfectant 110, 687
 - distribution de produits à domicile) 497
- Désinfection 97, 109, 115, 117, 124, **245-246**, 406-407, 412, **415-416**
 - d'un puits 497
 - de l'eau **574**
- Déstructuration 6
- Détergent 102, 119
- Développement pneumatique 288-299
- Déversoir 71-72
- DfID 53
- DG 53

- Diaclase 85, 89
- Diagnostic 27, 30-31, 36
- Diagraphie électrique de forage 136, **154-155**, 186, 284, 295
- Diamètre d10 78
 - des tuyaux 372
 - du puits 232-234
- Diarrhée 96, 109, 110, **113**, 532-533
- Différence de potentiel (ddp) 141, 143
- Digues 586
- Dioxyde de carbone dissous 122
- Dipôle-dipôle (dispositif) 153
- Directive 15, **26-27**, **104**, **106**
 - OMS 107-110, 433
 - de qualité microbiologique **600**
- Discrimination 7
- Discussions de groupes 520
- Distance de sécurité 433
- Distribution de l'eau 550, 573
- Distribution d'eau (points de) **572**
- Distribution gravitaire 372
- DMENO* 105
- Dolomite 103
- Données météorologiques mondiales **636**
- Dosage
 - de réactifs 422
 - du produit (*jar test*) 413-415, **418**
- Dose journalière tolérable (DJT) 105
- Douche 460-462, 487
- Douve interstinale 102
- DP (pertes de charges) 366
- Dracunculose 96
- Drain de captage 345
- Drainage 611
 - des eaux de pluie 429
 - des eaux de surface 463
 - gravitaire 79
 - spécifique 79, 202
- Droit 5, 13
- DSENO 105
- Durabilité d'un projet 18-19, 25, 62-64, 98
- Dureté 108, **116**
 - carbonatée 117
- Dyke 90
- Dysenterie **113**
- Eau
 - analyse et qualité) 95-129, 522, 639-643
 - collecte) 549, 591
 - consommation) 605
 - surveillance, amélioration de la qualité) 499
- Eau
 - capillaire 77
 - de pluie 68, **99-101**
 - de pluie (analyses recommandées) 101
 - de pluie (facteurs de pollution) 100-101
 - de ruissellement 102
- Eaux de surface 70, 99, **101-103**, **127**, 585
 - protection 662
 - stagnantexs 102
 - stagnantexs (analyses recommandées) 103
 - traitement 567
 - cours d'eau 101
 - cours d'eau (analyses recommandées) 101
 - cours d'eau (facteurs de pollution) 101
- Eaux souterraines 75, 99, **103**, 117, 176
 - analyses recommandées 104
 - facteurs de contamination 103
 - protection 661
 - qualité 92, 95
- Eaux usées 429, 444, 449
- Ébullition 124, **419**, 510, 533
- Échantillonnage 121-123, 644
- ECHO 53
- Écoulement **627**
 - (vitesse d') 79-80
 - divergent/convergent/rectiligne 82-83
 - gravitaire 362
 - total (calcul) **630**, 632
 - uniforme 82
 - (énergie d') **628**
- Effet de capacité 222
- Efficacité 62
- Efficience 62
- Électrode 142, 145-146, 152
- Électrolyte 140
- Électromagnétique (méthode) 136, **155**
- Électromagnétique en domaine temporel (méthode) 136
- Élément
 - essentiel **105**
 - majeur 101
 - toxique 93, **105**
 - trace 93, **119**
- Éléments principaux 105
- Ellipse de polarisation 157
- EM (*electromagnetism method*) 136, 155-156, 160-161
- Embrayage 145
- Endoréique (zone, bassin) 87, 117
- Engrais 121
- Enquête
 - CAP (*KAP*) 12, 35, 431, 509, **514-515**, 520, 536
 - de terrain **135**
 - sanitaire 40, 110-111, 477
- Entrées/sorties (estimation) **633**, **635**
- Entretien 33
- Environnement (respect de l') 21
- Éoliennes 547

- Épaisseur
 - d'altération 85
 - pelliculaire 77
- Épikarst 90, 195, 198
