

MANUEL POUR LES ADDUCTIONS VILLAGEOISES





Limburgstraat 62

B- 9000 Gent

tél. +32 (0)9 / 235 25 10

fax +32 (0)9 / 225 66 07

www.protos.be

PROTOS est une ONG belge qui vise à promouvoir une gestion équitable, durable et participative de l'eau, tant dans le Nord que dans le Sud.

En 1977, un groupe d'industriels, d'assistants universitaires et de jeunes diplômés prit l'initiative de constituer une nouvelle asbl, PROTOS, que avait comme but de contribuer au progrès humain dans les pays du Tiers Monde.

Actuellement, PROTOS soutient, dans quatre régions du Sud (Haïti, Equateur, Afrique de l'Ouest et Afrique Centrale), différents projets qui cherchent à d'augmenter leur expertise et leurs capacités organisationnelles.

Les fonds investis dans ces régions concernent principalement le secteur de l'approvisionnement en eau et de l'assainissement.

De plus, PROTOS veut également contribuer à une meilleure conscientisation de la population de Flandre aux menaces et défis dans le domaine de la gestion de l'eau au niveau mondial.

PROTOS est une organisation indépendante, elle n'est pas liée structurellement à des tendances philosophiques ou à des organisations politiques ou sociales. L'a.s.b.l. est dirigée par un conseil d'administration constitué d'entrepreneurs, cadres, professeurs d'universités et experts en développement motivés et engagés. Le secrétariat permanent à Gand est le point d'appui des activités. Dans chacune des régions partenaires, un bureau régional accompagne les organisations locales dans la préparation l' exécution et la gestion de projets de développement. Dans ces bureaux régionaux, un ou deux ingénieurs européens expérimentés apportent leur soutien à l'équipe locale.

Forte de son expérience sur le terrain dans diverses régions du Sud, PROTOS a été chargée de la conception et la rédaction du présent ouvrage, destiné aux différents intervenants dans la conception de la conception et la rédaction du présent ouvrage, destiné aux différents intervenants dans la conception et la réalisation de projets d'eau potable.

PROTOS souhaite remercier vivement
à la Direction Générale de la Coopération au Développement (DGCD-DGOS)
pour son appui financier dans la réalisation de cet ouvrage.

TABLE DE MATIERES

1. INTRODUCTION ----- 1

PARTIE 1 : GENERALITES

2. LA DISPONIBILITE EN EAU ----- 3

2.1. Introduction ----- 3

2.2. Le cycle de l'eau ----- 5

2.3. Ressources en eau ----- 7

2.3.1. Types de ressources en eau-----7

2.3.1.1. *l'eau de pluie* ----- 7

2.3.1.2. *l'eau de surface*----- 7

2.3.1.3. *l'eau souterraine*----- 7

2.3.1.4. *autres* ----- 8

2.3.2. Choix d'une ressource en eau----- 8

2.3.2.1. *des considérations culturelles et socio-politiques* ----- 8

2.3.2.2. *des considérations institutionnelles*----- 8

2.3.2.3. *exigences techniques* ----- 8

2.3.2.4. *la quantité de l'eau (par rapport à la demande)* ----- 9

2.3.2.5. *la qualité de l'eau*----- 9

2.3.2.6. *les considérations économiques* ----- 9

2.3.2.7. *l'impact sur le développement* ----- 9

2.4. Les sources ----- 10

2.4.1. Les nappes souterraines----- 10

2.4.1.1. *la quantité de la nappe souterraine* ----- 10

2.4.1.2. *la qualité de l'eau souterraine* ----- 11

2.4.1.3. *les différents types de nappes* ----- 12

2.4.2. Les types de sources ----- 13

2.4.2.1. *les sources gravitaires* ----- 14

2.4.2.2. <i>les sources artésiennes</i>	16
2.4.3. Exigences en quantité	17
2.4.3.1. <i>débits</i>	17
2.4.3.2. <i>campagne de mesure des débits</i>	18
2.4.3.3. <i>méthodes pour mesurer le débit d'une source</i>	19
3. QUALITE DES EAUX NATURELLES.....	25
3.1. Introduction	25
3.2. Etude de la qualité des eaux naturelles	27
3.2.1. L'échantillonnage	27
3.2.2. L'analyse	28
3.2.3. L'interprétation	29
3.2.4. Fréquence et endroit	30
3.2.4.1. <i>prélèvements lors de l'étude</i>	30
3.2.4.2. <i>prélèvements pendant l'exploitation</i>	31
3.3. Indicateurs bactériologiques	32
3.3.1. Enquête sanitaire	33
3.3.2. Les bactéries thermotolérants (coliformes fécaux, E.coli)	33
3.3.3. Coliformes totaux	34
3.3.4. Autres	35
3.4. Paramètres physico-chimiques	35
3.4.1. Introduction	35
3.4.2. Turbidité	35
3.4.3. Saveur	36
3.4.4. Couleur	37
3.4.5. Température	37
3.4.6. pH	37
3.4.7. Dureté	38

3.4.8. Gaz carbonique -----	39
3.4.9. Fer et manganèse -----	41
3.4.10. Nitrate -----	41
3.4.11. Arsenic -----	42
3.4.12. Fluor -----	42
3.4.13. Aluminium -----	42
3.4.14. Chlore -----	42
3.5. Influences sur les matériaux -----	43
3.5.1. Produits de ciment (béton, mortier...)-----	44
3.5.1.1. <i>agressivité</i> -----	44
3.5.1.2. <i>prévention de la destruction</i> -----	45
3.5.2. Acier galvanisé -----	46
3.5.2.1. <i>agressivité</i> -----	46
3.5.2.2. <i>prévention de la corrosion</i> -----	47
3.5.3. Matériaux plastiques -----	47
3.5.4. Conclusion -----	47

PARTIE 2 : CONCEPTION

4. ETUDE DU BESOIN EN EAU POTABLE	48
4.1. Objectif -----	48
4.2. Besoin en eau -----	48
4.3. L'Etendue -----	49
4.4. L'Horizon -----	51
4.5. Consommation -----	52
4.5.1. La consommation spécifique -----	52
4.5.2. La consommation domestique -----	52
4.5.3. La consommation des édifices publics -----	53
4.5.4. La consommation de commerce et d'industrie -----	54

4.5.5. La consommation agricole domestique	54
4.6. Variation	55
4.6.1. Variation horaire	55
4.6.2. Variation journalière et mensuelle	55
4.6.3. Variation annuelle	56
4.6.3.1. consommation domestique	56
4.6.3.2. consommation des édifices publics	57
4.6.3.3. consommation industrielle, artisanale et agricole	57
4.7. Collecte des données	57
4.8. Calcul du besoin	58
5. HYDRAULIQUE DES CONDUITES FORCEES	60
5.1. Terminologie et principes de base	60
5.1.1. Vitesse	60
5.1.2. Ecoulement permanent	61
5.1.3. Pression	61
5.1.4. Pression hydrostatique	62
5.1.5. Hauteur piézométrique	63
5.1.6. Equitation de Bernoulli	65
5.1.7. Pertes de charge générales	66
5.1.7.1. introduction	66
5.1.7.2. formule de Manning	68
5.1.7.3. formule de Darcy-Weisbach	69
5.1.8. Pertes de charge locales	73
5.1.8.1. perte de charge locale par un réduction de diamètre	73
5.1.8.2. perte de charge locale par une réduction de diamètre	74
5.1.8.3. perte de charge locale par une sortie d'un réservoir dans un conduit	74
5.1.8.4. perte de charge locale par une entrée d'un conduit dans un réservoir	74

5.1.8.5. <i>perte de charge locale par une courbe</i> -----	74
5.1.8.6. <i>perte de charge locale par un courde</i> -----	75
5.1.8.7. <i>perte de charge locale par une vanne</i> -----	75
5.1.8.8. <i>perte de charge locale par un robinet à boisseau</i> -----	76
5.1.8.9. <i>perte de charge locale par une vanne papillon</i> -----	76
5.1.8.10. <i>perte de charge locale par un clapet de retenue</i> -----	77
5.2. Calcul d'une conduite simple (sans ramifications) -----	78
5.2.1. Introduction -----	78
5.2.2. Contrôle de la pression -----	80
5.2.3. Contrôle de la vitesse -----	84
5.3. Calcul d'un réseau -----	85
5.3.1. Schéma d'un réseau -----	85
5.3.2. Types de réseaux -----	85
5.3.3. Calcul d'un réseau ramifié -----	86
5.3.3.1. <i>schématisation</i> -----	86
5.3.3.2. <i>calcul des débits</i> -----	87
5.3.3.3. <i>calcul des diamètres</i> -----	88
5.3.3.4. <i>cas particuliers</i> -----	94
5.3.4. Calcul d'un réseau maillé -----	96
5.3.4.1. <i>introduction</i> -----	96
5.3.4.2. <i>méthode Hardy-Cross</i> -----	96
5.4. Conception à l'aide d'un ordinateur -----	102
5.4.1. Introduction -----	102
5.4.2. Informations générales -----	103
5.4.2.1. <i>types de logiciels</i> -----	103
5.4.2.2. <i>modelage</i> -----	103
5.4.2.3. <i>régime permanent / non-permanent</i> -----	104

5.4.2.4. <i>la théorie</i>	104
5.4.2.5. <i>présentation des résultats</i>	105
5.4.3. Utilisation	105
5.4.3.1 <i>contrôle sur les données</i>	105
5.4.3.2. <i>contrôle sur les calculs</i>	105
5.4.3.3. <i>interprétation des résultats</i>	106
5.4.4. Conclusion	106
6. PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES ET DES RESERVOIRS	107
6.1. Les éléments d'un système d'eau	107
6.2. Dimensionnement de l'adduction	109
6.2.1. Débit de dimensionnement	109
6.2.2. Pression	110
6.2.3. Diamètre	112
6.2.4. Vitesse	112
6.3. Dimensionnement du réseau de captages	112
6.4. Dimensionnement des réservoirs	113
6.4.1. Fonction et nombre de réservoirs	113
6.4.2. Nombre de réservoirs	114
6.4.3. Emplacement d'un réservoir	116
6.4.4. Volume d'un réservoir	116
6.5. Dimensionnement du réseau de distribution	120
6.5.1. Types de réseaux	120
6.5.2. Débits de dimensionnement	122
6.5.3. Pression	123
6.5.4. Diamètre	124
6.5.5. Vitesse	124

7. COUP DE BELIER	125
7.1. Le Phénomène du coup de bélier	125
7.2. Calcul	127
7.3. Mésures	129
7.3.1. Choix du matériel	129
7.3.2. Temps de fermeture	129
7.3.3. Longueur	129
7.3.4. Pression	131
7.3.5. Vitesse	131
7.3.6. Autres	131

PARTIE 3 : EXECUTION

8. CANALISATIONS	132
8.1. Description des matériaux	132
8.1.1. PVC (Polychlorure de vinyle)	132
8.1.1.1. <i>le matériel</i>	132
8.1.1.2. <i>les classes de pression et diamètres</i>	133
8.1.1.3. <i>les joints</i>	135
8.1.1.4. <i>les accessoires</i>	135
8.1.2. PE (Polyéthylène)	137
8.1.2.1. <i>le matériel</i>	137
8.1.2.2. <i>les classes de pression et diamètres</i>	138
8.1.2.3. <i>les joints</i>	139
8.1.2.4. <i>les accessoires</i>	140
8.1.3. FD (Fonte ductile)	142
8.1.3.1. <i>le matériel</i>	142
8.1.3.2. <i>les classes de pression et diamètres</i>	143
8.1.3.3. <i>les joints</i>	143

8.1.3.4. <i>les accessoires</i>	145
8.1.4. AG (Acier galvanisé)	148
8.1.4.1. <i>le matériel</i>	148
8.1.4.2. <i>les classes de pression et diamètres</i>	148
8.1.4.3. <i>les joints</i>	149
8.1.4.4. <i>les accessoires</i>	149
8.1.5. Choix du matériau	151
9. ACCESSOIRES	152
9.1. Introduction	152
9.2. Robinets et vannes	152
9.2.1. Les robinets "quart de tour"	153
9.2.2. Les robinets "Talbot"	154
9.2.3. Les robinets-vannes	154
9.2.4. Les vannes-papillon	157
9.2.5. Les vannes à flotteur	158
9.3. Ventouses.....	160
9.3.1. La ventouse simple	160
9.3.2. La ventouse à deux flotteurs	161
9.3.4. La ventouse à un flotteur et triple fonction	162
9.3.5. La ventouse manuelle	163
9.4. Clapets de retenue	164
9.5. Compteurs d'eau	165
9.5.1. Fonction	165
9.5.2. Types de compteurs	165
9.5.2.1. <i>les compteurs de volume</i>	165
9.5.2.2. <i>les compteurs de vitesse</i>	166
9.5.2.3. <i>les compteurs spéciaux</i>	168

9.5.3. Installation -----	168
9.5.4. Classe de compteurs d'eau -----	169
9.5.5. Choix de compteur -----	170
9.6. Réducteurs de pression -----	171
9.6.1. Application -----	171
9.6.2. Installation -----	173
9.7. Colliers de prise -----	174
9.7.1. Description -----	174
9.7.2. Installation -----	176
10. OUVRAGES D'ART -----	178
10.1. Equipement commun-----	178
10.1.1. Couvertures -----	178
10.1.2. Regards d'accès -----	180
10.1.3. Traversées des parois -----	181
10.1.4. Ventilation -----	182
10.1.5. Drainage -----	183
10.1.6. Béton de propreté -----	183
10.1.7. Vidanges / trop-pleins -----	183
10.1.8. Dispositifs d'étanchéité -----	184
10.1.8.1. mesures de conception -----	185
10.1.8.2. mesures d'exécution -----	186
10.2. Le captage -----	188
10.2.1. L'air du captage -----	188
10.2.2. Généralités -----	188
10.2.3. Captage par drainage -----	189
10.2.3.1. introduction -----	189
10.2.3.2. préparations-----	190

10.2.3.3. pose de la conduite -----	191
10.2.3.4. drainage -----	192
10.2.3.5. protection du captage -----	194
10.2.3.6. chambre de départ -----	194
10.2.3.7. erreurs communément commises lors de captages de sources -----	195
10.2.4. Captage en sol rocheux -----	196
10.2.5. Les sources artésiennes -----	197
10.3. Le traitement -----	199
10.3.1. Principe -----	196
10.3.2. Bassin de sédimentation -----	202
10.3.2.1. principe -----	202
10.3.2.2. application -----	202
10.3.2.3. sédimentation directe -----	202
10.3.2.4. détection des particules -----	203
10.3.2.5. décantation verticale -----	203
10.3.2.6. sédimentation horizontale -----	204
10.3.2.7. dimension d'un bassin de sédimentation horizontale -----	204
10.3.2.8. dimension d'un bassin de sédimentation verticale (bassin cylindrique) ----	205
10.3.2.9. localisation -----	205
10.3.2.10. construction -----	205
10.4. L'adduction -----	211
10.4.1. Puits de regard -----	211
10.4.1.1. accessibilité -----	211
10.4.1.2. matériaux -----	211
10.4.1.3. dimensions -----	212
10.4.2. Ventouses -----	214
10.4.2.1. localisation -----	214

10.4.2.2. <i>construction</i>	215
10.4.2.3. <i>équipement</i>	216
10.4.3. Vidanges	217
10.4.3.1. <i>localisation</i>	217
10.4.3.2. <i>construction</i>	217
10.4.3.3. <i>équipement</i>	217
10.4.4. Vanne d'isolement	218
10.4.4.1. <i>localisation</i>	218
10.4.4.2. <i>construction</i>	218
10.4.5. Brise charge ou chambre d'équilibre	219
10.4.5.1. <i>localisation</i>	219
10.4.5.2. <i>construction</i>	219
10.4.5.4. <i>remarques</i>	221
10.4.6. Chambre de répartition	222
10.4.6.1. <i>fonctionnement</i>	222
10.4.6.2. <i>localisation</i>	223
10.4.6.3. <i>construction</i>	223
10.4.6.4. <i>équipement</i>	224
10.4.6.5. <i>remarques</i>	224
10.5. Réservoirs	225
10.5.1. Localisation	225
10.5.2. Principes de construction	225
10.6. Distribution	227
10.6.1. Borne-fontaine	227
10.6.1.1. <i>critères</i>	227
10.6.1.2. <i>localisation</i>	227
10.6.1.3. <i>consignes de construction</i>	227

10.6.1.4. <i>équipement</i>	229
10.6.2. Prise privée (branchement particulier)	229
11. POSE DES CONDUITES	230
11.1. LES TRANCHEES	230
11.1.1. Pente des tranchées	230
11.1.2. Largeur des tranchées	231
11.1.3. Profondeur des tranchées	232
11.1.4. Le remblai	233
11.1.4.1. <i>remblai d'une tranchée en dehors d'une piste</i>	233
11.1.4.2. <i>remblai d'une tranchée sous une piste</i>	234
11.2. Passage d'une rivière en siphon	236
11.2.1. Un lit rocheux	236
11.2.2. Un lit non-rocheux	237
11.3. Passage d'une rivière en aérien	239
11.4. Butes d'ancrage	241
11.4.1. Principe	241
11.4.2. Cas d'une courbe horizontale.....	244
11.4.2.1. <i>sol tendre</i>	244
11.4.2.2. <i>sol stable</i>	245
11.4.3. Cas d'une courbe verticale	246
11.4.4. Cas des Tés	248
11.4.4.1. <i>sol tendre</i>	248
11.4.4.2. <i>sol stable</i>	248
11.4.5. Cas des cônes	249
11.4.5.1. <i>sol tendre</i>	249
11.4.5.2. <i>sol stable</i>	249
11.4.6. Cas des extrémités des conduites	250

11.4.7. Cas d'une conduite inclinée -----	250
11.5. Pose des tuyaux en PVC-----	251
11.5.1. Facteurs néfastes pour le PVC -----	251
11.5.2. Stockage -----	251
11.5.3. Transport -----	252
11.5.4. Pose des tuyaux en PVC à joints en caoutchouc -----	253
11.5.5. Pose des tuyaux en PVC à joints collés -----	256
12. METRE - DEVIS -----	259
12.1. Métré -----	259
12.2.1 Métré descriptif-----	259
12.2.1.1. <i>généralités</i> -----	259
12.2.1.2. <i>la description technique</i> -----	262
12.2.1.3. <i>les postes du métré descriptif</i> -----	262
12.2.2. Métré récapitulatif-----	263
12.2. Devis -----	265
12.2.1. Analyse des prix unitaires des salaires -----	265
12.2.2. Analyse des prix unitaires des matériaux de base -----	265
12.2.3. Calcul des prix unitaires des matériaux travaillés -----	266
12.2.4. Elaboration devis -----	271
12.2.5. Remarques -----	273

ANNEXES

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1. BUT ET PUBLIC

Le présent ouvrage prétend de servir de document de référence pour des travaux d'approvisionnement en eau potable par des systèmes par gravité dans le Sud.

Il s'adresse aux ingénieurs, hydrotechniciens ou équivalents d'organisations, institutions de l'Etat, entreprises privées,... actives dans la conception ou l'exécution de tels projets. Il exige donc que les utilisateurs aient suivi une formation de base en hydraulique et en construction.

Ce livre n'a pas été conçu pour former des gens; cependant, il peut servir à la formation de techniciens dans le Sud.

1.2. METHODOLOGIE

Ce livre s'est construit en plusieurs niveaux :

- connaissances générales : nécessaires pour la conception d'un projet d'eau potable.

Il est conseillé à chacun de relire ces parties pour :

- se rappeler les connaissances déjà acquises
- disposer d'un complément nécessaire des connaissances déjà acquises

- informations sur le fond : ces connaissances donnent au lecteur une meilleure vue sur la théorie sous-jacente. Ces connaissances ne sont pas toujours strictement nécessaires, mais elles vont sûrement contribuer à la bonne conception et à la réalisation des projets d'eau potable.

Ce livre est un ouvrage de référence. Il peut être lu à la carte par le lecteur, suivant ses connaissances de base de celui.

1.3. CONTENU

Le livre est divisé en trois parties :

- partie 1 : généralités, dans lesquelles sont traités :
 - généralités sur la disponibilité et la qualité d'eau
- partie 2 : conception, où sont traités :
 - les besoins, la théorie d'hydraulique, le dimensionnement et le coup de bélier
- partie 3 : applications. Cette partie traite :
 - les canalisations, les accessoires, les ouvrages d'art, la pose des conduites et le métré

1.4. REFERENCES

L'œuvre est basée sur nos propres expériences et sur des manuels existants, notamment :

- manuel technique pour l'approvisionnement en eau des zones rurales; SKAT-ATOL; St.Gall 1985
- Manuel d'étude pour systèmes gravitaires; DEA-Rwanda et GTZ;Kigali 1993
- Le constructeur; SPES s.a.; Lausanne 1978
- Hydraulique urbaine; A. Dupont- Eyrolles; Paris 1986
- Alimentation en eau potable; Auguste Vilbert; Paris
- Hydraulica; Prof. Dr. Ir. J. Berlamont; KUL-Leuven
- Rénovation et extension des systèmes d'alimentation en eau potable dans la région des Laves; BCEOM; Paris 1988
- Drinkwatervoorziening in ontwikkelingslanden; Ann Demeulemeester; RUG-Gent 1995 (eindwerk)
- Manuel d'utilisation Delagua Equipment d'analyse d'eau; Robens Institute; UK
- Drinking water supply surveillance, Robens Institute; UK 1990
- Les captages; CIDRI; RD Congo
- Water is Life; Eric Degimbe; Tanzania
- Traitement d'eau de surface par des préfiltres à gravier; Martin Wegelin-SKAT; Duebendorf 1997
- La filière mondiale de l'eau; PROTOS; Gand 2000

PARTIE 1

GENERALITES

CHAPITRE 2 LA DISPONIBILITE EN EAU

Dans ce chapitre :

- la disponibilité de l'eau potable pour l'homme
- le cycle de l'eau
- les différentes ressources en eau potable
- une description des différents types de sources
- une description de la mesure des débits.

2.1. INTRODUCTION

L'eau est l'élément le plus commun de notre terre. Ce n'est pas par hasard que nous appelons notre biotope «la planète bleue» Bien que la terre baigne dans un environnement liquide; notre connaissance de la place et de la fonction de l'eau reste limitée. Ceci est dû au fait que l'eau est un élément vivant, toujours en mouvement. Elle se présente tour à tour sous forme liquide, solide ou gazeuse, ce qui rend son étude extrêmement complexe. Le plus souvent il faut se contenter d'estimations.

La provision mondiale en eau s'évalue globalement à 1.386 millions de km³. Des grandes parties de notre globe (70%) sont couvertes d'eau, ce qui peut donner l'impression que l'eau est disponible en abondance. Pourtant ce n'est pas le cas. L'eau est une ressource limitée. La provision totale d'eau se compose de 97,2% d'eau salée et de 2,8% d'eau douce. 68,7% de l'eau douce est condensé sous forme de glace et de neige dans les régions polaires ou montagneuses. La quantité accessible d'eau douce est concentrée dans les lacs, les rivières et les couches terrestres superficielles. Elle ne représente que 0,26% du volume global, soit environ 3,6 millions de km³. Cela représente encore un énorme volume qui correspond actuellement, par habitant, à un réservoir immense de 80 mètres de large, de long et de haut. Nous ne pouvons cependant pas nous permettre de consommer toute cette eau douce. Ce serait une folie de vider nos rivières et d'en faire disparaître ainsi toute vie, avec des conséquences désastreuses pour notre écosystème et notre économie. Une grande quantité est également consommée par les plantes et les animaux.

Il est aussi important de noter que l'eau peut se régénérer et peut, après usage, se recycler et être épurée. Ce recyclage quantitatif de l'eau se fait par le cycle de l'eau (voir 2.2.). C'est seulement la quantité d'eau renouvelée naturellement qui peut être utilisée; la quantité maximale, par exemple, qu'on peut puiser dans les couches phréatiques est celle qui se renouvelle par infiltration dans le sol.

Si l'eau est gérée de sorte que son cycle ne soit pas perturbé, chaque habitant de la planète aurait en moyenne 7.300 litres d'eau douce par an à sa disposition, soit un minimum de 20 litres par jour et par personne pour l'eau potable et l'hygiène.

Si nous savons que l'eau est irremplaçable pour notre alimentation et notre hygiène, il est évident que l'eau doit être gérée d'une façon efficace et durable.

2.2. LE CYCLE DE L'EAU

On a vu que l'eau peut se renouveler suivant un cycle appelé « cycle de l'eau ».

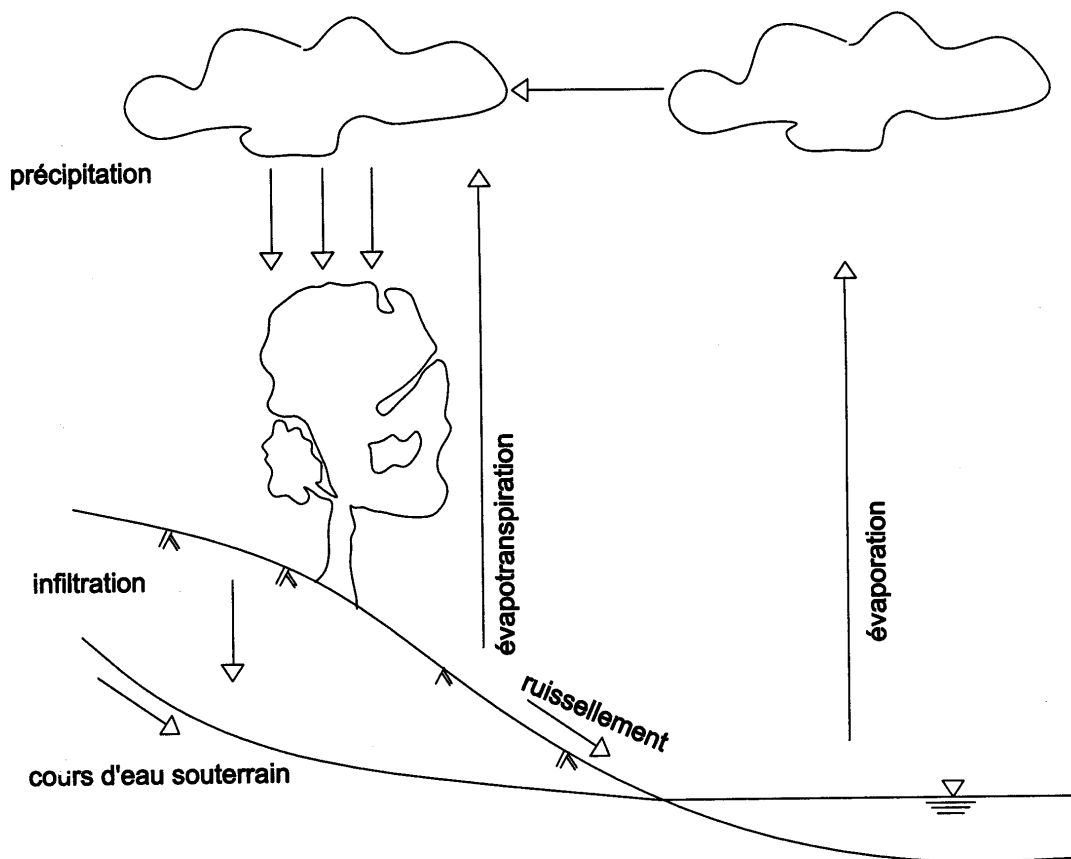


Figure 2.1

L'évaporation qui s'effectue au-dessus des océans, grâce à l'énergie solaire, conduit à la formation des nuages. Ces nuages, poussés par les vents, se transforment en pluie ou en neige suite à une variation de température, et donnent lieu à la formation des précipitations atmosphériques. Sur les continents, l'eau ainsi tombée a des destinées diverses : une partie s'évapore, une autre ruisselle ou s'infiltré. Par un système d'hydrographie de surface ou souterraine, toutes les eaux retournent finalement aux océans.

Ce cycle de l'eau est comme sans début ni fin.

Il est constitué par :

- Les précipitations: toutes les eaux qui proviennent de l'atmosphère et se déposent à la surface de la terre sous forme de pluie, de neige, de grêle ou de brouillard.
- L'eau de ruissellement : l'eau dérivée directement des précipitations ruisselant à la surface de la terre et qui alimente directement les cours d'eau.

Le ruissellement de surface est égal aux précipitations moins l'infiltration et l'évaporation.

Le ruissellement se compose de deux termes :

- l'eau qui ruisselle naturellement à la surface du sol;
- l'eau des sources, qui est une répartition des eaux de filtration.

Ces deux termes forment le débit d'un cours d'eau.

L'eau des sources assure principalement la constance du débit.

L'évaporation : phénomène de perte d'eau provenant de l'échauffement de l'eau des terres (la couche superficielle) et de toutes les surfaces d'eau (rivières, lacs, mers) :

L'évaporation est fonction de

- l'humidité : plus l'air est humide, plus l'évaporation est faible
- la température : autant la température est plus élevée, autant l'évaporation est plus importante
- le vent : plus l'intensité du vent augmente, plus l'évaporation s'accroît.

- L'évapo-transpiration est un phénomène de perte d'eau des végétaux par leur transpiration. Par cette fonction, l'eau puisée par les racines au sol superficiel se transforme en vapeurs, appauvrissant ainsi les réserves du sol.

L'évaporation et l'évapo-transpiration sont les phénomènes qui réalimentent les nuages et l'atmosphère.

- L'infiltration est le phénomène de passage de l'eau dans le sol, son parcours souterrain jusqu'à sa sortie du sol. L'eau s'infiltré dans le sol, atteint le niveau de la nappe et retourne tôt ou tard à un cours d'eau. Ce n'est pas donc une simple infiltration mais tout le processus d'infiltration, de parcours souterrain et de réapparition à la surface.

L'infiltration dépend de

- la perméabilité du sol : un sol argileux est imperméable, un sol sableux permet une bonne infiltration.
- la saturation du sol : un sol qui contient déjà beaucoup d'eau est moins absorbant qu'un sol sec. L'eau s'infiltré difficilement dans un sol saturé.
- le temps de contact entre l'eau et le sol; en d'autres mots la vitesse de ruissellement :
 - sur une forte pente, la vitesse de l'eau est grande. L'infiltration y' est donc faible.
 - sur une pente nue (sans obstacles), la vitesse de l'eau est également grande.

L'eau qui s'infiltré dans un sol favorable subit une filtration naturelle et peut être utilisée comme eau potable dans la plupart des cas.

Application:

une bonne végétation limite la vitesse de ruissellement et permet une bonne infiltration de l'eau. Elle favorise par ailleurs l'évaporation et la consommation de l'eau filtrée. Il est donc conseillé, pour la protection des bassins versants et des sources, d'effectuer une analyse approfondie avant leur mise en œuvre.

2.3. RESSOURCES EN EAU

2.3.1. TYPES DE RESSOURCES EN EAU

L'eau peut être recueillie pendant les différentes phases du cycle pour la production d'eau potable:

2.3.1.1. l'eau de pluie

Dans beaucoup de pays, l'eau de pluie est collectée des toits ou d'une structure par terre. Cette collecte des eaux de pluie est souvent une source supplémentaire, dans le cas où d'autres sources seraient par exemple très éloignées.

Le problème majeur qui se pose, c'est l'irrégularité et la variation de pluies.

Beaucoup de pays connaissent une saison de pluies mais aussi une saison sèche. Pour un usage optimal de cette eau et pour surmonter la période sèche, il faut construire des citernes où l'eau sera emmagasinée. La collecte des eaux de pluie est souvent une solution pour des foyers individuels mais pas pour l'ensemble d'une communauté.

2.3.1.2. l'eau de surface

L'eau qui tombe sur la terre devient l'eau de surface. Cette eau peut s'infiltrer dans le sol, mais peut aussi s'écouler vers une rivière, un étang ou un lac. En général, l'eau de surface est polluée (contact avec le sol, pollution par des activités humaines,...) et peut connaître une grande variation en débit et en turbidité.

Les variations en turbidité constituent une difficulté pour une opération effective de traitement. L'infrastructure de traitement peut être très compliquée à mettre en place et la gestion pose beaucoup d'exigences qui dépassent souvent les capacités d'une communauté rurale. La variation des débits influencera la localisation et la conception des structures de prises d'eau.

Cependant, dans beaucoup de cas l'eau de surface est la plus accessible pour une communauté. Normalement, les débits d'étiage dépassent le besoin en eau potable, de façon que la construction des structures d'emmagasinage pour surmonter des saisons sèches ne sont pas nécessaires.

2.3.1.3. l'eau souterraine

L'eau qui s'infiltré dans le sol devient de l'eau souterraine.

Cette eau peut rester pendant une certaine période dans une nappe aquifère (un espace souterrain qui peut contenir de l'eau et qui est entouré par des couches imperméables, p.e. argileuses ou rocheuses).

L'eau souterraine peut être obtenue de différentes manières :

a) L'eau de sources: Le captage d'une source peut être exécuté par des techniciens locaux et avec des matériaux locaux. Des sources sont très appropriées à l'alimentation des systèmes de distribution d'eau, surtout dans les cas où on peut appliquer des systèmes gravitaires. Ainsi, on peut limiter les exigences en entretien et opération.

b) L'eau de puits: Des puits sont construits quand l'eau se trouve à une profondeur limitée et en quantité suffisante. Normalement ils sont munis d'une

puisette ou d'une pompe à main. Dans ce cas l'opération et l'entretien sont très faciles. Pour des débits supérieurs, une pompe à moteur sera nécessaire. En général, les puits sont construits par des techniciens locaux avec des matériaux locaux.

c) l'eau de forages : on réalise des forages quand on ne trouve pas d'eau de bonne qualité ou en quantité suffisante à une profondeur limitée. La construction exige un équipement de forage et une équipe expérimentée. Une pompe à motricité humaine ou à moteur sera toujours exigée, ce qui complique l'opération et l'entretien du forage.

2.3.1.4. autres

Pour la production d'eau potable on peut encore utiliser d'autres ressources, par exemple :

- l'eau de mer (après distillation)
- le brouillard (après condensation).

Ces techniques ne sont qu'appliquées dans les cas où il n'y a pas de possibilité de collecter de l'eau de pluie ou de capter de l'eau souterraine.

2.3.2. CHOIX D'UNE RESSOURCE EN EAU

Le choix d'un type de ressource en eau pour la production d'eau potable n'est pas purement un choix technique mais est basé sur différents critères :

2.3.2.1. des considérations culturelles et socio-politiques

- quels sont les besoins et attentes de tous les usagers futurs ?
- quelles sont les structures organisationnelles des usagers ?
- quelle est la répartition du pouvoir dans la communauté ?
- quelles sont les capacités relatives au projet planifié dans la communauté ?
- qui va et éventuellement qui ne peut pas participer ?
- le projet est-il accepté au niveau socio-culturel par la communauté ?

2.3.2.2. des considérations institutionnelles

- quel est le cadre national en matière d'approvisionnement en eau potable ?
- qui sera le propriétaire ?
- qui sera le gestionnaire ?
- quelles sont les exigences et les nécessités de formation et d'encadrement ?
- quelles sont les exigences pour la gestion du projet ?

2.3.2.3. exigences techniques

comment réalisera-t-on :

- la protection
- le captage
- le traitement
- l'approvisionnement
- le stockage
- la distribution
- peut-on trouver des ressources (humaines, équipement et matériaux) sur place ?
- les techniques sont-elles maîtrisées localement ?

- les usagers eux-mêmes sont-ils en mesure de mettre le système en place ou y-a-t-il un besoin en appui externe pendant les opérations de construction et pour l'entretien à long terme ?
- est-ce que la solution proposée est adaptée aux usagers (p.e. enfants, femmes)?

2.3.2.4. la quantité de l'eau (par rapport à la demande)

- est-ce que le débit répond à la demande (actuellement et dans le futur).
- est-ce que le débit varie durant l'année ?
- est-ce que le débit variera dans le futur ?
- est-ce que la demande variera dans le futur ?

2.3.2.5. la qualité de l'eau

- quelle est la qualité actuelle et que sera-elle dans le futur ?
- comment varie la qualité suivant les saisons ?
- quelles sont les mesures de protection de la ressource ?
- quelle est la qualité exigée ?
- quel est le traitement exigé, est-il adapté au contexte local ?

2.3.2.6. les considérations économiques

- quel sera le coût total du système (investissements, opérations et entretiens) ?
- qui va financer le système ?
- combien va-t-il payer ?
- qui va bénéficier du système ?
- Y a-t-il des désavantages pour certains usagers ?

2.3.2.7. l'impact sur le développement

- quel sera l'impact sur la santé des usagers ?
- quel sera l'impact sur la vie économique des usagers ?
- quelles améliorations apportera le système sur la condition des femmes (allègement des tâches,...) ?
- quel sera l'impact sur l'environnement (érosion, nappe aquifère, végétation,...) ?

2.4. LES SOURCES

Dans ce livre, nous parlerons seulement de l'approvisionnement en eau par des sources. L'utilisation des sources est en général à préférer à d'autres solutions pour différentes raisons :

- simplicité de captage (technique appropriée)
- technique acceptée par la population
- simplicité d'opération et d'entretien
- faible coût d'investissement
- en général traitement pas exigé
- peu d'effets sur l'environnement.

Cependant, il faut toujours comparer avec d'autres solutions avant de prendre une décision finale, en se basant sur les critères sous 2.3.2.

L'eau, obtenue au niveau des sources, est une eau souterraine. Dans ce chapitre, nous traitons d'abord les nappes souterraines, puis les différentes sources et en fin les caractéristiques les plus importantes d'une source (son débit et la qualité de son eau).

2.4.1. LES NAPPES SOUTERRAINES

L'eau qui s'infiltré à travers des sols perméables forme une nappe lorsqu'elle atteint une couche imperméable. Pour un projet en eau potable, cette nappe souterraine doit fournir une eau de qualité et de quantité suffisante.

2.4.1.1. *la quantité de la nappe souterraine*

La quantité d'eau retenue dans la nappe souterraine dépend :

- des précipitations annuelles
- de la surface d'alimentation des nappes (il est important de rappeler que le bassin topographique ne correspond pas nécessairement au bassin hydraulique et à l'aire géologique)
- de l'infiltration. Celle-ci dépend :
 - de la nature de la surface d'alimentation des nappes, c.à.d. du genre de végétation et de la pente.
 - de la perméabilité du sol (qui dépend de la nature du sol), de sa stratification et de son homogénéité.
- de l'épaisseur de la couche.

Les terrains latéritiques ou autres terrains poreux ont une grande capacité d'absorption. Leurs nappes souterraines (aquifères) alimentent les cours d'eau.

Une fois que l'eau a atteint le réservoir souterrain, nappe ou gisement, elle y restera rarement au repos mais tend toujours à gagner les points les plus bas dans le relief, où elle peut trouver une voie de sortie par laquelle elle s'échappe. Pendant l'écoulement, le frottement de l'eau contre les canalicules du terrain provoque une perte de charges. La surface de cette eau en mouvement prendra une forme caractéristique. La surface de cette nappe aura la forme d'une lentille

plus au moins aplatie selon la résistance que rencontre l'eau dans le terrain. Elle sera gonflée dans les terrains de faible perméabilité où la circulation est difficile. Elle sera aplatie dans les formations lâches de gros graviers.

Les pluies ré-alimentent la nappe. Vu que les pluies sont irrégulières dans le temps, l'alimentation de la nappe et donc son niveau dépend de la variation des pluies. Lorsque le niveau de la nappe monte l'écoulement par l'exutoire (la source) sera plus important pour un même terrain. Le cheminement vers la source varie dans le temps avec le niveau de la nappe.

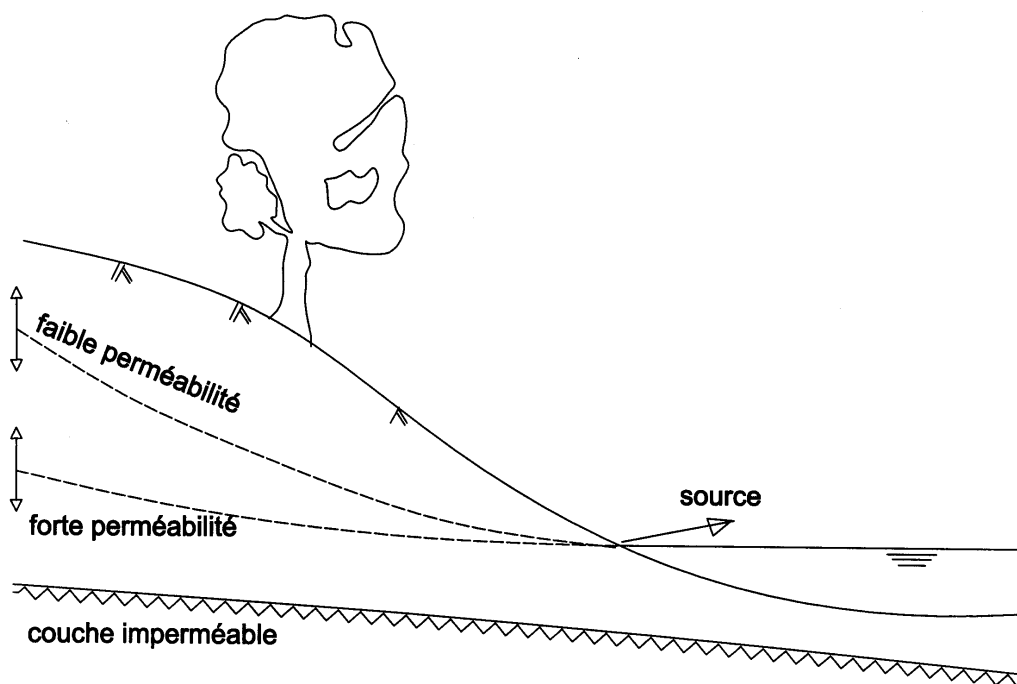


Figure 2.2

En plus de cette perte d'eau vers les sources, les nappes perdent aussi leur eau par :

- l'absorption de l'eau par la végétation qui se trouve au-dessus de la nappe. L'absorption est importante pour les nappes superficielles; elle est négligeable pour les nappes profondes.
- l'infiltration vers une autre nappe plus profonde.

2.4.1.2. la qualité de l'eau souterraine

L'eau qui tombe sur le sol s'infiltré et subit une épuration à l'intérieur des terrains, d'une part, grâce à la mise en œuvre de processus biologiques de nitrification et d'autre part, grâce à l'intervention de phénomènes physiques et mécaniques de filtration naturelle.

a) la nitrification

Les matières organiques véhiculées par l'eau se désagrègent au fur et à mesure de leur pénétration dans le sol. Suite à une succession de réactions chimiques de réduction et oxydation ces matières organiques sont transformées en nitrates solubles, directement assimilables par les plantes.

Certaines conditions comme la température, l'humidité, l'oxydation, influencent beaucoup le processus de nitrification mais la présence de calcaire est un facteur aussi très important.

Le pouvoir nitrifiant d'un sol riche en chaux est plus élevé qu'un sol pauvre en chaux.

b) la filtration naturelle

Certains corps solides ont la propriété de pouvoir retenir par leur surface des corps dissous, en suspension ou colloïdaux (appelé phénomène d'adsorption). Les microbes, qui peuvent être véhiculés par les matières organiques vont se trouver arrêtés par cette adsorption.

Dans les sols sableux, la paroi est extrêmement étendue car elle est formée par la surface développée des grains. Il y aura donc une haute filtration naturelle.

Dans le cas des roches légèrement fissurées ou dont les larges fissures sont remplies de matériaux fins, on peut également avoir une certaine filtration naturelle. La durée du contact avec les parois y joue un rôle primordial.

En général, le phénomène de filtration naturelle est plus important que la nitrification.

c) la qualité de l'eau des nappes

La qualité de l'eau dépend :

- de l'épaisseur de la couche qui recouvre le sol de rétention d'eau. Cette couche permet le filtrage de l'eau en retenant toute contamination indirecte causée par les latrines, les animaux et autres.
- de la porosité du sous-sol qui influence la vitesse de la filtration : un sous-sol plus poreux donne une filtration plus rapide et donc une purification moins bonne.
- le type du sol : un sol calcaire favorise la nitrification.

2.4.1.3. les différents types de nappes

On distingue deux types de nappes : les nappes libres et les nappes captives.

Les nappes libres sont celles qui correspondent à une circulation libre dans des terrains perméables où elles ne subissent aucune contrainte et à l'intérieure desquels elles peuvent prendre leur forme caractéristique.

La nappe est alimentée par toute la surface du sol sous laquelle elle règne.

Les nappes captives sont prisonnières entre deux couches imperméables et leur alimentation ne s'effectue que par les affleurements du terrain perméable à l'intérieur duquel elles se trouvent.

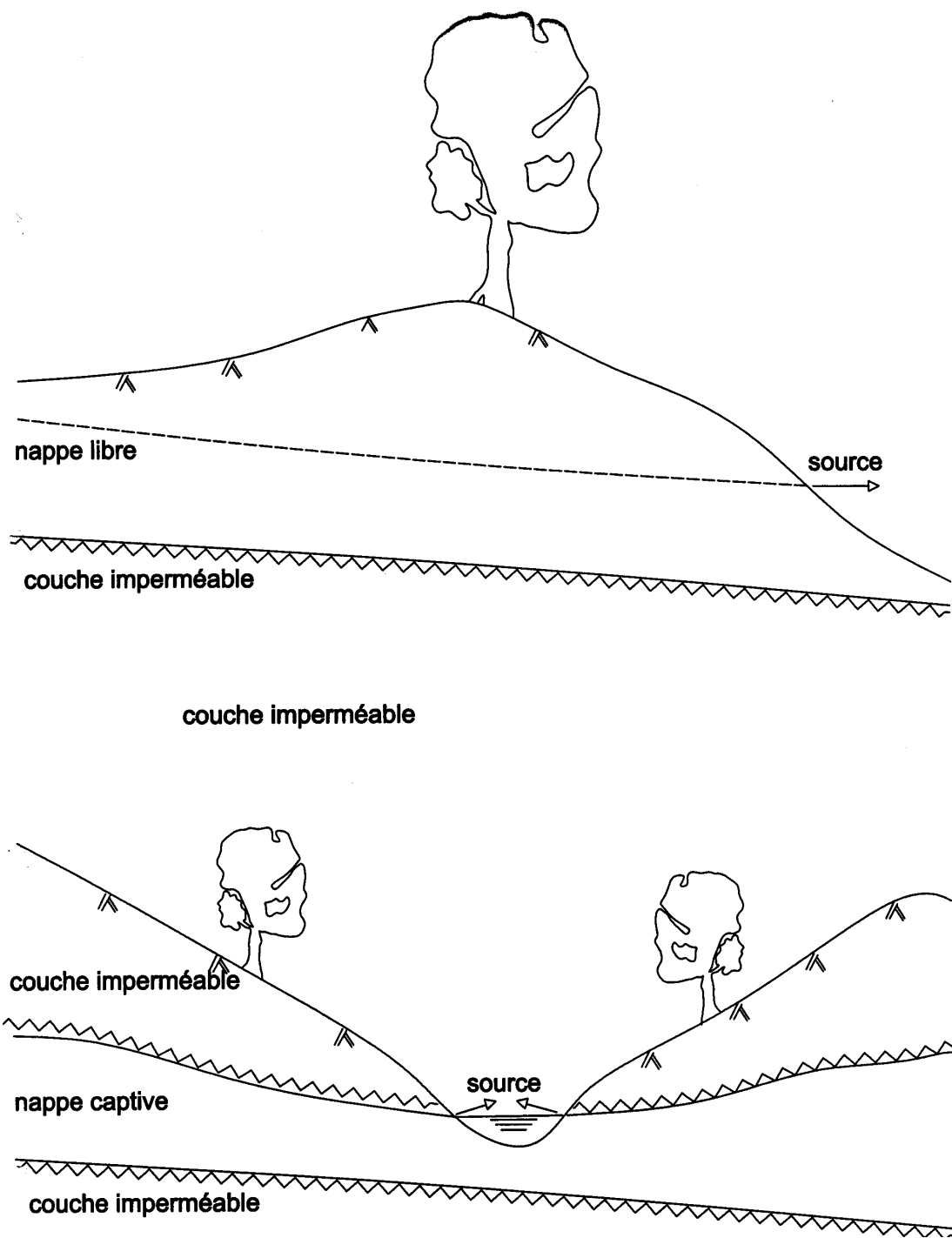


Figure 2.3

2.4.2. LES TYPES DE SOURCES

Les sources sont des emplacements où les eaux souterraines débouchent à la surface. Elles sont alimentées à partir de la nappe aquifère.

Les caractéristiques de débit d'une source dépendent du type de sol et de sous-sol. Les sources de surface tariront rapidement après la saison de pluies et couleront à nouveau dès les premières pluies. Les sources provenant de

profondes épaisseurs, de régions lointaines de captage ou les sources artésiennes sont en général plus régulières et leur débit minimum ne correspond pas nécessairement aux précipitations minimums.

On distingue deux grandes catégories de sources :

- les sources gravitaires, exutoire d'une nappe libre.
- les sources artésiennes, exutoire d'une nappe captive.