- Éprouvette de turbidité 125
- Équation
 - de continuité (écoulements) **629**
 - de régime transitoire (ou de Theis) 206
 - du rabattement de Jacob 210, 218
- Équipe
 - coordination 57
 - création 55
- Équipement des forages 132
- ERI (*electrical resistivity imagery*) 136, 142, 144-145, 152-154, 174, 176, 184, 188, 198
- Érosion 87, 102, 294, 591
- Escherichia.coli* 99, 107, 109, 113-114, 416
- Essai
 - à débit constant 201
 - de nappe (*aquifer test*) 201, 207, **223**, 290
 - de perméabilité additionnel 587
 - de pompage (essai hydraulique) 79-80, 168, 184-186, **201, 295**
 - de pompage (exécution) 221
 - de pompage par palier de débit 190, 201, 209, 218
 - de pompage par paliers enchaînés 217
 - de pompage par paliers non enchaînés 209
 - de puits (*well test*) 201, **208-209**, 222
 - Lefranc 80
 - longue durée 201
- Éthanol 124
- Étoupe 316
- Eutrophisation 101-**102**
- Évaluation
 - (critères d') 62-64
 - de la ressource 168
 - du personnel 57
 - hygiène 534
 - indicateurs) 63
- Évaporation 67
- Évaporomètre 587
- Évapotranspiration 67, 171
 - potentielle (ETP) 71, 632
 - réelle (ETR) 68, 587, 632-633
- Excavation 586-589
- Excréments
 - contrôle 457
 - dépôt 510
 - élimination 610
 - gestion 434
- Exhaure manuel 231-232
- Exploitation de la ressource 103
- Explosif 241
- Exutoire 70, **87**
- Facteurs socioculturels 430
- Faille 85
- Fasciolopsis* 102
- Feedback* 25
- Femmes 20, 431
- Fer 108, 110, **117**, 415
- Fer (traitement) 421-422
- Ferraillage 236, 239
- Fertilisant 100-101, 118, 121, 442, 454, 456
- FFW (*food for work*) 479, 588
- Fièvre
 - entérique 113
 - jaune 29
- Filariose 29
- Filon 90, 203
- Filtration 103, 123, **420-421**, 510, 591-**592**
 - (systèmes de) 592
 - lente sur sable 420
 - rapide sur sable 420
 - sur bougies céramiques 420
- Filtre 123, 408, 533
- Floc 413-414, 420
- Floculation 115, 406-407, 413-414, 420
 - (produits de) 688
 - chimique 97, 114
 - sur filtre 408
- Flotteur 72
- Fluides de forage 258-259
- Fluor 97-98, 103-105, **120**
- Fluorapatite 120
- Fluoroapatite 104
- Fluorose 96, 99, 105, 120
- Fluorure **108, 110**
- Flux 79
- Flux aux limites 202
- Fonçage 234-236
- Fonction
 - capacitive 85, 88
 - conductrice 85, 88
- Fondations (de borne-fontaine) 354
- Fontaine
 - en béton 389
 - maçonnée 390
- Forage 127, 129, **186, 253, 665**
 - développement) 287, 297
 - équipement 283, 665
 - fiche 674
 - maintenance 299
 - moyens à mobiliser 301
 - nettoyage 287, 297
 - réalisation 274
 - réhabilitation 297

suivi, rapport 291
 au battage 255, 297
 de prospection 254
 d'eau 254
 d'exploration 168
 percussion (MFT) 256, **280**
 Foration (déroulement) 281
 Force
 de capillarité 77
 de levage 258, 272
 Formation 56
 Fosse
 dimensionnement 437
 vidange 442
 à boue 275
 à excréta 487
 à ordures 468
 de décantation 276
 de pompage 276
 septique 118, 434-435, 443-448
 Fracturation d'eau hydraulique 290
 Fracture 85, 103, 134, 157
 Frange capillaire 77
 Fréquence de Larmor 162-163, 165
 Gale 29
 Galène 120
 Garman (pompe) 331-332, 333
 Gaz dissous 121, 123
 Génie civil **689**
 Genres (rôle) 522
 Géométrie du réservoir 131, 136
 Géophysique **649**
 équipement 649
 procédures 139-**140**