2.4.2.1. les sources gravitaires

L'eau apparaît à la surface sans une pression.

a) les sources d'affleurement

La couche d'assise imperméable de la nappe aquifère affleure à la surface. La surface de la nappe joint le point d'affleurement d'où se forme une source.

Si la perméabilité de la nappe est faible, la source apparaîtra sous forme de suintements à faible débit le long de la ligne d'affleurement.

Si la couche du sol comportant la nappe est fortement perméable, les sources qui se trouvent aux débouchés des "canaux aquifducteurs" seront plus rares, mais auront des débits plus élevés. Ceci est le cas pour des formations fissurées.

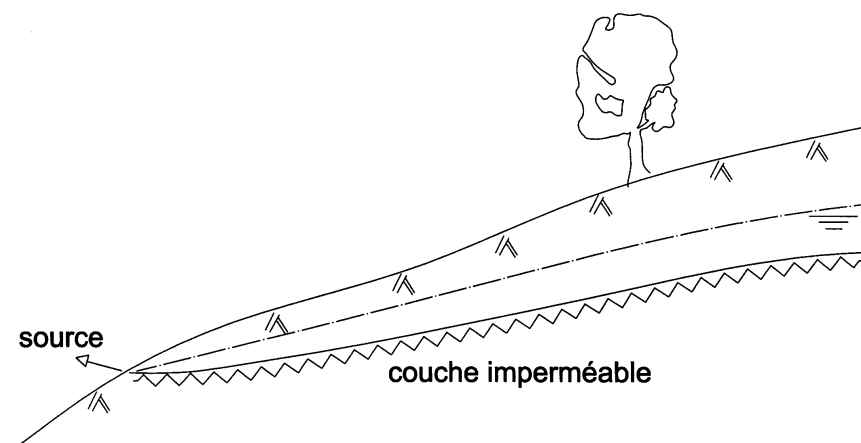


Figure 2.4

Presque toujours, l'écoulement apparaît à une cote plus basse que celle de l'assise imperméable sur laquelle l'eau circule. L'eau se fraye un chemin au travers des terrains de couverture (des éboulis). L'eau risque d'être contaminé dans cette couche.

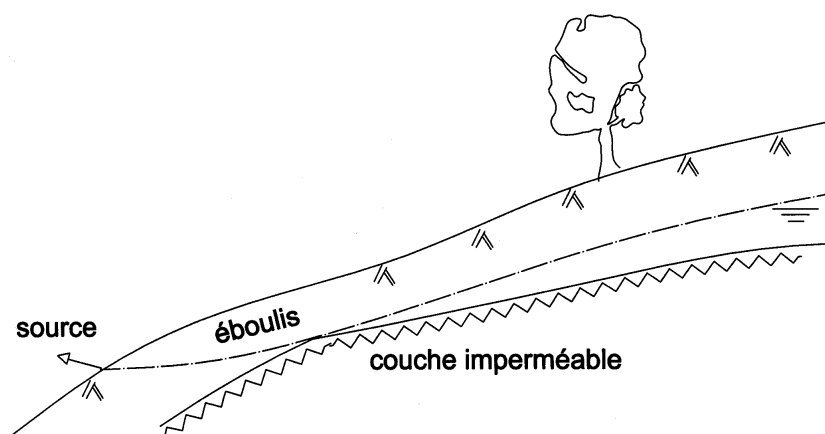


Figure 2.5

b) les sources d'émergence

Elles apparaissent lorsque la surface piézométrique de la nappe aquifère rencontre la surface topographique (du terrain). La couche imperméable (substratum) qui forme la limite inférieure de la nappe ne doit pas nécessairement affleurer à la surface. D'habitude ce type de source se trouve aux points bas, d'où leur dénomination secondaire "sources de thalweg". Si la nappe est trop basse (en dessous de la surface topographique), elle peut tarir.

En plus, le débit de ce type de source est faible, raison pour laquelle elle n'est pas adaptée à capter.

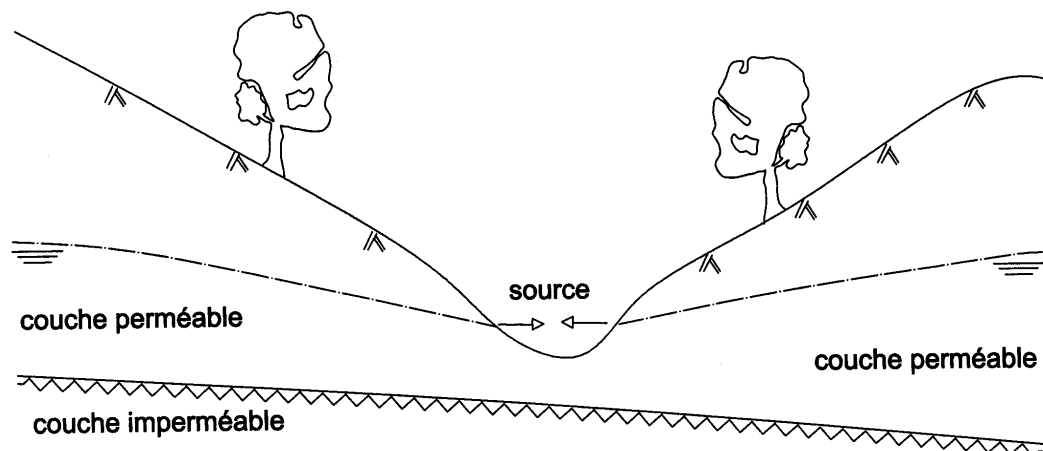


Figure 2.6

c) les sources de rétention

Ces sources se forment lorsque l'aquifère se heurte, en aval de la direction d'écoulement souterrain, à une couche imperméable, formant en quelque sorte un barrage naturel souterrain. Cette couche imperméable peut être d'origine sédimentaire ou formée lors d'une fracturation du sol.

En général, le débit d'une source de rétention est plus élevé et moins variable que des autres sources. Cependant, dans une période sèche ce type de source peut également tarir.

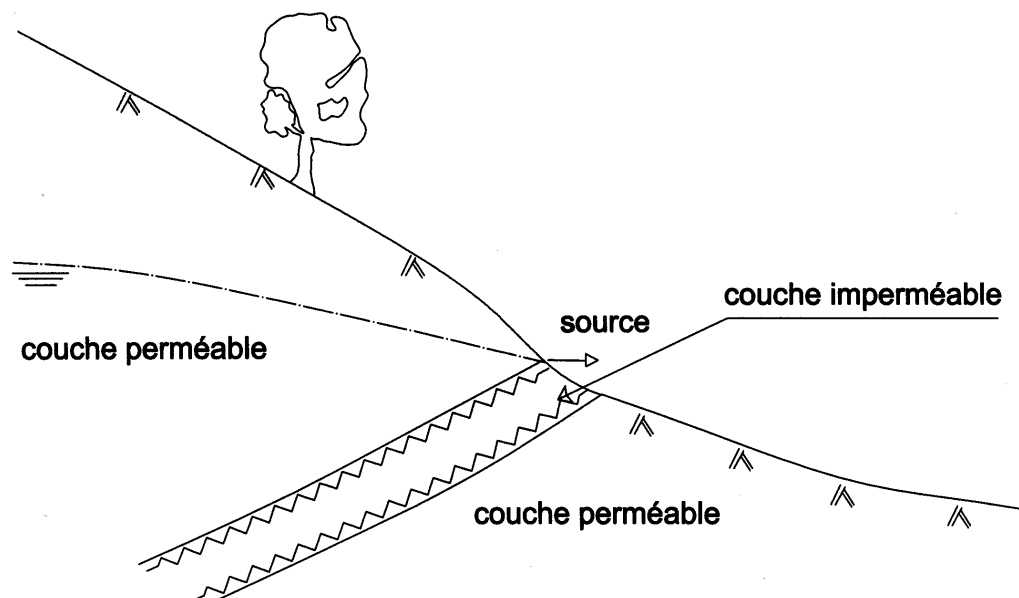


Figure 2.7

2.4.2.2. les sources artésiennes

L'eau apparaît à la surface avec une pression. Le débit est normalement plus élevé que d'une source gravitaire et le débit varie moins. Une baisse de la nappe n'a qu'une petite influence sur le débit.

a) les sources artésiennes dans les dépressions

Elles apparaissent lorsque la couche perméable rencontre la surface du terrain dans une dépression de la couche imperméable supérieure.

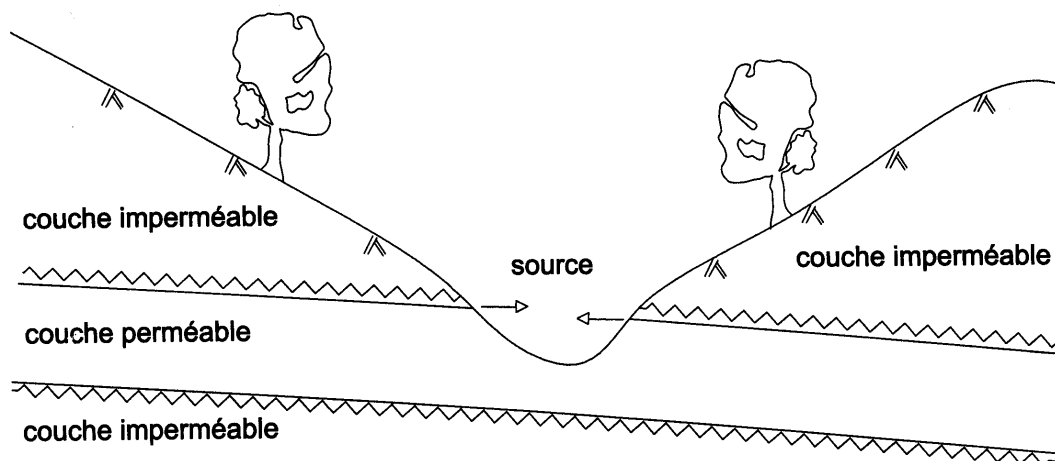


Figure 2.8

b) les sources artésiennes dans les fissures

Elles apparaissent lorsqu'une fissure dans la couche imperméable supérieure rencontre la surface du terrain.

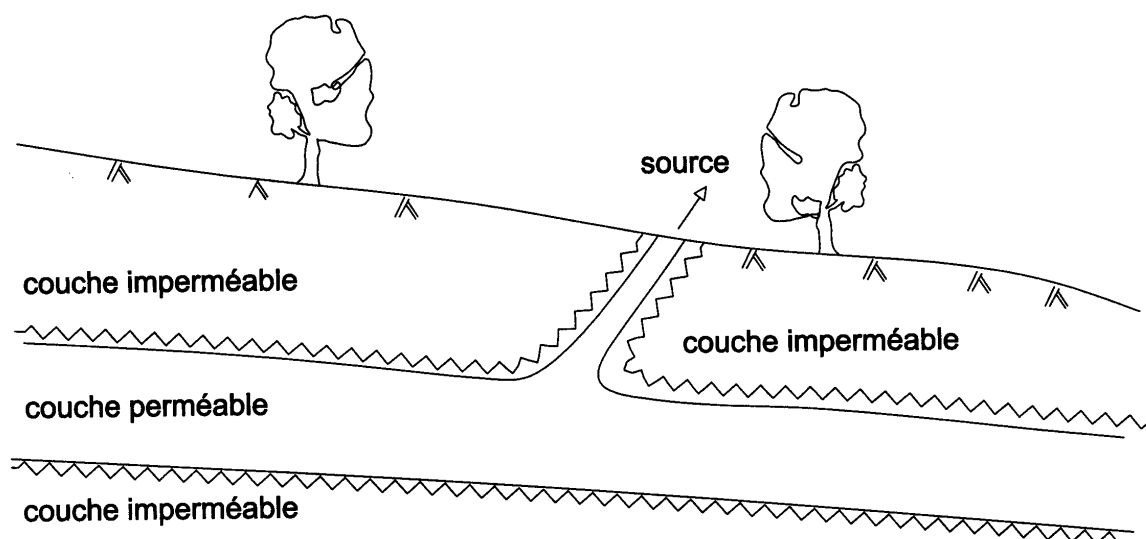


Figure 2.9

c) les sources artésiennes d'émergence

Elles apparaissent lorsque la couche imperméable inférieure rencontre la surface du terrain.

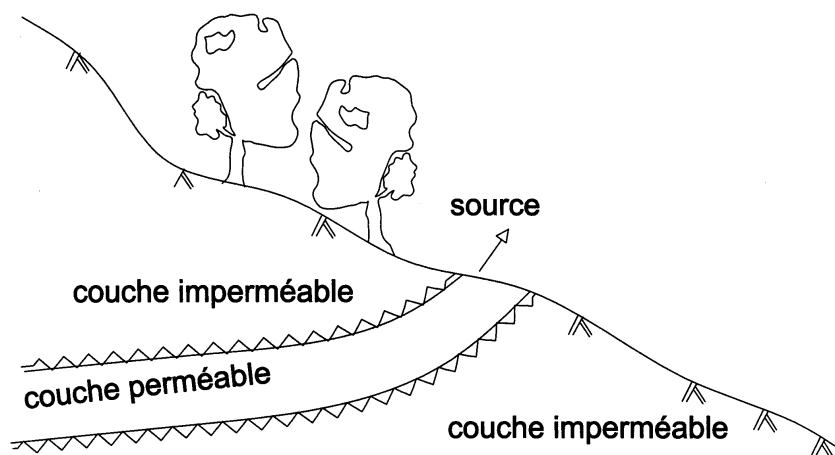


Figure 2.10

2.4.3. EXIGENCES EN QUANTITE

2.4.3.1. débits

Dans le cadre d'un projet d'approvisionnement en eau potable, deux débits sont extrêmement importants :

- le débit d'étiage : la source (ou le groupe de sources) doit à tout moment fournir un débit qui dépasse la demande. Cette condition doit être remplie aussi dans les périodes de sécheresse.
- le débit de crue : les ouvrages doivent être conçus de façon qu'ils puissent évacuer le débit total de la source (ou du groupe des sources) à tout moment, soit par le système d'approvisionnement, soit par leur trop-plein.

Dans beaucoup de projets, on ne porte pas d'attention à cet aspect, avec le risque que les captages se détériorent.

Les débits peuvent également nous fournir l'information sur la qualité d'eau d'une source. Cette qualité dépend du processus de nitrification et de filtration naturelle. La durée de rétention de l'eau dans le sous-sol est un indicateur de la longueur de ce processus, et peut être mesurée par :

- Le délai de réaction : il y a un intervalle de temps entre la variation en précipitation et la variation en débit d'une source. Le débit d'étiage ou le débit de crue se manifestent après une certaine période de minimum/maximum des précipitations. La longueur de cet intervalle est une indication de la qualité de la source. Pour les bonnes sources, le délai de réaction doit être de quelques mois.
- Le ratio débit de crues / débit d'étiage : le ratio est également un signe de la qualité de la source. Pour les bonnes sources le ratio maximal est de 3.

2.4.3.2. campagne de mesure des débits

On a vu que le débit varie au cours de l'année. Pour obtenir l'information fiable sur le comportement, il faut que la campagne de mesure s'étale sur toute l'année. Les mesures du débit doivent s'effectuer mensuellement. Au début de la saison de pluies les mesures sont plus fréquentes (mesures espacées de 2 semaines) jusqu'à ce qu'on constate que le débit diminue de nouveau.

Egalement, au début de la saison sèche, on mesure le débit toutes les deux semaines, jusqu'à ce qu'on constate que le débit augmente de nouveau.

Exemple d'une campagne :

date	débit
10 janvier	10,2
10 février	8,07
10 mars	7,05
24 mars	6,55
10 avril	4,32
24 avril	4,78
10 mai	5,55
10 juin	6,72
10 juillet	6,75
10 août	7,72
10 septembre	8,85
24 septembre	9,75
10 octobre	10,76
24 octobre	12,15
10 novembre	12,14
24 novembre	11,15
10 décembre	10,50

On a augmenté la fréquence pendant les mois de mars - avril (saison sèche) et septembre - novembre (saison de pluies). Le débit d'étiage de cette année est de 4,32 l/s, le débit de crue est de 12,15 l/s.

Pour déterminer le débit d'étiage et le débit de crue absolu, il faut mener la campagne sur une période longue de plusieurs années. En général, une campagne d'une telle durée est impossible. Pour pallier ce problème, on peut comparer les statistiques des précipitations d'une année avec les données d'une longue période et déterminer si on est dans une année sèche ou pluvieuse. Sur cette base, on peut prendre une marge sur les débits lors de la conception du système d'eau. Si on ne dispose pas de ces données statistiques, on peut se renseigner auprès de la population locale sur la variation des débits et sur la précipitation, mais il faut traiter cette information avec prudence.

Le ratio de débit est de $12,15 / 4,32 = 2,8$. Il n'y a donc pas de contra - indicateur pour la qualité d'eau de la source.

2.4.3.3. méthodes pour mesurer le débit d'une source

a) mesure de débit dans un récipient calibré

Un barrage étanche en terre est construit en aval de la source. Au-dessus, on place un morceau de tuyau, qui conduit l'eau de la source dans un récipient calibré (un seau, un fût, un bac).

Il y a deux manières pour mesurer le débit :

- à l'aide d'un chronomètre, on mesure le temps T en secondes nécessaires pour remplir le récipient avec volume V en litres. Le débit Q de la source est donné par la formule

$$Q = V/T$$

- on prévoit un temps de remplissage fixe T en secondes et on mesure le volume V en litres remplis.

Le débit Q de la source est donné par la même formule

$$Q = V/T$$

Pour raisons d'exactitude, le temps T doit excéder 5 secondes. Si possible, on préfère 10 secondes. Il est évident que cette méthode peut seulement être appliquée dans le cas de petits débits. Pour une source de 40 l/s par exemple, on devrait utiliser un récipient de $40 \text{ l/s} \times 5 \text{ à } 10 \text{ s} = 200 \text{ à } 400 \text{ l/s}$.

La méthode devient donc inconmode. La limite supérieure de débit de cette méthode est de 10 l/s

Remarque: il est toujours préférable de construire le barrage suffisamment en aval pour permettre un écoulement libre et ne pas refouler l'eau venant de la source. Sinon, il y aurait le risque que l'eau se crée un passage alternatif à coté du barrage. Dans ces conditions la mesure du volume du débit ne sera que partielle.

b) mesure de débit à l'aide d'un déversoir

- déversoir triangulaire :

Le déversoir rectangulaire est un panneau en tôle métallique ou en bois, qui est muni d'une réservation triangulaire. L'angle d'ouverture de cette réservation est normalement de 60° ou 90° . Si le panneau est en bois, on prend un panneau mince avec un angle vif pour la crête du déversoir.

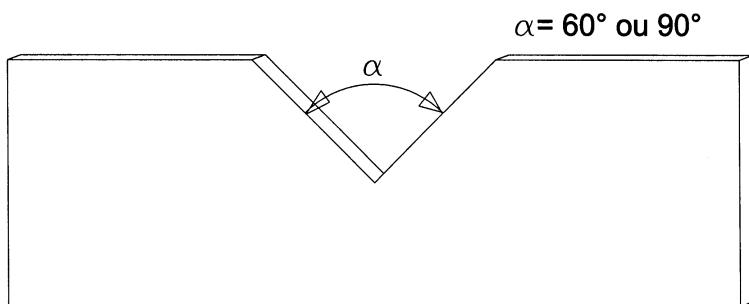
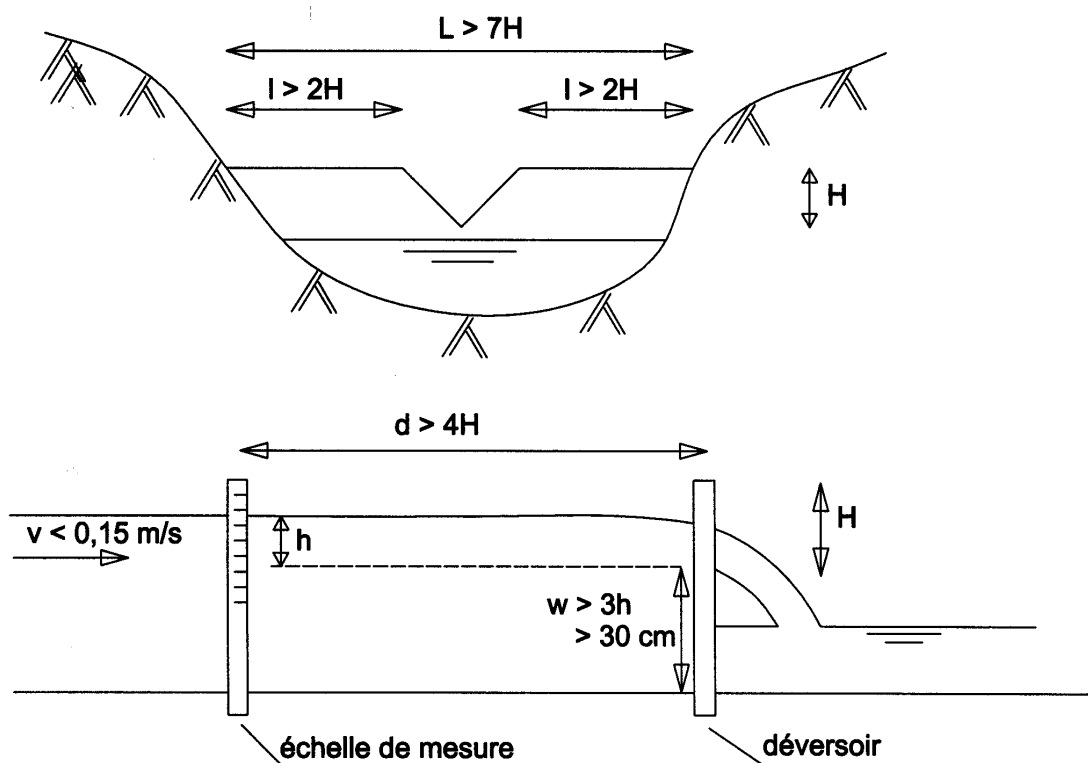


Figure 2.11

En aval du déversoir, on réalise une rigole de profile rectangulaire avec une largeur égale à la largeur du déversoir, et une longueur qui excède 8 fois la hauteur du déversoir (avec un minimum de 1 m). Le déversoir est encastré dans les parois du canal de sorte que le panneau soit d'aplomb et de niveau. Avec de l'argile on bouche les fuites à côté du déversoir, de sorte que toute l'eau soit dirigée à travers le déversoir.

A une distance de 4 fois la hauteur du déversoir on installe une échelle de mesure, qui est de niveau avec la crête du déversoir. Sur cette échelle, on lit la différence en niveau entre la surface d'eau et la crête du déversoir.



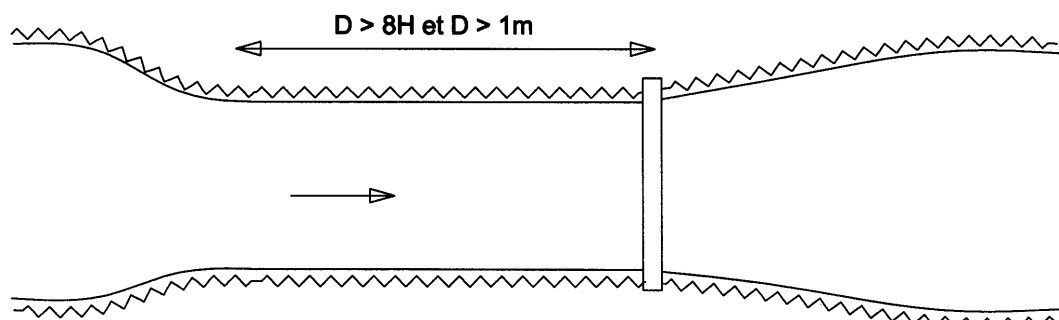


Figure 2.12

Sur base de cette lecture on peut calculer le débit qui passe au-dessus le déversoir:

$$Q = 0,0083 \cdot h^{5/2} \text{ (angle d'ouverture de } 60^\circ)$$

$$Q = 0,0144 \cdot h^{5/2} \text{ (angle d'ouverture de } 90^\circ)$$

Q : débit en l/s

h : hauteur d'eau au-dessus la crête du déversoir en cm.

Les consignes suivantes sont à respecter :

- chute libre
- vitesse maximale de l'eau dans la rigole : < 0,15 m/s
- largeur de la rigole : $L > 7H$
- longueur de la rigole régulière en amont du déversoir : $D > 8H$ et $D > 1m$
- largeur déversoir : $l > 3H$
- niveau minimal de la lame du déversoir au-dessus du fond de la rigole : $w > 3h$ et $w > 0,3 m$
- distance minimale entre l'échelle de mesure et le déversoir : $> 4H$

hauteur (cm)	angle d'ouverture 60°	angle d'ouverture 90°
	débit (l/s)	débit (l/s)
1	0,008	0,014
2	0,047	0,081
3	0,130	0,224
4	0,266	0,461
5	0,465	0,805
6	0,733	1,270
7	1,078	1,867
8	1,505	2,607
9	2,020	3,499
10	2,629	4,554
11	3,336	5,779
12	4,147	7,183
13	5,066	8,774
14	6,097	10,560
15	7,245	12,548
16	8,513	14,746
17	9,907	17,159

18	11,428	19,794
19	13,082	22,659
20	14,872	25,760
21	16,802	29,101
22	18,874	32,690
23	21,092	36,533
24	23,460	40,634
25	25,981	45,000
26	28,657	49,636
27	31,493	54,547
28	34,490	59,739
29	37,653	65,216
30	40,983	70,985

- déversoir rectangulaire :

L'utilisation du déversoir rectangulaire est la même que du déversoir triangulaire. Cependant, ce type de déversoir est davantage adapté à la mesure de débits supérieurs à 10 l/s.

Le débit est de

$$Q = 1,8001 \cdot h^{3/2} \cdot b$$

Q : débit en l/s

h : hauteur en cm d'eau au-dessus de la crête du déversoir

b : largeur en m du déversoir

hauteur (cm)	débit (l/s) (largeur = 1 m)
1	1,800
2	5,091
3	9,354
4	14,401
5	20,126
6	26,456
7	33,338
8	40,732
9	48,603
10	56,924
11	65,673
12	74,829
13	84,375
14	94,295
15	104,576
16	115,206
17	126,174
18	137,469
19	149,083
20	161,006
21	173,231
22	185,751

23	198,558
24	211,648
25	225,013
26	238,647
27	252,547
28	266,707
29	281,121
30	295,787

Pour un déversoir avec une autre largeur que 1 m on peut lire le débit dans le tableau ci-dessus et multiplier ce débit par la largeur du déversoir en m.
exemple:

$$b : 1,6 \text{ m}$$

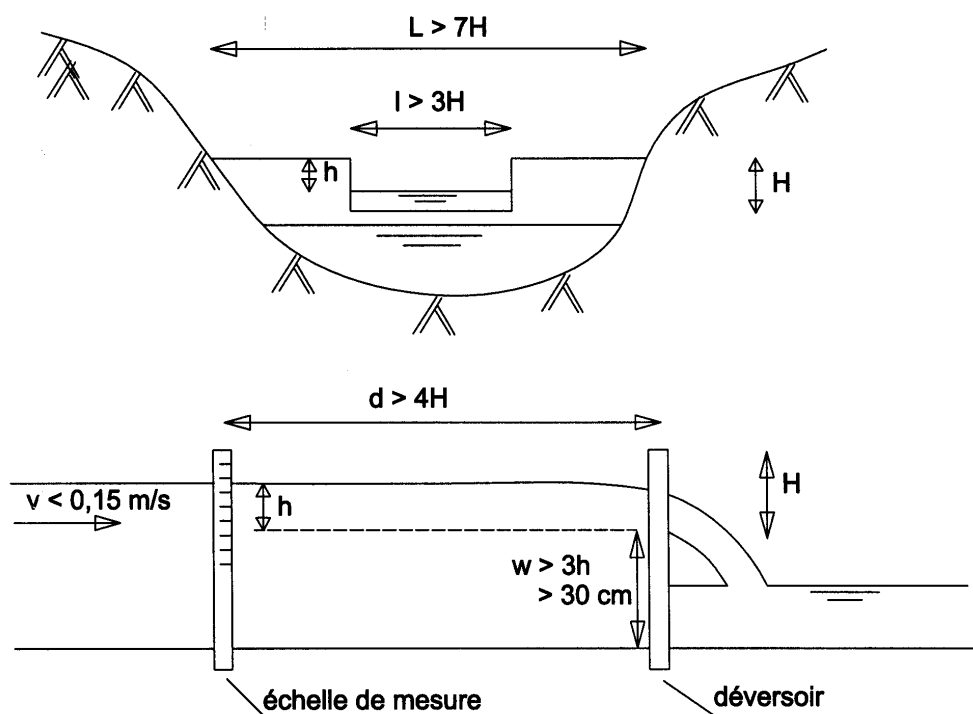
$$h : 14 \text{ cm}$$

pour un déversoir de 1 m : $Q = 94,295 \text{ l/s}$ (voir tableau)

pour un déversoir de 1,6 m : $Q = 1,6 \cdot 94,295 = 150,872 \text{ l/s}$

Le déversoir Thompson (triangulaire) est plus précis pour la mesure de faibles débits que le déversoir rectangulaire. Prenons un déversoir d'une largeur d'un mètre. Pour 10 l/s, la hauteur mesurée est de 3,15 cm. Pour un débit de 11 l/s, on trouve 3,36 cm. Il y a donc une différence de 2mm environ pour 1 l/s.

Pour un déversoir triangulaire de 90° et pour les mêmes débits, on trouve 13,70 cm et 14,23 cm ou une augmentation d'environ 5 mm. Raison pour laquelle un déversoir Thompson est utilisé pour la mesure de faibles débits. En pratique, un déversoir rectangulaire est employé pour des débits à partir de 40 l/s.



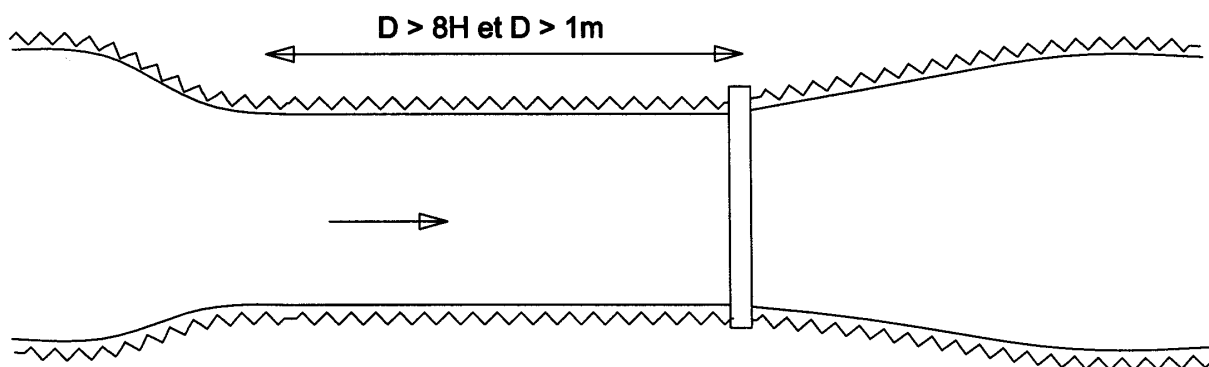


Figure 2.13

Pour un déversoir rectangulaire, les consignes suivantes sont à respecter :

- chute libre
- vitesse maximale de l'eau dans la rigole: $< 0,15$ m/s
- largeur de la rigole: $L > 7H$
- longueur de la rigole régulière en amont du déversoir : $D > 8H$ et $D > 1$ m
- largeur déversoir : $l > 3H$ et $l > 1$ m
- niveau minimal de la lame du déversoir au-dessus du fond de la rigole :
 $w > 3h$ et $w > 0,3$ m
- distance minimale entre l'échelle de mesure et le déversoir : $> 4H$

CHAPITRE 3

QUALITE DES EAUX NATURELLES

Dans ce chapitre :

- les paramètres de l'eau et les effets sur la santé
- l'étude: l'échantillonnage, l'analyse, l'interprétation
- les prélèvements: la fréquence et l'endroit
- les indicateurs bactériologiques: coliformes fécaux, E.Coli et coliformes totaux
- les paramètres physico-chimiques: turbidité, saveur, couleur, température, pH, dureté, gaz carbonique,...
- les influences sur les matériaux : les produits de ciment, l'acier galvanisé, les matériaux plastiques.

3.1. INTRODUCTION

Il existe plusieurs micro-organismes et substances chimiques dans l'eau. L'eau possède aussi des caractéristiques physiques qui définissent sa qualité. Certaines substances et organismes exercent un impact important sur la santé, peuvent provoquer le refus d'eau par les usagers, et d'autres substances peuvent affecter le système d'approvisionnement.

Selon les directives de l'OMS, il existe 128 éléments chimiques, bactériologiques et physico-chimiques qui ont un impact direct sur l'acceptabilité de l'eau. Il est donc impossible de tester tous les éléments présents dans l'eau et pour cela on doit choisir des priorités. La première priorité est la qualité bactériologique, car la contamination de l'eau potable par des organismes pathogéniques constitue le plus grand risque pour la santé. Ces agents pathogènes causent un nombre de maladies, qui affectent un nombre important de personnes dans une période très brève. Beaucoup de ces maladies, telle que le choléra, la typhoïde et la dysenterie peuvent causer des symptômes très sévères et parfois fatals. Des petits enfants sont surtout très vulnérables aux maladies causées par ces organismes.

Les paramètres qui causent le refus, comme la turbidité, la couleur ou le goût, ont également une haute priorité. Dans ce cas, les usagers peuvent préférer une eau, qui semble "plus potable", mais d'une qualité inférieure à cause de la présence des organismes pathogènes.

Il y a ensuite la qualité chimique de l'eau. Elle est en général d'une priorité inférieure comme elle n'affecte pas le même nombre de personnes que la contamination bactériologique. Toutefois, il y a des exceptions. Les éléments comme l'arsenic, le nitrate, le fluorure etc... ont des effets sur la santé qui peuvent être visibles à court terme. Le nitrate et l'arsenic peuvent également

affecter un large nombre de personnes, selon le type d'approvisionnement (par exemple empoisonnement par l'arsenic à Bangladesh par des forages).

Le tableau ci-dessous montre que la qualité de l'eau est un facteur important contre l'occurrence de maladies hydriques, mais elle n'est pas le seul, et sur certaines maladies, elle n'a pas d'influence. C'est pourquoi un programme d'approvisionnement en eau potable (potabilité selon les normes de l'OMS), axé seulement sur l'eau potable, et non pas sur l'évacuation des excréta, sur l'hygiène personnelle ou l'évacuation des eaux usées, a une influence minime sur l'amélioration de la santé. La qualité de l'eau n'est qu'un aspect relatif à la santé. L'étude de la qualité des eaux doit cadrer dans une approche globale qui envisage l'amélioration de la santé car une insistance trop forte sur la qualité peut mener à une négligence d'autres aspects d'une importance égale.

Infections	Qualité de l'eau	Disponibilité de l'eau	Evacuation des excréta	Traitement des excréta	Hygiène personnelle et domestique	Evacuation des eaux usées
Maladies diarrhéiques						
agents viraux	**	***	**	**	***	-
agents bactériens	***	***	**	**	***	-
agents protozoaires	*	***	**	**	***	-
Vers sans hôte intermédiaire						
ascaris et trichuris	*	*	***	***	*	*
ankylostome	*	*	***	***	*	-
oxyure	*	***	**	**	***	-
Vers avec hôte intermédiaire						
ver de Guinée	***	-	-	-	-	-
schistosomiase	*	*	***	**	*	-
Maladies transmises par les insectes						
paludisme	-	-	-	-	-	*
filiaire de Bancroft	-	-	***	-	-	***
Autres						
hépatite A	*	***	**	*	***	-
infections de la peau et des yeux	-	***	-	-	***	-

légende :

- *** = importance significative
- ** = importance modérée
- * = faible importance
- = pas d'importance

A part l'importance primordiale de la qualité de l'eau potable pour la santé publique, il faut aussi se rendre compte que la qualité technique de l'eau, c'est-à-dire surtout son agressivité éventuelle envers le matériau de construction (tuyaux, ouvrages d'art...), est d'une importance significative pour la longévité des systèmes d'adduction d'eau.

3.2. ETUDE DE LA QUALITE DES EAUX NATURELLES

L'étude de la qualité des eaux naturelles comporte trois étapes :

- l'échantillonnage
- l'analyse
- l'interprétation.

3.2.1. L'ECHANTILLONNAGE

L'échantillonnage est primordial car il conditionne la pertinence de l'analyse. Il doit être non seulement de qualité mais aussi représentatif de ce que l'on veut analyser.

Les échantillons d'eau doivent être prélevés dans des récipients propres, rincés plusieurs fois avec l'eau à analyser, puis fermés hermétiquement sans laisser de bulles d'air dans le flacon. Le matériau du récipient de prélèvement est important, car sa composition ne doit pas entrer en réaction avec l'eau à analyser. Le quartz est le matériau le plus adapté pour la bonne conservation des échantillons mais il est très fragile. En général, on utilise le verre, le Pyrex ou des matériaux plastiques (p.e. le polyéthylène).

Le fait de prélever un échantillon d'eau et de le séparer de son milieu naturel entraîne des modifications bactériologiques, physiques et chimiques relativement importantes. Une variation de température entraîne par exemple une modification des constantes d'équilibres des éléments en suspension. Pour minimiser la chance de ces réactions, les échantillons doivent être gardés à une température basse ($< 4^{\circ}$).

L'échantillon doit être représentatif pour l'eau que l'on veut examiner. Dans le cas d'un puits, un prélèvement effectué sur une eau ayant longtemps stagné n'est pas représentatif. L'eau a subi une influence du matériau de tubage, et des éléments extérieurs (pollution, pluie). C'est pourquoi on doit pomper suffisamment longtemps pour renouveler l'eau dans le puits avant de prélever l'échantillon. Dans le cas d'une eau superficielle, on veille à ne pas effectuer les prélèvements trop près du bord pour minimiser les effets de bord (p.e. mise en suspension des matières solides, eau stagnante trop près des rives ...). Souvent il est nécessaire de mêler plusieurs prélèvements, effectués en divers points, pour obtenir un échantillon moyen.

3.2.2. L'ANALYSE

La méthode d'analyse dépend des ressources disponibles. Cependant, une analyse décentralisée est souvent la méthode la mieux indiquée. Des échantillons bactériologiques peuvent se détériorer vite. Ils doivent être analysés pendant les 2 heures après le prélèvement. Si certains échantillons ne sont pas analysés immédiatement, ils doivent être gardés à une température de 4°C ou inférieur et être analysés dans les 6 heures qui suivent leur prélèvement.

Dans beaucoup de pays, il est impossible de garder les échantillons à une température de moins de 4°C, car les laboratoires sont situés le plus souvent à plus de 6 heures de parcours loin du site de prélèvement. En plus, dans une eau chlorée, pour empêcher que le résidu du chlore inactif avant l'analyse les bactéries se trouvant dans l'échantillon, on doit ajouter de la soude thiosulfate. C'est pourquoi on conseille d'utiliser des équipements d'analyse portables, sauf dans le cas où le laboratoire se trouve tout près du site de prélèvement.

L'analyse bactériologique peut être effectuée par la technique de la membrane micro-filtre ou par la méthode de multiples tubes. La technique de la membrane micro-filtre est en général plus rapide et permet d'avoir un résultat dans les 14 - 18 heures. La méthode de multiples tubes est plus lente et demande un calcul statistique des résultats, mais elle est plus appropriée à des eaux turbides. En général, le milieu utilisé dans la technique de la membrane micro-filtre est un milieu de lauryl sulfate. Dans ce cas, les colibacilles thermotolérants produisent des colonies jaunes. La détermination de la présence des colibacilles thermotolérants se fait en comptant ces colonies jaunes. La technique de la membrane micro-filtre est la plus adaptée à une analyse sur le terrain.

Seul un laboratoire d'analyse officiel peut effectuer une analyse chimique complète d'une eau. Pour une analyse générale il faut apporter un échantillon au moins de deux litres d'eau, recueillis dans un récipient chimiquement propre (verre incolore) et en bon état (pouvant bien se fermer). L'échantillon est transporté au laboratoire le plus rapidement possible et doit être conservé au frais pendant le transport. L'analyse doit être effectuée sans délai. Un échantillon ne doit pas être conservé plus de 72 heures.

Lorsqu'une analyse chimique intégrale ne peut pas être effectuée ou n'est pas requise, on peut alors analyser l'eau avec un équipement portatif, avec lequel on peut déterminer les valeurs chimiques les plus importants (p.e. la teneur en gaz carbonique (CO₂), la teneur en oxygène dissous, la dureté, la valeur pH).

Les méthodes et matériels utilisables sur le terrain sont :

- le titrage : on ajoute à l'échantillon à titrer une substance chimique titrante, goutte par goutte, jusqu'à l'apparition d'une modification observable de l'élément titré, p.e. un changement de couleur. Selon la quantité de titrant ajoutée, on peut déterminer les caractéristiques physico-chimiques de l'échantillon titré.
- le comparateur : cet équipement est muni d'un ou de plusieurs tubes de volume connu. Ces tubes sont remplis d'échantillon auquel on y ajoute un réactif. Lorsqu'il y a modification de la couleur de l'échantillon, la couleur obtenue est comparée avec une échelle de couleurs qui permet de déterminer les caractéristiques physico-chimiques de l'échantillon.

- la spectrométrie : l'échantillon est traversé par un faisceau lumineux balayant le spectre visible. Le spectromètre enregistre le spectre de transmittance et le transforme après traitement mathématique en unité de couleur. Cette unité de couleur correspond avec une valeur du paramètre mesuré.
- la mesure par sonde portative électrochimique : elle consiste en une sonde qui est mise dans l'eau et en un boîtier, qui contient l'équipement électronique, et qui est munie d'un petit écran permettant de lire la valeur mesurée. Il existe des sondes pour plusieurs paramètres chimiques.

Pour obtenir des analyses précises, il est recommandé de s'adresser à un laboratoire reconnu, si le coût n'est pas excessif. De plus, cela permet de valider les analyses réalisées par l'équipement de terrain.

En principe, une analyse physique (turbidité, couleur, goût et odeur) doit être effectuée dans un laboratoire, parce qu'on doit disposer d'un équipement assez onéreux. En pratique, il existe des techniques simplifiées, qui permettent d'apprécier les caractéristiques physiques d'une eau, et qui peuvent être appliquées sur le terrain.

3.2.3. L'INTERPRETATION

Les normes concernant les eaux potables ont été étudiées et définies par l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS-WHO). La grille ci-dessous donne les limites pour les substances les plus importantes. Une description plus complète se trouve dans les paragraphes suivants.

On distingue :

- des produits toxiques : si leur concentration dépasse certaines limites, leur présence peut entraîner des conséquences dangereuses pour la santé. Une eau potable ne peut pas contenir des concentrations de ces substances toxiques supérieures à celles indiquées dans la grille ci-dessous.
- des substances chimiques affectant la pureté de l'eau : elles déterminent la potabilité d'une eau. Pour ces substances on définit deux limites :
 - *valeur guide* : c'est la concentration qui, en général, est acceptable;
 - *valeur maximale* : c'est la concentration qui dans des cas exceptionnels est tolérable. Les concentrations au-delà de cette valeur maximale sont dangereuses pour l'homme.

Substance	Valeur guide	Valeur maximale
Bactériologiques		
<i>Toutes les eaux destinées à la consommation</i>		
E.coli ou bactéries coliformes thermotolérantes	0/100 ml	
<i>Eaux traitées, à l'entrée du réseau de distribution</i>		
E.coli ou bactéries coliformes thermotolérantes	0/100 ml	
Coliformes totaux	0/100 ml	
<i>Eaux traitées dans le réseau de distribution</i>		
E.coli ou bactéries coliformes thermotolérantes	0/100 ml	
Coliformes totaux	0/100 ml	
Physico-chimiques		
fer	0,3 mg/l	
manganèse	50 mg/l	
nitrate	50 mg/l	100 mg/l
arsenic	0,01 mg/l	0,05 mg/l
aluminium	0,2 mg/l	
chlore	0,025 mg/l	200 mg/l

3.2.4. FREQUENCE ET ENDROIT

La fréquence de prélèvement dépend de la phase du projet :

Pendant l'étude on veut déterminer les risques pour la santé, la nécessité et les mesures de traitement, et l'agressivité contre les matériaux. Pendant l'exploitation, on veut apprécier la qualité de l'eau distribuée. Lorsque l'eau ne correspond pas aux normes, on essaie de déterminer les facteurs de contamination : influences externes, défaillance au niveau du traitement...

Les prélèvements pendant la phase de l'étude auront un caractère plutôt ponctuel, tandis que pendant l'exploitation il s'agit plutôt d'un suivi régulier.

3.2.4.1. prélèvements lors de l'étude

Le nombre de prélèvements dépend de l'importance du projet. Il sera plus élevé pour un projet de 10.000 bénéficiaires que pour une centaine de personnes. Le tableau ci-dessous donne les indicateurs et la fréquence minimale en fonction de l'analyse requise. Ces indicateurs forment un "jeu minimal" ou un "jeu critique". Ce jeu peut être complété avec d'autres indicateurs, comme nous le verrons dans les chapitres suivants.

analyse	indicateurs	fréquence minimale
potabilité de l'eau	- enquête sanitaire - analyse bactériologique - turbidité	minimum deux fois par point d'eau: - pendant la principale saison de pluies - à la fin de la principale saison sèche
nécessité et mesures de traitement	- analyse bactériologique - pH - turbidité - demande en chlore	minimum deux fois par point d'eau *: - pendant la principale saison de pluies - à la fin de la principale saison sèche
agressivité contre les matériaux	- pH - dureté - CO ₂	une fois **

* chaque fois que l'on analyse la potabilité de l'eau, on étudie à la fois la nécessité et les mesures de traitement.

** s'il existe déjà des analyses d'agressivité d'autres sources d'eau du même type contre les matériaux dans la zone du projet, une nouvelle analyse peut être superflue et on peut se baser sur les résultats de la première analyse.

3.2.4.2. prélèvements pendant l'exploitation

L'objectif principal est une appréciation de la qualité d'eau distribuée. Le "jeu critique" d'indicateurs est composé de :

- enquête sanitaire
- analyse bactériologique
- désinfectant résiduel (chlore résiduel)
- pH
- turbidité.

Dans le cas de populations urbaines importantes, on prend des échantillons au rythme d'au moins 1 prélèvement par 5.000 personnes par mois. Dans le cas de populations urbaines moins importantes ou de populations rurales, on se référera au tableau ci-dessous :

population concernée	nombre de prélèvements à la source et station de traitement	nombre de prélèvements sur la distribution	intervalle maximum
inférieure à 1.000	1 par 4 mois	4 par 4 mois	3 mois
entre 1.000 et 2.000	1 par 4 mois	6 par 4 mois	3 mois
entre 2.000 et 3.000	1 par mois	4 par mois	1 mois
entre 3.000 et 5.000	1 par mois	6 par mois	1 mois
entre 5.000 et 10.000	1 par mois	11 par mois	1 mois
entre 10.000 et 20.000	2 par mois	22 par mois	2 semaine
entre 20.000 et 30.000	2 par mois	34 par mois	2 semaines
entre 30.000 et 50.000	4 par mois	60 par mois	1 semaine

Les échantillons devraient être prélevés à des endroits représentatifs de la qualité d'eau :

- la source
- la station de traitement
- les réservoirs
- les bornes fontaines
- les prises privées.

Dans le cas d'un système étendu, il est évident que l'on ne peut pas contrôler à la fois tous les endroits cités ci-dessus. Raison pour laquelle on doit programmer les prélèvements dans le temps, de sorte qu'après une certaine période tous les points représentatifs soient testés.

On donne la priorité aux endroits où l'eau est stockée, car c'est surtout dans ces endroits que les bactéries se développent (p.e. les réservoirs).

3.3. INDICATEURS BACTERIOLOGIQUES

Dans une analyse la qualité bactériologique de l'eau est prioritaire. Il y a un grand nombre de micro-organismes qui sont dangereux pour l'homme.

Des doses infectieuses de ces agents pathogènes peuvent varier de quelques organismes à plusieurs milliers par milligramme d'eau.

Le danger de ces agents pathogènes varie également selon l'âge ou de l'immunité des personnes.

Sauf pour les vers de Guinée, tous les organismes pathogènes partagent la même origine, c.à.d. les fèces des animaux de sang chaud dans l'eau. Beaucoup de maladies sont transmises par des fèces présentes dans l'eau (p.e. dysenterie, poliomyélites, typhoïde, paratyphoïde, hépatite A, schistosomiase). Il est souvent difficile de tester la présence de tous ces germes pathogènes dans l'eau.

Ils sont très nombreux et très variés et ne peuvent donc pas faire l'objet d'une enquête spécifique. Leur identification peut être très difficile, voir impossible dans le cas des virus. C'est pourquoi on préfère travailler avec des indicateurs qui se maintiennent plus facilement dans les échantillons et, qui sont facilement identifiables et qui montrent qu'il y a des traces de fèces dans l'eau, p.e. les coliformes thermotolérants et les coliformes totaux. Leur mise en évidence dans l'eau n'est pas la preuve de la présence des organismes pathogènes, mais elle permet de la suspecter fortement.