 électrique 141, 143, 154
 Gestion
 à distance (ou *remote*) 17
 communautaire de l'eau 551, 556, 560
 de l'eau 539-563, 608
 de l'eau (objectifs) 540
 Ghyben-Herzberg (relation) 89
 GI (acier galvanisé) 357, 383
 Gneiss 84-85
 Goitre 28
 Goût **109**, 119, 120, 421
 Gradient
 hydraulique 79, 81
 limite 81
 Granite 84-85, 120
 Granulo-classement 88
 Granulométrie 77, 284
 Graphique diagnostique 202-204
 Gravier filtre 271, 285-287, 293, 298
 Grès quartzites 84-85
Guidelines 24, **26**
 Gypse 103, 119
 H (dénivelé) 365-366
Hand-over 20
 Hauteur
 d'aspiration 317
 de refoulement 317, 320
 manométrique totale(HMT) 316, 317-318, 320-323, 329
 Havage 237-240, 244-245
 Hazen (formule de) 80
 Hazen Williams (formule de) 367
 HD (dipôle horizontal) 160
 Helminthe 29, 97, 104, 113
 Hépatite
 A 113
 infectieuse 96
 HSP (*hour sun pic*) 330
 HTH 245, 246, 405, 417, **419**, 480
 Hummel (méthode) 147
 Hydraulique **675**
 de pompage 316
 de pompage (hauteur d'aspiration) 316
 de pompage (puissance) 316
 Hydrogène sulfuré 108, **119**
 Hydrogéophysique 131, **136**
 méthodes 136
 Hydropompe 337
 Hygiène 11, **607**
 principes, pratiques 100, 104, 110, 128, 506, **533**
 promotion 97, 99-100, 128, 432
 alimentaire 510
 personnelle 430
 Image satellite 133-134
 Imagerie électrique 2D 136, 142, 152, 184
 Immersion de tablettes de chlore 496
 Impact 19, 62, 537
 Implication des communautés 18, 59-60
 Impluvium 68, **585**, **586**, 588, 590, 591
In situ 123, 155
 Incinérateur
 en briques 469
 simple 469
 Incinération, incinérateur 468, 488
 Indicateurs 11, 26, **48-49**, **106**, **110**, **111**
 calcul **601**
 biologiques 101-102, 121
 de contamination fécale 119, 122
 de pollution 101
 de qualité 111
 de référence **597**
 généraux **601**

- non cotés par l'OMS (qualité de l'eau et analyses) **639**
- spécifiques pour l'eau et l'hygiène (calcul) **605**
- clés 27, 109
- guides (eau et assainissement) **597**
- Induction 157
- Industrie
 - chimique 120
 - fongique 29, **113**
 - liée à l'eau (classification environnementale) **617**
 - liée aux excréments (classification environnementale) **618**
- Infiltration utile 448
- Informateur-clé 32, 521
- Information
 - analyse 61
 - collecte, capitalisation 20, 32, 61, 513
 - gestion 60-61
 - utilisation 61
 - spécifique (eau et assainissement) 37
- Infrastructures sanitaires 430, 567
- Injection d'eau sous pression 290
- Insecte 101
- Insecticide 119, **467**
- Inspection sanitaire 100, 110, 112, 513, 640
 - points d'eau **640**
- Installation, aménagement sanitaire 100, 514
- Intensité 325
- Intervention
 - (principe d') 17
 - (proposition d') 53
 - curative 18
 - préventive 18
- Ion
 - hypochloreux 416
 - majeur 93, 117
- Isotropie 76
- Isovaleurs (méthode des) **631**
- IV (voie intraveineuse) 474
- Jacob (méthode de) 190, 202, **205-207**
- Jar test* 413-415, **418**
- Jaugeage chimique 74
- Jerricans percés 496
- Joint hydraulique 443
- Karst 89-90, 103, 195-198, 433
 - noyé 90
- Kit
 - DelAgua 122, **124, 645**
 - d'hygiène 128, 533-534
 - machine de forage ACF-PAT 262-268, 274-275, **665-668**
- Kwashiorkor 603, **604**
- Kyoto 5
- Kyste 97
- Lac 70, 103
- Laitier de ciment 287
- Lame d'eau 69, 72
- Latrines 104, 118, 430-432, 435, 441, 487, 599
 - construction) 437
 - matériaux 437
 - à compost 435, 450, 456
 - à fosse (vie utile) 437
 - à joint hydraulique 444
 - à siphon 443, 445-447, 450
 - améliorées à fosse ventilée 435
 - LASF 451-452
 - sèches 435, 447
 - simples 435, 450, **460**
 - à double fosse 456
 - à fosse surélevée 457
 - à fosse ventilée (VIP) 432, 435-436, 450
 - à seau ou tinette 457
 - baril à compost 453
 - semi-permanentes ou permanentes 460
 - surélevées 453, 455
- Lavage des mains 510
- Lave-mains 486, 488
- Leptospirose 113
- Lessivage 104, 119, 127
- LFA (*logical framework approach*) 40, 46
- LFM (*logical framework matrix*) 46-47, 50-51, 63
- Ligne
 - de courant 141, 145
 - historique 521
 - isopieze 82
- Limites (conditions, effets) 87, 127, 201-204
- Linéament 134
- LOAEL* 105
- Log de forage 672
- Logique d'intervention (vérification) 51-52
- Maçonnerie 357, 558, 689, 692
- Madrier 275
- Magnésium 117
- Maladie 28, 96, 104, 110, 120, 463, **610**
 - chronique 97
 - diarrhéique 28, 96, 472, 506, 510
 - du sommeil 29
 - hydrique 463
 - liée aux insectes vecteurs 101, 463
 - oro-fécale 466, 510
 - à vecteur 610
 - liée à l'eau, à l'assainissement, aux excréments 428, 617, 620
- Malaria 29, 101, 103, 466, 511
- Malnutrition 604
 - aiguë 581, **603-604**
- Manganèse 108, 110, **120**

Marasmic-kwashiorkor 604
 Mare
 impluvium 102
 pond 70, 102-103, 350, 549, **585**, 589, **590**, 591
 Margelle 231
 Marnes 117
 Marteau (installation) 281
 Marteau fond de trou 255-**256**, 272-273, 280, 297, 669
 Masse volumique 79
 Masse-tige 255
 Massif-filtrant 286
 Matériel
 de test bactériologique 124
 fondamental (tests physiques et chimiques) 125
 Matière organique 101-103, 115, 118
 Matrice de cadre logique (LFM) 46-47, 50-51, 63
 Maxwell (équations de) 157
 Membrane
 biologique 421
 poreuse, filtrante 123-124, 127
 Méthane 102-103
 Méthanol 124
 Méthode
 électromagnétique 136-137, 172
 géophysique 137, 172
 MFT 256, 259-260, 264, 272-273, 297
 Micro-organisme 118
 Migmatites 84-85
 Minéralisation 102, 188
 Minéraux dissous 102-103
 Mini-laboratoire 122, **125**
 Mise en œuvre 25, **53-54**
 Misterlich (diagramme) 105
 Modèle
 du contiguum 7
 du continuum 7
 Modélisation 204
 Modification des échantillons 121
 Moment
 cinétique (*spin*) 162
 d'impulsion 165
 magnétique 162
Monitoring
 de la qualité de l'eau 97, 100, 128
 du projet 25, **53, 97**
 Moody (diagramme de) **676**, 681
 Morbidité (indicateurs généraux) **603**
 Mortalité (indicateurs généraux) **602**
 Mortier 689-**690**, 693
 Motopompe 409
 centrifuge de surface 322
 Moulinet hydrométrique 71, **74**
 Moustiquaire 436, 447, 536
 Moustique 101, 103, 447
 MUAC **604**
 Mur
 aquifère 83
 de barrage des drains 345
 NaDCC (comprimé) 497
 Nappe
 alluviale 87, 88-89
 captive 78, 147
 libre 131
 perchée 87
 phréatique 87
 Nations-Unies 5
 Nématode 449
 Nitratisation 118
 Nitrate 104, 108, 110, **118**, 121-122
 Nitrification 118
 Nitrite 108, 110, 118
 Nitrosation 118
 Niveau
 dynamique 213, 221
 piézométrique 82-83
 Niveau statique 131, 190
 NOAEL 105
 Nombre de Reynolds **627**, 628
 Norme 15, **26, 104**
 de qualité 96, **106**