Une enquête bactériologique n'est qu'une photo de la qualité de l'eau au moment du prélèvement et elle n'a donc pas valeur dans le temps. L'absence des coliformes thermotolérants dans l'échantillon du prélèvement ne prouve pas que l'eau est saine. Elle indique seulement que cet échantillon n'est pas contaminé. La valeur et la certitude de l'information augmentent avec le nombre d'échantillons prélevés. Les analyses bactériologiques sont assez coûteuses et ne permettent jamais d'avoir une vue d'ensemble sur la qualité d'eau, même si on augmente le nombre de prélèvements. En plus, l'eau peut être potable lors du puisage, mais ne plus l'être lors de la consommation.

C'est pourquoi une analyse bactériologique doit toujours être accompagnée d'une enquête sanitaire.

3.3.1. ENQUETE SANITAIRE

L'enquête sanitaire examine toutes les situations qui permettent aux excréta d'être directement ou indirectement en contact avec l'eau.

- contamination directe de l'eau par les matières fécales :
 - les gens défèquent dans l'eau
 - se lavent dans l'eau.

contamination indirecte par les germes fécaux :

- il n'y a pas de latrines
- les latrines sont mal utilisées
- les latrines sont mal conçues
- les points d'eau ne sont pas correctement aménagés (les animaux ont accès à la source d'eau, il n'y a pas de protection autour des puits et des sources...)
- les gens utilisent des récipients souillés ou mal protégés pour le transport et le stockage.

(La liste ci-dessus n'est pas exhaustive)

Une enquête sanitaire permet d'étudier la vulnérabilité de l'eau par rapport à la pollution et donne l'image d'une situation à moyen terme plutôt que du moment même. En plus, on obtient de l'information sur toute la filière de l'eau, de la source jusque chez les consommateurs.

Une enquête sanitaire devrait être effectuée chaque fois que l'on fait une analyse bactériologique. L'information obtenue par cette enquête peut toutefois être facilement utilisée en tant qu'outil de suivi. Dans ce cas, sa fréquence sera plus élevée que celle de l'analyse bactériologique.

3.3.2. LES BACTERIES THERMOTOLERANTS (COLIFORMES FECAUX, E.COLI)

L'indicateur standard pour la contamination bactériologique est l' E.coli. Ces coliformes sont dérivés des fèces des animaux à sang chaud ou l'homme. Ils ont une résistance suffisante contre des effets environnementaux dans l'eau superficielle et souterraine et ne disparaissent pas facilement. Ils se trouvent en abondance dans des fèces fraîches. Cependant, les E.coli sont susceptibles à une chloration. C'est pourquoi, dans le cas d'une eau traitée avec du chlore, les résultats doivent être interprétés avec prudence.

Bien que les E.coli forment l'indicateur de contamination bactériologique, dans la pratique on cherche les bactéries thermotolérantes, qui sont plus faciles à identifier. Les E.coli sont membres du groupe des bactéries thermotolérantes, et la concentration en bactéries thermotolérantes est directement liée à celle d'E.Coli. C'est pourquoi on accepte l'utilisation des bactéries thermotolérantes au lieu d'E.coli.

L'absence d'E.coli n'indique pas forcément une absence de fèces. Raison pour laquelle on a défini un jeu de paramètres-clés (jeu critique ou jeu minimal) pour déterminer le risque de contamination bactériologique :

- 1) la présence de E.coli: voir supra
- 2) la turbidité : certains corps solides en suspension ont la propriété de pouvoir retenir par leur surface des micro-organismes (adsorption) et peuvent protéger des bactéries contre l'action des désinfectants.
- 3) le résidu désinfectant: il s'agit souvent de chlorure et on mesurera le chlorure libre.
- 4) le pH: est important au niveau de l'efficacité de la chloration.

Les paramètres 2 à 4 sont traités plus loin.

Le dépistage direct de coliformes fécaux peut être effectué par la technique de la membrane micro-filtre ou la méthode la fermentation en tubes multiples.

Sur le terrain, la technique de la membrane micro-filtre est la plus adaptée. On filtre une quantité connue d'eau sur une membrane poreuse (le micro-filtre), calibrée pour retenir les bactéries. Puis la membrane est mise pendant 24h dans un milieu nutritif, dans un incubateur à 44°C. Dans ces conditions, seuls les coliformes thermotolérants se développent. Les autres bactéries ne se développent en principe pas au dessus de 37°C. Après 24 heures, les bactéries ont formé des colonies qui peuvent être identifiées à l'œil nu. Les colonies sont comptées et le résultat est exprimé en nombre de colonies par 100 ml d'eau filtrée.

Valeur guide : 0/100 ml dans tous les échantillons

Valeur maximale : 0/100 ml dans tous les échantillons

Il y a beaucoup de régions où il est encore impossible de rester en dessous de cette valeur guide. Dans ces régions, il faut établir des normes bactériologiques un peu moins strictes.

On propose :

- pour une eau chimiquement traitée (p.e. chloration) : 0/100 ml dans au moins 90 % des échantillons prélevés. En plus, elle ne peut pas dépasser 4/100 ml dans plus de deux échantillons consécutifs.
- pour une eau non traitée : 10/100 ml dans au moins 90% des échantillons prélevés. En plus, elle ne peut pas dépasser 20/100 ml dans plus de deux échantillons consécutifs.

3.3.3. COLIFORMES TOTAUX

Le group des coliformes totaux comprend non seulement les E.coli, mais également des bactéries qui ne sont pas d'origine fécale mais dérivées d'autres sources. C'est pourquoi, ces bactéries sont moins fiables pour la détermination du risque de contamination pour les usagers. Cependant, cette analyse est importante comme mesure d'efficacité de traitement d'eau. Un traitement d'eau est supposé inactiver toutes les bactéries. La présence de coliformes totaux indique donc un traitement inefficace ou un afflux d'eaux de surface dans le système. Dans le cas où l'eau n'est pas traitée, la mesure des coliformes totaux ne vaut plus la peine. Mieux vaut examiner la présence des E.coli.

La recherche des coliformes totaux se fait selon la même procédure que pour les E.coli mais en modifiant les conditions d'incubation : température de 35°C et autre milieu de culture.

Valeurs guides OMS : 0/100 ml dans 95 % des échantillons d'eaux traitées.

3.3.4. AUTRES

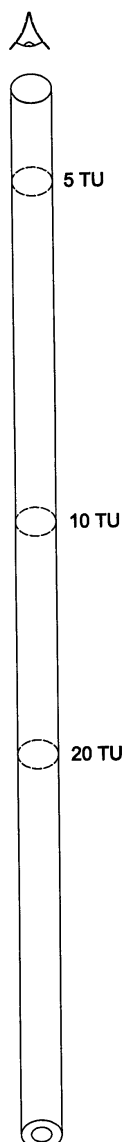
Il existe encore d'autres indicateurs qui peuvent être utilisés. Comme les coliformes totaux, ils ne sont pas toujours d'origine fécale. Ils peuvent être utilisés en tant qu'indicateur de l'efficacité du traitement.

3.4. PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES

3.4.1. INTRODUCTION

On peut distinguer quatre catégories de paramètres physico-chimiques :

- les paramètres organoleptiques: la saveur, la couleur, l'odeur, la turbidité... Ils n'ont pas de signification sanitaire mais leur dégradation peut indiquer une pollution ou un mauvais fonctionnement des installations de traitement ou de distribution. Souvent, les consommateurs portent un jugement sur la qualité de l'eau en se basant sur ces paramètres.
- les paramètres indésirables : ils peuvent créer soit un désagrément pour le consommateur : goût (p.e. fer), odeur (p.e. matières organiques), couleur (p.e. fer), soit causer des effets gênants pour la santé (nitrates, fluor, chlore);
 - les paramètres toxiques : ils sont dangereux pour la santé en cas de consommation régulière (arsenic, aluminium).
 - les paramètres en relation avec la structure de l'eau : ils peuvent affecter entre autre l'agressivité contre les matériaux (pH, CO₂, dureté).



Dans ce chapitre, nous traitons un nombre limité de ces paramètres. En général dans les projets en milieu rural, on analyse uniquement :

- pendant l'étude: le pH, la turbidité, la demande en chlore;
- pendant l'exploitation: le pH et le chlore résiduel (si l'eau est traitée).

Les autres paramètres sont seulement étudiés s'il y a des plaintes des usagers ou quand il y a des traces de leur présence.

3.4.2. TURBIDITE

Une eau doit être limpide ou optiquement vide. Elle ne doit contenir aucune matière en suspension. Le trouble de l'eau est dû à la dilution de particules minérales terreuses (argile, silice...), végétales et animales, entraînées au cours du passage de l'eau à travers le sol. Certains corps solides en suspension ont la propriété de pouvoir retenir par leur surface des micro-organismes (adsorption). Ces micro-organismes peuvent être nuisibles à la santé des usagers.

En outre, une eau turbide peut être rejetée par les usagers.

Figure 3.1

Pour un système en fonction, une hausse de turbidité indique un afflux dans le réseau des eaux de surface ou par des eaux non traitées, et donc, un risque accru de contamination bactériologique.

Les corps solides en suspension, responsables de la turbidité, peuvent également causer des troubles dans les différentes parties d'un réseau de distribution.

La turbidité est exprimée en TU. Selon l'OMS, la turbidité ne peut pas dépasser 1 TU. Cependant, dans la pratique il est difficile et onéreux d'effectuer des tests qui permettent de détecter des valeurs inférieures à 5 TU. C'est pourquoi on a fixé la limite supérieure à 5 TU.

La turbidité devrait être mesurée lors de chaque prélèvement et le teste devrait être effectué sur le terrain, pour éviter que le transport des échantillons mène à des résultats fautifs.

La turbidité se mesure sur le terrain à l'aide d'un turbidimètre. Il s'agit d'un tube transparent qui est gradué de certaines valeurs clé de turbidité. Au fond du tube est gravé un cercle. Le tube est tenu verticalement sur une surface blanche et on le remplit doucement jusqu'à ce que le cercle gravé disparaisse. A ce moment on mesure la hauteur de l'eau dans le tube.

La valeur de la turbidité est alors :

$$\text{Turbidité (TU)} = 10^{(3.47 - 1.54 \log x)}$$

(x = hauteur de la colonne d'eau dans le tube en cm)

Les graduations sur le tube permettent de faire une estimation de la turbidité. En effet, la valeur-clé est 5 TU. Quand le tube est rempli jusqu'à cette hauteur, le cercle dans le fond doit être visible.

En théorie, la turbidité ne peut pas dépasser 1 TU. On peut facilement calculer que cette valeur correspond avec une hauteur d'eau dans le tube de 180 cm. En pratique, il n'est pas possible d'allonger le tube à une longueur de 180 cm qui permet la disparition du cercle dans le fond. On est obligé d'appliquer d'autres techniques dans un laboratoire. C'est pourquoi on accepte une turbidité de 5 TU lorsqu'on effectue des tests sur le terrain.

3.4.3. SAVEUR

Une eau chimiquement pure n'a pas de saveur. L'eau potable, n'étant pas chimiquement traitée peut avoir une saveur faiblement salée, sucrée, amère ou acidulée, à condition qu'elle soit agréable.

La saveur dépend essentiellement de la quantité et de la qualité des corps dissous. Ces corps dissous ne sont pas toujours nuisibles, et dans ce cas l'eau peut être jugée saine pour la consommation.

L'eau potable ne doit avoir aucune odeur. L'odeur dépend des substances volatiles contenues dans l'eau. Il existe des techniques appliquées dans des laboratoires officiels pour apprécier le danger pour la santé, mais en général lorsque, sur le terrain, une odeur est constatée, l'eau sera refusée pour la consommation humaine.

Parfois, l'eau d'une source ou d'un puits peut avoir une légère odeur sulfureuse, qui disparaît très rapidement. Si cette odeur provient de la décomposition de matières organiques, cette eau est à rejeter.

Même s'il n'y a pas d'indications pour la nocuité, une eau avec une odeur ou une saveur peut-être rejetée par les usagers qui préfèrent s'approvisionner à une source de moindre qualité bactériologique mais sans saveur ni odeur. Dans ce cas, l'odeur et la saveur constituent un facteur subjectif qui peut déterminer la réussite d'un projet.

3.4.4. COULEUR

L'eau potable a généralement une couleur bleuâtre sous une couche de 2 à 3 m d'épaisseur et au-delà. La couleur peut être dérivée des particules solides en suspension, des matériaux organiques, de la corrosion des tuyaux en métal... Il existe des procédures de mesure standardisées mais qui dépassent généralement les capacités des organismes responsables de la conception, de l'exécution ou de la gestion des projets en milieu rural. La couleur est souvent déterminée par simple observation.

Un changement de couleur de l'eau d'une source protégée peut indiquer qu'il existe un risque de contamination et une action remédiant peut s'avérer nécessaire. Dans le cas d'un forage, un changement de couleur peut indiquer la corrosion de matériaux utilisés. La couleur de l'eau peut donc être utilisée comme indicateur d'un problème technique.

Egalement, une eau colorée peut être refusée par les usagers.

3.4.5. TEMPERATURE

La température est un paramètre de confort pour les usagers. Elle ne peut pas être trop élevée, sinon il y a risque que l'eau soit rejetée par les usagers. Pour une eau souterraine, elle donne également de l'information indirecte sur la qualité d'eau.

En général, la température d'une eau souterraine est plus au moins stable. Si l'on constate des fortes variations de température, ceci indique que l'eau est exposée aux influences de l'extérieur, qui peuvent également polluer cette eau.

3.4.6. PH

La valeur pH est très importante dans la technologie de l'eau.

Le pH détermine si l'eau est acide, neutre ou alcaline.

La molécule de l'eau H₂O peut fournir un ion H⁺ et un ion OH⁻.

Le produit des concentrations HOH en ions hydrogènes et hydroxyles est constant pour les eaux de la terre. Par rapport à la concentration H₂O on aura:

$$10^{-14} = \frac{(H^+) \times (OH^-)}{(H_2O)}$$

Pour une valeur donnée (H_2O) = 1 on peut déterminer la concentration en ions OH^- si l'on connaît la concentration en ions H^+ et vice-versa.

La concentration en ions H^+ peut être mesurée avec des instruments de haute précision et permet donc de déterminer :

- l'acidité (plus de ions H^+ que ions OH^-) $(H^+) > 10^{-7} > (OH^-)$
- la neutralité (égalité de ions H^+ et OH^-) $(H^+) = (OH^-) = 10^{-7}$
- l'alcalinité (plus de ions OH^- que ions H^+) $(H^+) < 10^{-7} < (OH^-)$

Le pH est le co-logarithme de la concentration en ions H^+ de la solution :

pH > 7 = eau alcaline

pH < 7 = eau acide

pH = 7 = eau neutre

En pratique, le point neutre 7 de la valeur pH varie selon la dureté carbonatée ° DG (voir 3.6.7). Une eau dont la valeur dépasse 7 peut parfois être acide si la dureté carbonatée est faible. (voir figure 3.2.)

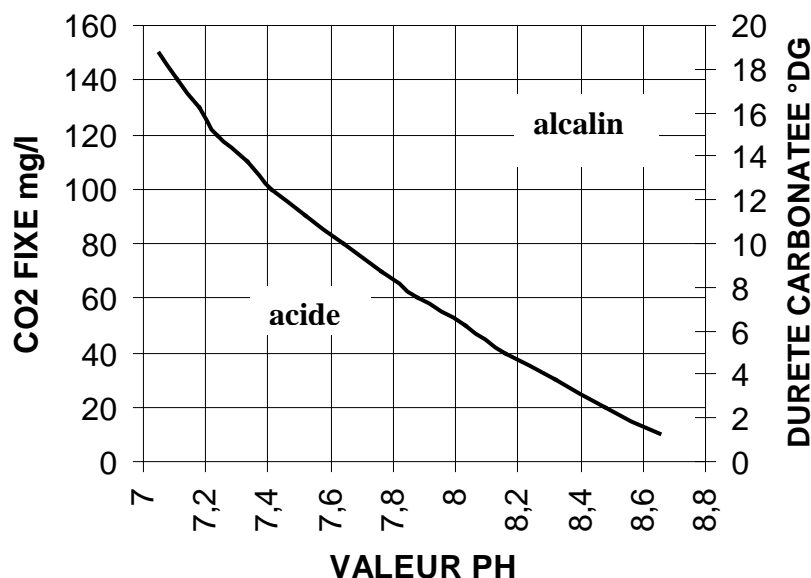


Figure 3.2

Le pH doit être compris entre 6,5 et 8,5. Le maximum admis est de 9,5. Des pH inférieurs à 7 (eau alcaline) peuvent provoquer une corrosion des tuyauteries métalliques. La corrosion augmente avec la diminution du pH (voir 3.7.)

Le pH est impérativement mesuré sur le terrain à l'aide d'un pH-mètre ou avec un comparateur.

3.4.7. DURETE

La dureté d'une eau se traduit par une difficulté dans la production de mousse par le savon et dans la cuisson des légumes. Elle est due principalement à la présence de sels de calcium et magnésium. On dit qu'une eau est dure lorsqu'elle

contient une grande quantité de sels de calcium et de magnésium, et douce si la quantité de sels de calcium et de magnésium est basse.

La dureté est échelonnée en degré allemand de dureté :

$$1 \text{ DG} = 17,81 \text{ mg CaCO}_3 / \text{l}$$

On utilise également d'autres unités :

$$1 \text{ degré anglais} = 0,80 \text{ DG} = 14,29 \text{ mg CaCO}_3 / \text{l}$$

$$1 \text{ degré français} = 0,56 \text{ DG} = 10 \text{ mg CaCO}_3 / \text{l}$$

degré de dureté en DG	indication de l'eau
0 - 4	très douce
4 - 8	douce
8 - 12	mi-dure
12 - 18	assez dure
18 - 30	dure
> 30	très dure

On distingue trois différents types de dureté :

- La dureté totale qui indique globalement la teneur en sels de Ca et Mg.
- La dureté carbonatée qui comprend uniquement la partie de Ca et de Mg combinée avec le CO₂. Lorsque l'eau est bouillie pendant une période assez longue les Ca et Mg combinés au CO₂ sont presque entièrement précipités comme carbonates insolubles.
- La dureté permanente ou non carbonatée est celle qui persiste après ébullition de l'eau et qui correspond aux sulfates de chlorure de Ca et de Mg.

Dans ce qui suit, nous traitons uniquement la dureté carbonatée. Ce paramètre ne fait pas l'objet de normes strictes. Il varie le plus souvent entre 10 mg/l et 500 mg/l. Avec l'intervention d'autres facteurs (p.e. pH), une dureté de plus de 200 mg/l peut entraîner l'entartrage des canalisations. A l'inverse, une dureté trop faible (inférieure à 100 mg/l) ne permet pas la formation d'une couche carbonatée protégeant les canalisations métalliques de certains risques de corrosion. Les éventuels effets sur la santé de la dureté de l'eau de boisson sont controversés.

3.4.8. GAZ CARBONIQUE

Le gaz carbonique CO₂ dans l'eau est composé du gaz fixé CO₂ et du gaz libre CO₂. Les gaz carboniques CO₂ fixés et libres se trouvent dans toutes les eaux naturelles.

Généralement, les eaux de surface contiennent beaucoup moins de gaz carbonique libre que les eaux souterraines.

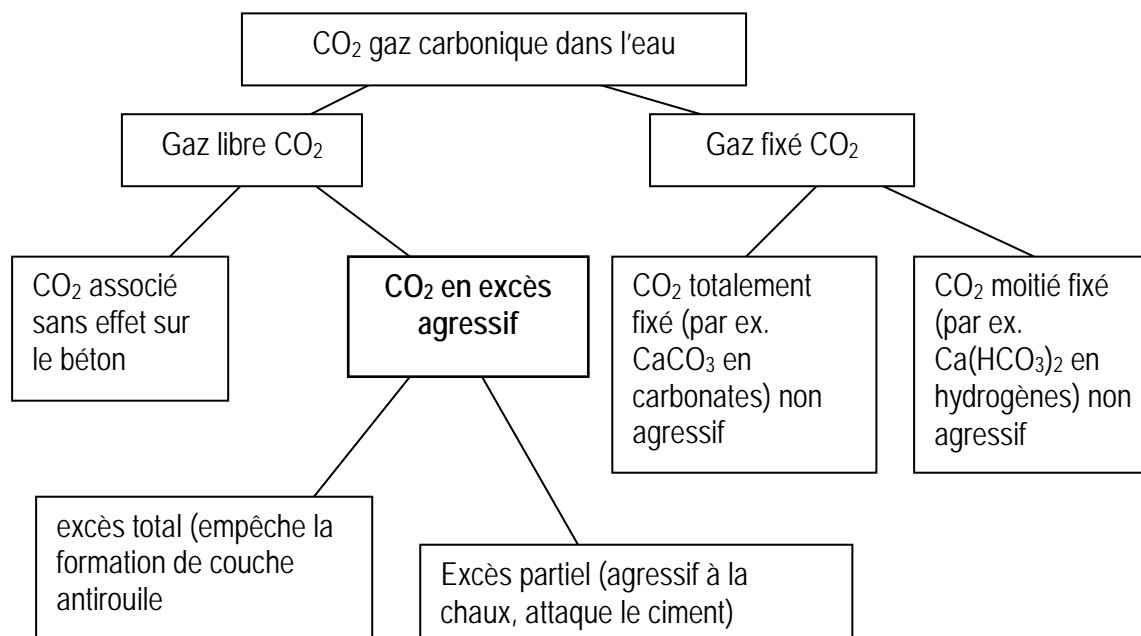


Figure 3.3

Le CO₂ fixé consiste en CO₂ totalement fixé et en CO₂ à moitié fixé. Le CO₂ totalement fixé est combiné avec le calcium ou le magnésium. C'est pourquoi sa quantité peut être calculée en fonction de la durée carbonatée : $DG \times 7,85 = \text{mg / l de CO}_2 \text{ fixé}$

Le CO₂ à moitié fixé est combiné avec des bicarbonates ou des carbonates d'hydrogène. Sa quantité est égale à celle du CO₂ totalement fixé.

Le CO₂ fixé (soit totalement fixé, soit à moitié fixé) n'est pas agressive pour le ciment et le fer.

Le CO₂ libre est composé de CO₂ associé et le CO₂ en excès. Ce CO₂ associé est nécessaire pour maintenir les carbonates de calcium/hydrogène en solution. Dès lors la quantité de CO₂ associé dépendra de la quantité de CO₂ fixé combiné avec le calcium ou donc de la durée carbonatée.

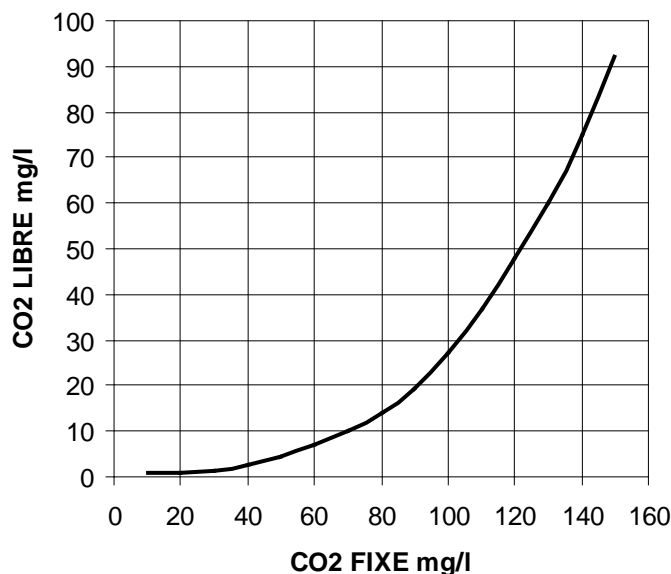


Figure 3.4

Si la dureté carbonatée est de 100 ° DG, le CO₂ associé sera de 30 mg/l.

La partie du CO₂ libre qui excède le CO₂ associé est le CO₂ en excès. Seul le CO₂ en excès est agressive. Celui-ci peut attaquer, dissoudre les matériaux à base métallique ainsi que les carbonates de calcium contenus dans le béton.

La teneur en gaz carbonique est seulement déterminée en fonction des effets sur les matériaux (voir 3.7.)

3.4.9. FER ET MANGANESE

Fer et manganèse peuvent causer le refus de l'eau par les usagers parce que le fer et le manganèse causent la colorisation de la lessive. Le fer peut également donner un mauvais goût à l'eau. Le fer est souvent dérivé des eaux souterraines, mais parfois aussi de la corrosion des matériaux métalliques. Le manganèse est souvent dérivé des sédiments dans les eaux de surface. La présence de fer ou de manganèse est seulement mesurée s'il y a des plaintes par les usagers. En général, au-dessous de 0,3 mg/l de fer, il n'y a pas de plaintes. Pour le manganèse, la concentration ne peut pas excéder 50 mg/l.

3.4.10. NITRATE

Les nitrates ont un effet néfaste sur la santé : l'ingestion de nitrates à fortes doses est susceptible, sous certaines conditions, de perturber l'oxygénation du sang chez les nourrissons (maladie bleue). Par ailleurs, ils sont suspectés de provoquer l'apparition de cancers digestifs.

Les nitrates sont omniprésents dans l'eau et sont dérivés des déchets humains ou des engrais inorganiques. Ils ne peuvent pas être enlevés de l'eau. Une fois qu'ils sont entrés dans l'eau, leur concentration peut seulement être réduite par une dilution.

On estime que la consommation d'une eau ayant une teneur en nitrates comprise entre 50 et 100 mg/l peut être tolérée, sauf pour les femmes enceintes et les nourrissons. Au-delà de 100 mg/l, l'eau ne doit pas être consommée.

3.4.11. ARSENIC

La présence d'arsenic devrait être mesurée quand un problème est connu ou attendu. L'arsenic peut être dérivé d'une dissolution des minéraux contenant de l'arsenic ou des activités industrielles. Vu les dangers (p.e. infections de la peau, cancer de la peau), l'eau devrait toujours être testée avant le captage, s'il y a des signes de présence d'arsenic. Une eau ne peut pas contenir une concentration d'arsenic qui dépasse 0,05 mg/l.

3.4.12. FLUOR

Un excès en fluor peut mener à des déformations du squelette et des dents (fluorose osseuse et dentaire; coloration en brun des dents pouvant évoluer jusqu'à leurs pertes). Cependant, un manque de fluor est également associé avec les caries dentaires. C'est pourquoi, dans certains pays, fluor est ajouté à l'eau potable pour améliorer la santé des dents.

Dans le cas des projets en milieu rural où on n'ajoute pas de fluor, la présence de fluor est dérivée des eaux souterraines, venant des sols contenant le fluor. C'est pourquoi, si on opte pour tester la présence de fluor dans l'eau, on le fait lors de l'étude avant l'exécution du projet. La concentration maximale est de 2 mg/l.

3.4.13. ALUMINIUM

La présence de l'aluminium dans l'eau potable est souvent due un pauvre traitement (coagulation-flocculation). L'Aluminium peut mener à des maladies des nerfs, p.e. Alzheimer. Des concentrations supérieures à 0,2 mg/l peuvent provoquer souvent des plaintes de la part des consommateurs, en raison de la flocculation de l'hydroxyde d'aluminium dans les canalisations et d'une accentuation de la coloration de l'eau par le fer.

La présence d'aluminium est seulement mesurée dans le cas d'une station de traitement avec une étape de coagulation-flocculation.

3.4.14. CHLORE

Le chlore est souvent utilisé pour désinfecter un système d'eau. Le résidu détecté dans les échantillons sera composé du chlore libre résiduel et de chlore combiné résiduel. Le chlore libre peut inactiver les microbes dans l'eau. Le chlore combiné est le chlore qui a déjà réagi avec les substances dans l'eau et a une capacité désinfectante inférieure.

Si dans le cas d'une chloration continue de l'eau, on constate une diminution du chlore résiduel, ceci indique que le système doit être nettoyé.

Pour le chlore, la quantité guide est de 0,025 mg/l (dans de ces d'une chloration continu). La concentration à risque est de 200 mg/l. Le chlore peut poser de problèmes aux personnes atteintes de maladies cardio-vasculaires.

Le seuil gustatif est de l'ordre de 200 mg/l à 300 mg/l. Au-delà de ce seuil, les usagers peuvent rejeter l'eau.

3.5. INFLUENCES SUR LES MATERIAUX

L'agressivité de l'eau joue un rôle destructeur sur les matériaux de construction et doit être sérieusement considérée lors de la mise en œuvre d'une adduction d'eau. Les eaux agressives entraînent la corrosion des conduites de distribution et détériorent (par perforation) les canalisations.

La qualité ainsi que le débit de l'eau se trouvent alors réduites.

Les réseaux souterrains sont les plus touchés; il est donc nécessaire de prendre des précautions avant et pendant leur construction. L'attaque de corrosion vient aussi bien de l'intérieur (eau transportée) que de l'extérieur (eau du sol).

Souvent les moyens financiers manquent pour traiter l'eau agressive. C'est pourquoi, lors de l'étude, on doit proposer des matériaux qui résistent aux influences de l'eau. Un matériau idéal n'existe pas, et souvent on doit proposer des mesures de protection comme le revêtement ou peinture de bitume, d'époxy,...). En plus on essaiera toujours d'évacuer les eaux agressives des constructions par un drainage.

Pour une part importante, l'agressivité de l'eau est déterminée par sa valeur pH et par sa teneur en gaz carbonique libre (CO₂).

Pour savoir si ces deux valeurs permettent de déterminer une eau agressive ou non, il faudra connaître la dureté carbonatée de cette eau.

Ci-dessous nous traitons les matériaux les plus utilisées dans les projets en milieu rural :

- les produits de ciment (béton, mortier ...)
- l'acier galvanisé
- les matériaux plastiques.

3.5.1. PRODUITS DE CIMENT (BETON, MORTIER...)

3.5.1.1. agressivité

La figure 3.5. donne le degré d'agressivité d'une eau contre les produits de ciment (béton, mortier ...) en fonction de la dureté carbonatée et de la teneur en CO₂ libre.

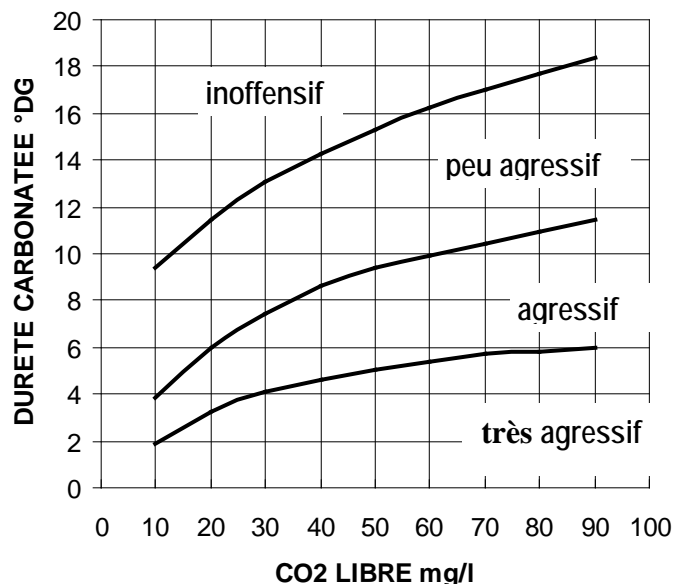


Figure 3.5

En général, on peut dire que :

- une eau douce (dureté basse) est agressive.
- une eau riche en CO₂ libre est agressive.

On constate également que pour une dureté carbonatée inférieure à 2° DG, la présence des carbonates de calcium/hydrogène ne nécessite pas la présence de CO₂ associé (concentration de CO₂ associé = 0 mg/l) pour être agressive. Tout le CO₂ libre, présent dans l'eau consiste donc en CO₂ en excès.

Si l'on ne dispose pas du matériel pour mesurer la dureté ou la teneur en CO₂, on peut se baser sur le pH pour estimer le degré d'agressivité d'une eau. En général, une eau acide (pH < 7) est agressive. On a vu qu'une eau peut être acide, même si son pH dépasse 7 (dépendant de la dureté carbonatée). En pratique, on prend une petite marge et on classe une eau avec pH < 7,5 comme agressive.

Il y a encore d'autres éléments qui sont nuisibles pour le béton, mais qui ne sont pas traités ici. Ces éléments sont présents dans les eaux suivantes et les rendent agressives :

- l'eau marécageuse
- les eaux usées
- les eaux salées.

3.5.1.2. prévention de la destruction

- réduire la quantité de CO₂ agressive en aérant l'eau. Une eau qui tombe reçoit une certaine aération. (pe. dans un bassin de sédimentation, un brise-charge, ..).

On peut augmenter cette aération :

- en créant des cascades

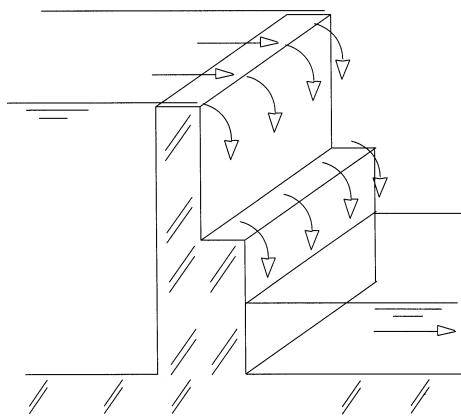


Figure 3.6

- munir le déversoir d'une plaque en métal avec des dents de scie

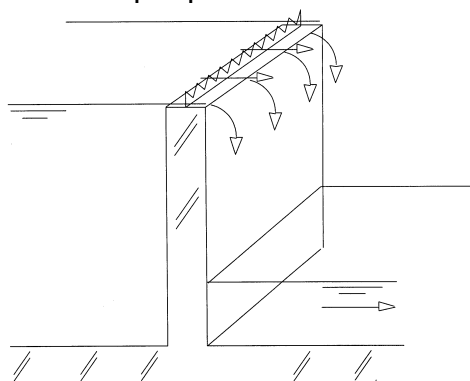


Figure 3.7

Cependant, si l'eau contient un peu de fer, elle subira une coloration due à son contact avec l'oxygène.

- différents genres de ciments sont différemment résistants aux influences destructives des eaux agressives. La résistance augmente dans l'ordre : ciment Portland, ciment spécial (hauts fourneaux) et ciments alumineux. Souvent, sur le marché local on ne trouve que le ciment Portland. Il faut donc prendre d'autres mesures pour augmenter la résistance
- les produits à base de ciment peuvent être protégés par l'adjonction d'adjuvants (se renseigner sur le marché local).
- un béton ou mortier de bonne qualité (granulométrie, dosage, malaxage, qualité du sable, gravier, qualité et quantité d'eau..) a une meilleure résistance qu'un béton d'une qualité inférieure. Si possible, on préfère pavier le béton.
- les constructions en béton souterraines et en contact avec l'eau agressive doivent être protégées par des enduits ou peintures. A l'intérieur on utilise une peinture à base d'époxy, à l'extérieur par des bitumes.

- on prévoit un drainage pour évacuer les eaux agressives du sol.
- les constructions sont exécutées suivant les règles d'art, évitant toute fissure ou cassure. Là, l'eau peut trouver un endroit pour infiltrer dans le béton et commencer la destruction de l'intérieur.

3.5.2. ACIER GALVANISE

3.5.2.1. agressivité

La figure 3.8. donne le degré d'agressivité d'une eau contre les produits de fer (tuyaux en acier) en fonction de la dureté carbonatée et de la teneur en CO₂ libre.

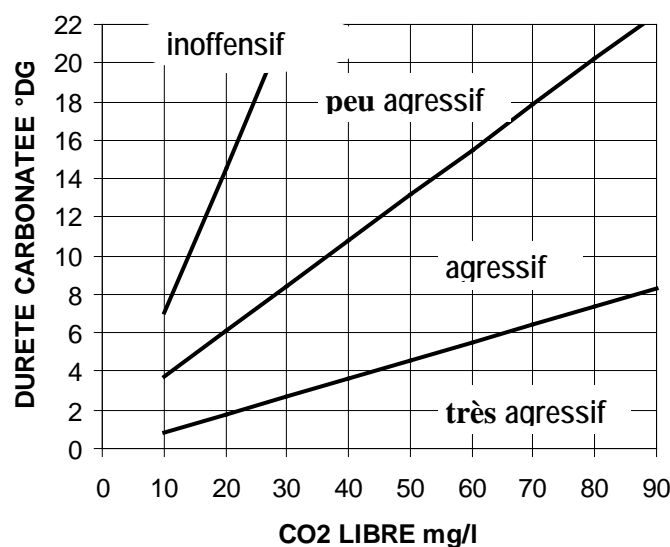


Figure 3.8

En général, on peut dire que :

- une eau douce (dureté basse) est agressive
- une eau riche en CO₂ libre est agressive.

En plus, la valeur pH devrait se situer autant que possible vers la zone neutre pour le fer non protégé et pas plus de -0,5 point pour les tuyaux galvanisés.

Dans une eau, dont la dureté est supérieure à 2 DG et qui ne contient pas de CO₂ agressif, mais ayant une contenance en oxygène (dépendant de la vitesse), une couche protectrice composée de calcium et de magnésium peut se développer sur les parois des tuyaux. Elle est appelée couche anti-rouille. Du moment que le CO₂ est présent, même en faible quantité, cette couche anti-rouille ne peut pas se développer.

Le fer non-protégé est également attaqué par le chlorure (>150 mg/l). Il faut en tenir compte quand on propose un traitement par chloration. En effet, il est toujours déconseillé d'utiliser du fer non-protégé.

3.5.2.2. prévention de la corrosion

- réduire la quantité de CO₂ agressive (voir prévention de la destruction du béton)
- revêtir les tuyaux en fer avec du bitume ou du goudron pour la protection contre l'agressivité extérieure
- utiliser des tuyaux de fer enrobés de plastique ou munis d'une couche d'époxy
- utiliser des tuyaux en fonte.

3.5.3. MATERIAUX PLASTIQUES

Les matériaux plastiques, aussi bien le PVC que le PE, sont insensibles aux influences des eaux agressives.

3.5.4. CONCLUSION

Pour déterminer l'agressivité de l'eau contre les matériaux, il faut mesurer le pH, la dureté et la teneur en CO₂. Souvent, ces mesures ne peuvent pas être effectuées (pas de matériel disponible, laboratoire trop éloigné..). Dans le cas d'un petit projet, une analyse physico-chimique peut être trop chère.

Pour pallier ce problème, une enquête est faite sur le comportement des matériaux par rapport aux influences de l'environnement. S'il y a des projets similaires dans la zone du projet, on étudie comment l'eau attaque (ou n'attaque pas) le béton, les tuyaux.. S'il n'y a pas de projets d'eau, on examine d'autres constructions en béton et de préférence celles souterraines, on examine des structures en métal...

Sur base de ces constats, on détermine les matériaux adaptés aux circonstances locales.

De toute façon, les ouvrages d'art seront exécutés avec beaucoup de soins et selon les règles d'art. On applique toujours une protection intérieure et extérieure. Pour les tuyaux, on opte pour des matériaux plastiques et on essaie de limiter l'usage de matériaux métalliques (p.e. pour les bornes fontaines). On n'utilise jamais de métal non-protégé.

PARTIE 2

CONCEPTION

CHAPITRE 4 ETUDE DU BESOIN EN EAU POTABLE

Dans ce chapitre :

- **définition du besoin en eau potable et description de ses caractéristiques**
- **les facteurs déterminant le besoin : l'étendue du projet, l'horizon et la consommation par usager et sa variation**
- **méthode de calcul du besoin en eau potable pour un projet d'eau potable.**

4.1. OBJECTIFS

Un projet en eau potable doit couvrir les besoins en eau de la population de toute l'étendue de la zone du projet et sur une période préalablement déterminée.

Chaque étude doit donc commencer par la détermination :

- des besoins actuels et futurs en eau potable de la population
- de l'étendue de la zone du projet
- de l'horizon (la période préalablement déterminée)
- des caractéristiques de la population.

4.2. BESOIN EN EAU

Le besoin en eau potable est la quantité totale d'eau brute requise à l'installation de production (soit un captage, un puits, une prise d'eau..) pour satisfaire aux exigences de chaque consommateur.

Le besoin en eau d'une zone est la somme des besoins des différents groupes dans cette zone :

- le besoin domestique, c.à.d le besoin de chaque habitant à la maison. Cette quantité dépend de l'organisation de l'habitat de la population : rural (aggloméré), sémi-rural (sémi-dispersé) et urbain (dispersé). En général, une population rurale utilise moins d'eau qu'une population urbaine.
- le besoin des services publics : de santé, d'enseignement, d'administration, religieux.
- le besoin du commerce et de l'industrie.
- le besoin de l'agriculture.

Ce besoin n'est pas une constante mais varie dans le temps :

- des variations horaires, c.à.d. pendant la journée. Normalement le besoin est le plus élevé pendant le matin et vers le soir. La figure 4.1. montre un exemple de la variation pendant une journée.
- des variations journalières, selon le jour de la semaine (jour de marché, par exemple).

- des variations mensuelles, importantes dans des zones caractérisées par une forte migration.
- des variations annuelles sont en fonction, d'une part, du développement de la population et de l'hygiène; et d'autre part; de l'accroissement de la population. Le besoin augmente dans le temps.

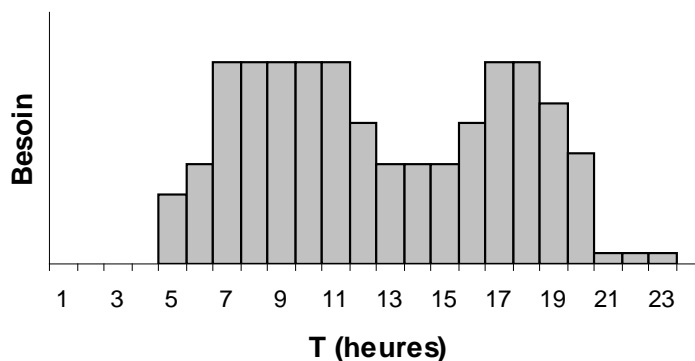


Figure 4.1

Le besoin est donc une variable. Pour la conception d'un projet, les valeurs suivantes nous intéressent :

- le besoin journalier actuel, c.à.d. le besoin moyen en eau pour la zone et par jour au moment de l'inauguration du projet.
- le besoin journalier futur, c.à.d. le besoin moyen en eau pour la zone après une période égale à l'horizon du projet (voir 4.4.).
- le besoin de pointe actuel, c.à.d. le besoin maximal durant une journée pour la zone au moment de l'inauguration du projet.
- le besoin de pointe futur, c.à.d. le besoin maximal durant une journée pour la zone après une période égale à l'horizon du projet (voir 4.4.).

Le projet doit être conçu de façon qu'il puisse couvrir le besoin de pointe actuel et futur.

4.3. L'ETENDUE

Trop souvent, un projet est conçu en fonction d'une demande d'un petit groupe-demandeur et de la disponibilité connue en eau potable lors de la demande, par exemple le débit d'une seule source. De cette façon on risque de :

- oublier une partie de la population qui pourrait également être approvisionnée.
- ne pas prendre en compte d'autres possibilités d'approvisionnement.
- réaliser plusieurs petits projets, l'un à côté de l'autre et souvent en chevauchement.

Les projets en eau potable sont en général onéreux. Il faut donc éviter le gaspillage de l'argent, de matériaux ou de la main d'œuvre. On doit chercher à concevoir le projet de manière la plus efficace possible. Ceci n'est possible que si, pendant la phase de l'étude, on ne parte pas d'une partie du problème, mais en considérant sa totalité. Appliquer une approche "holistique".

L'étendue du projet (ou de l'étude) dépendra de l'objectif de l'étude :

- dans un plan directeur on étudiera l'approvisionnement en eau potable de toute une zone. Lors de la détermination de l'étendue de cette étude, on ne se base pas encore sur des propositions techniques (par exemple l'approvisionnement par adduction gravitaire, construction de puits, de forages...). Par contre, un des objectifs d'une telle étude est d'élaborer des solutions techniques pour tous les usagers dans la zone. La détermination de la zone dépendra donc d'autres facteurs comme les aspects politiques, organisationnels...
- dans une étude d'un projet, on étudiera seulement la zone qui bénéficiera de ce projet. Les limites de ce projet découlent normalement d'une étude plus globale, par exemple d'un plan directeur.
- dans une extension ou une réhabilitation, l'étendue se limitera également à la zone bénéficiaire. Pour les limites de cette zone, on se réfère de nouveau à une étude plus globale (p.e. un plan directeur).

S'il existe un plan directeur, il faut vérifier s'il est encore valable car par exemple certains projets ne peuvent pas être réalisés selon ce plan, la situation démographique peut avoir changé,...

S'il n'y a pas de tel plan directeur, l'ingénieur devra délimiter la zone du projet.

La détermination de l'étendue du projet doit être basée sur plusieurs aspects :

- des aspects politiques et institutionnels : dans certains pays, l'approvisionnement en eau potable est une matière communale. Dans ce cas, l'étude est menée de concert avec les autorités locales, qui participent à la délimitation de l'étendue de l'étude.
- des aspects techniques : dans beaucoup de cas, on préfère de construire des adductions gravitaires (par exemple pour la simplicité de l'entretien et du fonctionnement). L'étendue sera donc limitée à la zone en aval de la source (ou groupe de sources). Cependant, le choix d'une adduction gravitaire doit toujours être motivé et comparé avec des solutions alternatives. Cette comparaison peut nécessiter une étude superficielle d'une zone plus étendue que celle qui peut être approvisionnée par une adduction gravitaire.
- des aspects socio-organisationnel : certaines cultures ont leur propre façon d'organisation, des systèmes étendus nécessitent plus de capacité d'organisation chez les usagers que des petits systèmes.

On décidera de l'étendue ensemble avec des représentants de tous les concernés: les autorités locales, les usagers (domestiques, édifices publics, industrie, agriculture, ...)

Lors de la délimitation de l'étendue de l'étude, on ne considèrera pas uniquement la situation actuelle, mais également la situation future.

Par exemple, si la commune a l'intention de construire un nouveau quartier, il faut déjà en tenir compte.

4.4. L'HORIZON

L'horizon de l'étude est le moment à venir pour lequel les éléments du système d'AEP seront dimensionnés. Le système sera saturé à ce moment.

L'horizon est déterminé en fonction de :

- l'évolution de la demande. La demande (ou le débit) augmente dans le temps (par l'accroissement par exemple de la population). Lors de l'inauguration du système, il sera surdimensionné pour que ce système puisse fonctionner d'une façon satisfaisante pendant une certaine période (par exemple 20 ans). Plus cette période sera longue, plus les coûts initiaux d'investissement seront importants. L'accroissement de la demande dépend de beaucoup de facteurs souvent inconnus lors de l'étude. Il ne faut pas vouloir concevoir un système pour une période très longue (par exemple 50 ans), vu l'imprécision de l'évolution de ces données de base.
- la durée de vie des éléments du système. Les constructions en maçonnerie ou béton ont une durée de vie de 30 à 50 ans, les tuyaux ont une durée de vie de 30 ans et l'équipement hydraulique (vannes, pompes,...) peut durer de 7 à 10 ans. En général, l'horizon de l'étude pour chaque élément du système peut être limité à la durée de vie de cet élément. Le besoin en eau potable d'un village augmente dans le temps. Si ce village est approvisionné par une pompe, le débit de cette pompe variera également dans le temps. Le débit de cette pompe dans 10 ans sera inférieur à son débit dans 20 ans. Vu que la durée de vie d'une pompe est de 10 ans, elle devra être remplacée après 10 ans. La première pompe sera donc dimensionnée sur le débit dans dix ans, la deuxième sur le débit dans 20 ans.

L'horizon d'une étude est généralement de 20 à 25 ans. Au-delà de cette période, on ne peut plus faire une estimation plus au moins réaliste de la demande future. Les éléments qui ont une durée de vie inférieure à ces 20 ans, sont dimensionnés pour un horizon égal à leur durée de vie.

Pour des petits systèmes, on considère normalement deux situations :

- la situation actuelle (lors de l'inauguration du système).
- la situation future (horizon de 20 à 25 ans).

Pour des projets importants on peut également considérer une situation intermédiaire, pour plusieurs raisons.

- certains quartiers sont encore en développement et il y a encore beaucoup de facteurs inconnus pour déjà construire un réseau définitif de distribution.
- la demande dans 10 ou 15 ans n'exige pas encore la construction de tous les réservoirs et ces investissements importants peuvent être reportés.
- certaines ouvrages, comme des réservoirs compartimentés, peuvent être construits en plusieurs phases.

De cette façon, on peut répartir les investissements dans le temps et éviter des investissements, qui peuvent paraître ultérieurement inutiles.

Souvent, l'horizon de cette situation intermédiaire est de 10 à 15 ans.

situation	moment	type de projet
actuelle	lors de l'inauguration	tous les projets
intermédiaire	10 à 15 ans après l'inauguration	projets importants
future	20 à 25 ans après l'inauguration	tous les projets

4.5. CONSOMMATION

4.5.1. LA CONSOMMATION SPECIFIQUE

La consommation spécifique est la quantité d'eau consommée par un usager ou un groupe d'usagers pendant une période déterminée, par exemple :

- la quantité consommée par jour et par habitant (souvent en l/hab/jour).
- la quantité d'eau par lit d'hôpital par jour (souvent en l/lit/jour).