 minimale 27
 standard (forages) 261
 Note d'orientation 27
 NPSH 317
 Objectifs
 analyse 43
 de la qualité de l'eau 98, 128
 du millénaire 5
 Odeur 97, 421
 Ohm (loi d') 143
 Olfaction (seuil d') 120
 OMS 3, 11, 93, 96, 105-106
 directives 107-110
 Ordures 104, 582
 ménagères 104, 429
 Organochlorés 117, 416
 ORS (*oral rehydration salts*) **474**, 479, **488**, 532
 Oued 70, 87
 Oxydabilité 115
 Oxydation 117
 Oxygène dissous 115-116, 121
 Panneau électrique 175
 Paramètre
 biologique 100
 chimique 99-100, 123
 de pollution 105

- géophysique 137, 163, 166
- hydrologique (ou hydrodynamique) **84**, 98, 168, 192, **206**
- microbiologique 98-100
- organoleptique 97, **108**
- physico-chimique 97, 102
- Parasite 100, 102, 428
- Participation communautaire 18, 59-60, 431, 558
- Passation (*hand-over*) 20
- Pathogène 101-102, 105, 109, **113**-114, 129, 429, 413, 416, 448
- Pathologie chronique 93
- Pédiluve 486
- Pénétrromètre dynamique manuel 587
- Pérennité des ressources 132
- Permanganate de potassium 115
- Perméabilité 79-**80**, 196
 - intrinsèque 80, 166-**168**
- Perméamètre 80
- Personnel (gestion) 54
- Perte de charge 185, 201, 208, 210-**211**, 297, 317, 319, **367**, 371, 373, 680
 - linéaire 186, 211, **367**-368, 680
 - quadratique 186, 211
 - singulière 368, 682
- Pertes de pression 368
- Pertinence 64
- Pesticides 101, 104
- PH (potentiel hydrogène) 102, 114, 121-122
- pH-mètre 114
- Phosphate 102, 104, **118**, **120**
- Photo-interprétation 134, 151
- Photomètre 124-125
- Piège
 - à graisses 463
 - à sédiments **590**, 591
- Piézomètre, piézométrie 82-83, 202, 223, 372
- Pistonnage 290
 - au cuffrat 241
- Plaidoyer 9, 13, 542
- Plan
 - d'action 52
 - de distribution 359
- Planification 46, 54
 - des ressources 52
- Plomb 108, **120**
- Plomberie 357
- Plot de repérage 388
- Pluie
 - acide 101
 - efficace 87
- Pluviométrie (mesure) 69
- Poids volumique 80
- Point d'eau **353**, 359, 605
- Pôle-dipôle (dispositif) 142, 145, 149
- Pôle-pôle (dispositif) 142, 145, 149
- Poliomyélite 113
- Poliovirus 416
- Pollution
 - concept 104
 - agricole 101, 103, **104**, 119
 - chimique 93, 99
 - de surface 100, 585
 - domestique 104, 119
 - fongique 104
 - géologique 104
 - industrielle 104
 - microbiologique-biologique 104
 - naturelle 104
 - organique 121
 - par le bétail 104
 - physique 104
 - toxique 121
- Polycol 259
- Polyéthylène (PE) 121, 381-382
 - haute densité PEHD 443
- Polyphosphates 298
- Pompage 313, 407, 567
 - dispositif 412
 - alterné 290
 - solaire 329, 548
- Pompe 122, 308
 - à corde 339-340
 - à énergie renouvelable 329
 - à main 334, 547, 567, 591, 605
 - à motricité humaine 333-334
 - à pédales (pompe à pied) 340-341, 591
 - à rotor 338-339, 592
 - aspirante 337, 341, 592
 - centrifuge 315
 - centrifuge (étanchéité) 316
 - de vidange de boue 443, 448
 - d'épuisement 328, 407
 - électrique 323, 548
 - immergée 215, 271, 273, 285, 320, 323
 - motorisée 314, 322, 548
- Pond* 70, 350
- Ponton 586, 587
- Pool tester* 97, 124, 419
- Population (estimation) 601
- Population-cible/ public-cible **16**, 100, 527
- Porosité
 - estimation 79
 - cinématique (*effective porosity*) 78
 - de drainage 78-79, 131, 167, 201-202