Cette consommation spécifique est une moyenne sur la période déterminée.

La consommation totale d'une zone est la somme de chaque consommation spécifique multipliée par le nombre d'usagers ou groupes d'usagers.

4.5.2. LA CONSOMMATION DOMESTIQUE

On fait la distinction selon la façon d'habitat et la façon de distribution.

- l'habitat : situation rurale (habitat dispersé), situation sémi-urbaine (habitat sémi-dispersé) et situation urbaine (habitat aggloméré).
- la façon d'approvisionnement : approvisionnement par branchement privé et approvisionnement public (borne-fontaine, kiosque de vente).

Le tableau ci-dessous donne les consommations spécifiques (consommation par habitant par jour) pour les différentes situations. Les valeurs proposées sont des valeurs minimales et peuvent être modifiées en fonction de la situation locale.

	approvisionnement	branchement	unité
	public	privé	
rural (dispersé)	15	60	l/hab/j
sémi-urbaine (sémi-dispersé)	22	75	l/hab/j
urbain (aggloméré)	30	90	l/hab/j

4.5.3. LA CONSOMMATION DES EDIFICES PUBLICS

La consommation des édifices publics est difficile à déterminer. Les chiffres ci-dessous sont des estimations et donnent à l'ingénieur responsable de l'étude une idée indicative de la consommation de ces institutions.

Si l'ingénieur dispose de données, basées sur la situation réelle dans la région, il est conseillé d'utiliser ces chiffres.

On distingue:

- édifices de santé
- édifices d'enseignement
- édifices d'administration
- autres.

Pour les édifices de santé, la consommation spécifique est exprimée en l/visiteur/jour ou l/lit/jour.

Cette consommation spécifique couvre tous les besoins pour le fonctionnement de ces édifices (par exemple le nettoyage, la préparation des repas...)

édifice de santé	consommation spécifique	unité
hôpital sans salle d'opération	100	l/lit/jour
hôpital avec salle d'opération	200	l/lit/jour
maternité	150	l/lit/jour
dispensaire (soins primaires)	10	l/visiteur/jour
centre nutritionnel	15	l/visiteur/jour

Pour les édifices d'enseignement, la consommation spécifique est exprimée en l/enfant/jour ou l/élève/jour. Cette consommation spécifique couvre tous les besoins pour le fonctionnement de ces édifices.

édifice d'enseignement	consommation spécifique	unité
école primaire	5 à 10	l/enfant/jour
école secondaire sans internes	5 à 10	l/élève/jour
école secondaire avec internes	40	l/élève/jour

Pour les édifices d'administration, on peut se baser sur le nombre de visiteurs pour déterminer la consommation spécifique (exprimée en l/jour). Il s'agit de bureaux administratifs, tribunaux,....

édifice d'enseignement	consommation spécifique	unité
nombre de visiteurs < 10	100	l/ jour
nombre de visiteurs entre 10 et 50	250	l/jour
nombre de visiteurs > 50	500	l/jour

Il existe encore d'autres édifices (comme les missions, les camps militaires, les orphelinats, les prisons,...) pour lesquels l'ingénieur responsable doit se renseigner des besoins locaux.

Dans une première étude, on peut se baser sur les chiffres ci-dessous.
La liste n'est pas exhaustive :

autres	consommation spécifique	unité
mission	80	l/occupant/jour
camp militaire	80	l/occupant/jour
orphelinat	40	l/occupant/jour
prison	40	l/occupant/jour

4.5.4. LA CONSOMMATION DE COMMERCE ET D'INDUSTRIE

Comme consommateurs commerciaux ou industriels, on peut considérer les restaurants, les hôtels, les petites entreprises, les abattoirs, les usines de café ou de thé, les briqueteries ou d'autres usines de production agro- alimentaire.

Pour certains consommateurs des chiffres indicatifs sont donnés ci-dessous. Ils doivent toujours être vérifiés sur le terrain.

consommateur	consommation spécifique	unité
restaurant	15	l/visiteur/jour
hôtel	80	l/hôte/jour
abattoir	350	l/animal/jour
usine à thé	5	m ³ /tonne thé produite

4.5.5. LA CONSOMMATION AGRICOLE DOMESTIQUE

Dans certaines localités on utilise l'eau potable pour arroser les jardins, par exemple par le système goutte-à-goutte.

Dans ce cas, la consommation spécifique est exprimée en l/ha/jour.

De plus en plus, le bétail est mis à l'étable au foyer. Souvent on n'a pas de données sur le nombre de vaches, chèvres, ... par famille. Dans ce cas on utilise une consommation moyenne par famille.

consommateur	consommation spécifique	unité
arrosage goutte-à-goutte	15	l/ha
vaches	40	l/animal
chèvres	5	l/animal
bétail (en général)	10	l/animal

4.6. VARIATION

4.6.1. VARIATION HORAIRE

Le besoin en eau potable varie durant la journée. Cette variation dépend :

- de l'organisation sociale des usagers
 - du nombre d'usagers
 - des activités des usagers.
- dans une société, où les gens organisent leur vie de la même façon, on constatera que les variations dans la consommation journalière sont plus prononcées.
- la consommation momentanée d'une société est la somme de la consommation de tous les usagers individuels à ce moment. La chance qu'un pourcentage de tous les usagers prennent de l'eau diminue avec le nombre total d'usagers. En général, autant plus que le nombre d'usagers est élevé, les pointes dans la consommation diminuent. En Europe, dans des villes de quelques centaines de milliers d'habitants, la proportion consommation maximale / consommation moyenne est comprise entre 1,5 et 2. Dans les villes de quelques dizaines de milliers d'habitants, il semble qu'une proportion de 2 soit un maximum. Pour une population voisine de 1.000 habitants, la proportion serait de 2,4 environ. Une proportion de plus de 3 ne s'appliquerait qu'à des populations de l'ordre de 500 habitants.
- certaines activités nécessitent un débit constant, d'autres sont caractérisées par des pointes dans la consommation. Si la consommation industrielle ou agricole, qui est en général plus ou moins constante, est importante par rapport à la consommation domestique, elle a pour effet d'abaisser les pointes de consommation.

Il existe peu de données sur la variation journalière de la consommation en milieu rural. On accepte en Europe que la demande en milieu rural oscillerait entre 0,125 et 3,5 Q durant la journée (Q étant le débit moyen par heure pour 24 heures). Pour des pays en voie de développement, on accepte que la demande varie entre 0,1 et 2 Q. Si on dispose des indications que le débit de pointe est plus élevé, on peut retenir 2,5 Q, comme maximum.

4.6.2. VARIATION JOURNALIERE ET MENSUELLE

Dans certains cas on peut avoir une forte variation journalière (jour de marché, par exemple) et une forte variation mensuelle (importante dans des zones caractérisées par une forte migration). Ces variations dépendent de la variation du nombre d'usagers. Pour calculer le minimum et le maximum, il faut donc multiplier le nombre minimal et maximal d'usagers par leur consommation spécifique. Normalement, un système sera conçu pour desservir le nombre maximal d'usagers.

4.6.3. VARIATION ANNUELLE

On a distingué quatre types de consommation :

- consommation domestique
- consommation des édifices publics
- consommation industrielle et artisanale
- consommation agricole.

4.6.3.1. consommation domestique

La variation annuelle de la consommation domestique dépend de la croissance démographique de la population, de l'importance de la consommation spécifique et du type de distribution.

Il est rare qu'on dispose d'un taux de croissance démographique pour une région donnée. On applique souvent le taux national en milieu rural (souvent autour de 3%). Eventuellement, on peut utiliser un taux légèrement plus élevé (+ 0,5%). Des infrastructures d'eau potable ont un attrait particulier à la population rurale, de sorte que ces centres se développent plus vite que le taux moyen national.

La formule de croissance :

$$P_n = P_0 * (1+t/100)^n$$

où

P_0 = nombre initial d'habitants, c.à.d la valeur au moment de l'inauguration

P_n = nombre d'habitants à déterminer après n ans

t = taux de croissance en %

n = nombre d'années de la période concernée (l'horizon).

exemple

$P_0 = 2.000$ habitants

t = 3,5 %

n = 20 ans

$P_{20} = P_0 * (1+t/100)^n = 2.000 * (1+3,5/100)^{20} = 3.980$ habitants

Cet exemple montre que la population a presque doublé en 20 ans.

Normalement l'approvisionnement en eau potable contribue à l'augmentation du niveau de vie, ce qui stimule à son tour la demande en eau potable.

La consommation spécifique augmente au cours du temps, surtout en milieu urbain. Il est difficile de chiffrer cette augmentation et on suppose souvent que les valeurs proposées correspondent déjà à un niveau de desserte suffisante.

Une évolution qu'on ne peut pas négliger est l'augmentation du nombre de branchements privés. Il est difficile d'obtenir des chiffres sur ces branchements, mais il faut faire une estimation, basée sur des expériences dans d'autres systèmes dans la région et sur le potentiel économique des usagers.

4.6.3.2. consommation des édifices publics

Pour déterminer l'augmentation de la consommation des édifices publics, il faut se renseigner auprès des responsables de ces édifices, par exemple auprès des autorités locales, des ONG, des services gouvernementaux. Il s'agit des extensions ou de nouveaux édifices. Le plus souvent, cette information ne sera pas disponible car elle n'est pas encore connue. Il y a lieu d'appliquer un taux forfaitaire sur la consommation des édifices publics, éventuellement égal au taux de croissance démographique.

$$Q_n = Q_0 * (1+t/100)^n$$

où

Q_0 = consommation initiale des édifices publics, c.à.d la valeur au moment de l'inauguration

Q_n = consommation des édifices publics à déterminer après n années

t = taux de croissance de la population en %

n = nombre d'années de la période concernée.

4.6.3.3. consommation industrielle, artisanale et agricole

Il se pose ici le même problème que pour les édifices : l'évolution des activités et leur besoin en eau est difficile à prédire et l'information y relative est presque inexistante. On peut de nouveau appliquer un taux forfaitaire, éventuellement égal au taux de croissance démographique.

Mais d'abord, il faut se demander si les usagers doivent utiliser de l'eau potable pour ces activités ou s'il n'y a pas d'autres sources d'eau plus adaptées.

4.7. COLLECTE DES DONNEES

Avant de calculer les besoins en eau, un certain nombre d'enquêtes doivent être menées pour connaître les données de base actuelles et pouvoir effectuer une prévision de la situation future à l'horizon d'étude.

Pour cela il faut faire une enquête :

- au niveau de la commune et d'autres autorités locales
- au niveau des services gouvernementaux(de santé, d'enseignement..)
- au niveau de la paroisse
- au niveau des organisations privées (par exemple ONG).

Il faut ensuite organiser un recensement sur le terrain. Ce recensement peut cadrer dans l'étude socio-organisationnel qui précède chaque projet.

Les éléments qui sont intéressants pour le calcul du besoin sont le nombre de personnes, le type d'habitat, la volonté de faire installer un branchement privé et les activités industrielles et agricoles (à court terme et à long terme).

4.8. CALCUL DU BESOIN

Les étapes à suivre sont :

- la délimitation de l'étendue
- la définition de l'horizon (avec éventuellement une situation intermédiaire)
- l'enquête sur les différents usagers : actuels et futurs par rue, quartier
- la détermination des consommations spécifiques (actuelles et futures)
- le calcul du besoin moyen et de pointe pour les deux situations (situation actuelle et future) en multipliant le nombre d'usagers par leur consommation spécifique correspondante et en additionnant les sous-totaux.

exemple :

rue : rue de marche

type d'habitat : aggloméré

taux de croissance : 3 %

horizon : 20 ans

augmentation du nombre de branchements privés : 100 %

proportion consommation de pointe / consommation moyenne : 2

situation actuelle				
type de consommation	nombre d'usagers	consommation spécifique (l/jour)	consommation moyenne (l/s)	consommation de pointe (l/s)
consommation domestique				
borne-fontaine	125 hab	30	0,0434	0,0868
branchement privé	24 hab	90	0,0250	0,0500
édifices publics				
école primaire	120 enfants	5	0,0069	0,0139
hôpital sans salle d'opération	30 lits	100	0,0347	0,0694
industrie-agricole				
nihil				
total			0,1100	0,2201

situation future				
type de consommation	nombre d'usagers	consommation spécifique (l/jour)	consommation moyenne (l/s)	consommation de pointe (l/s)
consommation domestique				
borne-fontaine	182 hab	30	0,0632	0,1264
branchement privé	86 hab	90	0,0896	0,1792
édifices publics				
école primaire	217 enfants	5	0,0126	0,0251
hôpital sans salle d'opération	54 lits	100	0,0625	0,1250
industrie - agricole				
nihil				
total			0,2279	0,4557

* : Vu que le nombre de branchements privés double en 20 ans, ce nombre futur sera de:

$$(24 \times 2) \times (1 + 3/100)^{20} = 86$$

Le nombre d'usagers de borne-fontaines sera donc :

$$(125 - 24) \times (1 + 3/100)^{20} = 182$$

Dans l'exemple ci-dessus, on a calculé les consommations pour une rue. Il est important de scinder la consommation par rue.

Cette méthode permettra davantage de dimensionner le réseau de distribution et les réservoirs. Le total de la consommation de toute la zone qui sera approvisionnée (l'étendue) permet de dimensionner les ouvrages au niveau du captage (bassin de départ, de sédimentation...) et l'adduction d'aménée.

CHAPITRE 5

HYDRAULIQUE DES CONDUITES FORCÉES

Même si la conception d'un système d'eau potable se fait de plus en plus à l'aide d'un ordinateur, une bonne compréhension des principes de base en hydraulique reste indispensable.

Ce chapitre traitera :

- de la terminologie de base (vitesse, pression, hauteur piézométrique, pertes de charge)
- des principes de base (équation de Bernoulli, formule de Manning, de Darcy-Weisbach)
- du calcul hydraulique d'une conduite simple
- du calcul d'un réseau ramifié et maillé (de façon manuelle (Hardy-Cross) et à l'aide d'un ordinateur).

5.1. TERMINOLOGIE ET PRINCIPES DE BASE

5.1.1. VITESSE

La vitesse n'est pas constante dans une section d'une conduite. Elle varie sur toute la section et elle est nulle où le fluide est en contact avec la paroi.

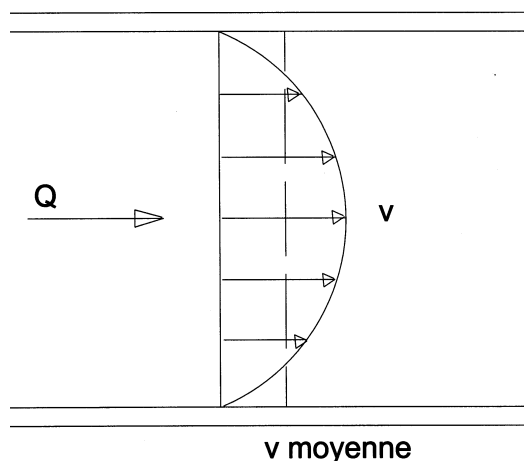


Figure 5.1

Dans les calculs, on considère la vitesse moyenne sur toute la section. Elle est donnée par la formule :

$$v = Q / A$$

où

Q = le débit dans la section (m^3/s ou l/s)

A = la surface de la section (m^2).

5.1.2. ECOULEMENT PERMANENT

On parle d'un écoulement permanent quand les différentes caractéristiques (pression, vitesse, débit) ne changent pas dans le temps.

Pour la plupart des calculs hydrauliques, cette supposition est parfaitement acceptable et simplifie beaucoup l'étude hydraulique.

5.1.3. PRESSION

La pression dans une conduite contenant un fluide en mouvement varie sur la longueur de la conduite. Si on installe un branchement ouvert sur cette conduite dans un point donné i , le fluide monte jusqu'à une hauteur h_i (hauteur par rapport au point i). Dans un point donné j , le fluide monterait jusqu'à une hauteur h_j .

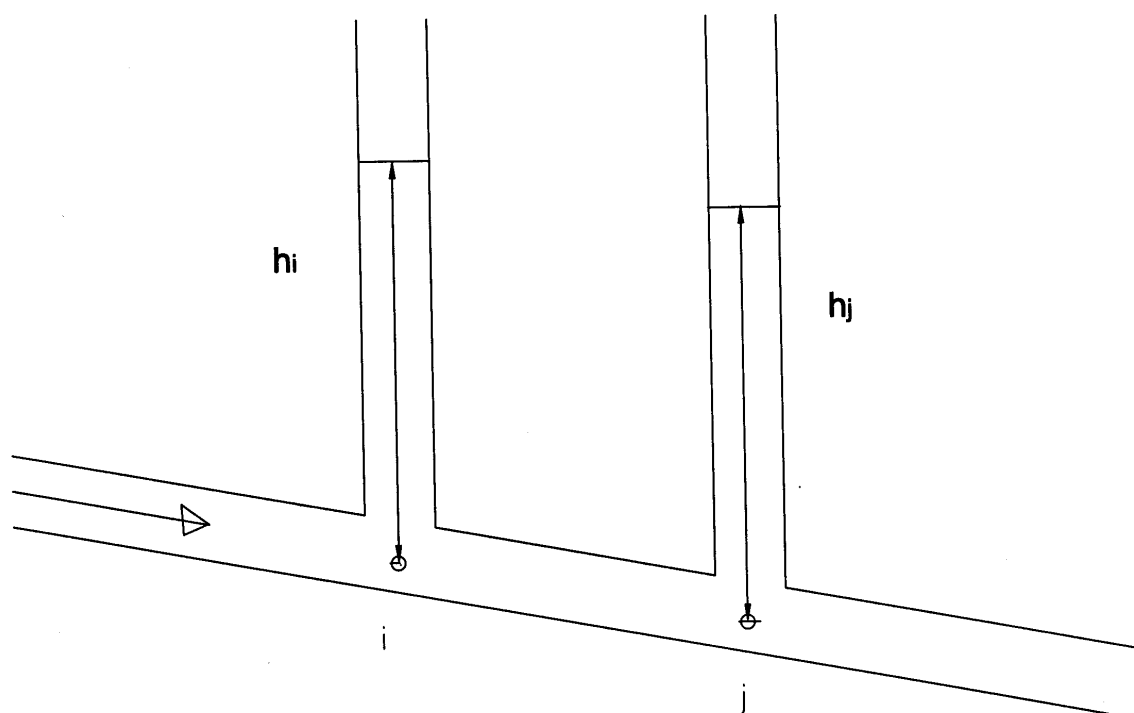


Figure 5.2

La pression dans le point i est alors :

$$p_i = h_i \cdot \rho \cdot g$$

où

p_i = la pression du fluide dans le point i

ρ = densité ou masse volumique du fluide (eau: 1000 kg/m^3)

g = accélération gravitaire ($9,81 \text{ m/s}^2$);(ou accélération de la gravité)

exemple :

$$h_i = 10 \text{ m}$$

$$p_i = 10 \cdot 1000 \cdot 9.81 = 98.100 \text{ kg /m.s}^2 = 10.000 \text{ N/m}$$

Le branchement ouvert est appelé un piézomètre.

Cet instrument permet de mesurer la pression dans un point donné.

En pratique, on ne fait pas toujours la distinction entre h_i (étant la hauteur représentative de la pression) et p_i (la pression). On utilise la hauteur représentative de la pression au lieu de la pression. Ainsi, la pression est exprimée en mètre. Dans cet exemple, la pression serait de 10 m.

5.1.4. PRESSION HYDROSTATIQUE

Considérons un réservoir rempli d'un fluide en repos ou en mouvement. Le liquide exerce une pression sur les parois et sur tout objet qui se trouve dans le réservoir. Quand le fluide est au repos, la pression exercée sur les objets ou les parois est égale à la pression hydrostatique.

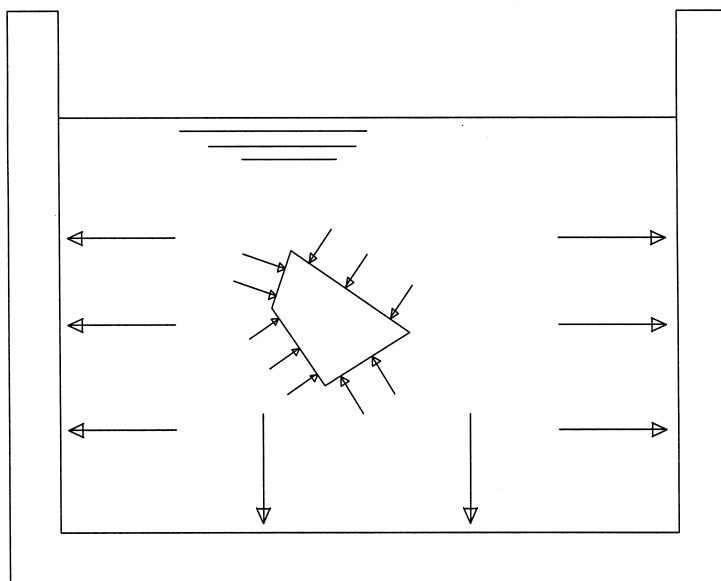


Figure 5.3

La pression hydrostatique (p) est calculée de la manière suivante :

$$p = p_0 + \rho \cdot g \cdot n$$

où

n = la profondeur par rapport à la surface du fluide;

p_0 = la pression de référence à une profondeur de 0 m. (à la surface du fluide)

Si la surface du fluide coïncide avec l'atmosphère et si on considère la pression de l'atmosphère égale à 0, on peut écrire

$$p = \rho \cdot g \cdot n$$

La pression hydrostatique dans un point est égale au poids de la colonne d'eau qui se trouve au-dessus de ce point, et qui est en contact avec l'atmosphère.

La pression dans un point est indépendante de la direction et est égale dans toutes les directions (verticales ou horizontales).

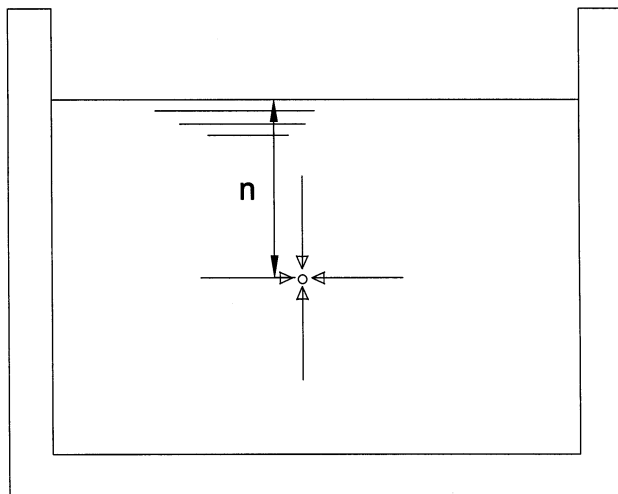


Figure 5.4

Dans l'exemple ci-dessous, la profondeur pour les points 1 et 2 est la même, donc la pression dans ces deux points sera aussi égale.

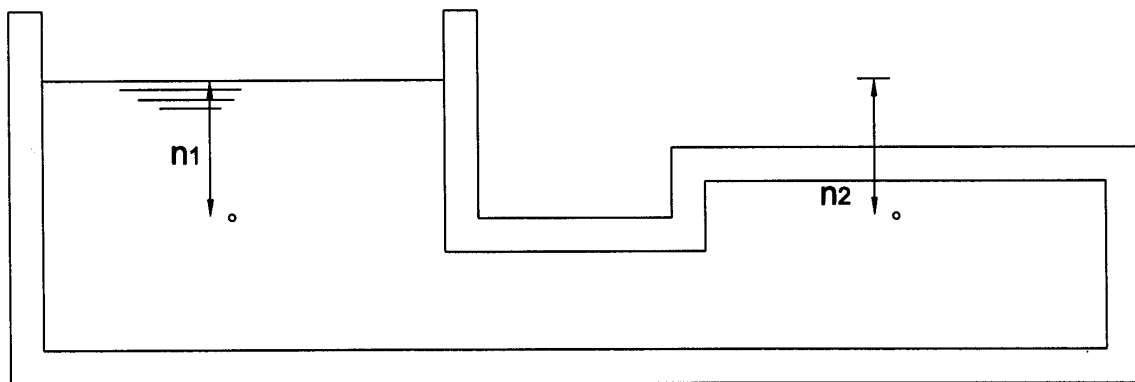


Figure 5.5

5.1.5. HAUTEUR PIEZOMETRIQUE

La hauteur piézométrique est la hauteur du fluide par rapport à un plan de référence horizontal, dans la supposition que ce fluide serait en contact avec l'atmosphère. Prenons un conduit avec un fluide en mouvement.

Si on installe un piézomètre sur ce conduit dans un point i , on verrait que le fluide monterait jusqu'à une hauteur H_i (par rapport au plan Z).

La hauteur piézométrique dans ce point serait égale à H_i .

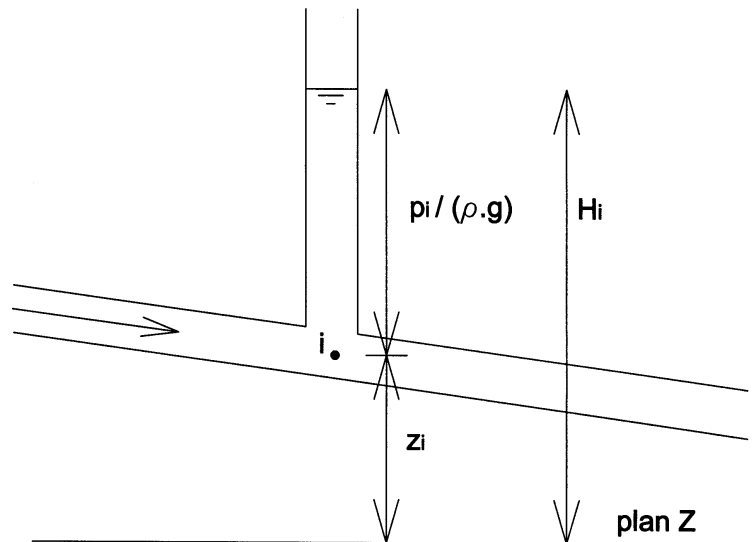


Figure 5.6

La hauteur piézométrique dans un point d'un fluide est calculée comme suit :

$$H_i = p_i / (\rho \cdot g) + z_i$$

avec

H_i : la hauteur piézométrique dans le point i

p_i : la pression dans le point i

z_i : la hauteur du point i par rapport à un plan de référence horizontal.

Dans un réservoir (ou un système de réservoirs et de conduites) où le fluide est en repos, la hauteur piézométrique est la même dans tous les points.

Dans chaque point, la pression hydrostatique est :

$$p = p_0 + \rho \cdot g \cdot n$$

la hauteur piézométrique est donc :

$$\begin{aligned} H_i &= p_i / (\rho \cdot g) + z_i \\ &= (p_0 + \rho \cdot g \cdot n_i) / (\rho \cdot g) + z_i \\ &= p_0 / (\rho \cdot g) + (n_i + z_i) \end{aligned}$$

pour chaque point :

le facteur $p_0 / (\rho \cdot g)$ est une constante

$n_i + z_i$ est constant (est égale à la hauteur de la surface d'eau par rapport au plan de référence)

Donc, dans un fluide au repos, la hauteur piézométrique est invariable.

On a vu que p_0 représente la pression de référence à une profondeur de 0 m. (à la surface du fluide).

Si la surface du fluide coïncide avec l'atmosphère et si on suppose la pression de l'atmosphère égale à 0, on peut écrire :

$$H_i = n_i + z_i$$

Où la hauteur piézométrique est dans tous les points égal à la hauteur de la surface d'eau par rapport au plan de référence.

5.1.6. EQUATION DE BERNOULLI

Dans un système où le fluide est en mouvement, le calcul des débits, pressions, vitesses ... est basé sur l'équation de Bernoulli :

$$z_i + p_i/(\rho \cdot g) + v_i^2/(2 \cdot g) = z_j + p_j/(\rho \cdot g) + v_j^2/(2 \cdot g) + \Delta F_{i-j}$$

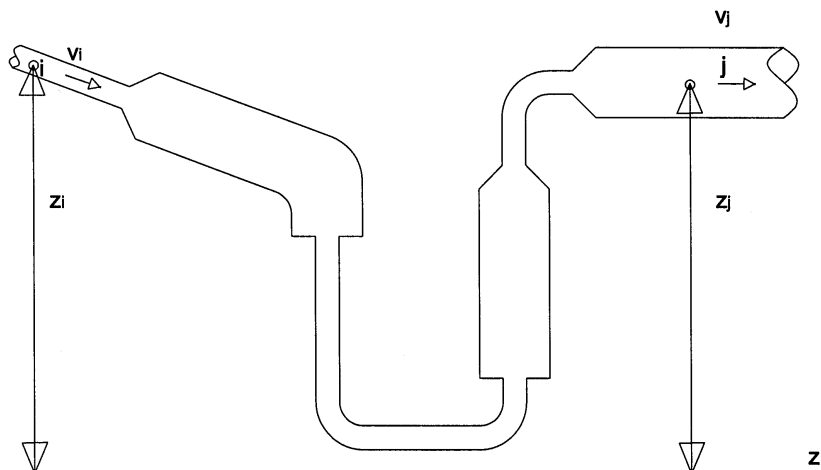


Figure 5.7

où

z_i = hauteur du point i par rapport un plan de référence

p_i = la pression du fluide dans le point i

ρ = densité ou masse volumique du fluide (eau : 1000 kg/m^3)

g = accélération gravitaire ($9,81 \text{ m/s}^2$)

v_i = vitesse du fluide dans le point i

ΔF_{i-j} = pertes de charge entre deux points i et j.

L'équation de Bernoulli peut également être écrite comme :

$$H_i + v_i^2/(2 \cdot g) = H_j + v_j^2/(2 \cdot g) + \Delta F_{i-j}$$

où

H_i = hauteur piézométrique dans le point i

Les pertes de charges sont dues au mouvement du fluide. Dans un fluide en repos, il n'y a pas de perte de charges.

On peut faire la distinction entre les pertes de charges générales et les pertes de charges locales. On peut donc écrire :

$$\Delta F_{1-2} = \Delta F_{1-2,g} + \Delta F_{1-2,l}$$

où

$\Delta F_{1-2,g}$: les pertes de charge générales

$\Delta F_{1-2,l}$: les pertes de charge locales

5.1.7. PERTES DE CHARGE GENERALES

5.1.7.1. introduction

Les pertes de charge générales entre deux points d'une conduite avec un diamètre constant et d'une matière constante dépendent :

- de la longueur de la conduite : plus la conduite est longue, plus élevée est la perte de charges.
- du diamètre de conduite : plus le diamètre est petit, plus la perte de charges est grande.
- de la matière de la conduite et du fluide: la combinaison fluide-matière du conduit détermine également les pertes de charges. En général on peut dire qu'une matière inégale (par exemple le béton) ou un fluide épais (par exemple, de la peinture) provoquent des pertes de charges plus élevées. Une matière lisse (par exemple le PVC) ou un fluide mince (par exemple l'eau) crée de pertes de charges inférieures.
- de la vitesse du fluide : plus la vitesse sera élevée, plus la perte sera aussi élevée.

Pour faciliter les calculs, on introduit une perte de charges unitaire J

$$\Delta F_{i-j,g} = J \cdot L_{i-j}$$

avec

L_{i-j} : la longueur du conduit entre les points i et j

Il existe plusieurs formules pour calculer J.

Toute ces formules peuvent généralement être écrites comme suit :

$$J = x \cdot v^y \cdot D^z$$

ou

$$J = a \cdot Q^b \cdot D^c$$

ou

a,b,c,x,y et z sont des coefficients

v = vitesse du fluide dans le conduit

D : diamètre du conduit (dans le cas d'un conduit circulaire)

Q : débit du fluide dans le conduit.

Si on néglige les pertes de charges locales, on peut écrire l'équation de Bernoulli comme :

$$H_i + v_i^2/(2.g) = H_j + v_j^2/(2.g) + J \cdot L_{i-j}$$

ou

$$H_i + v_i^2/(2.g) = H_j + v_j^2/(2.g) + x \cdot v^y \cdot D^z \cdot L_{i-j}$$

ou encore

$$H_i + v_i^2/(2.g) = H_j + v_j^2/(2.g) + a \cdot Q^b \cdot D^c \cdot L_{i-j}$$

Cette formule nous permet de calculer le débit dans une conduite entre deux réservoirs :

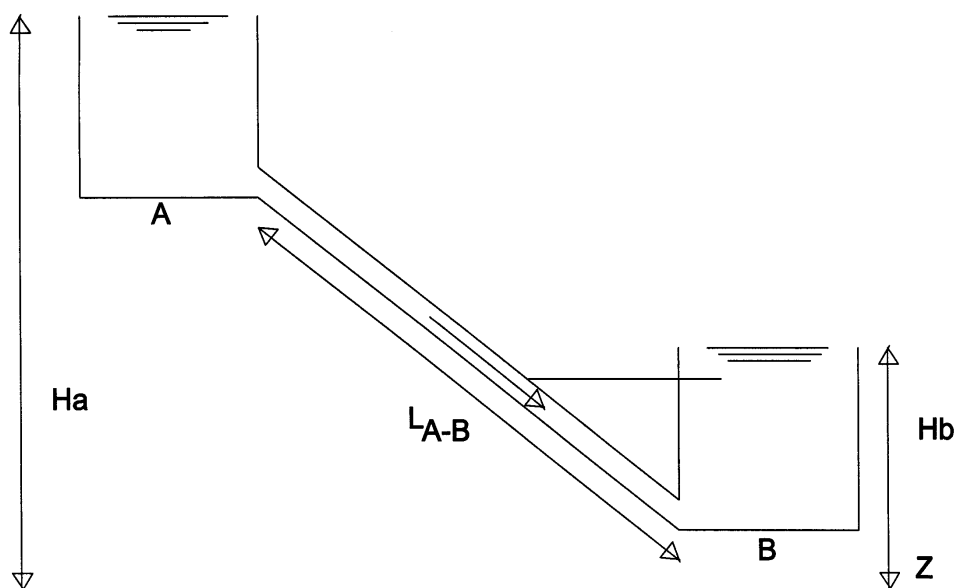


Figure 5.8

Lorsque l'eau s'écoule par exemple du réservoir A au réservoir B, nous pouvons écrire :

$$H_a + v_a^2/(2.g) = H_b + v_b^2/(2.g) + x . v^y . D^z . L_{a-b}$$

Dans les deux réservoirs, le fluide est au repos donc $v_a = v_b = 0$. (v_a = vitesse dans le réservoir A et v_b = vitesse dans le réservoir B),

donc :

$$H_a = H_b + x . v^y . D^z . L_{a-b}$$

De la figure nous déterminons :

H_a : hauteur piézométrique dans le réservoir A : H_a = hauteur d'eau par rapport au plan de référence (voir 5.1.5)

H_B : hauteur piézométrique dans le réservoir B : H_B = hauteur d'eau par rapport au plan de référence

L_{A-B} : longueur du conduit entre le réservoir A et le réservoir B

Si nous connaissons x, y et z , nous pouvons calculer la vitesse dans le conduit et également le débit :

$$Q = v . (\pi . D^2 / 4)$$

Les seuls inconnus qui restent sont les différents coefficients. Il existe plusieurs formules pour déterminer ces coefficients.

Les formules les plus fréquemment utilisées sont les formules de Manning et de Darcy-Weisbach.

5.1.7.2. formule de Manning

Manning a introduit un coefficient n . Pour un conduit circulaire, la formule de Manning de perte de charges unitaire J est :

$$J = 6,3496 \cdot n^2 \cdot v^2 \cdot D^{-1,333}$$

ou

$$J = 32,3383 \cdot n^2 \cdot Q^2 \cdot D^{-5,333}$$

La formule de Bernouilli devient ainsi (pour des conduits circulaires) :

$$H_i + v^2_i/(2.g) = H_j + v^2_j/(2.g) + 6,3496 \cdot n^2 \cdot v^2 \cdot D^{-1,333} \cdot L_{i-j}$$

ou

$$H_i + v^2_i/(2.g) = H_j + v^2_j/(2.g) + 10,2935 \cdot n^2 \cdot Q^2 \cdot D^{-5,333} \cdot L_{i-j}$$

Si on néglige les termes $v^2/(2.g)$, la formule de Manning est souvent écrite comme:

$$H_i = H_j + K.Q^2 L \quad \text{ou} \quad Q = \sqrt{(H_i - H_j) / (K.L)}$$

où

$$K = 10,2935 \cdot n^2 \cdot D^{-5,333}$$

Le tableau ci-dessous donne le coefficient n de Manning en fonction de différents matériaux :

matière	n (sm ^{-1/3})
Fonte ductile	
ordinaire	0,015
bitumé	0,011
Acier	0,012
Béton	
Coffrage lisse	0,013
Coffrage inégal	0,200
Amiante-Ciment	0,011
PVC, PE	0,009

La formule de Manning est moins précise pour le calcul dans des conduites forcées en PVC que la formule de Darcy-Weisbach / White-Colebrook (voir 5.1.7.1).

Elle est surtout utilisée pour les calculs dans des canaux ouverts, des systèmes d'égouttage. Elle donne l'avantage qu'elle est beaucoup plus simple et que l'on n'a pas besoin de tableaux ou d'abaques.

Souvent on l'utilise pour un premier calcul dans un avant-projet.

La formule de Manning permet de résoudre les problèmes hydrauliques suivants :

1) un conduit dont le diamètre D , la longueur L et la hauteur piézométrique en amont et en aval sont connus. Quel est le débit ?

exemple :

diamètre = 0,0452 m

longueur = 800 m

$H_{\text{amont}} = 60$ m

$H_{\text{aval}} = 30$ m

Matériel = PVC

Q?

Solution :

$$H_{\text{amont}} = H_{\text{aval}} + 6,3496 \cdot n^2 \cdot v^2 \cdot D^{-1,333} \cdot L$$

$$\text{Avec } n = 0,009 \text{ sm}^{-1/3}$$

$$60 = 30 + 6,3496 \cdot 0,009^2 \cdot v^2 \cdot 0,0452^{-1,333} \cdot 800$$

$$v = 1,08 \text{ m/s}$$

$$Q = 1,08 \cdot (\pi \cdot D^2 / 4) = 0,0017 \text{ m}^3/\text{s} = 1,7 \text{ l/s}$$

2) une conduite dont le débit Q, la longueur L et la hauteur piézométrique en amont et en aval sont connus. Quel est le diamètre minimal ?

Exemple :

$$Q = 2 \text{ l/s}$$

$$\text{longueur} = 5000 \text{ m}$$

$$H_{\text{amont}} = 70 \text{ m}$$

$$H_{\text{aval}} = 30 \text{ m}$$

Matériel = PVC

D_{minimal} ?

Solution :

L'équation de Bernoulli peut également être écrite comme :

$$H_{\text{amont}} = H_{\text{aval}} + 10,2935 \cdot n^2 \cdot Q^2 \cdot D^{-5,333} \cdot L$$

donc

$$70 = 30 + 10,2935 \cdot 0,009^2 \cdot 0,002^2 \cdot D^{-5,333} \cdot 5000$$

$$D_{\text{minimal}} = 0,063 \text{ m}$$

3) une conduite dont le débit Q, la longueur L et le diamètre D sont connus. Quelle est la différence en hauteur piézométrique en amont et aval ?

Exemple :

$$Q = 12 \text{ l/s}$$

$$\text{longueur} = 600 \text{ m}$$

Matériel = PVC

$$D = 0,0814 \text{ m}$$

Solution :

$$v = (4 \cdot Q) / (\pi \cdot D^2) = (4 \cdot 0,012) / (\pi \cdot 0,0814^2) = 2,3059 \text{ m/s}$$

$$H_{\text{amont}} - H_{\text{aval}} = 6,3496 \cdot n^2 \cdot v^2 \cdot D^{-1,333} \cdot L$$

$$= 6,3496 \cdot 0,009^2 \cdot 2,3059^2 \cdot 0,0814^{-1,333} \cdot 600$$

$$= 46,47 \text{ m}$$

5.1.7.3. formule de Darcy-Weisbach

D'après Darcy-Weisbach, J (la perte de charge unitaire) peut être calculée comme:

$$J = f \cdot v^2 / (8 \cdot g \cdot D^5)$$

Avec

f : le coefficient de résistance de Darcy-Weisbach

v : la vitesse du fluide dans le conduit

D : diamètre du conduit.

Si on néglige les pertes de charges locales, on peut écrire l'équation de Bernoulli comme :

$$H_i + v_i^2 / (2 \cdot g) = H_j + v_j^2 / (2 \cdot g) + L_{i-j} \cdot f \cdot v^2 / (8 \cdot g \cdot D^5)$$

Le coefficient de Darcy-Weisbach peut être déterminé avec la formule de White-Colebrook.

$$f = [-2.03 \cdot \log_{10}(2.51/(Re \cdot f) + k_s/(D \cdot 3,7))]^2$$

dont

f : le coefficient de Darcy-Weisbach

k_s : rugosité d'après White-Colebrook

Re : le nombre de Reynolds

(eau : $Re = v \cdot D / 10^{-6}$ (v : vitesse en m/s et D = diamètre en m))

La formule de White-Colebrook est plus précise que celle de Manning et donc plus utilisée pour le calcul d'adductions d'eau potable.

Cependant elle a le désavantage qu'elle est beaucoup plus complexe.

On constate que le coefficient f de Darcy-Weisbach se trouve dans les deux membres de l'équation, qui doit donc être résolue de manière itérative.

L'utilisation de cette formule demande l'aide d'un ordinateur.

Pour des calculs à la main, la formule de White-Colebrook peut être remplacée par celle de Swamee-Jain, qui donne à peu près le même résultat :

$$f = 0.2499 / [\log_{10}(5.74/(Re^{0.9}) + k_s/(D \cdot 3,7))]^2$$

Mais en général, on utilise des tableaux ou des abaques, dans lesquelles on peut lire les pertes de charges par unité J en fonction du diamètre, le débit et la rugosité des parois.

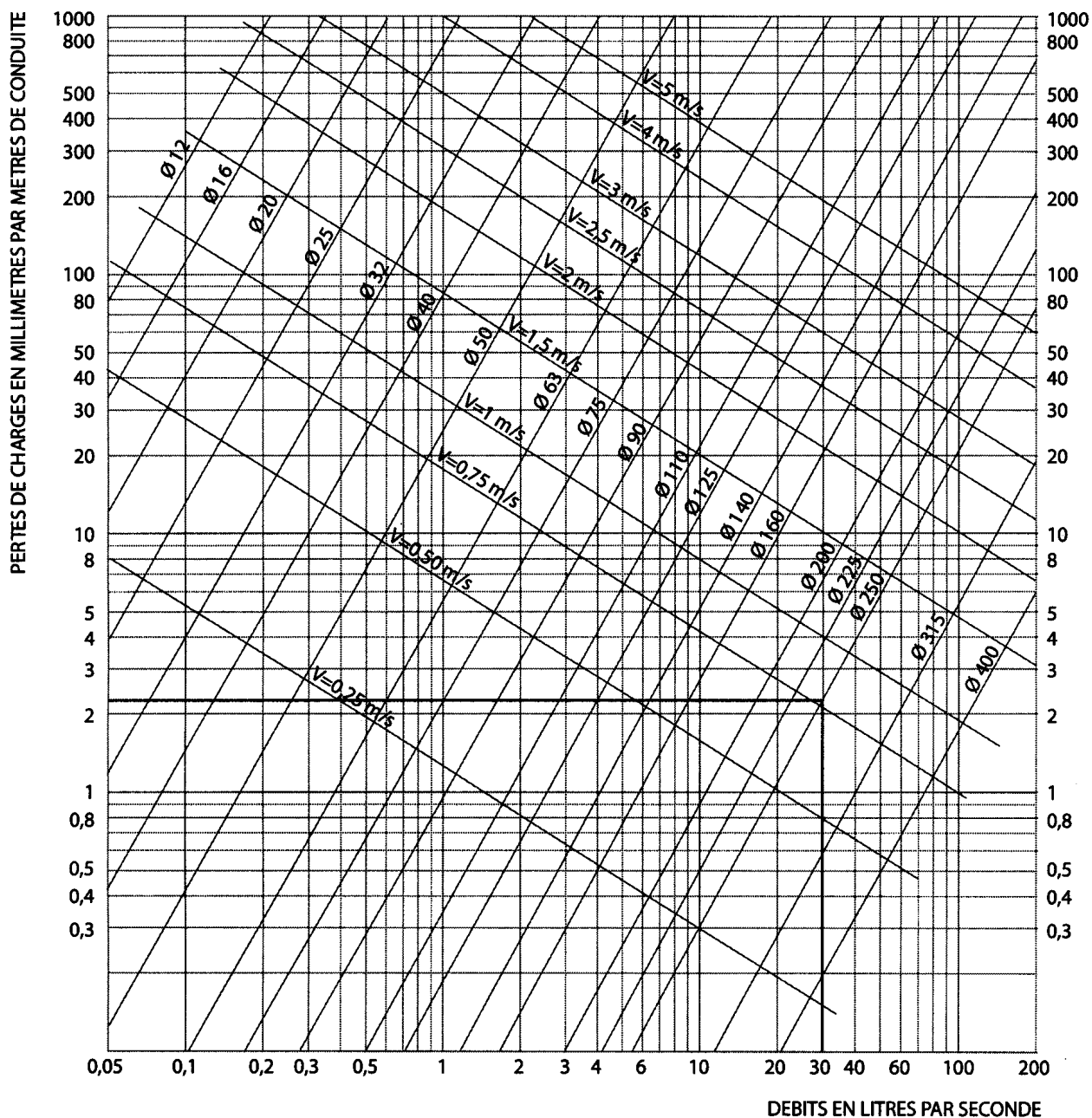
Le tableau ci-dessous donne la rugosité k_s en mm pour de différentes matières :

matière	k_s (mm)
Fonte ductile	
ordinaire	0,1
bitumé	0,05
Acier	0,06
Béton	
coffrage lisse	0,18
coffrage inégal	0,6
Amiante-Ciment	0,1
PVC, PE	0,025

Pour des tuyaux neufs en PVC la rugosité k_s est de 0,01 mm, pour des tuyaux encrassés k_s est de 0,4mm.

Raison pour laquelle nous proposons une rugosité moyenne de 0,025 mm.

ABAQUE POUR LE CALCUL DES PERTES DE CHARGE DANS LES TUBES D'ADDUCTION ET DE DISTRIBUTION D'EAU EN PVC PRESSION



Cet abaque a été établi en considérant :

- les tubes de la série 16 bars du Ø 12 au 90 inclus.
- les tubes de la série 10 bars du Ø 110 au 400 inclus.

Mode d'emploi de l'abaque :

1) détermination du débit pour un diamètre D_0 et une perte de charge J_0 donnés : on trace une ligne horizontale qui passe par J_0 . On détermine l'intersection de cette droite avec la droite D_0 . De ce point on trace une verticale qui coupe l'échelle des débits à la valeur recherchée.

2) détermination du diamètre pour un débit Q_0 et une perte de charge J_0 donnés : on trace une ligne verticale qui passe par Q_0 et une horizontale qui passe par J_0 . L'intersection de ces 2 droites donne le diamètre théorique.

Dans la pratique, on prend le premier diamètre courant, plus grand que le diamètre théorique.

3) détermination de la perte de charge pour un diamètre D_0 et un débit Q_0 donnés: on trace une ligne verticale qui passe par Q_0 et jusqu'au point d'intersection avec la droite D_0 .

De ce point on trace une horizontale qui coupe l'échelle des pertes de charge à la valeur recherchée.

Tableaux pour le calcul des pertes de charge (mm/m) dans les tubes d'adduction et de distribution d'eau en PVC rigide en fonction du débit en l/s et du diamètre (diamètre externe en mm). ($k_s = 0,025$)

DN Q	32	40	50	63	75	90	110	125	140	160	180	200	225
0,25	4,69												
0,50	16,03	9,62	3,28										
0,75	33,36	19,94	6,75	2,22									
1,00	56,43	33,62	11,31	3,69	1,60								
1,50	119,45	70,84	23,61	7,65	3,29	1,36							
2,00	204,59	120,92	40,03	12,88	5,51	2,28	0,87						
2,50		183,72	60,50	19,36	8,26	3,40	1,29	0,70					
3,00		259,12	84,95	27,08	11,51	4,73	1,79	0,97					
3,50			113,37	36,00	15,26	6,26	2,36	1,27	0,74				
4,00			145,73	46,12	19,51	7,98	3,01	1,62	0,94				
4,50			182,01	57,44	24,25	9,90	3,72	2,00	1,16	0,61			
5,00				69,95	29,47	12,02	4,51	2,42	1,40	0,73			
5,50				83,64	35,18	14,32	5,36	2,88	1,66	0,87	0,49		
6,00				98,51	41,37	16,81	6,29	3,37	1,94	1,02	0,58		
6,50				114,55	48,04	19,49	7,28	3,90	2,25	1,18	0,67	0,40	
7,00				131,76	55,19	22,36	8,34	4,46	2,57	1,34	0,76	0,46	
7,50				150,15	62,81	25,42	9,46	5,06	2,91	1,52	0,86	0,52	
8,00					70,91	28,66	10,66	5,70	3,28	1,71	0,97	0,58	
8,50					79,48	32,09	11,92	6,37	3,66	1,91	1,08	0,65	0,37
9,00					88,52	35,71	13,25	7,07	4,06	2,12	1,20	0,72	0,41
9,50					98,04	39,51	14,64	7,81	4,49	2,34	1,32	0,79	0,45
10,0					108,03	43,50	16,11	8,59	4,93	2,57	1,45	0,87	0,49
11,0						52,02	19,23	10,24	5,87	3,06	1,72	1,03	0,58
12,0						61,27	22,61	12,03	6,89	3,59	2,02	1,21	0,68
13,0						71,26	26,25	13,59	7,99	4,15	2,34	1,40	0,79
14,0						81,98	30,16	16,02	9,16	4,76	2,68	1,60	0,90
15,0						93,42	34,32	18,21	10,41	5,40	3,04	1,82	1,03
16,0							38,74	20,54	11,74	6,09	3,42	2,04	1,15
17,0							43,43	23,01	13,14	6,81	3,82	2,28	1,29
18,0							48,37	25,61	14,61	7,57	4,25	2,54	1,43
19,0							53,56	28,34	16,16	8,36	4,69	2,80	1,58
20,0							59,02	31,21	17,79	9,20	5,16	3,08	1,73

Le tableau est utilisé de la même façon que l'abaque. Pour calculer les pertes de charge pour un débit qui n'est pas mentionné dans le tableau il faut interpoler.

Exemple :

$$\text{DN } 90, Q = 4,70 \text{ l/s}$$

Nous interpolons entre $Q = 4,50 \text{ l/s}$ ($J = 9,90 \text{ mm/m}$)

Et $Q = 5,00 \text{ l/s}$ ($J = 12,02 \text{ mm/m}$).

$$J = (4,70-4,50) \cdot (12,02-9,90) / (5,00-4,50) + 9,90 = 10,75 \text{ mm/m}$$

(Le même exercice avec la formule de Manning et $n=0,009$ donnerait $J = 11,89 \text{ mm/m}$ ou une différence de 10%)

5.1.8. PERTES DE CHARGE LOCALES

En général, dans un système d'eau potable les pertes de charge locales sont inférieures aux pertes de charges générales, et peuvent en général être négligées. Dans le cas de courts conduits, elles peuvent avoir une influence non négligeable sur les débits et elles doivent être prises en compte dans les calculs.

De la même façon que pour un écoulement dans un conduit, une résistance est éprouvée lors d'un obstacle local, comme une vanne, l'entrée dans un réservoir. Cette résistance locale provoque des pertes de charge locales.

Les pertes locales dépendent :

- de la vitesse du fluide
- du type d'obstacle (par exemple une vanne, une réduction de diamètre..)
- des caractéristiques géométriques de cet obstacle (par exemple le diamètre de l'ouverture d'une vanne).

5.1.8.1. perte de charge locale par un élargissement de diamètre

$$\Delta F_{l1} = \xi \cdot v^2 / (2 \cdot 9,81)$$

(v étant la vitesse dans la section A_1)

A_1 / A_2	α	$7,5^\circ$	15°	30°	180°
0		0,13	0,32	0,78	1,00
0,2		0,08	0,24	0,45	0,64
0,4		0,05	0,15	0,27	0,36
0,6		0,02	0,08	0,13	0,17
0,8		0	0,02	0,03	0,04

ξ en fonction de A_1/A_2 et α

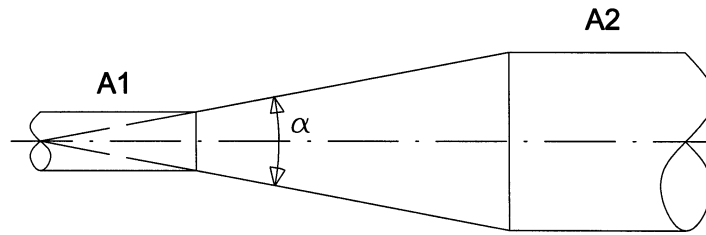


Figure 5.9

5.1.8.2. perte de charge locale par une réduction de diamètre

$$\Delta F_l = \xi \cdot v^2 / (2 \cdot 9,81)$$

(v étant la vitesse dans la section A1)

α \ D ₁ / D ₂	1,15	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50
6°	0,006	0,018	0,085	0,230	0,500	1,500
8°	0,009	0,028	0,138	0,370	0,800	2,400
10°	0,012	0,040	0,200	0,530	1,100	3,400
15°	0,022	0,070	0,340	0,930	2,000	6,100
20°	0,045	0,120	0,600	1,730	3,500	11,00
30°	0,280	0,250	1,250	3,400	7,000	-

ξ en fonction de A1/A2 et α

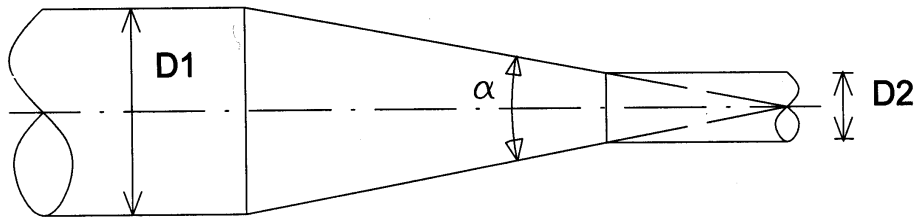


Figure 5.10

5.1.8.3. perte de charge locale par une sortie d'un réservoir dans un conduit

$$\Delta F_l = 0,5 \cdot v^2 / (2 \cdot 9,81)$$

v = la vitesse du fluide dans le conduit

5.1.8.4. perte de charge locale par une entrée d'un conduit dans un réservoir

$$\Delta F_l = v^2 / (2 \cdot 9,81)$$

v = la vitesse du fluide dans le conduit

5.1.8.5. perte de charge locale par une courbe

$$\Delta F_l = (\alpha / 90) \cdot \xi \cdot v^2 / (2 \cdot 9,81)$$

v = la vitesse du fluide dans la courbe

α = l'angle de la courbe

R/D	1	1,5	2,0	3	4	6	10
ξ	0,21	0,12	0,10	0,09	0,09	0,08	0,05

Avec R le rayon de la courbe et D le diamètre du conduit

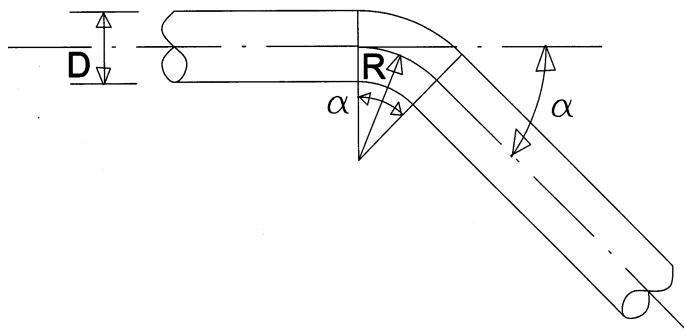


Figure 5.11

5.1.8.6. perte de charge locale par un coude

$$\Delta F_{l} = \xi \cdot v^2 / (2 \cdot 9,81)$$

v = la vitesse du fluide dans le coude

α = l'angle du coude

α	22,5°	30°	45°	60°	75°	90°
ξ	0,03	0,06	0,19	0,36	0,79	0,90

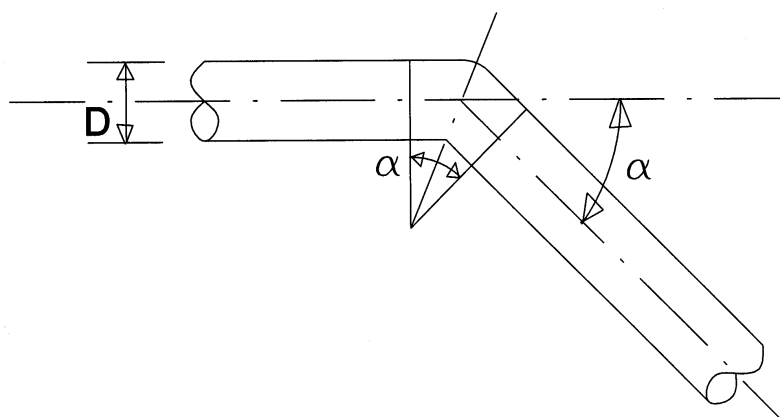


Figure 5.12

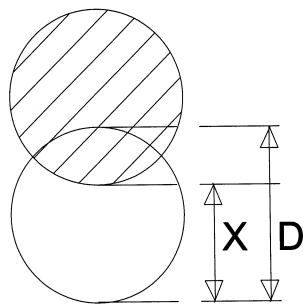
5.1.8.7. perte de charge locale par une vanne

$$\Delta F_{l} = \xi \cdot v^2 / (2 \cdot 9,81)$$

v = la vitesse du fluide si la vanne est complètement ouverte

α	1/8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
ξ	98	17	5,52	2,00	0,81	0,26	0,15	0,12

$\alpha = x/D$ avec x la hauteur libre de la vanne



$$\alpha = X / D$$

Figure 5.13

5.1.8.8. perte de charge locale par un robinet à boisseau

$$\Delta F_{l1} = \xi \cdot v^2 / (2 \cdot 9,81)$$

v = la vitesse du fluide si la vanne est complètement ouverte

α	5°	15°	25°	35°	45°	55°	65°	90°
ξ	0,05	0,75	3,10	9,68	31,2	106	206	∞

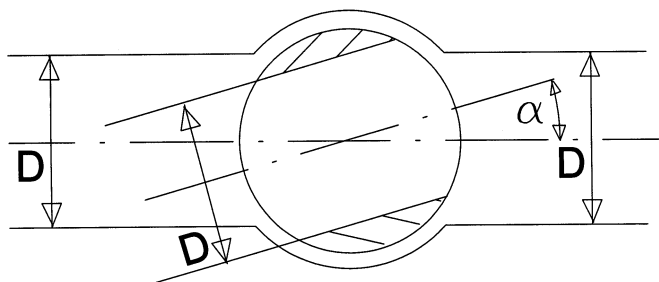


Figure 5.14

5.1.8.9. perte de charge locale par une vanne papillon

$$\Delta F_{l1} = \xi \cdot v^2 / (2 \cdot 9,81)$$

v = la vitesse du fluide si la vanne est complètement ouverte

α	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	90°
ξ	0,24	0,52	0,90	1,54	2,51	3,91	6,22	10,8	18,7	32,6	58,8	118	256	751	∞

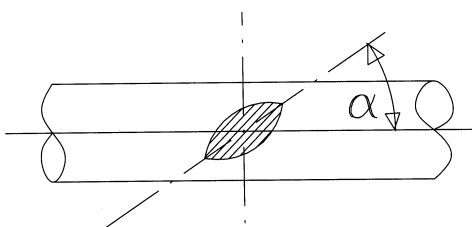


Figure 5.15

5.1.8.10. perte de charge locale par un clapet de retenue

$$\Delta F_{,l} = \xi \cdot v^2 / (2 \cdot 9,81) \text{ avec } \xi = 0,7 \text{ à } 2,5 \text{ (dépendant du modèle)}$$

Dans l'exemple suivant, nous démontrons que les pertes de charges sont, sauf dans des cas particuliers, secondaires aux pertes de charges générales.

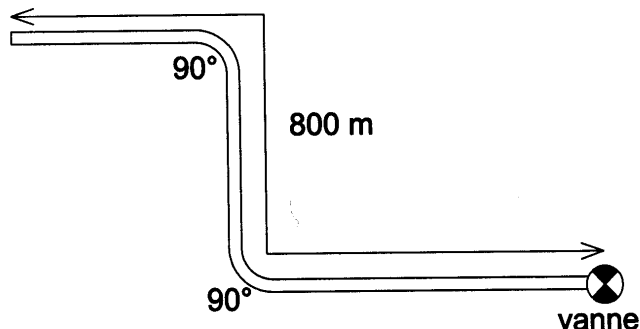


Figure 5.16

a) Pertes de charge générales

$$Q = 10 \text{ l/s}$$

$$\text{DN } 125$$

$$L = 800 \text{ m}$$

Donc

$$J = 8,59 \text{ mm /m (voir abaque en 5.1.7.3)}$$

$$\Delta F_{,g} = 0,00859 \cdot 800 = 6,87 \text{ m}$$

b) pertes de charges locales

$$Q = 10 \text{ l/s et DN } 125, \text{ donc } v = 0,010 / (0,113^2 \cdot \pi / 4) = 1,00 \text{ m/s}$$

Le diamètre interne est de 113 mm.

- entrée dans la conduite: $0,5 \cdot v^2 / (2 \cdot 9,81) = 0,5 \cdot 1,00^2 / (2 \cdot 9,81) = 0,025 \text{ m}$
- deux coudes de 90°: $2 \cdot [\xi \cdot v^2 / (2 \cdot 9,81)] = 2 \cdot [0,9 \cdot 1,00^2 / (2 \cdot 9,81)] = 0,092 \text{ m}$
- une vanne (ouverte): $\xi \cdot v^2 / (2 \cdot 9,81) = 0,12 \cdot 1,00^2 / (2 \cdot 9,81) = 0,006 \text{ m}$
- total des pertes de charges locales = 0,123 m

Les pertes de charges locales s'élèvent dans cet exemple à 1,7% des pertes de charge générales.

Vu que normalement les autres données ne sont pas connues avec exactitude (p.e. le débit) il est donc justifié de les négliger.

5.2. CALCUL D'UNE CONDUITE SIMPLE (SANS RAMIFICATIONS)

5.2.1. INTRODUCTION

Le calcul d'une conduite est basé sur l'équation de Bernoulli :

$$z_i + p_i/(\rho.g) + v_i^2/(2.g) - (z_j + p_j/(\rho.g) + v_j^2/(2.g)) = \Delta F_{i-j}$$

On dessine d'abord le profil en long de la conduite et on indique la hauteur de la conduite par rapport à un plan de référence horizontal Z. Cette ligne (c.à.d. le profil en long) est la ligne-Z.

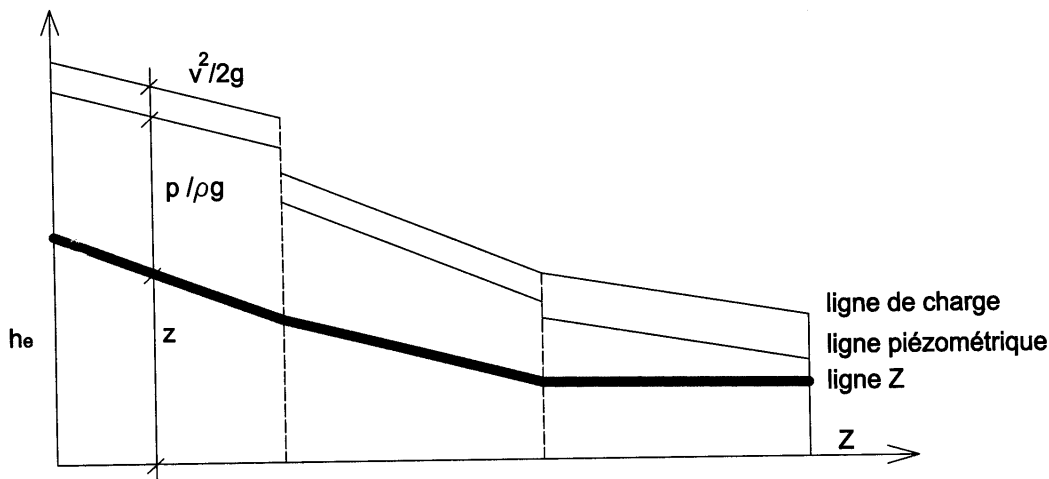


Figure 5.17

Puis, dans l'origine de la ligne-Z on trace la hauteur d'énergie (h_e).

$$h_e = z + p/(\rho.g) + (v^2/(2.g))$$

avec

z = hauteur de la conduite par rapport au plan de référence

p = la pression

v = la vitesse dans ce point

La pression dépend des conditions dans ce point.

Si le point de départ est un réservoir ou une source, la pression y est égale à la pression atmosphérique (que nous prenons égale à 0).

Tracez une ligne horizontale de ce point sur toute la longueur de la conduite. Cette ligne est appelée le plan de charge.

Calculez dans chaque point les pertes de charges (générales et éventuellement locales). Déduisez-les du plan de charge. Cette nouvelle ligne est la ligne de charge. La ligne de charge est toujours descendante. Son abaissement est le fait des pertes de charges générales et des pertes de charge locales.

Calculez dans chaque point la vitesse et la hauteur de vitesse (h_v)

$$h_v = v^2/(2.g).$$

Déduisez la hauteur de vitesse de la ligne de charge et on obtient la ligne piézométrique. Lors d'un obstacle local la ligne piézométrique peut être remontante, due à une plus petite hauteur de vitesse en aval de ce point qu'en amont.

Dans la pratique on néglige les pertes de charge locales (voir supra) et la hauteur de vitesse. La vitesse d'eau dans des conduites d'un système d'eau potable varie entre 0,5 m/s et 1,5m/s.

La hauteur de vitesse moyenne est donc de $1^2 / (2 \times 9,81) = 0,05$ m. Cette hauteur est secondaire aux dénivellations du terrain, qui peuvent être de plusieurs mètres. La faute que l'on fait en négligeant la hauteur de vitesse est donc minimale. Ainsi, la ligne de charge coïncide avec la ligne piézométrique, et la pente de la ligne piézométrique est égale à la perte de charge par unité de la conduite.

La pression dans un point est maintenant la distance verticale entre la ligne-Z dans ce point et la ligne piézométrique.

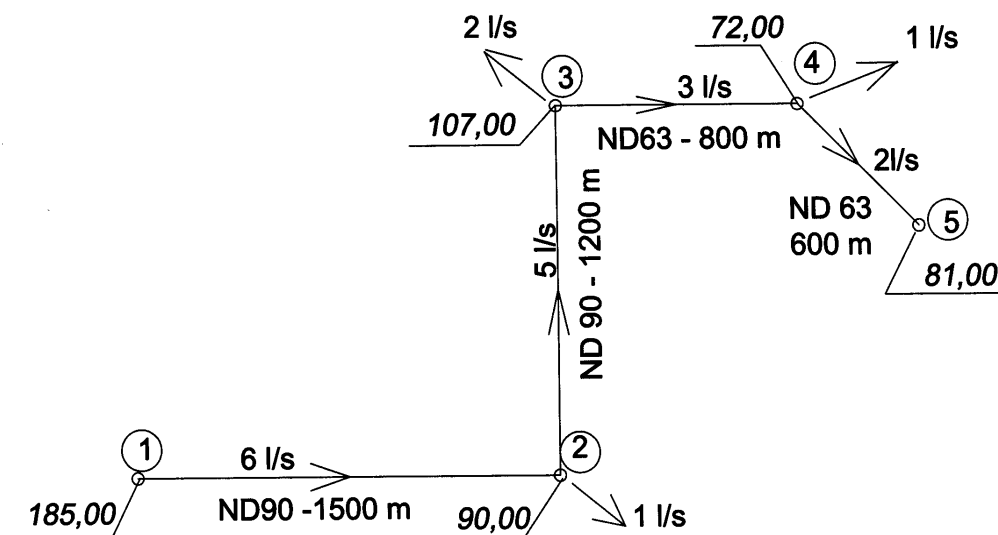


Figure 5.18

Dans les tableaux suivants sont calculés les pertes de charge et la pression pour la configuration de la figure 5.18 (d'après le tableau en 5.1.7.3 pour des tuyaux en PVC). Les résultats sont indiqués sur la figure 5.19.

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (ND)	Débit (l/s)	$J_{i,j}$ (mm/m)	$\Delta F_{i,j}$ (m)
1-2	1500	90	6	16,81	25,22
2-3	1200	90	5	12,02	14,42
3-4	800	63	3	27,08	21,66
4-5	600	63	2	12,88	7,73

Noeud	Z (m)	Haut. Piézom.	Pression (m)
1	185,00	185,00	0,00
2	90,00	159,78	69,78
3	107,00	145,36	38,36
4	81,00	123,70	42,70
5	72,00	115,97	43,97

Après avoir dessiné la hauteur piézométrique deux contrôles sont effectués :

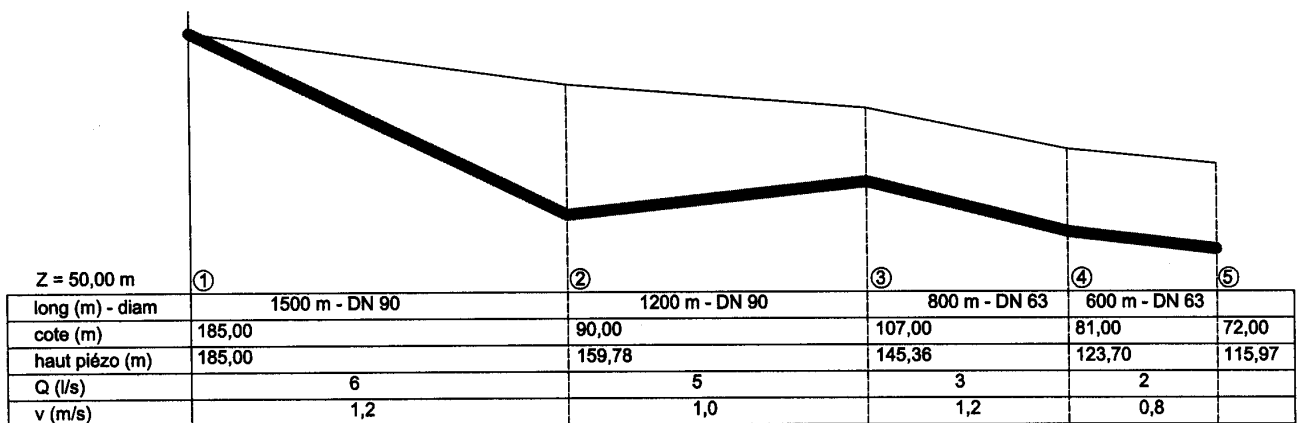


Figure 5.19

5.2.2. CONTROLE DE LA PRESSION

1) on vérifie si la pression calculée n'excède pas la pression admissible. Dans la figure 5.19 on constate que la pression maximale est de 70 m. Si la conduite est de classe PN 10 (pression admissible 10 bar ou 100 m), la pression admissible n'est pas dépassée. Si la conduite fait partie d'un système où les débits et les pressions peuvent varier (par exemple par la fermeture ou par l'ouverture des vannes), il faut étudier le scénario le plus néfaste (c.à.d. le scénario qui donne les pressions les plus élevées).

2) les pressions négatives doivent également être étudiées. Si la ligne piézométrique coupe la ligne-Z, la pression dans ce point est 0 ou égale à la pression atmosphérique. Si la ligne piézométrique descend en dessous de la ligne-Z, la pression y est négative. En théorie, il n'y a pas de problème, la conduite peut fonctionner en siphon. Si la pression descend en dessous de -2,5 m à -3 m, l'air finirait par se dégager en raison de la dépression qui entraîne une libération des gaz dissous dans l'eau. Les bulles de gaz qui se développent (cavitation) créent un obstacle et ainsi une perte de charge supplémentaire, de sorte que le débit descende ou puisse être interrompu. De même, ces bulles de gaz peuvent endommager les vannes et la conduite même.

La pression dans une conduite ne peut jamais descendre en dessous de -10,33m. Jusqu'à maintenant on a supposé que la pression atmosphérique soit égale à 0 m. En effet, la pression atmosphérique n'est pas égale à 0 mais environs à 10,33 m. Si nous trouvons comme résultat une pression de -3m dans la conduite, la pression qui y règne est de $10,33 \text{ m} - 3 \text{ m} = 7,33 \text{ m}$. Si la pression trouvée descend en dessous de -10,33 m (par exemple -15 m), la pression dans la conduite serait négative ($10,33 - 15 = -4,67 \text{ m}$).

Ceci est impossible car des pressions négatives sont physiquement exclues.

En pratique, on exige que la pression dans une conduite ne descende jamais en dessous de 5m. Lors de la prise en utilisation d'un système d'eau potable, il est toujours rempli d'air. Cet air doit être évacué pour que le système puisse transporter les débits de conception.

La purge d'air est plus difficile dans des endroits de faibles pressions, une raison pour éviter des pressions plus basses que 5 m.

3) Dans l'exemple suivant nous étudions l'influence de la position de la conduite sur les débits et les pressions. Dans les réservoirs A et B règne la pression atmosphérique, la hauteur piézométrique y est zéro. Nous supposons que la conduite a un diamètre constant, et nous négligeons la hauteur de vitesse et les pertes de charge locales.

La pression dans le point a est égale à :

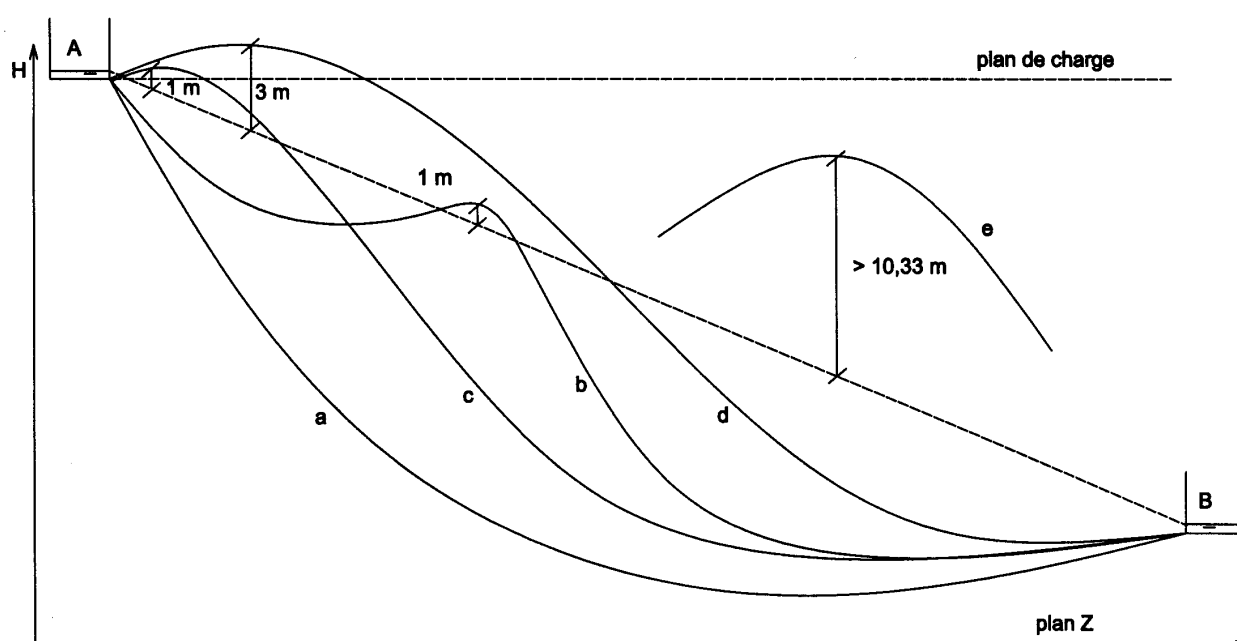


Figure 5.20

$$p_a = \rho \cdot g \cdot n_a \text{ avec } n_a \text{ la profondeur du réservoir A}$$

$$\text{La hauteur piézométrique } H_a = z_a + p_a / (\rho \cdot g) = z_a + n_a$$

Le même compte pour la hauteur piézométrique dans le point b dans le réservoir B :

$$H_b = p_b / (\rho \cdot g) = z_b + n_b$$

Le plan de charge est l'horizontal au niveau de la surface du réservoir A.

La ligne piézométrique est la ligne droite entre la surface du réservoir A et la surface du réservoir B.

a) tracé a :

La ligne-Z se trouve complètement en-dessous du plan de charge et de la ligne piézométrique. Le débit est égal à :

$$Q = \sqrt{((h_A - h_B) / L \cdot K)} \text{ (équation de Manning)}$$

La pression est maximale au milieu et en aucun endroit elle est négative.

b) tracé b :

La ligne piézométrique monte au-dessus de la ligne-Z. Cependant, la pression négative est faible (- 1m) et il n'y aura pas de développement de bulles d'air. Parce que la ligne piézométrique reste en dessous le plan de charge, le débit sera le même que pour le tracé a. Le débit est égal à :

$$Q = \sqrt{((h_A - h_B) / L.K)}$$

c) tracé c :

La ligne piézométrique monte au-dessus de la ligne-Z et la pression négative est la même que pour le tracé b (-1 m). Cependant, il n'y aura pas d'écoulement parce que la ligne-Z monte au-dessus du plan de charge. Un écoulement se produira seulement par une aspiration de la conduite (avec une pompe) et le débit sera le même que pour le cas a ou b. Le débit est égal à :

$$Q = \sqrt{((h_A - h_B) / L.K)}$$

Cette configuration est un siphon.

Il est évident qu'une telle configuration n'est pas applicable dans un milieu rural pour un système d'eau potable, vu que chaque fois qu'on doit (re)démarrer le système, une aspiration est exigée. Ceci nécessite une installation technique et une connaissance qui souvent dépasse les capacités des gestionnaires locaux.

d) tracé d :

Il s'agit également d'un siphon, mais la pression négative est de - 3 m. Ceci provoque le développement de bulles d'air et de la cavitation. En théorie le débit sera le même que dans les autres scénarios (a, b et c) mais les bulles d'air diminueront le débit réel.

e) tracé e :

La ligne-Z monte plus de 10,33 m au-dessus de ligne piézométrique, mais reste en dessous le plan de charge. Il ne s'agit donc pas d'un siphon, il y aura donc un écoulement sans aspiration de la conduite.

Néanmoins, la pression serait inférieure à -10,33 m, ce qui n'est physiquement pas possible. La pression minimale est de -10,33 m.

La ligne piézométrique proposée (ligne droite entre les surfaces des réservoirs A et B) ne peut donc pas être la ligne piézométrique réelle.

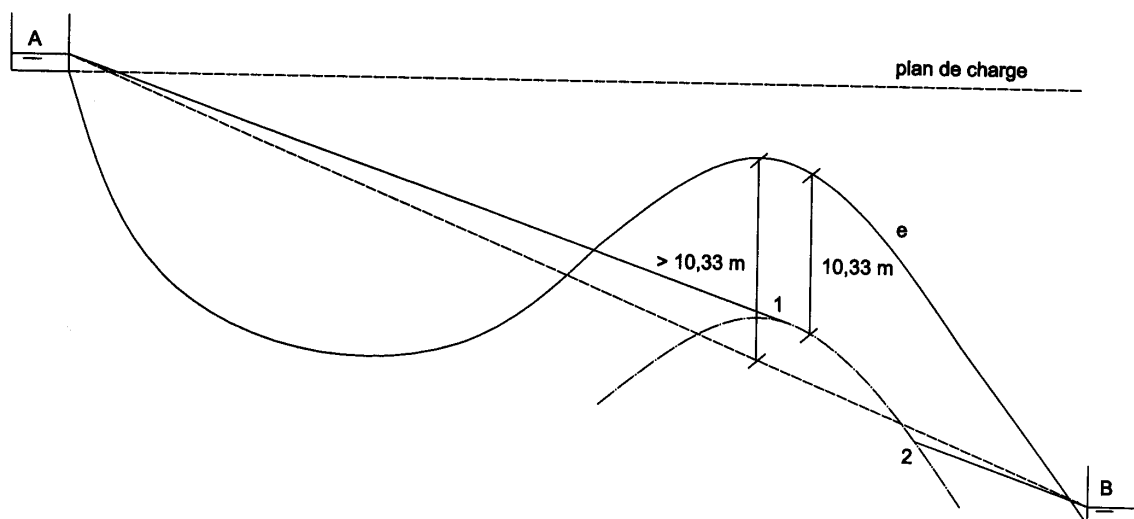


Figure 5.21

La ligne piézométrique se trouvera 10,33 m au-dessous de la ligne-Z.

Pour construire la ligne piézométrique réelle, on procède de la façon suivante :

- on dessine une ligne parallèle à la ligne-Z, 10,33 m plus bas que la ligne-Z originale
- de la surface du réservoir A, on tire la tangente à cette nouvelle ligne Z. (touche en point A)
- on tire une ligne de la surface du réservoir B, parallèle à la tangente du réservoir A. Cette ligne coupe la nouvelle ligne-Z dans le point 2.

La ligne piézométrique est la ligne :

- du réservoir A au point 1
- la nouvelle ligne-Z entre le point 1 et le point 2
- la ligne entre le point 2 et le réservoir B.

On voit que la hauteur piézométrique est minimale de -10,33 m. La pente de la ligne piézométrique réelle entre le réservoir A et le point 1 est inférieure à la pente de la ligne entre le réservoir A et le réservoir B.

Vu que le débit est en rapport avec la pente de cette ligne, le débit réel sera inférieur au débit calculé sur base de la pente de la ligne entre les deux réservoirs (ou le débit des autres scénarios) :

$$Q_{\text{réel}} = \sqrt{((h_A - h_1) / L_{A1} \cdot K)} < \sqrt{((h_A - h_B) / L \cdot K)}$$

Entre le point 1 et 2 règne une pression égale à zéro (ou la pression atmosphérique). La conduite n'est pas complètement remplie entre ces deux points. En réalité, le débit sera encore plus inférieur à cause des bulles d'air qui empêchent l'écoulement.

La pratique :

La pression minimale ne sera jamais inférieure à 5 m.

Les scénarios b,c,d et e ne sont jamais retenus lors de la conception d'un système d'eau potable en milieu rural.

5.2.3. CONTROLE DE LA VITESSE

Une fois que les pressions sont contrôlées, on vérifie la vitesse. Elle est calculée de la façon suivante :

$$V = Q / (\Pi.D^2/4)$$

La limite minimale de la vitesse est de 0,5 m/s. En-dessous de cette vitesse, on risque de créer des dépôts qui entravent partiellement ou complètement le débit. Néanmoins, dans des réseaux de distribution, des vitesses inférieures à 0,5 m/s peuvent se produire, parce que :

- à certains moments il n' y a presque pas de demande et donc pas de débit;
- pour des raisons techniques, on n'utilise pas de diamètre inférieur à 32 mm ou 1 pouce, même si ce diamètre est surdimensionné pour le débit requis.

La limite supérieure de la vitesse est 1,5 m/s, ceci pour éviter le coup de bélier ou un rapide déplacement des bulles d'air. Ces bulles d'air sont presque inévitables et peuvent, par un déplacement rapide, dédommager les accessoires.

5.3. CALCUL D'UN RESEAU

5.3.1. SCHEMA D'UN RESEAU

Pour calculer un réseau, on le schématise en nœuds et en tronçons :

Un nœud est un point où il y a un changement physique dans le réseau :

- une bifurcation de deux ou plusieurs conduites
- une jonction de deux ou plusieurs conduites
- un changement de diamètre
- une entrée d'un débit (par exemple une source)
- une sortie d'un débit (par exemple une borne fontaine)
- un stockage d'un débit (par exemple un réservoir).

On peut générer des nœuds additionnels dans des points où il n'y a pas de changement physique, mais où on veut connaître la hauteur piézométrique (par exemple les points les plus élevés du trajet).

Un tronçon représente une conduite entre deux nœuds avec un diamètre constant et du même matériel.

5.3.2. TYPES DE RESEAUX

On fait la distinction entre les réseaux ramifiés et les réseaux maillés.

Un réseau maillé est un réseau avec des mailles fermées.

Le sens de l'écoulement dans ces mailles n'est pas connu d'avance.

Par contre, un réseau ramifié ne dispose pas de mailles fermées, et pour chaque branche, il n'y a qu'un seul sens d'écoulement possible.

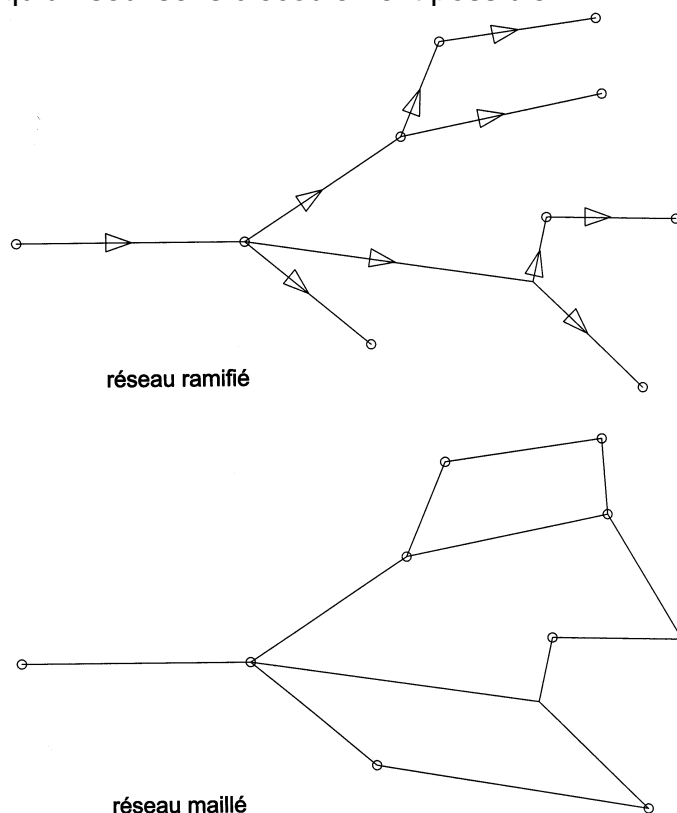


Figure 5.22

5.3.3. CALCUL D'UN RESEAU RAMIFIE

Nous partons d'un exemple pour expliquer le calcul d'un réseau ramifié.

Dans un village approvisionné par une source, 4 réservoirs doivent être construits avec chacun une demande de 2 l/s.

La source a un débit d'étiage de 10 l/s.

La demande totale est de :

$$4 \times 2 \text{ l/s} = 8 \text{ l/s, qui est inférieur au débit de la source.}$$

5.3.3.1. schématisation

On commence d'abord avec la schématisation de ce réseau.

La figure suivante donne cette présentation schématique de ce réseau, avec numérotation des nœuds et tronçons.

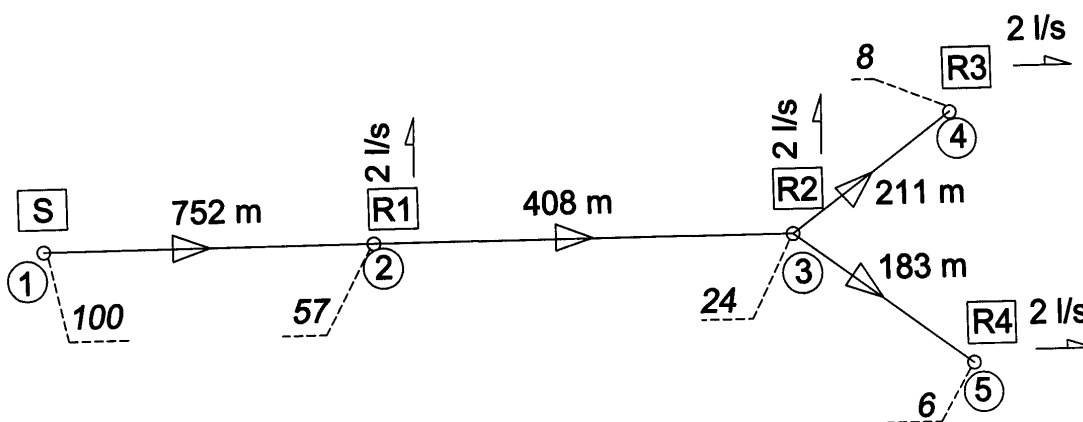
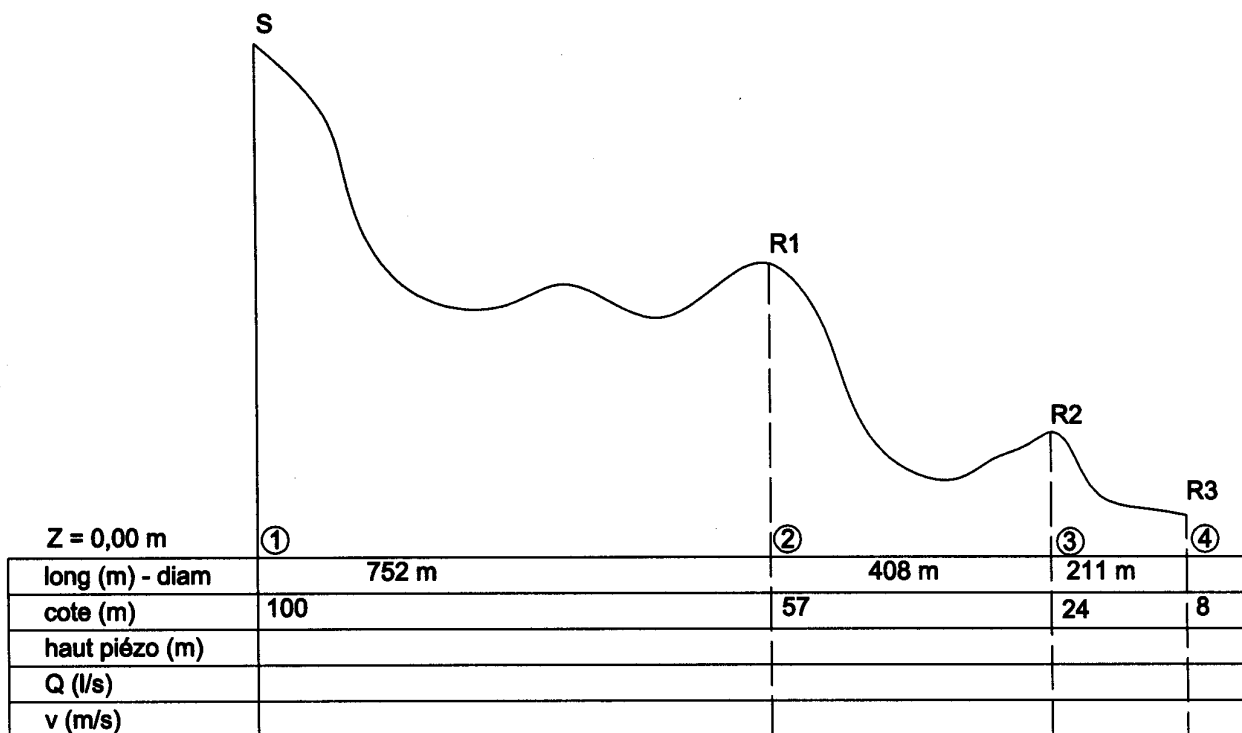


Figure 5.23

Dans la figure 5.24, les profils en long de chaque tronçon sont dessinés.



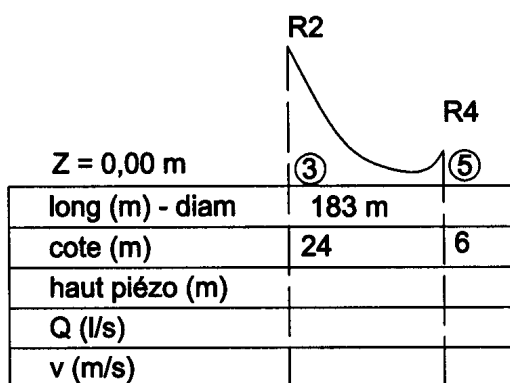


Figure 5.24

D'abord on détermine les nœuds à charge fixée et à débit fixé de ce système, c.à.d. les nœuds où la hauteur piézométrique et / ou le débit d'entrée ou de sortie sont connus au début du calcul.

a) les nœuds à charge fixée (les hauteurs piézométriques sont connues) :

Dans la source et dans les réservoirs règne la pression atmosphérique.

La hauteur piézométrique y est égale à la hauteur de l'eau (par rapport à un plan de référence). Pour les réservoirs, on doit considérer le scénario le plus néfaste quant à la ligne piézométrique, c.à.d. quand le réservoir est vide.

La ligne piézométrique y coïncidera avec le centre du tuyau d'entrée.

Quant à la source, on accepte normalement que la ligne piézométrique coïncide avec le centre de la conduite de départ. Dans ces points, la ligne piézométrique est indépendante des diamètres et matériaux choisis.

b) les nœuds à débit fixé

Les débits demandés dans chaque réservoir sont connus.

Ceci nous permet de calculer les débits dans les autres branches.

5.3.3.2. calcul des débits

On commence d'abord avec le calcul des débits dans chaque tronçon.

Dans chaque nœud, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants (loi des nœuds).

Le nœud 4 représente un réservoir. Le débit sortant (la demande) y est égal à 2 l/s.

Le débit entrant y doit être également égal à 2 l/s.

Entre deux nœuds il n'y a pas de changement de débits, donc le débit dans une branche reste constant. La branche 3-4 approvisionne le nœud 4 (le réservoir R4).

Le débit aval est de 2 l/s, le débit amont est donc également égal à 2 l/s.

On suit le même raisonnement pour le nœud 5 et le tronçon 3-5, ou le débit est égal à 2 l/s.

Pour le nœud 3, les débits sortants sont de 2 l/s (tronçon 3-4) et 2 l/s (tronçon 3-5) et 2 l/s (réservoir R2), le débit entrant est donc de 6 l/s, qui est le débit du tronçon 2-3.

On poursuit les calculs pour le reste du système de la même façon.

En général, on commence par les points où il y a une demande (les points en aval) et on continue vers l'amont (la source).

Le tableau ci-dessous donne les débits pour chaque branche.

tronçon	débit (l/s)
1-2	8
2-3	6
3-4	2
3-5	2

Ces débits sont notés sur le plan schématique et le profil en long.

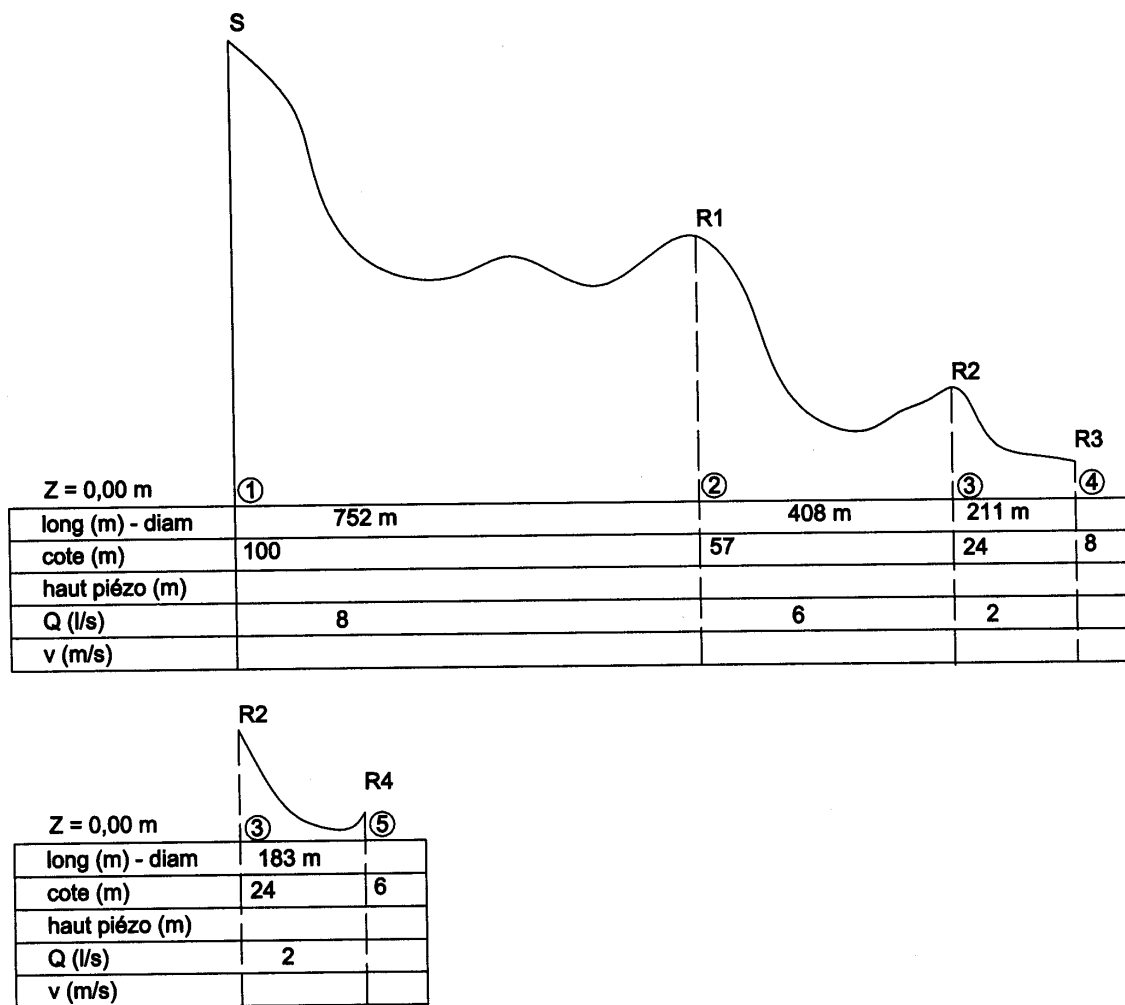


Figure 5.25

Note : Dans le cas d'une conjonction le débit de la conduite en aval est égal à la somme des débits des conduites en amont.