 - efficace 79

- secondaire 77
- totale 76-77, 79
- utile 79
- primaire 77
- Post-crise 6
- Potassium 104, **119**
- Potentiel
 - aux limites 202
 - spontané 136, 143, 145
- Poulie 232, **332**
- Poussée, poids sur l'outil 257-258
- Power pack* 275
- PRA (*participatory rural appraisal*) 32
- Précipitation 68, 122
- Préparation aux désastres 9
- Presse-étoupe 316
- Pression
 - nominale (PN) 365
 - résiduelle 317, 322, 371-372
 - statique 365-366, 371
- Prétraitement 412
- Prétubage 272-273
- Principe
 - de précaution 107, 128
 - de superposition 207
- Priorités 16
- Problèmes (analyse des) 40-42
- Procédures internes 57
- Produit d'altération 85
- Profil
 - de charge 374
 - dynamique 366
 - statique 372
- Profondeur
 - d'installation de la pompe 83, 208, 213
 - d'investigation 138, 142, 145, 152
- Programme d'activité (planification) 52, 524
- Projet
 - approbation 53
 - conception **40**
 - évaluation 62
 - financement 53
 - gestion 55, 61-62
 - identification 40
- Promotion de l'hygiène 428, 495, 498, **505-537**, 573, **584**
 - cycle de projet 507-508
 - évaluation des besoins 507-508
- Prospection
 - protocole, procédure, méthodologie 132, 168, 170, 182
 - des eaux souterraines 131
 - électrique 79
 - géophysique 254
- Protozoaire 97, 104, 113
- Puisage, transport et stockage de l'eau (protection) 663
- Puissance
 - de l'aquifère saturé 80
 - électrique 325
- Puits 127, 591
 - construction) 229-246
 - réalisation 309
 - réhabilitation 297, 433
 - équipé de pompe 129
 - ouvert 129, 547
 - perdu 448-449, 453
 - sur forage 230, **308**
 - sur forage (moyens à mobiliser) 309
 - sur forage concentrique 308
 - sur forage latéral 310
- Puits-citerne 311
- Purges d'air 388
- Pyrite 117, 119, 120
- Qualité de l'eau 95-129
 - bactériologique 117
 - biologique 103
 - chimique 98
 - indicateurs spécifiques 606 - **607**
 - des ressources en eau 97, 99
 - microbiologique 98-100, 103, 109
- Quantités d'eau minimales (planification, Sphère 2003) 598
- Quartzites 84-85, 104
- Questionnaire 518-519
- Rabattement 84, 202-205, 213
 - corrigé 218-220
 - maximal 222
 - spécifique 221
- Raccord-pompier 382
- Radier 355, 357
- Radioactivité 104
- Rampe de distribution 572, **573**, **574**, 592
- Rayon du cône de dépression 224
- Réaction chimique 121
- Recharge (estimation) 634, 636
- Rechemisage **244**
- Récipient 121-122
- Recyclage des effluents 449
- Régimes en flux forcé 676
- Regroupement de populations 567
- Remblais (de tuyaux) 385-386
- Remontée de Theis 208, 214, 223
- Remote* 17
- Réparateurs 555
- Répliquabilité 64
- Représentativité 127
- Réseau de distribution 100, 129, 359-360, 567
 - dimensionnement 369

- Réseau gravitaire 359, 363, 391, 567
 - construction 375
 - schéma 398
- Réseau hydrographique 134
- Réseaux
 - d'urgence sur forage 405
 - d'urgence sur rivière 406
- Réserve facilement utilisable (RFU) 632, 633
- Réservoir 572, 573, 585, 587, 589, 590, **704**
 - d'un réseau gravitaire) 371
 - géométrie 191
 - typologie 191
 - au robinet 398
 - de récupération d'eau de pluie 349
 - de récupération d'eau de ruissellement 350
 - de réseau gravitaire 347
 - de stockage 347, **376**
 - sur captage de source 347