5.3.3.3. calcul des diamètres

Le problème du calcul des diamètres n'est pas univoque, il existe plusieurs combinaisons de diamètres avec lesquelles on peut résoudre le problème. On pourrait opter pour un nombre limité de diamètres différents, de sorte que le nombre d'accessoires (vannes, Tés,...) soit également limité, ce qui facilite la gestion du réseau. On peut également choisir une combinaison de diamètres, de sorte que lors du transport les petits diamètres puissent être insérés dans les

grands pour ainsi minimiser les frais de transport. On peut également considérer l'ensemble du frais d'achat, de gestion et de transport lors du choix des diamètres. Le dimensionnement se fait sur base des données sur le profil en long (débits, longueurs, dénivellations).

a) étape 1: détermination du diamètre minimal et maximal

Sur base des vitesses admissibles pour chaque branche, le diamètre minimal et maximal peut être déterminé.

Les limites des vitesses sont de 0,5 m/s (minimal) et de 1,5 m/s (maximal).

La vitesse minimale donne le diamètre maximal :

$$V > 0,5 \text{ m/s et } V = Q / (\Pi.D^2/4)$$

donc

$$Q / (\Pi.D^2/4) > 0,5 \text{ m/s ou}$$

$$D < \sqrt{4 \cdot Q / (\Pi \cdot 0,5)}$$

De même façon, la vitesse maximale donne le diamètre minimal

$$V < 1,5 \text{ m/s et } V = Q / (\Pi.D^2/4)$$

donc

$$Q / (\Pi.D^2/4) < 1,5 \text{ m/s ou}$$

$$D > \sqrt{4 \cdot Q / (\Pi \cdot 1,5)}$$

Pour chaque branche, les deux diamètres sont calculés :

branche	débit (m3/s)	diamètre maximal (mm)	diamètre minimal (mm)
1	0,008	143	82
2	0,006	123	71
3	0,002	71	41
4	0,002	71	41

b) étape 2: dessin d'une ligne piézométrique provisoire

Dans les réservoirs et la source, la hauteur piézométrique y est connue et coïncide avec le radier de ces constructions. Ces hauteurs sont indiquées sur les profils en long.

Dans chaque point, la hauteur piézométrique doit se lever à minimum 5 m au-dessus du sol.

Maintenant, on trace une première ligne piézométrique qui relie toutes les hauteurs piézométriques connues (c.à.d dans les réservoirs et dans la source), et qui reste au moins 5 m au-dessus du sol.

Quand on dessine cette ligne on doit se rendre compte que :

- une pente constante signifie un diamètre constant, un changement de pente signifie un changement de diamètre;
- la pente de cette ligne est en rapport inverse avec le diamètre de la conduite : une grande pente signifie un petit diamètre, une petite pente un grand diamètre.
- la ligne piézométrique est toujours descendante !

- pour des raisons de sécurité, on évite des pressions trop élevées dans les conduites, on essaye donc d'obtenir une ligne piézométrique la plus proche possible du sol (mais au moins 5 m plus haut que la ligne-Z).
 Cette méthode amènera également à des diamètres les plus petits possibles et en général à une solution économique.

Dans chaque point, la distance entre la ligne piézométrique et la ligne-Z (le sol) doit rester en dessous de la pression admissible des tuyaux choisis.

Pour les tuyaux PN 10, la pression maximale est de 100 m, pour les tuyaux PN 16 la pression maximale est de 160 m. On prend toujours une marge de 20 m pour des effets de coup de bélier. Ainsi la pression maximale admissible pour les tuyaux PN 10 est de 80 m. On vérifie que la pression en tout point ne dépasse pas ces pressions admissibles.

Les figures suivantes donnent pour chaque profil en long, la ligne piézométrique proposée (d'autres solutions sont également possibles).

Remarque: dans cet exemple nous n'avons pas toujours pu respecter les exigences relatives à la vitesse, à cause de la topographie du terrain.

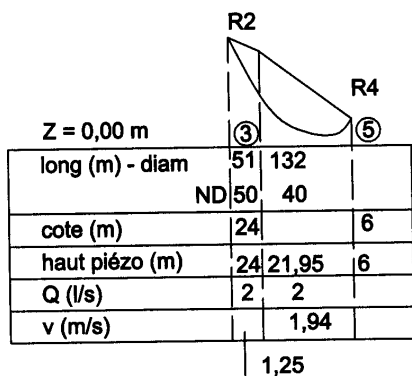
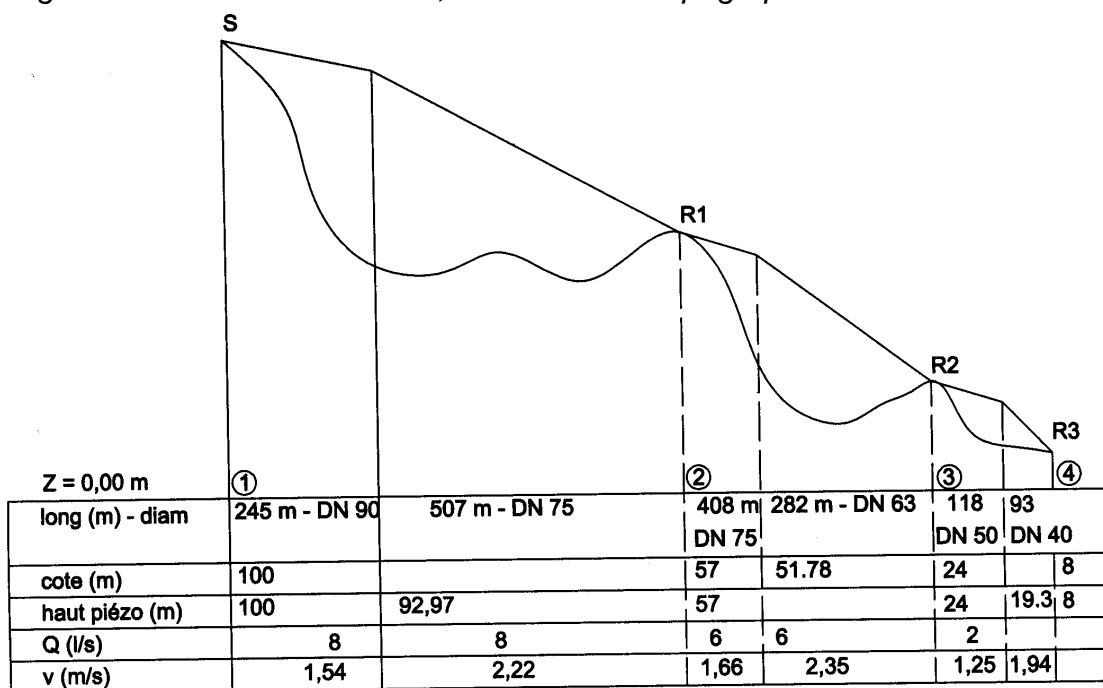


Figure 5.26

c) étape 3: calcul des diamètres définitif

Le calcul des diamètres est un processus itératif.

Pour chaque tronçon, on calcul le diamètre définitif en partant de la branche la plus en amont (partant de la source).

On note les hauteurs (côte) en amont et en aval, la linéaire du tronçon, et on calcul la pente de la ligne piézométrique correspondante avec ce tronçon. Avec cette pente et le débit de la branche on peut calculer le diamètre. En général, ce diamètre ne correspond pas avec les diamètres commerciaux et on prend le diamètre le plus proche par excès. Après avoir choisi le diamètre commercial, on vérifié s'il se trouve entre le diamètre minimal et maximal de ce tronçon (vérification des vitesses admissibles). Si cette condition n'est pas remplie mais que la différence entre le diamètre retenu et la limite des diamètres est limitée, on peut garder le diamètre choisi. Sinon, il faut prendre le diamètre le plus proche qui répond aux exigences par rapport aux vitesses. On calcule alors la pente de la ligne piézométrique réelle et on dessine cette ligne sur le plan.

On continue avec la deuxième branche et on calcul la pente de la ligne piézométrique correspondante. Pour la hauteur piézométrique en amont, on prend la hauteur piézométrique en aval de la ligne piézométrique de tranche précédente, calculée pour le diamètre commercial retenu.

Puis, on procède de la même façon que pour la première tranche.

Les autres branches sont calculées de la même façon.

Quand le point en aval de la branche est un point où la hauteur piézométrique est connue et invariable (par exemple un réservoir), la ligne piézométrique définitive doit terminer sur cette hauteur pour cette branche.

De la même façon que pour les autres tronçons, on calcule le diamètre théorique correspondant à ce tronçon. Il est peu probable que ce diamètre théorique est un diamètre commercial. On calcule la hauteur de la ligne piézométrique en aval pour ce diamètre commercial et on compare le résultat avec la hauteur piézométrique fixée (par exemple le centre du tuyau d'entrée).

Généralement, la hauteur piézométrique ne coïncidera pas avec cette hauteur fixée, ce qui a comme conséquence que le débit transporté par cette branche sera différent du débit prévu.

Si la ligne calculée se trouve plus bas que prévu, le débit réel sera plus faible que prévu. Puisqu'en réalité la ligne piézométrique ne peut pas descendre en dessous du centre du tuyau d'entrée dans le réservoir, elle terminera à ce niveau.

La pente réelle de la ligne piézométrique sera donc plus faible que prévu avec comme conséquence, un débit plus bas. Pour la même raison, si la ligne calculée termine plus haut que prévu, le débit réel sera plus élevé que prévu.

Pour donner une idée de l'influence de la différence entre la hauteur piézométrique calculée et celle réelle, nous considérons une ligne composée de plusieurs branches, mais sans ramifications et sans entrées ou sorties de débits entre le point le plus en amont et le point le plus en aval.

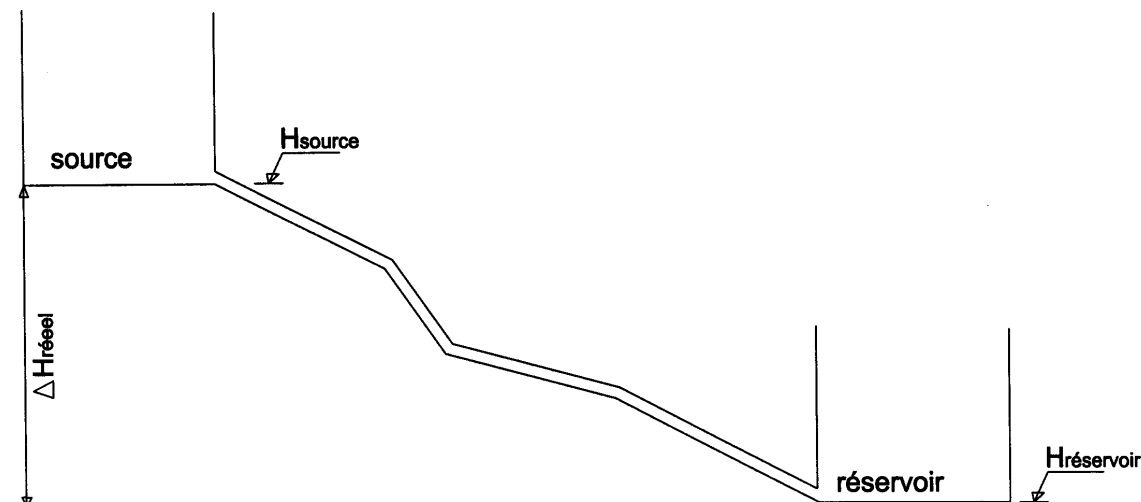


Figure 5.27

D'après la formule de Manning le débit d'un tel système est en rapport avec la racine carrée de la différence entre la hauteur piézométrique en aval et en amont :

$$Q = \sqrt{((H_A - H_B) / (L.K))}$$

Pour juger l'influence de la différence entre la hauteur piézométrique réelle et la hauteur piézométrique calculée sur le débit, on procède de la manière suivante :

- on calcule la différence entre la hauteur piézométrique du point le plus élevé (en général la source ou la chambre de départ) et la hauteur piézométrique la plus basse (tuyau d'entrée du réservoir):

$$\Delta H_{\text{réel}} = H_{\text{source}} - H_{\text{réservoir}}$$

et

$$Q_{\text{réel}} = \sqrt{\Delta H_{\text{réel}} / (L.K)}$$

- on calcule la différence entre la hauteur piézométrique du point le plus élevé (en général la source ou la chambre de départ) et la hauteur piézométrique calculé au niveau du point en amont :

$$\Delta H_{\text{calculé}} = H_{\text{source}} - H_{\text{calculé}}$$

et

$$Q_{\text{calculé}} = \sqrt{\Delta H_{\text{calculé}} / (L.K)}$$

- de ces formules :

$$Q_{\text{réel}} = Q_{\text{calculé}} \cdot \sqrt{(\Delta h_{\text{réel}} / \Delta h_{\text{calculé}})}$$

Si par exemple $\Delta H_{\text{réel}}$ est de 10 % plus grand que $\Delta H_{\text{calculé}}$

$$\Delta H_{\text{réel}} = 1,10 \cdot \Delta H_{\text{calculé}}$$

$$Q_{\text{réel}} = Q_{\text{calculé}} \cdot \sqrt{(1,1)} = 1,05 \cdot Q_{\text{calculé}}$$

Une différence de 10% dans les hauteurs donne seulement une différence de 5% dans les débits.

En général, des différences de 5% sur les débits sont acceptables dans la conception d'un système d'eau potable en milieu rural.

Les formules données ci-dessus comptent seulement pour un système non-ramifié sans entrées et sorties entre le point le plus en amont et plus en aval.

Pour des systèmes ramifiés, le calcul est plus compliqué, mais nous proposons d'appliquer ces formules également pour ces systèmes.

Si maintenant on constate que la différence de débit est trop élevée, on peut :

- modifier le niveau du radier du réservoir et ainsi ajuster le niveau de la hauteur piézométrique réelle à la hauteur calculée. Ceci est possible seulement si le terrain où on implante le réservoir donne cette possibilité.
- modifier les diamètres des branches en amont ;
- scinder un tronçon en plusieurs tronçons avec un diamètre différent. Si après avoir calculé la nouvelle ligne piézométrique, on constate qu'elle se trouve au-dessus de la ligne réelle du réservoir, on doit rallonger la partie ayant le diamètre le plus grand, et diminuer la partie ayant le diamètre le plus petit (la somme des deux longueurs reste constante). Si la ligne calculée descend en-dessous de la ligne réelle, on procède à l'opération inverse. On répète les calculs jusqu'à ce que la ligne calculée coïncide avec la ligne réelle (ou jusqu'à ce que la différence soit négligeable).

Exemple : la dénivellation entre la source et le réservoir est 10 m, la distance de 1000 m et le débit de 5 l/s.

Essai 1

	Longueur	Diamètre	Perte de charge unitaire (mm/m)	Perte de charge générale
Tronçon 1	500	110	6,5	3,25
Tronçon 2	500	90	17,0	8,50
Total	1000	-		11,75

Le total des pertes de charges dépasse la dénivellation entre la source et le réservoir. Il faut donc rallonger le tronçon 1 et diminuer le tronçon 2.

Essai 2

	Longueur	Diamètre	Perte de charge unitaire (mm/m)	Perte de charge générale
Tronçon 1	667	110	6,5	4,34
Tronçon 2	333	90	17,0	5,66
Total	1000	-		10,00

Le total des pertes de charges est maintenant égal à la dénivellation entre la source et le réservoir.

5.3.3.4. cas particuliers

a) bifurcation

Dans le cas d'une bifurcation, la hauteur piézométrique de tous les tronçons qui partent de cette bifurcation en aval est la même.

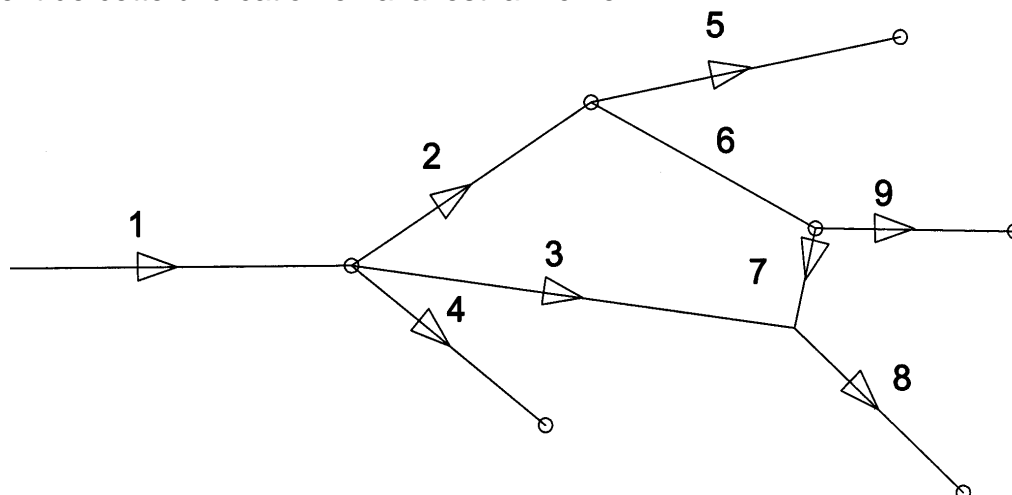


Figure 5.28

Dans la figure, les tronçons 2,3 et 4 ont la même hauteur piézométrique en amont.

b) conjonction

Tous les tronçons qui arrivent dans la conjonction ont la même hauteur piézométrique en aval.

Ceci est le cas quand un système est approvisionné par plusieurs sources.

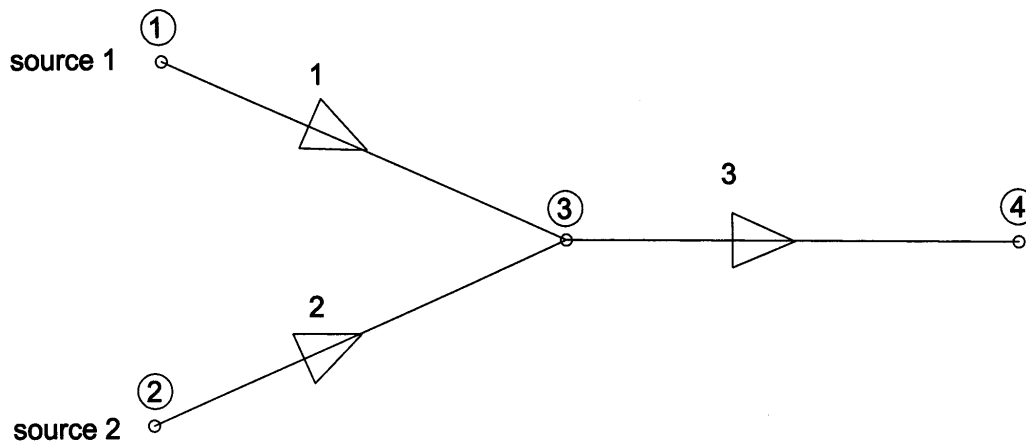


Figure 5.29

Pour les tronçons 1-3 et 2-3, les hauteurs piézométriques en amont sont connues (niveau des sources). Il y a plusieurs possibilités pour arriver à une solution :

- on calcule la hauteur piézométrique en aval du tronçon 1-3 pour un diamètre commercial, en partant de la hauteur piézométrique en amont de ce tronçon. On scinde la branche 2-3 en plusieurs tronçons et on cherche les diamètres commerciaux et les longueurs pour chaque tronçon, de sorte que la combinaison de diamètres pour la branche 2-3 amène à la même hauteur piézométrique dans le point 3 que pour la branche 1-3.
- pour chaque branche on cherche une combinaison de diamètres qui donne la même hauteur piézométrique dans le point 3.

c) brise-charge

Pour vérifier si en aucun endroit la pression dans la conduite ne dépasse la pression admissible, on doit considérer la situation la plus néfaste.

Souvent, on installe des vannes d'arrêt qu'on ferme lors des réparations.

Dans ce cas, il n'y a plus d'écoulement et la pression qui se développe dans la conduite est égale à la pression hydrostatique, ou à la différence entre le niveau de la conduite dans ce point, et le niveau du point le plus élevé du système (en général la source ou la chambre de départ).

Dans l'exemple suivant, on a une source reliée avec un réservoir par une conduite qui traverse une vallée. Quand on ferme la vanne installée dans le réservoir, on crée une pression dans le fond de la vallée, qui dépasse la pression admissible. On peut opter pour l'utilisation des tuyaux d'une classe de pression supérieure ou la construction d'une brise charge.

Une brise charge n'est qu'un petit réservoir, où l'eau vient en contact avec l'atmosphère, de sorte que la pression dans la conduite qui part de la brise charge soit réduite à la pression atmosphérique (pour une description complète, voir 10.4.5.). Sur la conduite d'arrivée, on peut installer une vanne de réglage, pour régler la pression dans cette conduite (en créant une perte de charge locale). Des fois, la brise-charge n'est pas munie de cette vanne de réglage, et la pression dans la conduite d'arrivée revient également à zéro.

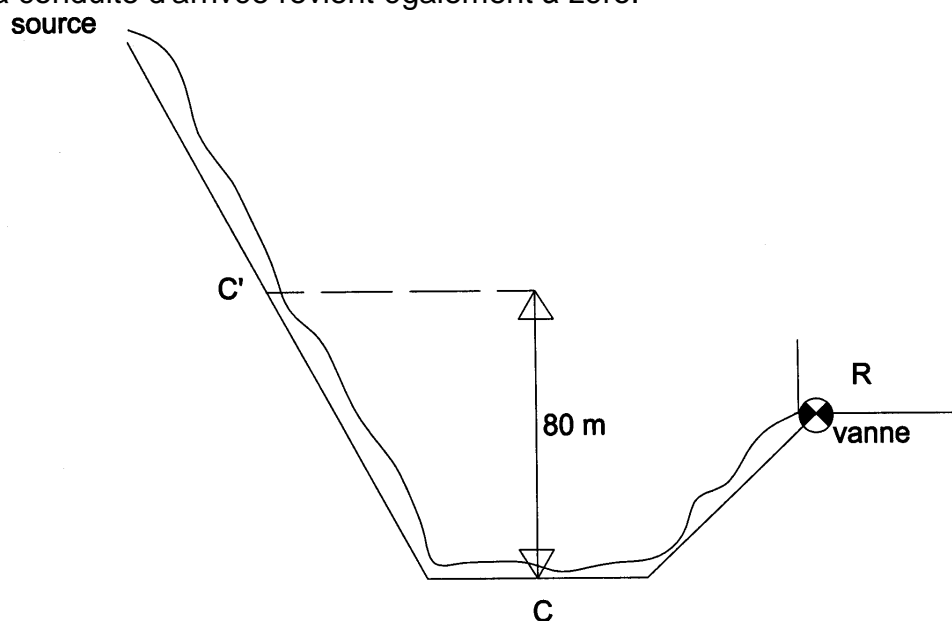


Figure 5.30

Dans le point C (fond de la vallée), on jalonne la pression admissible (par exemple pour la classe PN10 80m), ce qui donne le point C'. La position du brise-charge est déterminée en menant par C' une horizontale qui coupe le terrain au point cherché. On constatera que la pression dans le point C ne peut jamais dépasser la pression admissible, même si on ferme la vanne dans le réservoir.

Dans cet exemple, on maintient la pression originale dans la conduite en amont avec cette vanne de réglage, sinon la ligne piézométrique descendrait en-dessous le terrain.

5.3.4. CALCUL D'UN RESEAU MAILLE

5.3.4.1. introduction

Dans un réseau ramifié, le sens de l'écoulement et la distribution des débits est équivoque. Dans un réseau maillé, le sens de l'écoulement et les débits ne sont pas connus à l'avance. Une méthode manuelle qui permet de calculer les débits et aussi les pertes de charge dans des systèmes maillés est la méthode Hardy-Cross.

5.3.4.2. méthode Hardy-Cross

(en annexe 1 la théorie est illustrée par un exemple)

La méthode Hardy-Cross est une méthode manuelle et itérative, qui permet de calculer des réseaux maillés. Elle repose sur les deux lois suivantes :

- 1) En un nœud quelconque de conduite, la somme des débits qui arrivent à ce nœud est égale à la somme des débits qui en partent.
- 2) C'est ainsi que l'on a pour le nœud A et pour le sens d'écoulement supposé indiqué par les flèches :

$$Q_A = Q_1 + Q_2$$

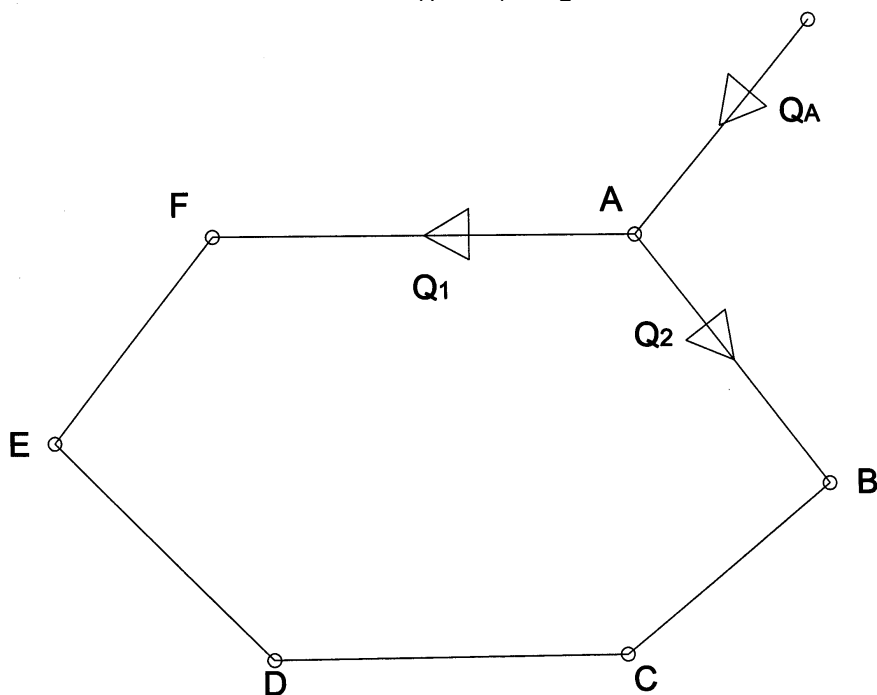


Figure 5.31

2) Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge est nulle. Cette loi, appliquée au contour ABCDEF, où l'orientation positive est donnée par le sens du déplacement des aiguilles d'une montre, donne pour le sens d'écoulement de l'eau indiqué par les flèches :

$$\Delta F_1 - \Delta F_2 = 0$$

remarque : si le sens de l'écoulement est inverse au déplacement des aiguilles d'une montre, les pertes de charges sont négatives.

La méthode Hardy-Cross consiste, tout d'abord, à se fixer, dans chaque maille du réseau, une répartition supposée des débits ainsi qu'un sens supposé d'écoulement, tout en respectant la première loi. Un diamètre, tout au moins provisoire des canalisations, peut être choisi et l'on calcule les pertes de charge correspondantes.

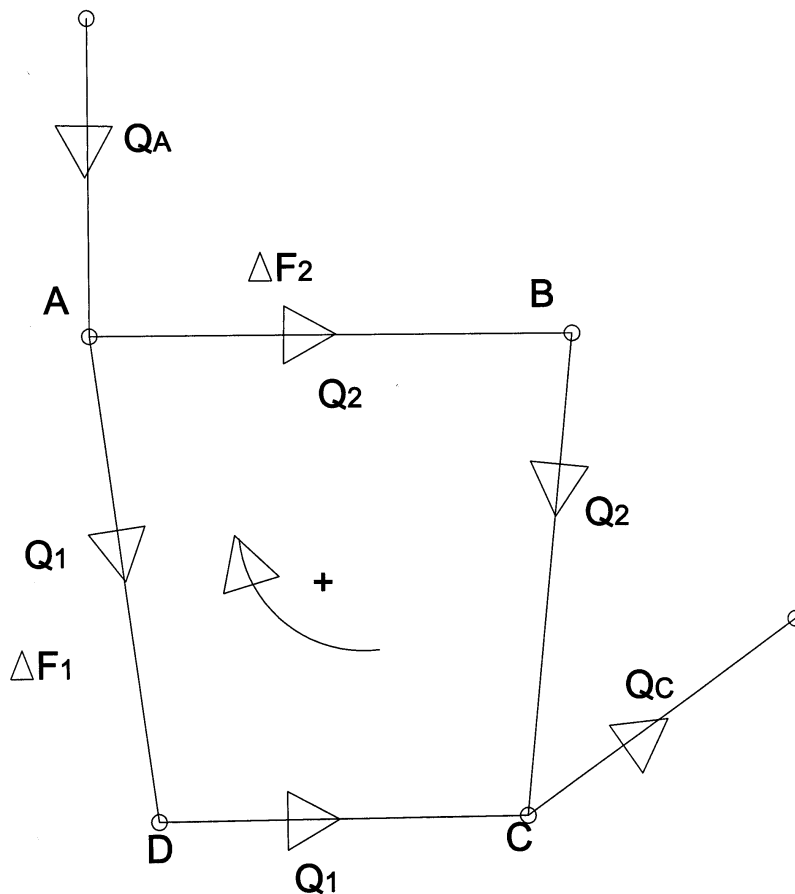


Figure 5.32

Supposons que l'on décompose arbitrairement Q_A en q_1 et en q_2 tels que $Q_A = Q_1 + Q_2 = Q_C$. Choisissons arbitrairement les diamètres D_1 et D_2 écoulant les débits Q_1 et Q_2 , lesquels engendreront les pertes de charges ΔF_1 sur ADC et ΔF_2 sur ABC.

Il faut d'abord vérifier, d'après la deuxième loi, et compte tenu de l'orientation de la maille, que :

$$\Delta F_1 - \Delta F_2 = 0$$

Cette égalité n'est pas toujours vérifiée du premier coup et donc

$$\Delta F_1 - \Delta F_2 \neq 0$$

Il sera alors nécessaire de modifier la répartition initiale supposée des débits Q_1 et Q_2 afin de rectifier en conséquence la valeur ΔF_1 et ΔF_2 .

Soit ΔQ_1 la valeur dont il est nécessaire de modifier le débit pour arriver à ce but. Si on l'ajoute à Q_1 par exemple, il faudra la déduire de Q_2 pour que la somme Q_A reste constante.

Par ailleurs, nous savons que les pertes de charges sont proportionnelles au carré de débits, de sorte que nous pouvons écrire :

$$\Delta F_1 = K_1 \cdot Q_1^2 \cdot L_1 \text{ (Manning)}$$

$$\Delta F_2 = K_2 \cdot Q_2^2 \cdot L_2 \text{ (Manning)}$$

Par conséquent, la deuxième loi appliquée aux débits rectifiés donne :

$$K_1 \cdot (Q_1 + \Delta Q_1)^2 \cdot L_1 - K_2 \cdot (Q_2 - \Delta Q_1)^2 \cdot L_2 = 0$$

On peut prouver que

$$\Delta Q_1 = - (K_1 \cdot Q_1^2 \cdot L_1 - K_2 \cdot Q_2^2 \cdot L_2) / (2 (K_1 \cdot Q_1 \cdot L_1 + K_2 \cdot Q_2 \cdot L_2))$$

Il est donc compréhensible que si $\Delta F_1 < \Delta F_2$, il faut ajouter un débit ΔQ_1 à Q_1 et retrancher le même débit (ΔQ_1) à Q_2 pour que ΔF_1 soit égale à ΔF_2 .

Dans ce cas $\Delta F_1 - \Delta F_2 < 0$, et le débit ΔQ_1 calculé d'après la formule sera positif.

Si $\Delta F_1 - \Delta F_2 > 0$, ce qui suppose un débit Q_1 trop important, il faudra retrancher ΔQ_1 . C'est également ce que montre l'expression, puisque ΔQ_1 est alors négatif.

Prenons le cas d'une maille composée de plusieurs conduites

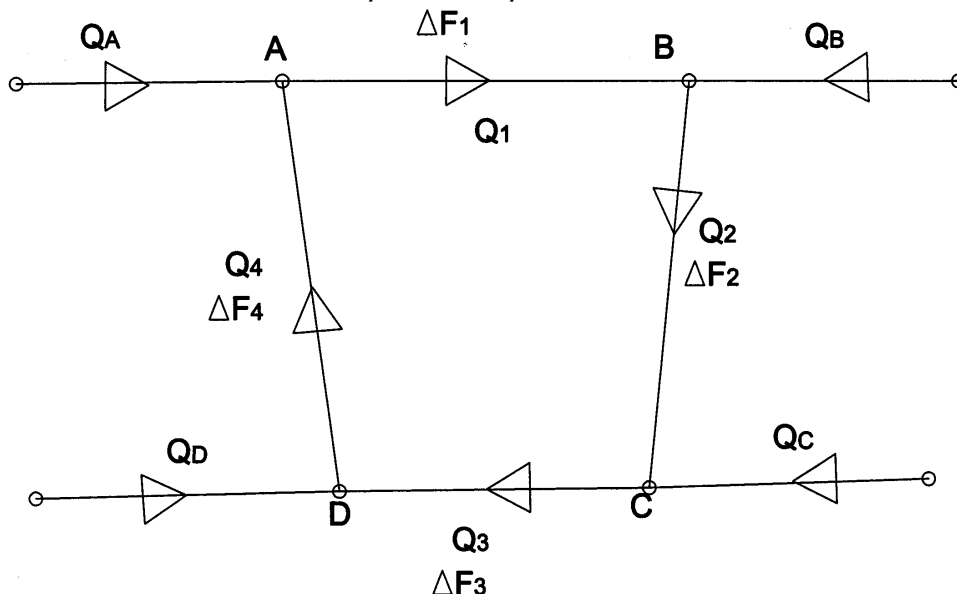


Figure 5.33

L'expression $\Delta Q_1 = - (K_1 \cdot Q_1^2 \cdot L_1 - K_2 \cdot Q_2^2 \cdot L_2) / (2 (K_1 \cdot Q_1 \cdot L_1 + K_2 \cdot Q_2 \cdot L_2))$ peut être généralisée pour une maille composée de plusieurs conduites (figure 5.33), en étendant le raisonnement à un quelconque contour fermé et en désignant par $\sum K \cdot Q \cdot |Q| \cdot L$ la perte de charge totale dans le circuit fermé de la maille au cours de cette approximation, et par $\sum K \cdot Q \cdot L$ la somme de termes tels que $K_1 \cdot Q_1 \cdot L_1$, $K_2 \cdot Q_2 \cdot L_2$, ... etc., on a :

$$\Delta Q = - (\sum K \cdot Q \cdot |Q| \cdot L) / (2 \cdot \sum K \cdot Q \cdot L)$$

Les nouveaux débits deviennent par conséquent :

$$Q_1' = Q_1 + \Delta Q$$

$$Q_2' = Q_2 + \Delta Q$$

$$Q_3' = Q_3 + \Delta Q$$

$$Q_4' = Q_4 + \Delta Q$$

Si, après correction des débits avec ΔQ , la deuxième la loi n'est pas encore satisfaite, il faudra, de nouveau corriger la valeur trouvée pour une nouvelle valeur $\Delta Q'$ calculée de la même façon que nous venons de voir :

$$\Delta Q' = - (\sum K \cdot Q' \cdot |Q'| \cdot L) / (2 \cdot \sum K \cdot Q' \cdot L)$$

On se rapprochera ainsi, au fur et mesure, de la valeur zéro pour la somme algébrique des pertes de charge du contour fermé.

Prenons le cas de la conduite commune à deux mailles contiguës

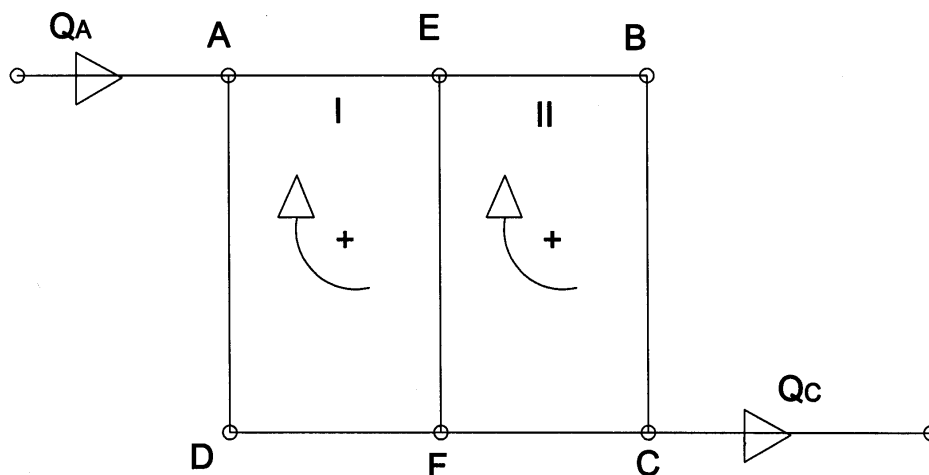


Figure 5.34

AEFD ou maille I
EBCF ou maille II

La conduite EF est commune aux deux mailles.
On peut la considérer comme faisant partie de l'une ou de l'autre mailles.

Si elle est considérée comme faisant partie de la maille I et, pour un sens d'écoulement de même sens que EF donné par la flèche, le débit Q qui parcourt cette conduite devra, selon les signes conventionnels, être affecté du signe positif.

Si elle est considérée comme faisant parti de la maille II, on doit, dans les mêmes conditions, donner au même débit Q qui parcourt EF, un signe négatif.

Par conséquent, nous pouvons énoncer que, pour un observateur placé dans la maille I, le débit Q considéré comme faisant partie de cette maille et qui parcourt EF, doit être affecté du signe contraire à celui qu'il possède dans la maille adjacente prise isolément.

Or ce qui est vrai pour les débits est également vrai pour les rectifications ΔQ qui affectent, positivement ou négativement selon leurs signes, les débits propres à chaque maille. La conduite EF, qui fait partie de la maille I et de la maille II, sera corrigée de la rectification de la maille I et de la rectification de la maille II mais avec les signes corrects.

En particulier, si ΔQ_{II} est la valeur absolue de la rectification de débit calculée pour la maille II prise isolément, nous pouvons énoncer que :

Pour un observateur placé dans la maille I, la rectification de débit ΔQ_I qui affecte EF considéré comme faisant partie de la maille I, devra être prise avec le signe contraire à celui qu'elle possède dans la maille II adjacente prise isolément. Il est évident que EF devra être affecté de la rectification de débit ΔQ_I prise avec son signe, comme il sera fait pour toutes les conduites de la maille I.

Illustrons ce qui procède par un exemple. Supposons qu'au cours de la première correction du débit, on ait trouvé :

- pour la maille I : $\Delta Q_I = -2$ l/s
- pour la maille II : $\Delta Q_{II} = +3$ l/s

Le débit initial Q qui parcourt EF considéré comme faisant partie de la maille I doit être corrigé :

- de la valeur $\Delta Q_I = -2$ l/s (cette correction affectera, notamment toutes les conduites de la maille I)
- de la valeur $-\Delta Q_{II} = -3$ l/s, c.à.d. la correction de la maille II changée de signe.

La correction globale pour la conduite EF dans la maille I est donc de $-2 - (+3) = -5$ l/s. Pour la même conduite dans la maille II, la correction sera de $-(-2) + (+3) = 5$ l/s. La valeur absolue ne change pas, seul le signe change puisque l'on change de maille.

Cas d'un réseau composé de plusieurs mailles

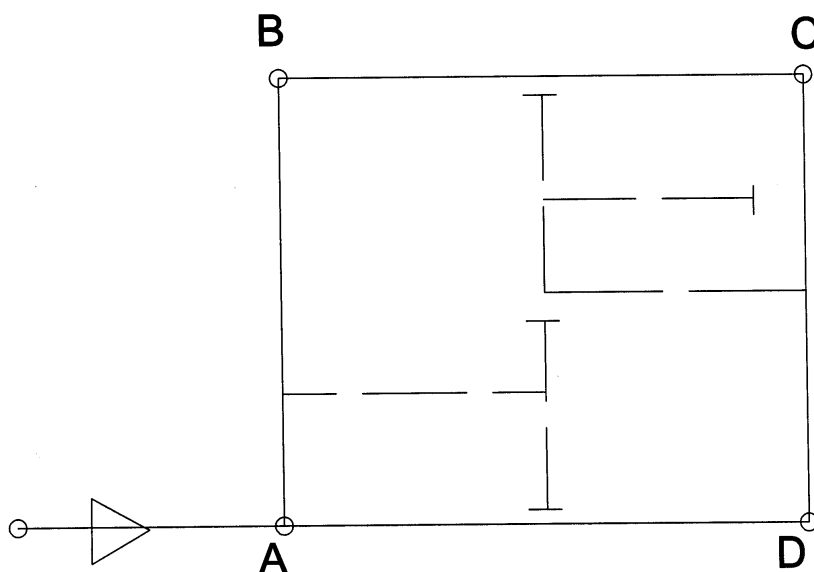


Figure 5.35

Souvent un réseau maillé est composé de quelques mailles à partir desquelles partent conduites d'un réseau ramifié. Ordinairement, les conduites constituant les mailles seront alors des conduites maîtresses ou des conduites de transit. Elles n'effectueront qu'exceptionnellement une distribution en cours de route. Cette distribution est généralement assurée par les conduites secondaires dans les réseaux ramifiés.

D'abord nous isolons les réseaux ramifiés du réseau maillé. Le débit entrant dans un réseau ramifié est attribué au nœud de connexion avec le réseau maillé. Dans la figure 5.35 nous gardons un réseau maillé et deux réseaux ramifiés. Pour ces réseaux ramifiés, les débits de chaque conduite sont connus.

a) On calcule d'abord le réseau maillé, puis les réseaux ramifiés.

Pour le réseau maillé on procède de la façon suivante :

- *étape 1* : On divise d'abord le réseau en mailles et chacune d'elle porte un numéro. Il y a autant de mailles qu'il existe de contours fermés.

Le nombre de mailles peut être calculé de la façon suivant :

$$\text{nombre de mailles} = \text{nombre de conduites} - \text{nombre de nœuds} + 1$$

- *étape 2* : Pour toute conduite de chaque maille un diamètre est choisi arbitrairement.

- *étape 3*: Dans chaque maille du réseau, on fait une répartition supposée des débits ainsi qu'un sens supposé d'écoulement, tout en respectant la première loi fixée.

- *étape 4* : Pour chaque maille on calcule la correction d'après la formule

$$\Delta Q = - (\sum K. Q. |Q| . L) / (2. \sum K . Q. L).$$

- *étape 5* : Pour chaque maille, les débits de chaque conduite sont corrigés avec ΔQ de cette maille.

- *étape 6* : Les débits corrigés ne peuvent pas encore être les débits définitifs. Il existe des conduites qui font partie de plusieurs mailles. Si après correction d'une maille la deuxième loi est appliquée dans cette maille, elle n'est pas prise en compte dans la correction d'une conduite d'une autre maille où elle fait parti. Les mêmes calculs (*étape 4 et 5*) sont recommencés avec les débits corrigés, jusqu'à ce que les valeurs de ΔQ soient voisines de zéro.

étape 7 : La méthode Hardy-Cross nous permet de vérifier que les débits, les vitesses et les pressions sont satisfaisants le long de chaque contour fermé.

étape 8 : Eventuellement s' il y a des problèmes au niveau des débits, des vitesses ou des pressions, il faut changer un ou plusieurs diamètres et recommencer les calculs (dès l'*étape 4*, les débits de départ sont les débits trouvés à l'*étape 6*).

b) pour les réseaux ramifiés, on suit la méthode expliquée en 5.3.3. La hauteur piézométrique et le débit dans le point en amont de chaque réseau ramifié ont été calculé pendant le calcul du réseau maillé.

Ces données nous permettent de compléter les calculs pour les autres nœuds ou d'autres conduites dans le réseau ramifié.

La méthode Hardy-Cross est une méthode qui permet de calculer des réseaux maillés. Elle ne présente pas de difficultés mais les calculs sont assez longs et souvent source d'erreurs. Elle a l'avantage d'être une méthode manuelle pour laquelle on n'a pas besoin d'équipement avancé. Cependant, elle peut être facilitée en utilisant des logiciels tels que des tabulateurs. Pour le calcul des systèmes très étendus, on est obligé de simplifier le réseau (en supprimant certains mailles) ou on préfère utiliser des logiciels spécifiques, que l'on traite au point 5.4.

Un exemple de calcul selon la méthode Hardy-Cross est donné en annexe 1.

5.4. CONCEPTION A L' AIDE D' UN ORDINATEUR

5.4.1. INTRODUCTION

De plus en plus on utilise des moyens informatiques pour calculer des réseaux d'eau potable, notamment dans le cas des réseaux maillés.

Ces "moyens informatiques" ou "modèles de simulation" ont bien sûr un nombre d'avantages :

- la vitesse de calcul
- la précision de calcul
- la possibilité de calculer des alternatives assez vite (un autre tracé, un autre profil en long)
- la possibilité de générer des plans automatiquement (plan de situation, profil en long)
- la possibilité de calculer de différents scénarios pour une configuration donnée (par exemple pour un réseau donné : débit actuel et débit futur)
- la possibilité de lier ce logiciel avec un logiciel CAD pour introduire des données et pour visualiser les résultats.

D'autre part, on ne peut pas nier qu'il y a aussi un nombre d'inconvénients et de dangers liés à l'utilisation de ces logiciels :

- on doit disposer d'un équipement assez coûteux comme des ordinateurs performants (certainement dans le cas d'utilisation d'un logiciel CAD), imprimante ou plotter (pour des plans plus grands que le format A3)
- le personnel formé en matière informatique et dans l'utilisation de logiciels spécifiques
- même si l'utilisation de ce logiciel semble très facile, une connaissance profonde en hydraulique est exigée
- une précision maximale lors de l'introduction des données est requise
- la détection des erreurs lors de l'introduction des données n'est pas évidente
- l'investissement dans le logiciel, l'équipement et la formation du personnel sont justifiés seulement dans le cas d'une utilisation fréquente.

Il ne faut jamais oublier que l'ordinateur et le logiciel ne sont qu'un outil et ne remplaceront jamais l'ingénieur.

Néanmoins, il est conseillé aux organisations qui conçoivent régulièrement des systèmes d'eau complexes ou d'une certaine importance et/ou qui veulent s'en spécialiser, de faire des investigations quant aux avantages ou désavantages et éventuellement de se procurer le logiciel et l'équipement. Des programmes simples mais performants peuvent être trouvés à partir de 1.000 EUR.

Ce chapitre a comme objectif de donner des informations générales sur l'application de ces logiciels. Il est impossible de donner tout en détail car chaque programme est spécifique à sa propre utilisation. Le lecteur, s'il est intéressé à se procurer un logiciel, est conseillé de consulter les différents manuels.

5.4.2. INFORMATIONS GENERALES

5.4.2.1. types de logiciels

Il existe deux types de logiciels :

- ceux qui calculent uniquement des réseaux de conduites forcées (c.à.d. les conduites sont remplies à 100%).
- ceux qui calculent également des réseaux mixtes : conduites forcées, canaux ouverts ou conduites à écoulement libre (c.à.d. la conduite n'est pas remplie à 100%).

De chaque type, il existe encore deux types :

- celui utilisé pour le calcul d'un régime permanent. En régime permanent, les paramètres tels que le débit, la pression, la demande, l'ouverture de vannes....., restent constants.
- celui qui permet de calculer un régime non-permanent. En régime non-permanent les paramètres cités ci-haut peuvent varier. Cette variation peut être très brusque (coup de bélier) ou peut être plus graduelle(variation de demande).

La plupart de logiciels qui sont disponible actuellement, peuvent calculer un régime non-permanent mais ne sont pas adaptés au calcul d'une variation brusque telle que le coup de bélier.

Pour ces phénomènes, il faut des logiciels très spécifiques et onéreux.

Pour la plupart des applications relatives à la conception d'un système d'eau potable, un logiciel qui permet de calculer un réseau de conduites forcées en régime permanent suffira.

5.4.2.2. modelage

Lors de la conception d'un système d'eau à l'aide d'un ordinateur, le réseau réel doit être transformé dans un modèle, qui sera utilisé par le logiciel pendant les calculs. Chaque modèle est composé de nœuds et de tronçons.

Les nœuds servent à modéliser les intersections et les points particuliers du réseau.

Il existe des nœuds ordinaires. En général ce nœud est un point interne dans le système où il y a un changement de débit, de pression ou de vitesse.

par exemple :

- la bifurcation ou la conjonction de deux ou plusieurs conduites;
- un changement de diamètre;
- un point où il y a une demande en eau (par exemple une borne-fontaine);
- un point intéressant pour l'analyse hydraulique (par exemple le point le plus élevé pour vérifier s'il n'y a pas de pressions négatives)

Eventuellement on peut avoir un nœud de connexion où il n'y a pas de changement de débit,....

On a également des nœuds à charge fixée. Ces nœuds sont des points dans le système où la hauteur piézométrique est connue. (Par exemple: les réservoirs, les sources, les chambres d'équilibre).

Les tronçons sont les liens entre les nœuds. (soit des nœuds ordinaires, soit des nœuds à charge fixée). Les tronçons servent à modéliser les conduites ou certains accessoires (pompes, vannes,...) où il y a une perte de charge locale. Les tronçons déterminent le débit et la perte de charge entre deux nœuds.

Pour chaque nœud ou branche, on introduira certaines données :

- pour un nœud ordinaire, on donnera la cote
- pour un nœud à charge fixée, on donnera la cote, le type (par exemple un réservoir) et des données en fonction du type (par exemple le volume, la surface de la dalle, le niveau de l'eau au départ des calculs,...)
- pour un tronçon : les deux nœuds extrêmes, le type (par exemple une conduite) et des données en fonction du type (par exemple la longueur, le diamètre, le matériel...).

Le modèle est toujours une représentation schématique de la réalité et contiendra toujours des simplifications. Une borne fontaine sera représentée comme un nœud où il y a une demande en eau potable et où il y a une perte de charge locale. On n'introduira donc pas tous les tuyaux de la borne fontaine.

Pour simplifier cette réalité, l'ingénieur responsable du modelage doit avoir une connaissance approfondie du comportement hydraulique de tous les éléments composant un réseau d'eau potable.

La qualité du modèle et des résultats dépend en premier lieu de la qualité des données. Elles seront donc collectées et imputées avec beaucoup de soin.

5.4.2.3. régime permanent / non-permanent

En 5.4.2.1. nous avons expliqué la différence entre un régime permanent et non-permanent. Un modèle en régime non-permanent permet de faire modifier les débits, les hauteurs de pression... dans le temps. En réalité la demande varie pendant la journée et ceci a des répercussions sur les débits dans les conduites ou sur les niveaux d'eau dans les réservoirs...

Cette variation de niveaux d'eau dans les réservoirs peut être surtout intéressante pour le dimensionnement de ces œuvres d'art. Cependant, le calcul d'un régime non-permanent est seulement justifié si la variation des paramètres hydrauliques est bien connue. Si on ne dispose pas de données correctes, le calcul en régime non-permanent n'a pas de sens et autant peut-on se limiter à une simulation en régime permanent. Il existe d'autres techniques pour calculer les effets d'un régime non-permanent (la variation des niveaux d'eau dans les réservoirs par exemple). Ces techniques sont traitées dans le chapitre 6.

5.4.2.4. la théorie

La théorie sur laquelle se basent les logiciels, est la même que celle pour les calculs manuels (tel que la méthode Hardy-Cross) :

- pour chaque nœud : on calcule la somme des débits qui arrivent dans ce nœud et la somme des débits qui en partent.
- pour chaque tronçon : on calcule des pertes de charge dans ce tronçon en utilisant les formules de Manning ou de Prandtl-Colebrook ou d'autres).

Ces calculs donnent un ensemble d'équations qui est résolu par l'ordinateur.

Comme résultat, on obtient :

- dans chaque nœud : la hauteur piézométrique (et la pression).
- dans chaque branche : le débit, la vitesse et la perte de charge.

5.4.2.5. présentation des résultats

Les résultats peuvent être présentés de différentes manières :

- en forme de tableaux (des tableaux pour les nœuds et des tableaux pour les tronçons)
- en forme graphique :
 - dans un plan schématique (avec annotations)
 - dans un profile en long, généré par l'ordinateur.

Le logiciel permet souvent de fixer des limites pour les résultats (limite de vitesse, de pression). Si ces valeurs sont dépassées, ceci est indiqué dans les résultats.

5.4.3. UTILISATION

Les logiciels les plus récents sont facilement utilisables mais nécessitent quand même une formation, surtout en matière de modelage...

Le contrôle des données et des résultats est très important parce que les erreurs sont moins visibles que dans des calculs manuels.

5.4.3.1. contrôle sur les données

Avant d'entamer les calculs, on vérifie que :

- on a introduit tous les nœuds, tous les tronçons, toutes les structures hydrauliques, tous les débits (entrant et sortant)
- on a correctement introduit les cotes, les diamètres, les longueurs
- tous les tronçons sont reliés aux bons nœuds...
- le linéaire total de toutes les conduites.

5.4.3.2. contrôle sur les calculs

Après les calculs, on vérifie certains résultats :

- le volume entrant dans tout le système pendant les calculs doit être égal au volume sortant (en régime permanent)
- dans les nœuds où il y a un débit entrant (p.e. une source) où un débit sortant (une demande), on vérifie que la somme des débits entrants dans ce nœud est égale à la somme des débits sortants
- pour certains tronçons, on recalcule manuellement la ligne piézométrique. Cet exercice est important pour vérifier si on a utilisé la correcte rugosité (k_s pour White-Colebrook et n pour Manning)
- on contrôle si les résultats calculés (hauteurs piézométriques, vitesses...) correspondent aux résultats attendus. Si certains phénomènes hydrauliques ne peuvent pas être expliqués, il faut faire des contrôles manuels.

La conception à l'aide d'un ordinateur est un processus itératif.

L'ingénieur lui-même doit proposer les diamètres, les structures hydrauliques,... et cette configuration est calculée à l'aide d'un ordinateur.

Les résultats sont vérifiés et interprétés. Eventuellement on peut modifier les données et refaire les calculs.

Après une modification, on n'effectuera plus tous les contrôles, mais on se limitera à une vérification de la longueur totale de toutes les conduites et de la linéaire par diamètre et à une vérification des données modifiées.

Après une modification des données, les résultats doivent changer de façon logique, et hydrauliquement justifié.

5.4.3.3. interprétation des résultats

Après chaque calcul, on effectue les contrôles normaux (les mêmes que pour les calculs manuels) :

- vérification des hauteurs piézométriques minimales et maximales.
- vérification des vitesses minimales et maximales.

Si une de ces conditions n'est pas remplie, on modifie le système et cherche une solution alternative.

5.4.5. CONCLUSION

Des logiciels pour calculer un réseau d'eau potable sont un outil très performant permettant de calculer, d'une façon rapide et exacte, des réseaux complexes.

Mais on ne peut jamais accepter les résultats sans contrôle des données.

Il est évident qu'une personne qui ne maîtrise pas suffisamment la théorie en hydraulique, ne saura jamais concevoir un système d'eau potable même avec un logiciel performant.

Le logiciel reste toujours une aide, avec ses avantages et désavantages.

Par contre, un ingénieur avec de bonnes connaissances en matière d'hydraulique et un minimum de connaissances en informatique, doit pouvoir permettre de tirer le meilleur profit possible d'un logiciel adapté.

CHAPITRE 6 PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES ET DES RESERVOIRS

Dans ce chapitre :

- les paramètres de dimensionnement d'une conduite d'alimentation: débit, pression, diamètre et vitesse
- les paramètres de dimensionnement d'un réseau de distribution : débit, pression, diamètre et vitesse
- les différents types de réseaux de distribution et leur application
- le dimensionnement d'un réservoir: son volume
- la différence entre un système avec un réservoir central, et un système avec plusieurs petits réservoirs.

6.1. LES ELEMENTS D'UN SYSTEME D'EAU

Un système d'eau potable consiste généralement en :

- un ou plusieurs captage(s)
- une station de traitement
- une adduction
- un stockage
- une distribution.

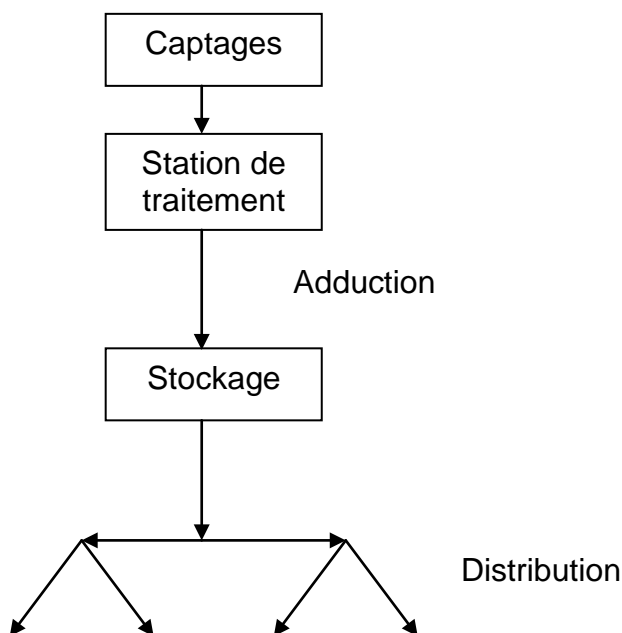


Figure 6.1

Le captage comprend toutes les infrastructures pour collecter l'eau d'une manière hygiénique. Plusieurs techniques sont possible : le captage d'une ou plusieurs sources, collecte des eaux de surface, forages, puits...

Après avoir été captée, l'eau doit être traitée. Souvent il s'agit d'une simple décantation dans un bassin de décantation (ou de sédimentation). Dans ce cas, le sable et les particules en suspension sont éliminés. Il existe également des systèmes plus avancés tel que des filtres lents à sable, des filtres rapides ou un traitement chimique. Le choix du traitement dépend de la qualité de l'eau à capter, les exigences de qualité de l'eau distribuée et les possibilités techniques et financières sur place.

L'adduction est le système des conduites qui mène l'eau de la zone du traitement vers la zone de stockage et/ou de distribution.

Le stockage est l'endroit où l'eau est temporairement stockée pour régler la différence entre l'approvisionnement par les captages (qui est normalement constant) et la demande, qui connaît des fluctuations. Il peut s'agir des réservoirs, des châteaux d'eau...

La distribution est le système de conduites entre le stockage et les branchements privés et/ou les bornes fontaines publiques.

La division d'un système d'eau potable n'est pas toujours aussi claire que décrite ci-dessus. Il existe des petits systèmes qui ne disposent pas d'une station de traitement ou d'un stockage. De plus, les parties "adduction" et "distribution" ne sont pas toujours obligatoirement séparées.

D'autre part, si le captage consiste en plusieurs sources, on peut avoir un réseau de conduites entre ces sources et un collecteur. (voir figure).

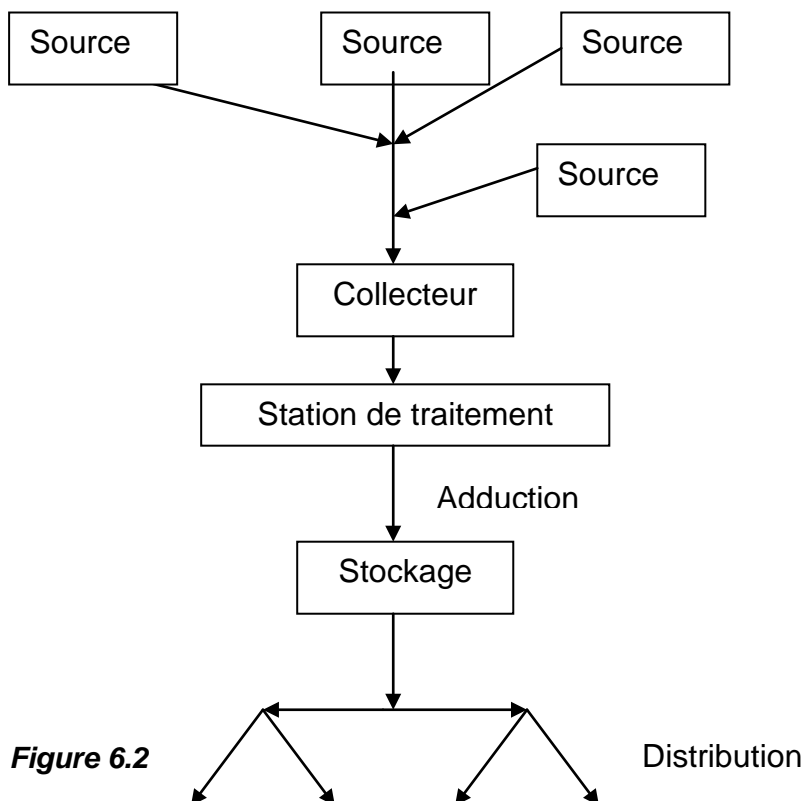


Figure 6.2

6.2. DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION

6.2.1. DEBIT DE DIMENSIONNEMENT

L'adduction est le système des conduites qui mène l'eau de la zone du traitement vers la zone de stockage et/ou de distribution et doit donc être dimensionnée sur le débit des captages.

Dans le cas où on ne prévoit pas de stockage, l'adduction doit être capable de transporter un débit égal à la consommation instantanée. Ce débit varie au cours de la journée. Le débit de dimensionnement de l'adduction est dans ce cas égal à la consommation de pointe. Nous verrons plus loin comment cette consommation de pointe (ou le débit de dimensionnement) est calculée.

Dans la plupart des cas, l'adduction transporte un débit égal à la consommation moyenne. Il est donc idéal de prévoir des infrastructures de stockage pour compenser la différence entre l'alimentation, qui correspond à la consommation moyenne, et la consommation instantanée (qui est variable).

Cette solution présente plusieurs avantages:

- L'eau disponible est utilisée d'une manière plus efficace. Elle est stockée pendant des heures de consommation faible pour pouvoir répondre à la demande pendant les heures de pointe. Le débit d'alimentation (donc le débit capté) peut être inférieur par rapport à un scénario où on ne prévoit pas de stockage et où le débit de dimensionnement doit donc égaler la consommation instantanée maximale.
- le débit de dimensionnement, quand on utilise les infrastructures de stockage est inférieur à celui utilisé dans le cas d'absence de stockage. Par rapport à une conception basée sur le débit de pointe ceci permet de réduire le diamètre des tuyaux et indirectement on diminue le prix d'achat.

Le seul inconvénient de cette solution est l'investissement nécessaire pour la construction du stockage.

On choisira un système sans stockage :

- si le débit de captage dépasse la consommation instantanée
- si le linéaire de l'adduction est petit : un diamètre plus grand de l'adduction n'aura pas une influence importante sur le coût total du projet
- si la dénivelée entre le traitement et la distribution est forte. Dans ce cas, il est fort probable qu'un diamètre économique suffira pour transporter le débit de pointe.

Un système avec une infrastructure de stockage est préféré :

- quand le débit du captage est inférieur à la consommation instantanée
- quand le linéaire de l'adduction est grand: un diamètre d'adduction plus grand aura une influence importante sur le coût total du projet
- quand la dénivelée entre le traitement et la distribution est faible. Dans ce cas, on sera obligé de choisir des diamètres grands pour l'adduction et le coût de l'adduction ne peut plus être négligé par rapport au coût total du projet.

Dans le cas d'un système avec un stockage, le débit de dimensionnement est égal à la consommation moyenne globale future (compte tenu de l'horizon du projet).

Pour des raisons de sécurité, on évite des branchements directs sur l'adduction. Cependant, si certains consommateurs sont directement branchés sur l'adduction, le débit de dimensionnement doit tenir compte de la variation de la demande de ces consommateurs. Si

Q_1 = la consommation moyenne horaire des consommateurs non branchés sur l'adduction et

Q_2 = la consommation moyenne horaire des consommateurs branchés sur l'adduction,

la conduite sera dimensionnée pour un débit :

$$Q = Q_1 + 2,4 \cdot Q_2$$

exemple :

considérons deux cas :

- 1) une population de 1500 personnes qui s'approvisionnent aux bornes fontaines, dont 500 personnes sont branchées sur l'adduction (consommation spécifique = 30 l/personne / jour)
- 2) une population de 1500 personnes qui s'approvisionnent aux bornes fontaines, dont personne n'est branchée sur l'adduction (consommation spécifique = 30 l / personne / jour)

	cas 1		cas 2	
	# usagers	débit (l/s)	# usagers	débit (l/s)
non - branché	1.000	0,347	1.500	0,521
branché	500	0,174	0	0
total	1.500		1.500	
débit de l'adduction		$0,347 + 2,4 \times 0,174 = 0,792$		$0,521 + 2,4 \times 0 = 0,521$

6.2.2. PRESSION

La pression de service maximale d'un tronçon doit être inférieure ou égale à la pression nominale moins une réserve de 20 m de colonne d'eau pour éviter des problèmes de coup de bélier. La pression de service maximale est la pression statique qui peut se développer dans la conduite quand la vanne d'arrêt, en aval de la conduite, est fermée et quand il n'y a plus d'écoulement. La pression statique maximale se manifesterà dans les points bas du profil en long.

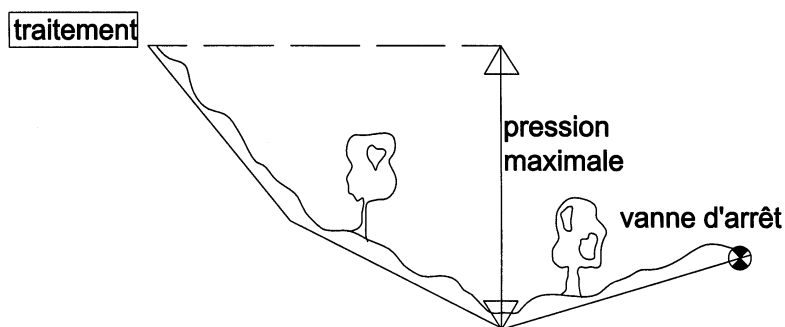


Figure 6.3

La règle à suivre est donc :

Pression statique + 20 m \leq PN où PN= la pression nominale de la conduite (en m).

La pression nominale est choisie en fonction de la pression maximale. Dans un projet, on préfère pour différentes raisons, utiliser la même classe de pression nominale pour toutes les conduites.

- Il est facile de se tromper de classe sur le chantier pendant la pose des conduites. Dans le cas d'une erreur, on sera confronté avec des pannes fréquentes et onéreuses lors de la mise en service.
 - différentes classes de pression compliquent également la gestion du stock de pièces de rechange et augmente l'investissement nécessaire pour établir ce stock.
- Raison pour laquelle on peut sectionner le tracé par des brises-charge, pour pouvoir employer une seule classe pour tout le projet.

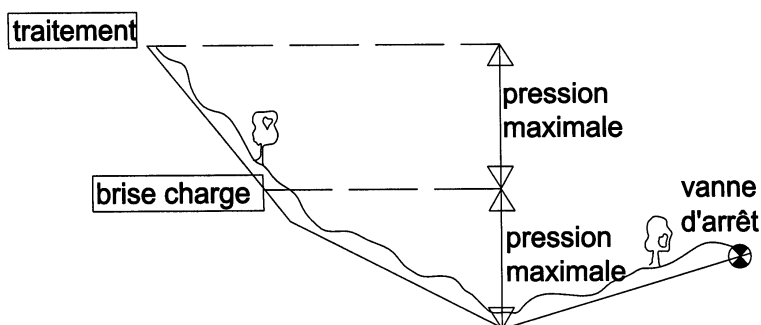


Figure 6.4

La pression minimale dans l'adduction est de 5m. Lors de la mise en service, la conduite est remplie d'air. Lorsque la pression est inférieure à 5m la conduite ne peut pas être aérée suffisamment. Les diamètres et/ou le tracé sont choisis en fonction de cette règle.

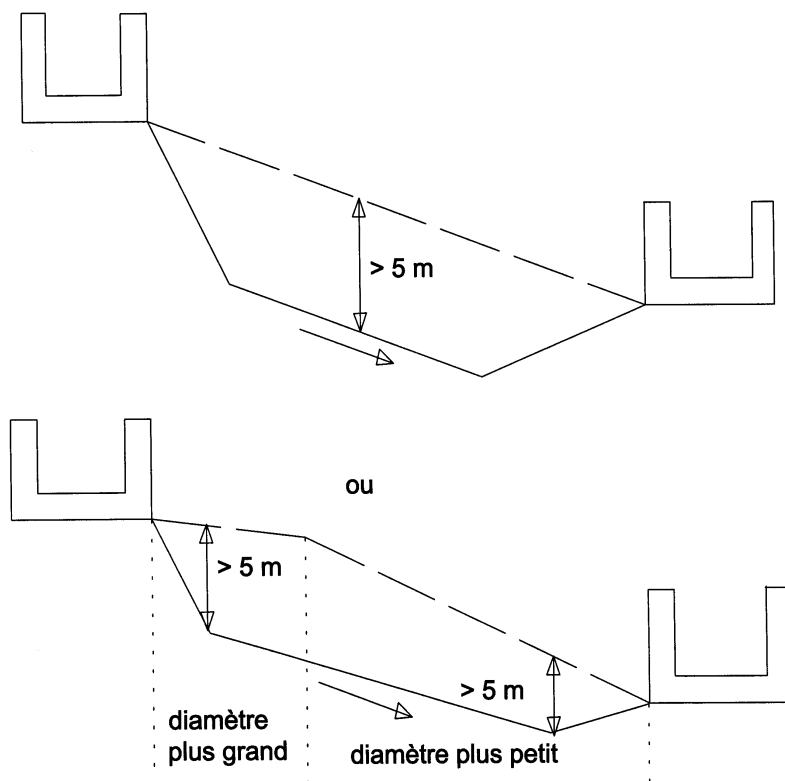


Figure 6.5

6.2.3. DIAMETRE

On ne descend pas au-dessous de 32 mm ou d'un pouce.

6.2.4. VITESSE

Les vitesses calculées sur base du débit de dimensionnement restent comprises entre 0,5 m/s et 1m/s. Si la vitesse devient inférieure à 0,5 m le risque que des dépôts pouvant entraver partiellement ou complètement le débit se créent, est grande. La vitesse maximale de 1 m/s est retenue pour éviter des problèmes de coup de bélier.

Pour cette raison on limite également la pression maximale à 80% de la pression nominale.

6.3. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE CAPTAGE

Un système d'eau potable est souvent approvisionné par plusieurs sources. L'eau de ces sources est collectée dans un bassin - collecteur en aval de ces sources.

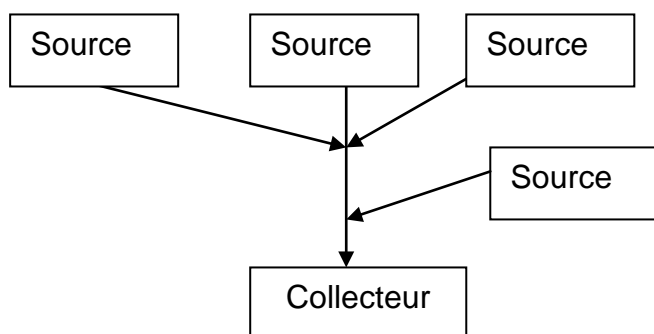


Figure 6.6

En principe, le dimensionnement de ce réseau ne diffère pas du dimensionnement de l'adduction :

- le débit de dimensionnement = le débit capté de la source
- pression statique + 20 m \leq PN
- 0,5 m/s \leq vitesse \leq 1 m/s. Si on ne prévoit pas de décantation au niveau des sources, on veille à ce que la vitesse ne descend pas en-dessous de 0,5 m/s car toutes les particules doivent être transportées au bassin-collecteur, qui est dans la plupart de cas combiné avec un bassin de sédimentation.

6.4. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

6.4.1. FONCTION ET NOMBRE DE RESERVOIRS

Dans le cas d'un système gravitaire, le débit qui alimente le réservoir est constant pendant la journée (on ne tient pas compte des fluctuations mensuelles ou annuelles du débit des sources). Par contre, les débits de consommation varient selon, l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saison.

La première fonction d'un réservoir est d'emmagasiner, d'une part, l'eau qui afflue et qui n'est pas consommée directement, et d'autre part d'assurer l'approvisionnement pendant les heures où la consommation dépasse l'alimentation du réservoir.

En outre, l'approvisionnement du réseau de distribution reste aussi assuré lors d'une panne d'adduction ou lors d'un rinçage de l'adduction ou d'un nettoyage d'un ouvrage d'art en amont du réservoir (p.e. le bassin de sédimentation, la source...).

En milieu urbain, les réservoirs peuvent contenir aussi un volume d'eau pour combattre les incendies.

Un réservoir fonctionne également comme régulateur de pression dans le réseau de distribution, branché sur ce réservoir. Dans la figure ci-dessous on voit que la dénivellation entre la source et le point le plus bas est de 120 m. La pression statique maximale peut donc s'élever à 120 m (en absence d'un réservoir). La présence du réservoir réduit la pression statique maximale dans ce point à 40 m. Ce phénomène se trouve à la base de l'application d'un réseau étagé (voir plus loin 6.5.1.). En jouant sur l'altitude du réservoir, on peut influencer la pression dans le réseau de distribution.

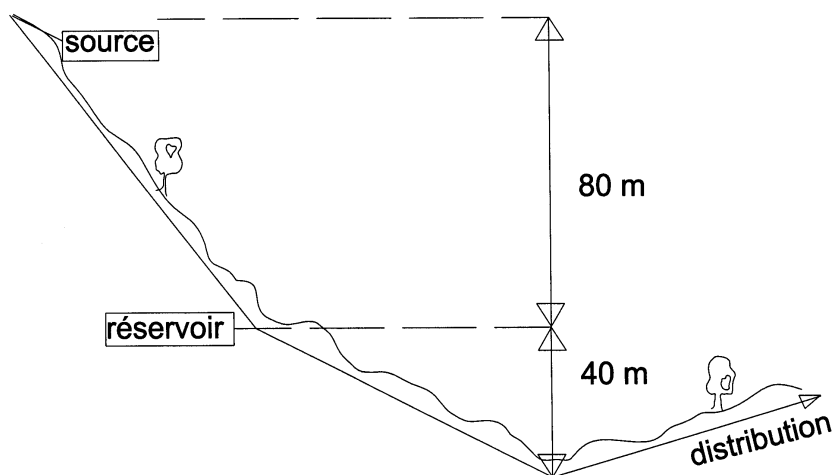


Figure 6.7

Le débit entre la zone de traitement et le réservoir n'est pas uniquement déterminé par les diamètres de la conduite entre les deux mais également par la dénivellation entre les deux. L'altitude de cet ouvrage d'art influence aussi donc le débit transité par l'adduction.

6.4.2. NOMBRE DE RESERVOIRS

Le réseau de distribution peut être approvisionné par un réservoir central ou par plusieurs petits réservoirs.

Le choix entre les deux systèmes dépend d'un nombre de facteurs :

au niveau technique :

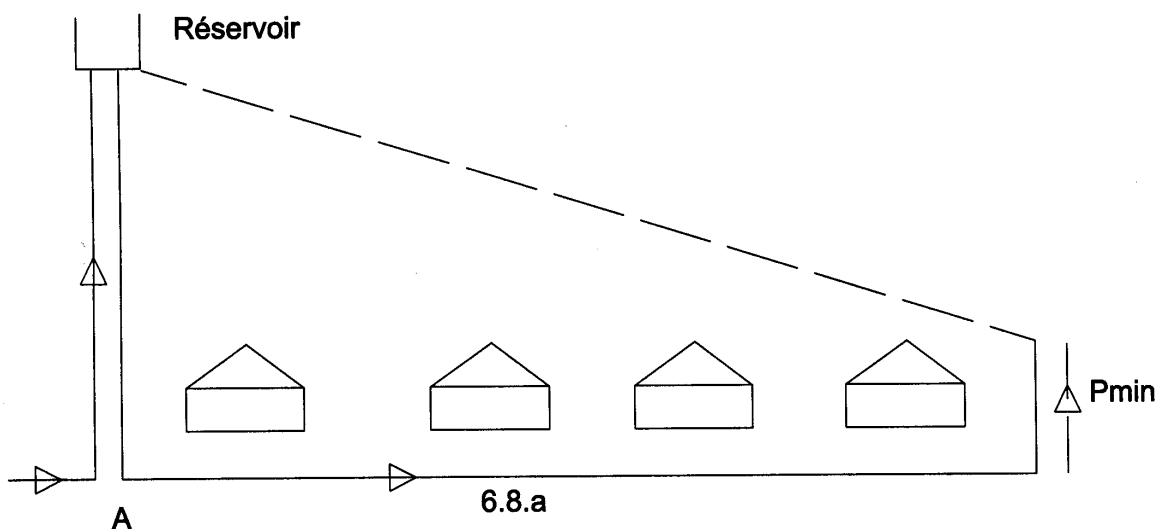
- un système avec des petits réservoirs décentralisés n'est pas aussi flexible qu'un système avec un réservoir central, et risque de ne plus pouvoir répondre aux évolutions des besoins de la population future. Dans une ville, il y a toujours des quartiers où la population s'accroît très rapidement et d'autres qui connaissent un accroissement quasi nul. Si on opte pour un système à petits réservoirs, après 10 ou 15 ans ils seront sous-dimensionnés pour les quartiers à croissance forte et surdimensionnés pour les quartiers à croissance moins forte.

Dans le cas d'un réservoir central, des petites adaptations moins coûteuses du réseau de distribution peuvent suffire pour remédier à ce problème.

- un système avec des petits réservoirs permet de mieux régler la pression dans le réseau de distribution. Dans la figure 6.8.a on voit que la pression au niveau du point A égale la dénivellation entre le point A et le réservoir. Au niveau du point B la pression est beaucoup inférieure qu'en A. En réalité on sera confronté à ce problème pendant les heures de pointe. Les grands débits font que la ligne piézométrique descend vite entre A et B. On peut parer au manque de pression dans le point B en y construisant un réservoir (figure 6.8.b). Ce réservoir donnera dans sa zone d'action des pressions supérieures à celles que donnerait le réservoir dans le point A.

Les deux réservoirs sont branchés sur l'adduction.

De ces réservoirs partent des réseaux de distribution.



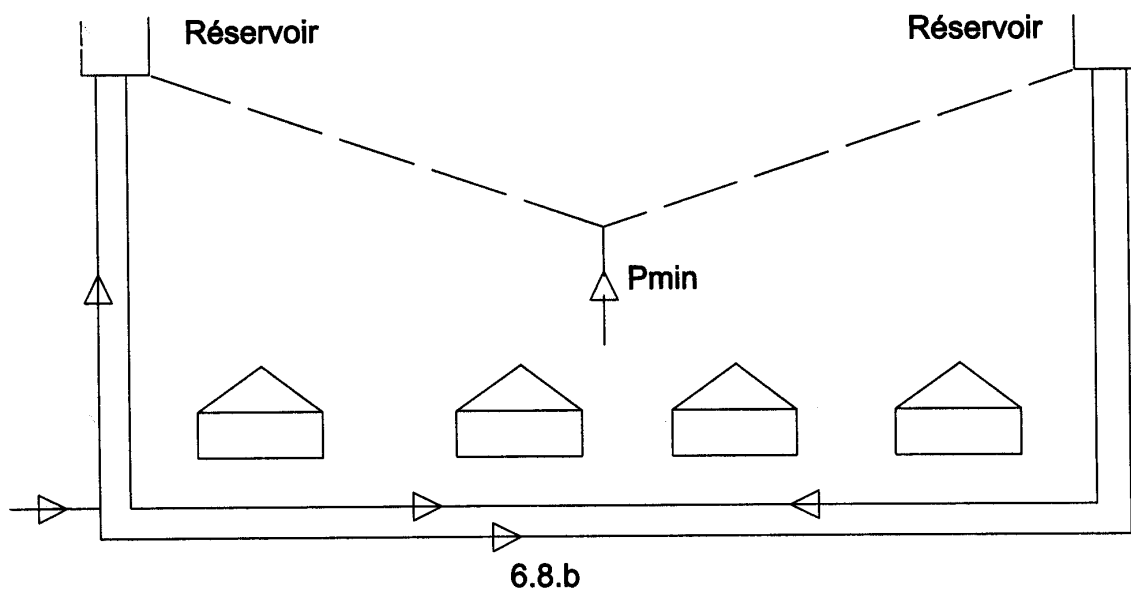


Figure 6.8

- les techniques de construction d'un petit réservoir sont plus simples et peuvent être maîtrisées par des techniciens locaux mais pour des grands réservoirs, on doit souvent faire appel à des techniciens non-locaux.

au niveau organisationnel :

- un problème dans le réservoir influence tout le réseau connecté à ce réservoir. Dans le cas d'un réservoir central, toute la population sera affectée car il n'y a pas d'alternatives d'approvisionnement. Dans le cas de plusieurs réservoirs, la population approvisionnée d'habitude par le réservoir en panne, peut aller s'approvisionner aux autres bornes fontaines.
- l'entretien d'un petit réservoir ne nécessite pas des connaissances techniques profondes. L'entretien peut être fait par la population elle-même. Dans le cas d'un réservoir central le service public doit intervenir pour l'entretien par ses agents qualifiés.
- il est plus facile d'organiser la population autour d'un réservoir qui alimente leur propre quartier, et de les responsabiliser pour l'entretien de cet ouvrage, qu'autour un réservoir central qui approvisionne toute une communauté.

au niveau financier :

- le coût d'investissement d'un réservoir central est inférieur à celui de plusieurs petits réservoirs.

Dans la plupart de projets d'approvisionnement en eau en milieu rural ou semi-urbain, la préférence est donnée à un système à plusieurs petits réservoirs, si bien même le coût d'investissement est élevé.

Ce choix est justifié par les autres avantages que présente un tel système notamment au niveau de la gestion et au niveau organisationnel.

6.4.3. EMPLACEMENT D'UN RESERVOIR

Vu que l'adduction est dimensionnée sur un débit égal à la consommation moyenne et que la distribution est dimensionnée sur un débit égal à la consommation de pointe, on a intérêt à limiter l'étendu du réseau de distribution. Ceci est possible en construisant les réservoirs à proximité des consommateurs (soit par borne-fontaines, soit par prises privées). Le réservoir sera placé au centre de gravité par rapport à tous les consommateurs branchés sur ce réservoir.

L'altitude du réservoir est déterminée en fonction des pressions nécessaires dans le réseau de distribution. Nous verrons en 6.5.2 qu'il faut respecter une pression minimale et une pression maximale dans le réseau de distribution. Dans un point donné, la pression maximale qui peut se produire est la pression statique. C'est la différence d'altitude entre le sol dans ce point et le niveau du réservoir. Il faut donc comparer l'altitude du point le plus bas dans le réseau de distribution avec le niveau du réservoir pour vérifier que la pression maximale n'a pas été dépassée.

La pression minimale dans un réseau de distribution se développe durant les heures de pointe et elle ne dépend pas seulement de la dénivellation entre le réservoir et le réseau mais aussi des diamètres du réseau. Une petite dénivellation exige l'utilisation de grands diamètres, une dénivellation élevée à des petits diamètres. Il est donc toujours intéressant de maximiser la dénivellation entre le(s) réservoir(s) et le réseau de distribution.

Egalement, en augmentant la dénivellation entre le(s) réservoir(s) et le réseau de distribution, on réduit la dénivellation entre la zone de traitement et le(s) réservoir(s). Et ainsi les diamètres de l'adduction augmenteront.

On doit donc chercher un optimum pour l'altitude des réservoirs de sorte que :

- les limites de pression soient respectées
- le coût de l'adduction et du réseau de distribution soit minimal.

6.4.4. VOLUME D'UN RESERVOIR

Dans le chapitre 3, nous avons dit que les débits de consommation varient selon, l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saison. Cette variation dépend de l'organisation sociale du milieu à approvisionner. En milieu rural, cette variation sera inférieure à celle en milieu urbaine. Le mode de consommation dans un pays en voie de développement est souvent inconnu. Pour avoir une idée de la répartition, nous nous référons aux données collectées en Europe.

Pour le calcul du débit horaire de pointe à un jour le plus chargée de l'année, on applique un coefficient de majoration au débit horaire moyen (coefficient de pointe). Ce coefficient varie entre 1,3 et 3,5.

En général, dans les projets en milieu rural, on retient 2 pour une habitation dispersée et avec peu de prises privées. Pour une habitation agglomérée avec beaucoup de prises privées ce chiffre est de 2,4. Pour des petites villes, le débit de pointe sera de 3,5 fois le débit horaire moyen. Pour une ville très importante, la pointe sera comprise entre 2 à 2,5 fois le débit horaire moyen.

Le tableau ci-dessous donne quelques exemples de la variation de débit durant la journée et pour différents cas :

période	petite ville	milieu rural : habitation agglomérée	milieu rural : habitation dispersée
de 0h à 1h	0,1	0,0	0,0
de 1h à 2h	0,1	0,0	0,0
de 2h à 3h	0,1	0,0	0,0
de 3h à 4h	0,1	0,0	0,0
de 4h à 5h	0,2	0,5	0,7
de 5h à 6h	0,2	1,0	1,0
de 6h à 7h	1,0	1,4	2,0
de 7h à 8h	3,5	1,4	2,0
de 8h à 9h	3,5	1,4	2,0
de 9h à 10h	3,5	1,4	2,0
de 10h à 11h	3,5	1,2	2,0
de 11h à 12h	0,4	1,0	1,4
de 12h à 13h	0,4	1,0	1,0
de 13h à 14h	0,4	1,0	1,0
de 14h à 15h	0,4	1,4	1,0
de 15h à 16h	0,4	2,0	1,4
de 16h à 17h	2,0	2,4	2,0
de 17h à 18h	2,0	2,4	2,0
de 18h à 19h	0,5	2,4	1,6
de 19h à 20h	0,5	1,4	1,1
de 20h à 21h	0,5	0,5	0,2
de 21h à 22h	0,5	0,2	0,2
de 22h à 23h	0,1	0,0	0,2
de 23h à 24 h	0,1	0,0	0,0

Les tableaux ci-dessus sont donnés à titre d'information et ne sont pas absolus ! La variation journalière dépend fortement de la façon d'approvisionnement. Là où les bornes-fontaines restent ouvertes toute la journée, la pointe sera moins prononcée que dans le cas d'un kiosque de vente, où on vend l'eau par jerrycan pendant des heures de service bien déterminées.

La figure 6.9. montre les débit entrant et consommé pour un milieu rural d'une habitation agglomérée. Le débit alimentant est constant, la demande varie. On peut voir que de 6 h à 12 h et de 15 h à 20 h, la demande dépasse l'alimentation. Pendant cette période, le réservoir se vide. De 0 h à 6 h et à partir de 20 h, la consommation est inférieure à l'alimentation, le réservoir sera rempli. De 12 h à 15 h, le débit entrant est égal au débit sortant, le niveau dans le réservoir restera constant.

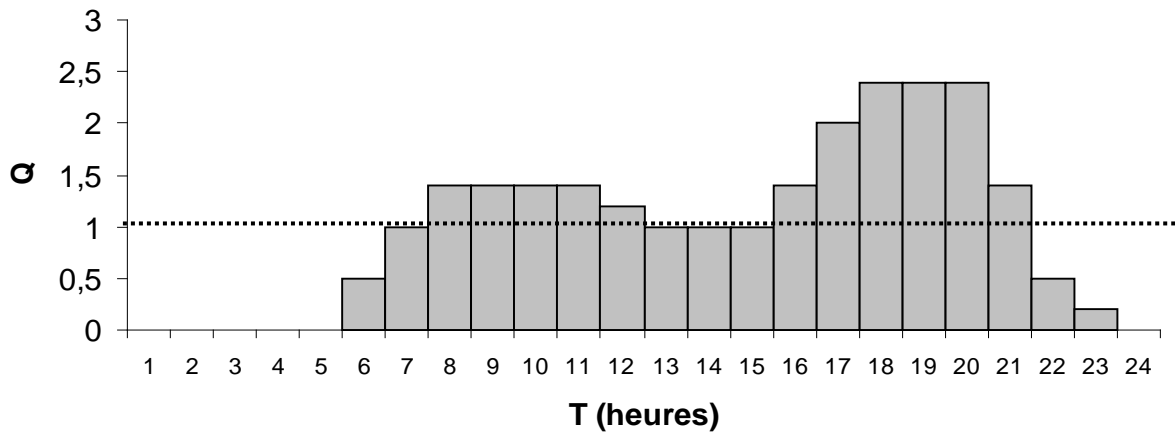


Figure 6.9

Le volume d'eau entré dans le réservoir après une période t est :

$$V_t = V_i + \sum Q_e \cdot t - \sum Q_s \cdot t$$

avec

V_i = volume initial (au moment $t = 0$)

Q_e = débit entrant

Q_s = débit sortant

La capacité théorique du réservoir est la différence entre le volume maximal et le volume minimal.

Dans le graphique 6.10, la variation du volume d'eau dans le réservoir durant la journée est donnée. A 5 h, il est maximal (à savoir de $4,5 Q_e$). Il est minimal à 20 h ($- 3,3 Q_e$). La différence entre le volume maximal et minimal est la capacité théorique du réservoir :

$$V = 4,5 - 3,3 = 7,8 Q_e$$

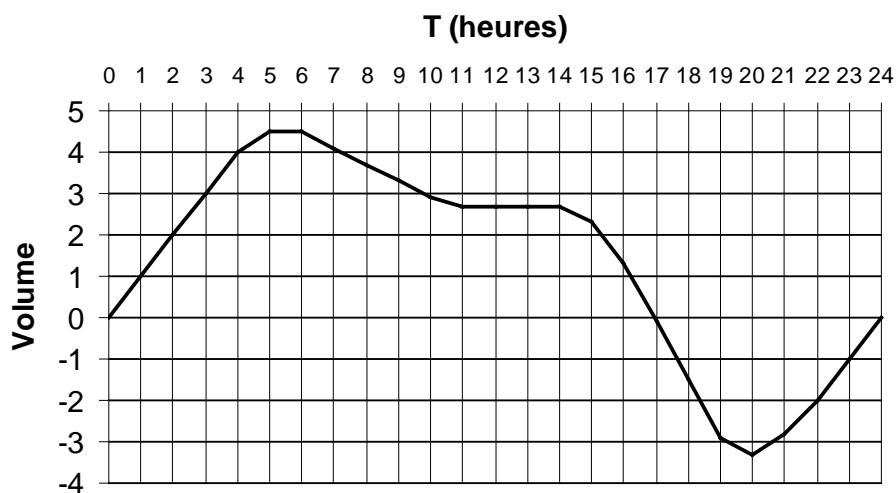


Figure 6.10

Si nous prenons les autres variations des débits (pour une petite ville et un milieu rural avec une habitation dispersée), nous trouvons respectivement une capacité théorique de $10 Q_e$ et de $8,5 Q_e$.

En général, la capacité théorique varie entre $7 Q_e$ et $10 Q_e$. Comme la répartition de la demande en milieu rural n'est pas connue, on applique un coefficient 8 pour calculer la capacité théorique d'un réservoir.

$$V = 8 \cdot Q_e$$

En plus, il faut prévoir une marge de sécurité pour plusieurs raisons (entretien des conduites, pannes, incendie ...).

Cette marge est seulement une question de coût, une grande réserve amène à un investissement élevé.

Nous recommandons de prévoir

- pour des petits réservoirs une sécurité de 50% de la capacité théorique :

$$V_r = 8 \cdot 1,5 \cdot Q_e = 12 Q_e$$

- pour des grands réservoirs une sécurité de 25 % de la capacité théorique :

$$V_r = 8 \cdot 1,25 \cdot Q_e = 10 Q_e$$

La capacité réelle varie donc entre 10 et 12 fois le débit horaire moyen.

exemple: un réservoir en milieu rural alimente une borne fontaine pour une population future de 200 personnes et des prises privées pour une population de 100 personnes.

nombre d'usagers par réservoir :

- aux bornes-fontaines branchées sur ce réservoir : 200 (consommation spécifique: 30 l / j / personne)
- par prises privées: 100 (consommation spécifique : 120 l / j / personne)
- autres: inexistant

le débit moyen horaire $Q_e = (200 \times 30 + 100 \times 120) / (24 \times 1000) = 0,75 \text{ m}^3/\text{h}$
la capacité théorique :

$$V = 8 \cdot Q_e = 8 \times 0,75 = 6 \text{ m}^3$$

Comme il s'agit d'un petit réservoir, nous prévoyons une marge de 50%.

La capacité réelle est de :

$$V_r = 12 \cdot Q_e = 12 \times 0,75 = 9 \text{ m}^3$$

6.5. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

6.5.1. TYPES DE RESEAUX

On distingue différents types de réseaux :

- des réseaux ramifiés
- des réseaux maillés
- des réseaux étagés.

Dans un réseau ramifié, une canalisation principale se bifurque dans des antennes secondaires sur lesquels se branchent des antennes tertiaires, etc... Les antennes mènent l'eau vers les points de distribution les plus éloignés et elles s'arrêtent à leurs extrémités. L'avantage d'un tel système est qu'il est économique, mais il ne garantit pas de sécurité : dans le cas d'un accident sur une conduite, tous les points en aval sont privés d'eau.

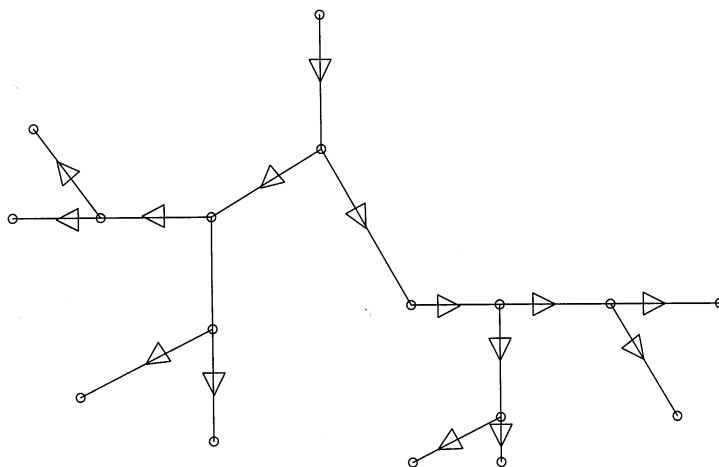


Figure 6.11

Un réseau maillé peut pallier ce problème parce que l'écoulement de l'eau n'est pas forcément unilatéral. En manipulant les vannes d'arrêt, on peut isoler la branche endommagée, sans que les autres points soient privés d'eau. Ce système est plus onéreux qu'un système ramifié et il est uniquement applicable dans des circonstances avec une densité élevée de branchements. Dans une zone où l'habitation est très dispersée, il n'est pas économiquement justifié d'installer un réseau maillé. Le coût d'investissement par branchement devient trop élevé.

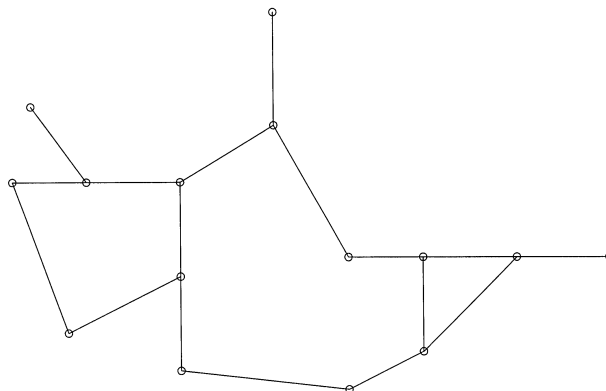


Figure 6.12

Le réseau étagé est un réseau qui consiste en plusieurs sous-réseaux. Dans chacun de sous-réseau la pression maximale peut être limitée par réglage de pression et indépendamment de la pression dans les autres sous-réseaux. Dans la figure 6.13. cinq réservoirs alimentent chacun un sous-système. La pression dans un système dépend seulement du niveau du réservoir et non pas des autres systèmes ou d'autres réservoirs. Ce genre de réseau est souvent utilisé dans un terrain très accidenté. Les sous-réseaux peuvent être maillés ou ramifiés.

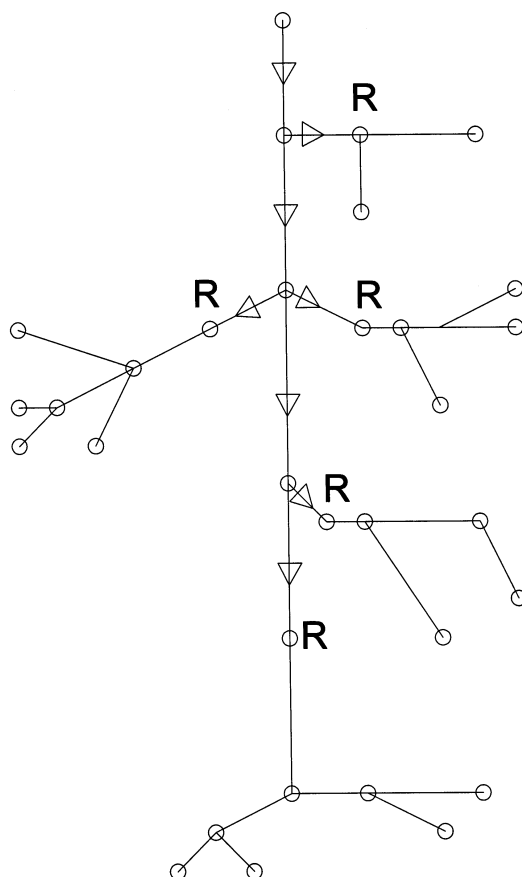


Figure 6.13

Le choix d'un type de réseau dépend :

- de la densité des abonnées (privées et publiques) :
 - faible densité: réseau ramifié.
 - haute densité: réseau maillé.
- de la topographie du terrain: étagé ou non-étagé.
- de la disponibilité des finances: même dans des circonstances où un réseau maillé serait économiquement justifié, on peut être forcé à appliquer un système ramifié par manque de finances.

6.5.2. DEBITS DE DIMENSIONNEMENT

Dans le chapitre 3 on a vu que les débits de consommation varient selon l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saison...

Le réseau de distribution doit pouvoir transiter les plus forts débits instantanés en tenant compte du débit de pointe.