 - sur réseau avec pompage 349
 - d'eau sur terre 68
- Résistance 143
- Résistivimètre **143-144**, 150, 152, 649
- Résistivité
 - électrique 79, 140-143, 147, 152-153
 - apparente 139, 141, 143-144, 147, 150, 152, 154
 - calculée 139
 - réelle 141
 - vraie 140-141, 151
- Résistivités électriques (méthode des) 139
- Résolution 137
- Résonance magnétique protonique 136-137, **162-168, 185**
- Ressource
 - protection **661**
 - en eau 67, 100
 - en eau (sélection) 98
 - en eau disponible 86, 99
- Résultat (présentation) 126
- Retenues
 - collinaires 70
 - d'eau **585, 589**, 590
- Réhabilitation
 - de forage 292, 296
 - du cuvelage 244
 - de point d'eau, puits, réseau 99, 243
- Ringer lactate* 474, 480
- Risque 9, 13
 - analyse) 110, 643
 - évaluation 110
 - facteurs 112
 - de désastres (gestion) 9
 - fécal 112
 - lié à la qualité de l'eau 99
 - sanitaire 96, 105, 428, 522, 581, 583, 584
 - toxique régional 100
- Rivière perchée 87
- RMP (ou MRS, *magnetic resonance sounding*) 79, 136-137, **162-169**, 173, 176, 187, 196
- Robinet 122, 361, 369, 378, 389
- Roche
 - de socle 118
 - ignée 120
 - magmatique 84
 - métamorphique 84, 118
 - plutonique 84
 - sédimentaire 84
 - verte 84-85
- Rotary **255-256**, 259, 262, 264, 272-273, **277, 279, 297**
- Rotation 258
- RP (*resistivity profiling*) 136, 141, 145
- RRA (*rural rapid appraisal*) 33
- Ruissellement (estimation) 70-71
- Rx (*receiver*) 136
- Salinité 97
- Salmonella sp.* 102
- Santé
 - problèmes, risques 100, 120
 - publique 109, 428, 431, 505-506
- Sapidité **109**, 120
- Saturation-recovery* 190
- Saturnisme 96
- Schiste 84-85
- Schistosoma 102
- Schistosomiase 29, 96, 428
- Schlumberger (dispositif) 142, 145-146, 149, 184
- Schmutzdecke 421
- Sebkas 87
- Sécurité 58
 - alimentaire 599, 604-605
 - alimentaire (indicateurs) **599, 604**
 - économique 605
- Sédimentaire (zone) 134
- Sel 122
- Sélénium 120
- Semi-Schlumberger 142, 145
- Sepsis 29
- SIG (système d'information géographique) 21, 60, 524
- Signal de relaxation 162, 165
- Signature chimique 93
- Siphon 443
- Slingram (méthode de) 137, 158, **160**
- SMART 48
- Socle 85-86, 118, 134, 147, 152, 190, 263
 - fracturé 190
- Sodium 108, **119**
 - diélectriques totaux (SDT) **115**
- Somali Livestock Unit (SLU)* **577, 578**

Sondage
 de calibration 147
 électrique vertical 136, 141, **145-146**, 157
 Sondages RMP 79
 Sonde
 électrochimique 124
 électronique 125
 piézométrique 286
 Soufre 114
 Source 343-344, 546
 aménagement 346
 captage 343-**344**, **351**, 359, 370
 Sous-traitance 56
 SP (*spontaneous potential*) 136
 Sphère 5, **11**, 27, 107, **109-110**
Spirochète 113
 Standards 15-16
 Station de pompage 409
 fonctionnement 409
 gestion 409
 Station d'épuration 448
 Statut nutritionnel (cf. indicateurs généraux) **603**
 Stock (notion) 76
 Stockage (produits chimiques, matériel, échantillon) 126
 Stockage de l'eau 100, 131, 407, 413
 Stratégie (analyse de la) 43
 Substratum 75, 82, 346
 Suivi
 de la qualité de l'eau 97
 hygiène 534
 d'un projet 25, **53-54**, **61-62**
 de l'essai 226
 piézométrique 91, 201
 Sulfate 103, 108, 110, **119**, 121-122
 d'aluminium 114, 407, 413-**414**, 422
 de fer 413
 Sulfure de fer 102
 Superstructure 441
 Surcreusage 245
 Sûreté 58-59
 Surface
 piézométrique 82
 spécifique 77
 Surforage 297
 Surpompage 290
 Symboles (ouvrages et accessoires) 370
 Syscal 144
 Taillant 258, **670**
 Taux de renouvellement 88
 TDEM (*time domain electromagnetism*) 136-137, **161-162**, 173-175, 184, 188
 Température 102-104, **116**, 121-122
 Temps
 de décroissance 166, 185, 187
 de relaxation 166, 187
 Tension 325
 Terrasse alluviale 87
 Terrassement 354
 Theis
 (équation de) 206
 (méthode de) 190
 Théorème de Bernoulli (écoulements) **629**
 Thiessen (méthode de) **631**
 Thornthwaite (formule, méthode du bilan) 632
 Tige
 ajout 278
 retrait 278
 Toilettes (cf. latrines) **599**
 Toit (aquifère) 83
Tolerable daily intake (TDI) 105
 Topographique (relevé, profil) 363, 369
 Toxicité 114
 concept 105
 Toxique (risque) 101
 Toxiques (minéraux, substances, éléments) 98-99, 101-103, **119**, 121
 Trachome 29
 Traîné électrique 136, 141, **151**, 160
 Traitement chimique (des forages colmatés) 298
 Traitement de l'eau 97, 99, 110, 115, 117, **411**, **550**, **567**
 procédés 411
 produits **687**
 systèmes 550
 Tranchée 385, 448
 d'infiltration 449
 filtrante 412
 de défécation 458
 Transmission
 des maladies 28, 104
 fécale-orale 28, 96, 104, **113**, 441, 460
 (voie de) 29
 Transmissivité 79-80, 103, 132, 163, **167-168**, 187, 190, 196, 201-202
 ponctuelle 214, 221
 Transport de l'eau 100, 570
 Treuil 232
 Trichocéphalose 113
 Tricône 258, 264
 Trop-plein 346-347, 375, 586-588
 Trousse coupante 239, 240
 Tubage 283-284
 Tube (résistance à l'écrasement) 284
 Tubes de forage filetés en PVC 670
 Turbidimètre 117
 Turbidité, turbide 97, 100-101, 104, **109-110**, **117**, 120, 408, 412

- Turbopompe 315
- Turc (formule de) 587, 632, 633
- Tuyaux 378, 379
 - mise en place 385
- TVLF (équipement) 158-159
- Tx (*transmitter*) 136
- Typhus 428
- Unité
 - de Bétail somalien (UBS) **577**, 578
 - de Bétail tropical (UBT) 599
 - de pression hydraulique 275
 - de mesure **683**
- Urgence 8, 39, 550
- Valeurs-guides 568
- Vannage 320, **373-375**
- Vannes
 - de réglage 373, **378**
 - de type ouvert-fermé 375
 - de vidange 388
- Variation du stock (hydrologie) 634, 636
- Vault latrines* 453
- VD (dipôle verticale) 160
- Vecteurs 428
 - contrôle **465**, 510, 582
- Venturi 277, 436
- VES (*vertical electrical sounding*) 136, 141-142, **145**, 147-149, 153, 184
- Vibrions **472-473**
- Vidange 371, 375, 447-448
 - réservoir 371
- Virus 97, 104, 113
- Viscosité
 - cinématique 80
 - dynamique 80
- Vitalisme 14
- Vitesse
 - angulaire 162
 - de filtration 81-82, 628
 - de rotation 257-258, 320, 332
 - effective 82
 - hydrodynamique 82
- VLF (*very low frequency*) 136-137, **156-157**
- Volume d'échantillon représentatif (VER) 76
- Vulnérabilité
 - de la ressource 132
 - des nappes 103
 - des populations 9, **14**
- Wadi (équipement) 157, **159**
- Wadis* 70, 87
- Water trucking* 482, 495, 570
- Water-borne* 28, **113**
- Water-washed* 28, **113**
- Wenner (dispositif de) 142, 146, 149, 152
- WHO 3
- Zinc 108

Achevé d'imprimer en France
le 20 novembre 2006
sur les presses de



52200 Langres - Saints-Geosmes
Dépôt légal : décembre 2006 - N° d'imprimeur : 6480