Pour le dimensionnement du réseau de distribution on prend un débit de dimensionnement égal à :

- 2 fois le débit horaire moyen si moins de 10 % de la population dispose d'un branchement privé.
- 2,4 fois le débit horaire si plus de 20 % de la population dispose d'un branchement privé;
- 3 fois le débit horaire si plus de 80 % de la population dispose d'un branchement privé.

Les coefficients donnés sont uniquement valables dans le cas où les consommateurs auraient libre accès pendant toute la journée.

Si l'approvisionnement se fait par kiosque de vente pendant certaines heures, les débits de pointe seront plus élevés parce que la consommation journalière reste la même mais répartie sur une période limitée.

Le débit de pointe pour ce cas peut être calculé de la façon suivante :

Si h est le nombre d'heures d'ouverture, le débit de dimensionnement est égal à : $24/h$ fois le débit horaire moyen.

On remarque que le choix de distribuer l'eau par kiosque de vente peut avoir de grandes répercussions sur les diamètres et le coût d'investissement du réseau.

exemple :

- 1000 personnes s'approvisionnent à une borne fontaine (30l/jour.personne).

Le débit de pointe est 2 fois le débit moyenne :

$$Q = 1000 \times 30 \times 2 / (24 \times 3.600) = 0,694 \text{ l/s}$$

- 1000 personnes s'approvisionnent à un kiosque de vente, qui est ouvert pendant 8 heures/jour :

$$Q = (1000 \times 30 / (24 \times 3.600)) \times (24/8) = 1,042 \text{ l/s.}$$

Le débit - kiosque de vente est de 50% plus élevé. Le type d'approvisionnement influencera donc le dimensionnement du réseau !

Donc, Les bornes-fontaines ne peuvent pas toujours être remplacées par des kiosques de vente dans un système existant sans adaptations additionnelles (surtout si le temps d'ouverture est limité).

Les débits de dimensionnement dans un projet d'eau potable, qui couvre de différentes zones d'habitation, peuvent varier en fonction de la zone.

Dans une zone rurale, on peut avoir un débit de 2 fois le débit horaire moyen, en ville on peut avoir un débit de 2,4 fois le débit horaire.

Pour calculer un réseau de distribution, il faut le schématiser par des nœuds et des tronçons (voir chapitre 5). Les débits de dimensionnement (qui sont les débits de consommation) sont attribués à des nœuds du schéma.

Pour des petits et moyens réseaux, on peut sans inconvénients attribuer les débits de consommation au nœud d'aval du tronçon, sur lequel les consommateurs sont branchés.

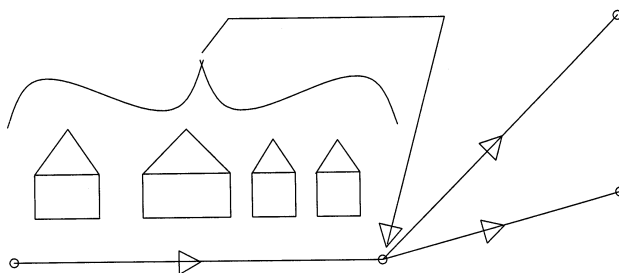


Figure 6.14

Pour un réseau maillé il est impossible de différencier le nœud d'amont et celui d'aval. Les débits de consommation sont attribués au nœud le plus proche. Dans ce cas, la distance entre deux nœuds ne doit pas être trop grande (moins de 500 m). Dans la figure 6.15, toute la population dans le polygone 1 est attribuée au nœud 1, etc.

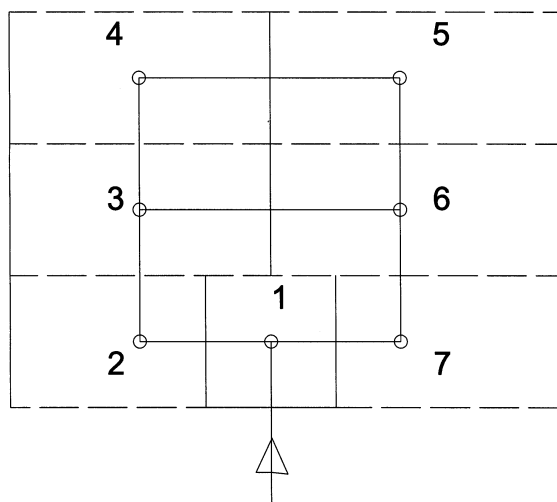


Figure 6.15

6.5.3. PRESSION

Le réseau doit pouvoir livrer une pression satisfaisante au niveau de chaque point d'eau, dans les conditions les plus néfastes. La pression minimale doit être de 3,00 m à chaque point d'eau (borne fontaine ou prise-privée). Dans le cas des immeubles avec plusieurs étages ou avec un réservoir sur le toit, la pression minimale sera plus élevée (hauteur du toit + 3,00 m).

D'autre part, on évite des pressions trop élevées pour éviter des fuites au niveau des branchements. La pression au niveau des branchements publics ou privés sur les lignes du réseau de distribution ne dépassera jamais 40 m.

Pour des bornes-fontaines, ou des immeubles d'un étage, on prévoit que la pression au sol reste au-dessous de 15 m. (deux étages 20 m). Des pressions plus hautes peuvent endommager les équipements hydrauliques (robinets, valves ..).

Ceci n'est pas toujours possible et n'est pas impératif non plus. Pour respecter ces limites, on peut envisager une distribution étagée (ou installer des appareils réducteurs de pression).

6.5.4. DIAMETRE

On ne descend pas en-dessous de 32 mm ou d'un pouce.

6.5.5. VITESSE

Les vitesses calculées sur base des débits de pointe restent entre 0,5 m/s et 1m/s sans que cette condition soit impérative.

Vu que :

- pendant la nuit il n'y a presque pas de consommation, l'eau stagne dans les conduites
- et le diamètre minimal est limité

on risque de créer des dépôts qui ne sont pas évacués par les débits journaliers. Il faut donc prévoir des vidanges sur le système, pour pouvoir rincer les conduites de temps en autre.

En limitant la vitesse maximale à 1m/s, on évite des problèmes de coup de bélier (en combinaison avec la limitation de la pression).

Le risque de créer des dépôts dans le réseau de distribution est plus petit que dans l'adduction, quand on sait qu'il y a toujours sédimentation dans les réservoirs avant que l'eau entre dans les conduites de la distribution.

CHAPITRE 7 COUP DE BELIER

Dans ce chapitre :

- une brève introduction sur le phénomène du coup de bélier
- quelques mesures pour pallier les problèmes dus au coup de bélier.

7.1. LE PHENOMENE DU COUP DE BELIER

Pour expliquer ce phénomène nous donnons un exemple suivant : une conduite est approvisionnée par un réservoir.

Sur cette conduite, une vanne d'arrêt est installée en aval dans le point A.

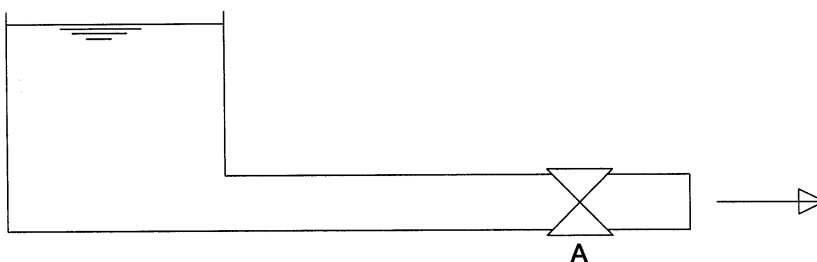


Figure 7.1

Quand la vanne est fermée brusquement :

- l'eau, suite à son inertie, veut continuer son chemin, mais elle est freinée par la vanne. Juste en amont de la vanne, une surpression se produit successivement dans chaque partie de la conduite qui se dilate par augmentation élastique du diamètre (voir figure 7.2).

En effet, une onde de pression se déplace à partir de la vanne au réservoir.

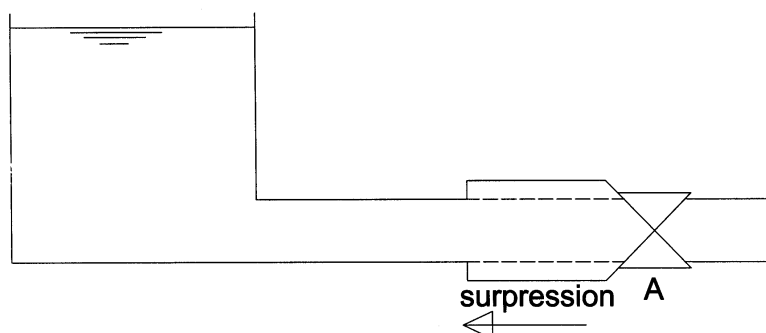


Figure 7.2

- une fois cette onde arrivée au réservoir, l'eau qui était entrée dans la conduite pendant la dilatation peut remonter au réservoir. La pression dans la conduite revient à la pression hydrostatique et la conduite peut reprendre son diamètre original. Ce phénomène de reprise du diamètre original et de dépression se déplace dans le sens réservoir - vanne.

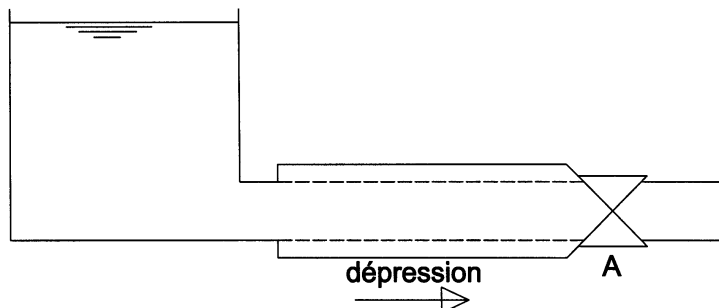


Figure 7.3

Le système réagit comme un ressort. Par son inertie, l'eau continue son ascension. A la vanne, il n'y a pas d'alimentation et une dépression s'y produit. Cette dépression monte de la vanne au réservoir, avec une diminution élastique du diamètre. Contrairement à la première phase, une onde de dépression se déplace maintenant de la vanne au réservoir.

La conduite est maintenant en dépression sur toute sa longueur.

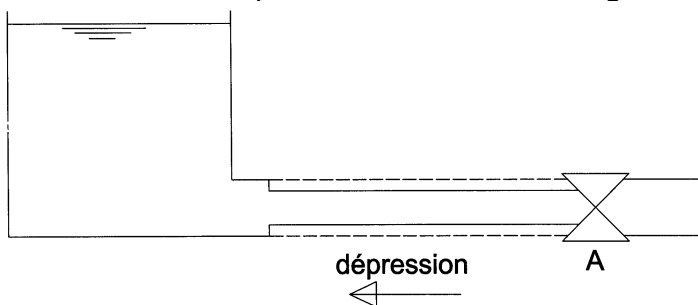


Figure 7.4

Maintenant, la conduite va reprendre son diamètre original, dans le sens réservoir - vanne. L'eau entre de nouveau dans la conduite jusqu'à la vanne qui est fermée. On se retrouve maintenant dans la phase 1 où une surpression dans la vanne se produit.

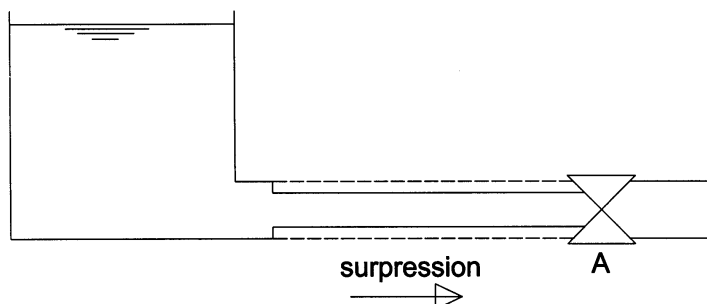


Figure 7.5

Ce phénomène continuerait éternellement s'il n'était pas freiné par la friction dans la conduite. Chaque fois l'onde passe (surpression ou dépression), son amplitude diminue et après une certaine période elle s'éteint.

Le coup de bélier est un phénomène très brusque causé normalement par :

- fermeture rapide d'une vanne, d'une pompe, d'un clapet,...;
- d'une cassure dans la conduite.

Il produit de pressions très élevées, qui peuvent endommager d'autres éléments du réseau d'eau, qui ne résistent pas à ces pressions.

7.2. CALCUL

La théorie complète et le calcul du coup de bélier dans un réseau d'eau potable dépassent l'objectif de cet œuvre. Cependant, nous voulons donner un calcul pour un système simple pour démontrer quelles peuvent être les conséquences d'un coup de bélier.

Reprenons l'exemple de 7.1.

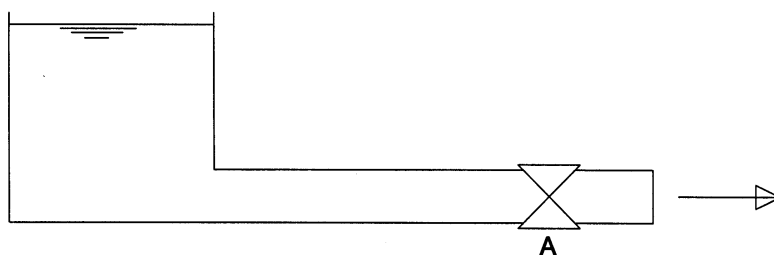


Figure 7.6

Nous avons vu que le coup de bélier consiste en une oscillation de dépression et de surpression. Cette dépression et surpression se déplacent dans la conduite comme onde. Allievi a démontré que cette onde à une vitesse de :

$$a = 9.900 / \sqrt{48,3 + (K.D/s)}$$

où

a = vitesse de l'onde (m/s)

D = diamètre intérieur de la conduite (mm)

s = épaisseur du tuyau (mm)

K = coefficient dépendant du matériau (acier = 0,5 ; ciment = 4 ; plomb et béton = 4 à 5 ; PVC = 30; PE-LD =60; PE-HD = 250)

Prenons une conduite en acier dont D = 1000 mm et e = 10 mm.

$$a = 9.900 / \sqrt{48,3 + (0,5.1000/10)} = 1000 \text{ m/s}$$

La vitesse de l'onde est donc très élevée.

Pour une fermeture brusque, on peut démontrer que la surpression et la dépression sont de :

$$P = a \cdot v_0 / g$$

où

a = vitesse de l'onde (m/s)

v_0 = vitesse initiale de l'eau dans la conduite (m/s)

g = accélération gravitationnelle (9,81 m/s)

Si la vitesse dans la conduite était de 1 m/s, la surpression est de :

$$P = a \cdot v_0 / g = 1000 \cdot 1 / 9,81 = 102 \text{ m (la dépression est de - 102 m).}$$

Cette surpression s'impose sur la pression qui règne déjà dans la conduite.

Si la fermeture est lente, la surpression est de :

$$P = 2 \cdot L \cdot v_0 / g \cdot t \text{ (formule de Michaud)}$$

avec

L = longueur de la conduite (m)

v_0 = vitesse initiale de l'eau dans la conduite (m/s)

g = accélération de la gravité (9,81 m/s)

t = temps de la fermeture de la vanne (s)

Cependant, la surpression calculée d'après cette formule ne peut jamais dépasser la surpression calculée pour une fermeture brusque.

Prenons la même conduite et supposons que :

$$L = 500 \text{ m}$$

$$t = 3 \text{ s}$$

$$P = 2 \cdot 500 \cdot 1 / (9,81 \cdot 3) = 34 \text{ m.}$$

Si la conduite était de la classe PN 10 (pression admissible de 100 m), la surpression causée par le coup de bélier ne peut pas être négligée (34% de la pression admissible).

On voit également qu'une longueur élevée et une durée de fermeture courte causent de plus hautes pressions.

7.3. MESURES

La formule de Michaud, citée ci-dessus s'applique uniquement pour des systèmes très simples et ne peut pas être généralisée.

Cependant, cette formule et celle d'Allievi nous permettent de tirer des conclusions pour pallier le problème de coup de bélier :

7.3.1. CHOIX DU MATERIEL

On voit dans la formule de Allievi que la vitesse d'onde diminue si le coefficient du matériau K augmente. La surpression maximale est en rapport avec cette vitesse d'onde. Dans les circonstances où il y a un risque de coup de bélier, il vaut mieux utiliser un matériau avec un " K " élevé (comme le PVC ou le PE) plutôt que le contraire. Ou en autres mots, les matériaux plastiques résistent plus au coup de bélier que l'acier.

Prenons un tuyau DN 125 en acier ($s = 7,1$ mm), en PVC ($s = 6$ mm) et en PE-HD ($s = 7,1$ mm), avec une vitesse initiale de l'eau de 1 m/s. La surpression est de:

- pour le tuyau en acier: $a = 1424$ m/s et $P = 145$ m (fermeture instantanée)
- pour le tuyau en PVC: $a = 381$ m/s et $P = 38$ m
- pour le tuyau en PE-HD: $a = 148$ m/s et $P = 15$ m

Il y a donc une différence de 866% entre l'acier et le PE-HD.

7.3.2. TEMPS DE FERMETURE

Pour une adduction de gravité, il suffit souvent de manipuler lentement les robinets et les vannes pour limiter les pressions dues au coup de bélier.

Certains types de vannes (tels que le robinet-vanne) sont à préférer à d'autres (tels que la vanne-papillon), parce que leur temps de fermeture est plus long. Des robinets comme les robinets du type "Talbot" sont très néfastes quant au coup de bélier vu qu'ils se ferment du moment que l'on les lâche.

7.3.3. LONGUEUR

Des conduites longues sont très susceptibles au coup de bélier. Dans la formule de Michaud, on voit que la surpression est une fonction de la longueur de la conduite. Raison pour laquelle on évite de fermer brusquement des conduites longues, mais on utilise des vannes intermédiaires. Si par exemple on ferme successivement les vannes 1 et 2, au lieu de la vanne 2 directement, la pression due au coup de bélier sera réduite à la moitié.

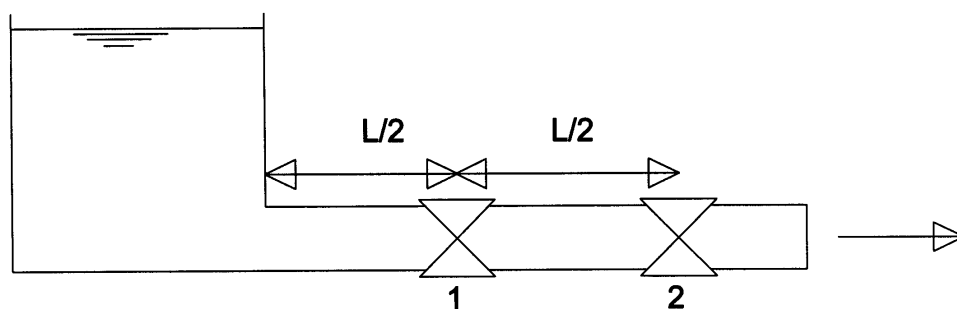


Figure 7.7

En chapitre 6 nous traitons deux systèmes de distribution :

1) une distribution à partir d'un réservoir commun pour tout le système :

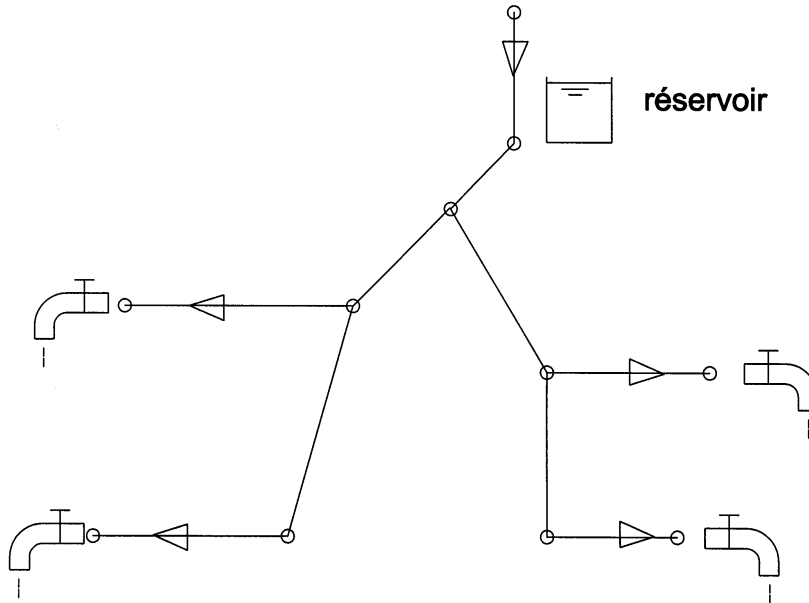


Figure 7.8

2) une distribution à partir de plusieurs petits réservoirs :

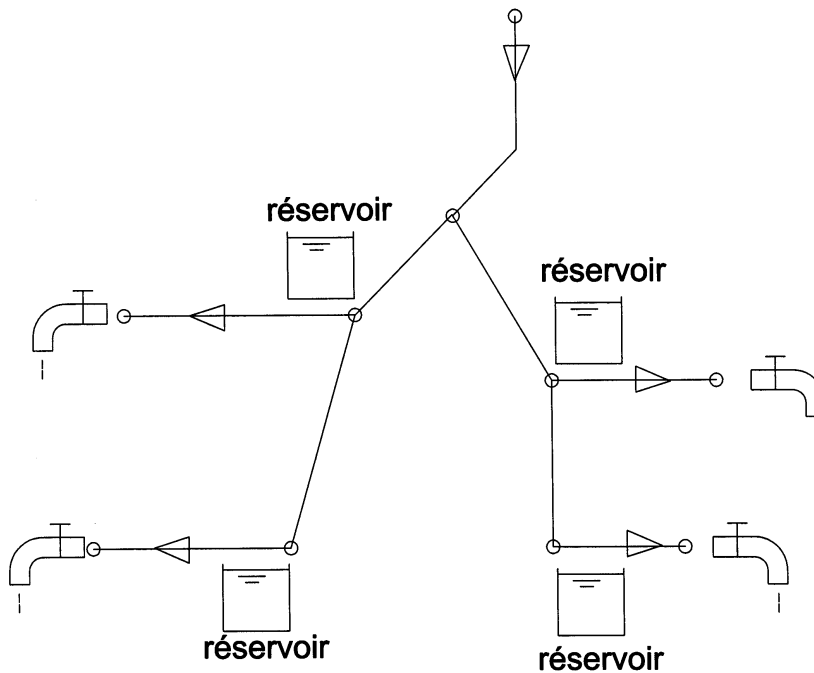


Figure 7.9

Dans un système avec un réservoir central, les distances entre les bornes-fontaines et le réservoir central sont plus élevées que dans un système avec plusieurs réservoirs. Certainement dans le cas d' un réservoir, des robinets type "Talbot" peuvent créer des problèmes de pression du coup de bélier.

7.3.4. PRESSION

La mesure la plus simple à prendre est de limiter les pressions hydrostatiques dans la conduite à 70 à 80% de la pression admissible de cette conduite. On considère évidemment le cas où les pressions hydrostatiques se produiraient. Ceci est le cas dans notre exemple (figures 7.8. et 7.9.), avec tous les robinets fermés. Si on limite la pression hydrostatique dans une conduite de PN10 à 80%, on a encore 20 m de pression de marge pour les effets du coup de bélier.

7.3.5. VITESSE

La formule de Michaud nous montre que la surpression est en rapport avec la vitesse initiale du fluide. Raison pour laquelle on limite généralement à 1 m/s la vitesse de la distribution dans les conduites.

7.3.6. AUTRES

Si ces mesures ne sont pas satisfaisantes, on peut toujours mettre en place des installations comme les appareils anti-bélier (contre les dépressions), les volants d'inertie (contre les dépressions), les soupapes de décharge (contre les surpressions) ou les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre (contre les dépressions et les surpressions à la fois).

La description et le dimensionnement de ces appareils dépassent l'objectif de ce livre.

! recommandation !

Pour éviter des problèmes de coup bélier :

- on choisit comme matériau le PE ou le PVC
 - on limite la vitesse à 1 m/s
 - on limite la pression hydrostatique à 80 % de la pression admissible
 - on limite les longueurs des conduites
 - on évite une fermeture rapide des vannes.
-

PARTIE 3

EXECUTION

CHAPITRE 8 CANALISATIONS

Dans ce chapitre:

- **une description des différents matériaux utilisés pour les conduites :**
 - **caractéristiques du matériau primaire**
 - **pressions et diamètres**
 - **joints**
 - **accessoires.**

8.1. DESCRIPTION DES MATERIAUX

Dans les projets d'eau potable on utilise couramment des tuyaux en :

- PVC (Polychlorure de vinyle)
- PE (Polyéthylène)
- AG (Acier galvanisé)
- FD (Fonte ductile)

On utilise également (mais moins fréquemment) :

- l'acier
- l'amiante -ciment
- le béton (armé ou non-armé)

Ci-dessous, une description des matériaux les plus utilisés dans les projets d'eau potable en milieu rural.

8.1.1. PVC (POLYCHLORURE DE VINYLE)

8.1.1.1. le matériel

Le polychlorure de vinyle, PVC en abrégé, est une matière plastique actuellement beaucoup utilisée pour la réalisation de canalisations destinées aux projets d'eau potables. Les tuyaux et les raccords sont fabriqués en PVC dur sans adjonction de plastifiants, qui rendent le PVC plus flexible (PVC plastifié).

Le PVC présente des propriétés suivantes :

- *une très bonne résistance à l'agression d'ordre chimique*: sauf à une corrosion chimique provenant d'une superchloration en Cl_2 . En général, il résiste à toute eau captée pour un projet d'eau potable.
- *la légèreté*: le PVC a une densité de $1,4 \text{ ton/m}^3$ (acier : $7,85 \text{ ton/m}^3$). Les conduites sont faciles à manipuler, le transport en grandes quantités est possible.

- la *qualité de la paroi*: elle est extrêmement lisse et non micro-poreuse. Elle ne se mouille pas et n'accepte pas par conséquent aucun dépôt permanent. Ainsi, elle réduit notablement les pertes de charges des canalisations.
- la *flexibilité*: il permet une certaine adaptation aux tranchées qui ne sont pas bien alignées et à des courbes du tracé.
- *vulnérable aux chocs extérieurs*: apparition de fissures ou de trous dus, au transport, entreposage, pose remblai avec matériau non-tamisé.
- *non résistant à la lumière du soleil*: nécessite beaucoup de soin lors du transport, de l'entreposage et de la pose pour éviter de longues expositions au soleil.
- *insensible à une décomposition électrolytique* contrairement au métaux ferreux.

8.1.1.2. les classes de pressions et diamètres

Les tuyaux en PVC sont produits en plusieurs classes de pression : PN4, PN6, PN10, PN16, et PN 25. Le "PN" est la Pression Nominale interne en bar admissible pour laquelle le tuyau est conçu.

Un tuyau de PN10 peut donc résister à une pression interne de 10 bar ou 100 m. Dans les projets d'eau potable on utilise en général la classe PN10. On ne descend pas en dessous de cette classe, même si la pression maximale de service reste inférieure.

Les tuyaux de la classe PN6 sont plus vulnérables aux chocs extérieurs qu'un tuyau de PN 10, et pour éviter d'endommagements dus à une mauvaise manutention pendant le transport, l'entreposage ou la pose ou même pendant le service, on n'applique pas cette classe de pression.

D'une manière générale, la classe PN 4 n'est jamais utilisée dans les projets d'eau potable. La classe PN 16 peut servir dans le cas de hautes pressions inférieures à 140 m (20 m de réserve). Si on est obligé d'employer des tuyaux de PN25, il faut alors utiliser des tuyaux en acier (galvanisé) (voir plus loin).

Les diamètres varient de 16 à 400 mm et sont normés. Cependant, tous les diamètres sont pas courants. Ils peuvent être fabriqués mais à un coût très élevé, surtout s'il s'agit d'une petite quantité. Le diamètre est désigné par DN 160, avec DN "Diamètre Nominal" et 160 le diamètre extérieur en mm.

Le diamètre nominal pour les tuyaux en PVC est toujours le diamètre extérieur !

Le diamètre interne dépend de la classe de pression.

Pour un même diamètre nominal, l'épaisseur de la paroi sera plus élevée pour une pression nominale plus élevée, et donc, le diamètre interne diminue avec une augmentation de la pression nominale.

DN	PN 6		PN 10		PN 16		PN25	
	s	Ø _i	s	Ø _i	s	Ø _i	s	Ø _i
16					1,2	13,6	1,8	12,4
20					1,5	17,0	2,3	15,4
25					1,9	21,2	2,8	19,4
32			1,6	28,8	2,4	27,2	3,6	24,8
40			1,9	36,2	3,0	34,0	4,5	31,0
50	1,8	46,4	2,4	45,2	3,7	42,6	5,6	38,8
63	1,9	59,2	3,0	57,0	4,7	53,6	7,0	49,0
75	2,2	70,6	3,6	67,8	5,6	63,8	8,4	58,2
90	2,7	84,6	4,3	81,4	6,7	76,6	10,0	70
110	3,2	103,6	5,3	99,4	8,2	93,6	12,3	85,4
125	3,7	117,6	6,0	113,0	9,3	106,4		
140	4,1	131,8	6,7	126,6	10,4	119,2		
160	4,7	150,6	7,7	144,6	11,9	136,2		
180	5,3	169,4	8,6	162,8				
200	5,9	188,2	9,6	180,8				
225	6,6	211,8	10,8	203,4				
250	7,3	235,4						
315								

s = épaisseur de paroi en mm

Ø_i = diamètre interne en mm

L'épaisseur de la paroi peut être calculée de la façon suivant:

$$S = (PN \cdot D) / (200 + PN)$$

avec

PN = pression nominale (en bar)

D = diamètre extérieur (en mm)

s = épaisseur de la paroi (en mm)

Si on ne dispose pas de ce tableau ou de cette formule alors qu'on veut estimer le diamètre intérieur d'un tuyau, on peut appliquer la règle suivante : l'épaisseur de paroi exprimée en pourcentage, est environ égale à la moitié de la pression nominale (en bar) :

PN 6 : l'épaisseur est de ± 3% du diamètre

PN 10 : l'épaisseur est de ± 5% du diamètre

PN 16 : l'épaisseur est de ± 8% du diamètre

PN 25 : l'épaisseur est de ± 12% du diamètre

8.1.1.3. les joints

Les raccords sont réalisés par collage ou par joints en caoutchouc.

Le type de raccordement dépend du diamètre nominal et de la pression nominale :

- joints collés : $DN \leq 63$ et $PN \leq 10$

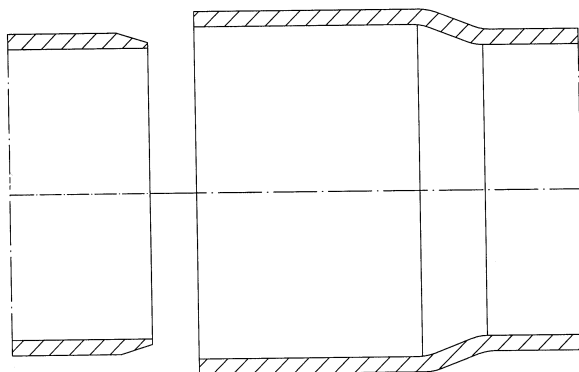


Figure 8.1

- emboîtement avec joints en caoutchouc : $DN > 63$ ou $PN > 10$

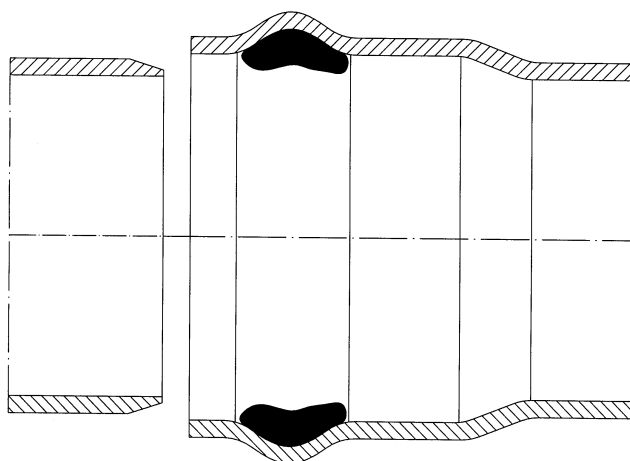


Figure 8.2

Il faut tenir compte du fait que les raccords par joints en caoutchouc ne sont pas résistants à la traction. Par conséquent, des manchons verrouillés ou des massifs en béton devront être utilisés lors de l'utilisation de courbes ou de branchements (voir chapitre 11, butées).

8.1.1.4. les accessoires

Des tubes en PVC sont toujours accompagnés des accessoires en PVC.

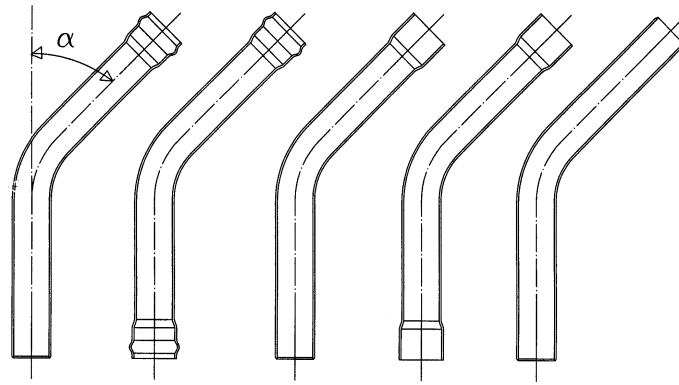
Pour certains accessoires, deux types de raccordement existent aussi.

Le type de raccordement dépend, comme pour le PVC, du diamètre nominal et de la pression nominale:

- joints collés pour $DN \leq 63$ et $PN \leq 10$
- emboîtement avec joints en caoutchouc: $DN > 63$ ou $PN > 10$

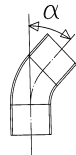
La liste ci-dessous n'est pas exhaustive.

Pour plus d'informations on doit contacter les fournisseurs.



$\alpha = 11^{\circ}15''$ ou $22^{\circ}30''$ ou 45° ou 90°

Figure 8.3 - courbe



$\alpha = 11^{\circ}15''$ ou $22^{\circ}30''$ ou 45° ou 90°

Figure 8.4 - coude

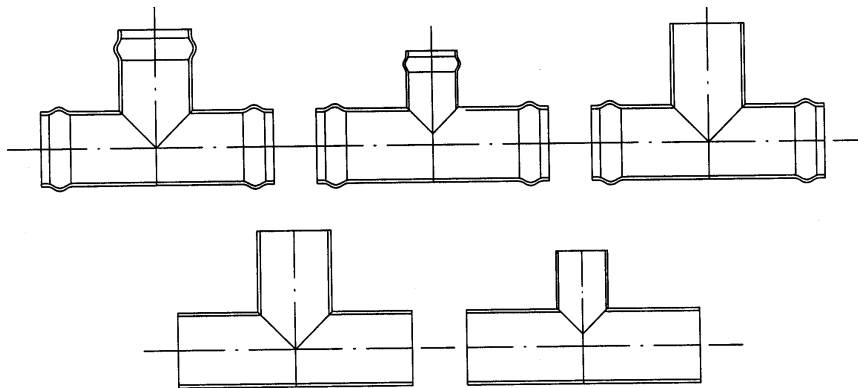


Figure 8.5 - T 

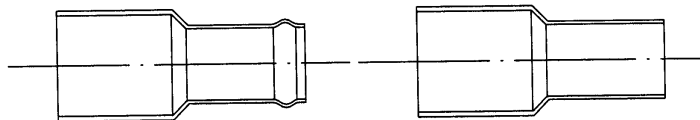


Figure 8.6 - réduction

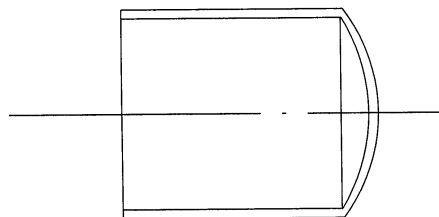


Figure 8.7 - bouchon

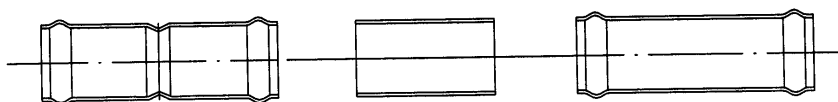


Figure 8.8 - manchon

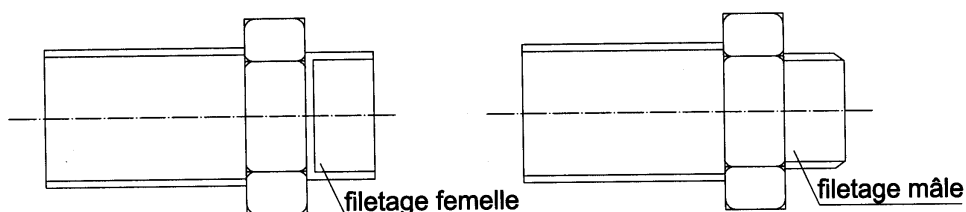


Figure 8.9 - manchon (ou mamelon) d'adaptation

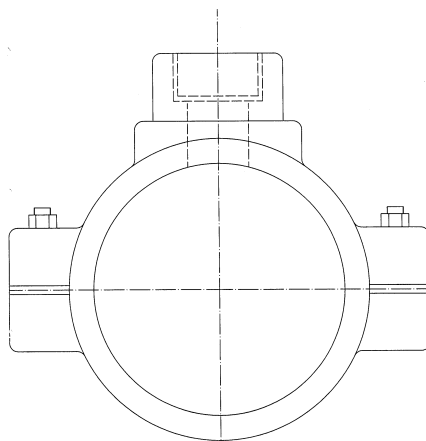


Figure 8.10 - collier de prise d'eau

8.1.2. PE (POLYETHYLENE)

8.1.2.1. le matériel

En plus du PVC, les projets en eau potable utilisent de plus en plus des tuyaux en PE (polyéthylène).

Le polyéthylène est aussi une matière plastique mais plus flexible que le PVC. Pour les conduites de pression, on utilise des tuyaux et raccords fabriqués en polyéthylène de haute densité (PEHD).

Le PE présente des propriétés suivantes :

- une *très bonne résistance à l'agression d'ordre chimique*; la résistance à une superchloration en Cl_2 est plus grande que dans le PVC. En général, il résiste à toute eau captée pour un projet d'eau potable.
- la *légèreté* : le PE a une densité de $0,95 \text{ ton/m}^3$, donc plus léger que l'eau. Les conduites sont faciles à manipuler, le transport en grandes quantités est possible.

- la *qualité de la paroi*: elle présente les mêmes qualités que le PVC.
- *flexible* : contrairement au PVC, le PE est très flexible et peut être obtenu en rouleaux de 50 à 150 m (pour les petits diamètres). La conduite peut être ployée sans la chauffer, mais le rayon de la courbe ne doit pas être inférieur à 30 fois le diamètre de la tube.
- *moins vulnérable aux chocs extérieurs que le PVC* : cependant, une attention particulière est exigée lors du transport, de l'entreposage, et de la pose. Le remblai se fait avec du matériau tamisé.
- *non résistant à la lumière du soleil*: le PE est plus stable que le PVC, mais demande cependant une pose souterraine. La chaleur du soleil peut dissoudre certaines particules avec comme conséquence, une modification de la qualité de l'eau.
- *insensible à une décomposition électrolytique* contrairement aux métaux ferreux.
- *plus résistant au coup de bélier que le PVC*.

8.1.2.2. les classes de pression et diamètres

Les tubes en PE sont désignés par p.e. DN 75 HDPE80 (en Europe).

Le DN porte sur le diamètre nominal qui est le diamètre extérieur (dans ce cas-ci 75 mm).

Le chiffre de classification (PE80) correspondant à la matière première du PE.

Il n'est pas en rapport avec une dimension ou avec une pression, et elle correspond à 10 fois la valeur de la résistance minimale de la paroi en N/mm². Dans l'exemple, cette résistance minimale est 8 N/mm².

La classe de pression ne dépend pas seulement de ce chiffre de classification, mais aussi de l'épaisseur de la paroi. Elle peut être calculée de la façon suivante:

$$PN = (1,6.C.s) / (D-s)$$

avec

C = chiffre de classification (p.e. pour HDPE 80, C = 80)

s = épaisseur de la paroi

D = diamètre extérieur

exemple :

pour un tuyau DN 110 HDPE 80 avec une épaisseur de 10 mm, la pression nominale est de :

$$PN = (1,6 \cdot 80 \cdot 10) / (110 - 10) = 12,8 \text{ bar (en pratique on prend PN 12,5)}$$

pour le même tuyau, mais de catégorie HDPE 100 (même diamètre et épaisseur):

$$PN = (1,6 \cdot 100 \cdot 10) / (110 - 10) = 16 \text{ bar.}$$

Les diamètres varient de 16 à 500 mm et sont normés. Cependant, tous les diamètres ne sont pas courants.

DN	HDPE 80 s/Ø = 17,5 PN 7,7		HDPE 80 s/Ø = 11 PN 12,5	
	s	Ø _i	s	Ø _i
	20			2,0
25	2,0	21,0	2,3	20,4
32	2,0	28,0	2,9	26,2
40	2,3	35,4	3,7	32,6
50	2,9	44,2	4,6	40,8
63	3,6	55,8	5,8	51,4
75	4,3	66,4	6,9	61,2
90	5,1	79,8	8,2	73,6
110	6,3	97,4	10,0	90,0
125	7,1	110,8	11,4	102,2
160	9,1	141,8	14,6	130,8
200	11,4	159,6	18,2	163,5
250	14,2	221,6	22,8	204,4
315	17,9	279,2	28,7	257,6
355	20,2	314,6	32,3	290,4
400	22,8	354,4	36,4	327,2
450	25,6	398,8	40,9	368,2
500	28,5	443,0	45,5	409,0

s = épaisseur de paroi en mm

Ø_i = diamètre interne en mm

Les mêmes tuyaux existent aussi pour HDPE 100 et les pressions nominales respectives correspondantes sont alors de PN9,6 et PN 16.

Les petits diamètres (jusqu'à DN 125) peuvent être obtenus en rouleaux. Tous les diamètres peuvent également être fabriqués en longueurs, jusqu'à 12 m. La gamme disponible dépend du fournisseur, nous conseillons donc de le contacter lorsqu' on effectue une étude dans lequel on se propose d'utiliser des conduites en PE.

8.1.2.3. les joints

L'assemblage des tuyaux et raccords se fait ordinairement par soudage et dépend des circonstances. Le soudage peut être électrique ou peut se faire au miroir.

Lors de l'électrosoudage, on utilise des raccords électrosoudables munis de résistances qui sont chauffées par un poste à souder. Grâce à ce processus, les tuyaux et raccord se fondent l'un dans l'autre. Les paramètres de soudage (température, temps de chauffage, voltage) sont activés par la lecture d'un code à barres collé sur l'accessoire, au moyen d'un crayon à lecture optique.

Il est indispensable de nettoyer l'extérieur et l'intérieur du tuyau de raccord à l'aide d'un décapant. En outre, les tuyaux doivent être grattés avec un grattoir.

Pour le soudage au miroir, une machine adaptée sera utilisée. Les extrémités mâles des tuyaux et raccords doivent être poussées contre le miroir pour les faire fondre; après, elles seront unies sous pression, provoquant ainsi une soudure (fusion). Les paramètres de soudage (temps de chauffage, pression, temps de refroidissement...) sont indiqués sur la machine à souder et doivent être rigoureusement respectés.

Souvent, cette technique de jointe n'est pas possible à cause d'un manque de matériel ou de personnel formé. Cependant, il existe également des raccords ordinaires et résistants à la traction pour des tuyaux d'un diamètre inférieur à 75 mm (\leq PN 12) ou 90 mm (\leq PN 10).

Les diamètres supérieurs sont toujours soudés ! Néanmoins la multitude d'avantages présentés par le PE, le jointage empêche souvent l'application dans les projets en eau potable en milieu rural.

8.1.2.4. les accessoires

Il existe un nombre d'accessoires qui peuvent être soudés ou verrouillés. Ici, nous présentons uniquement les derniers :

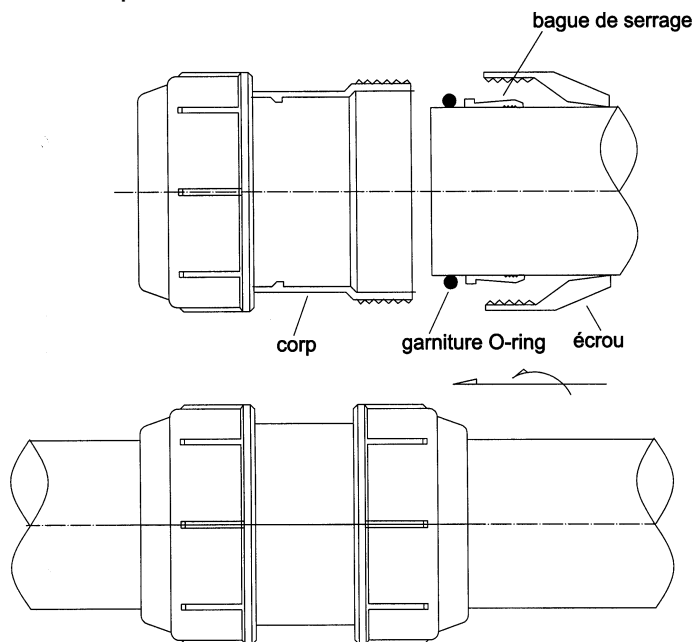


Figure 8.11 - manchon droit

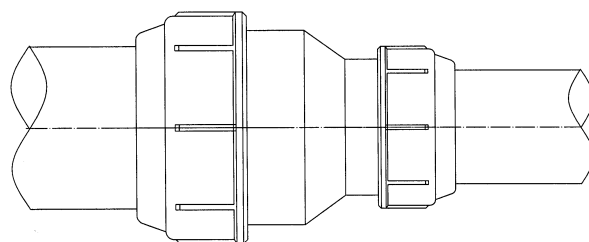


Figure 8.12 - manchon réduit

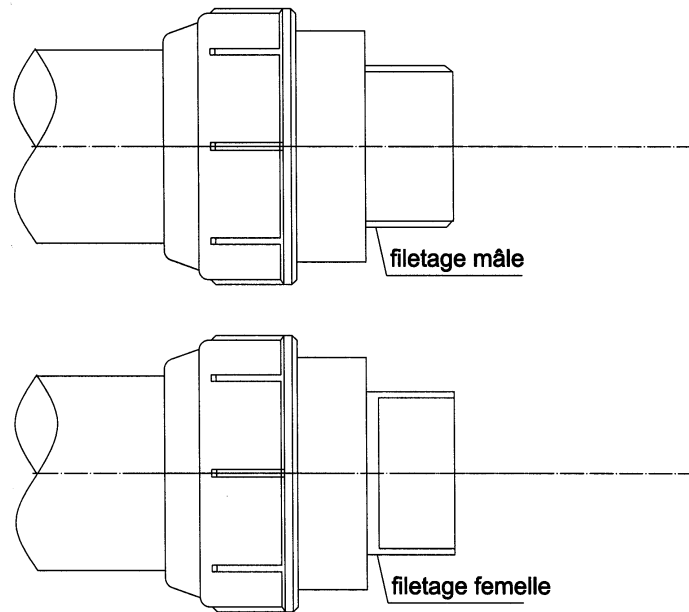


Figure 8.13 - raccord transitoire : PE x FM et PE x FF

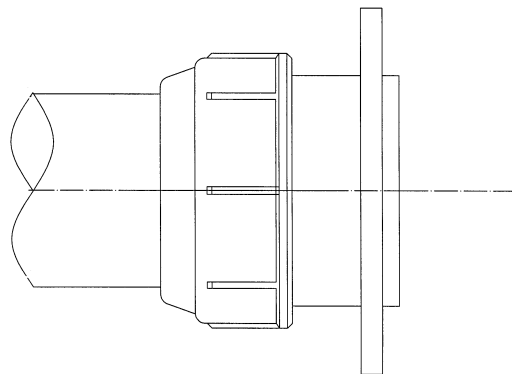


Figure 8.14 - raccord transitoire avec bride

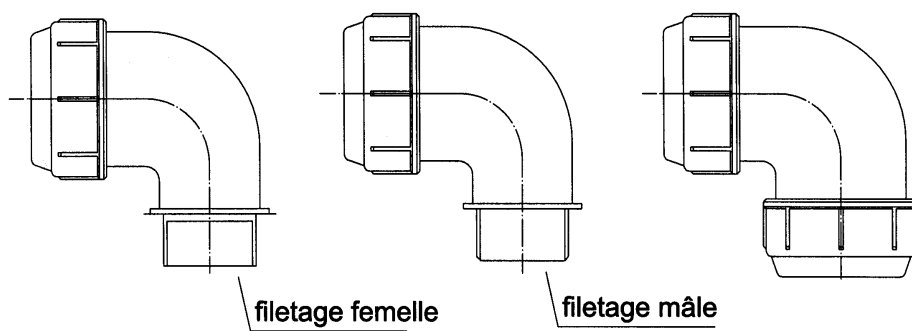


Figure 8.15 - coude 90 : PE x FF, PE x FM, PE x PE

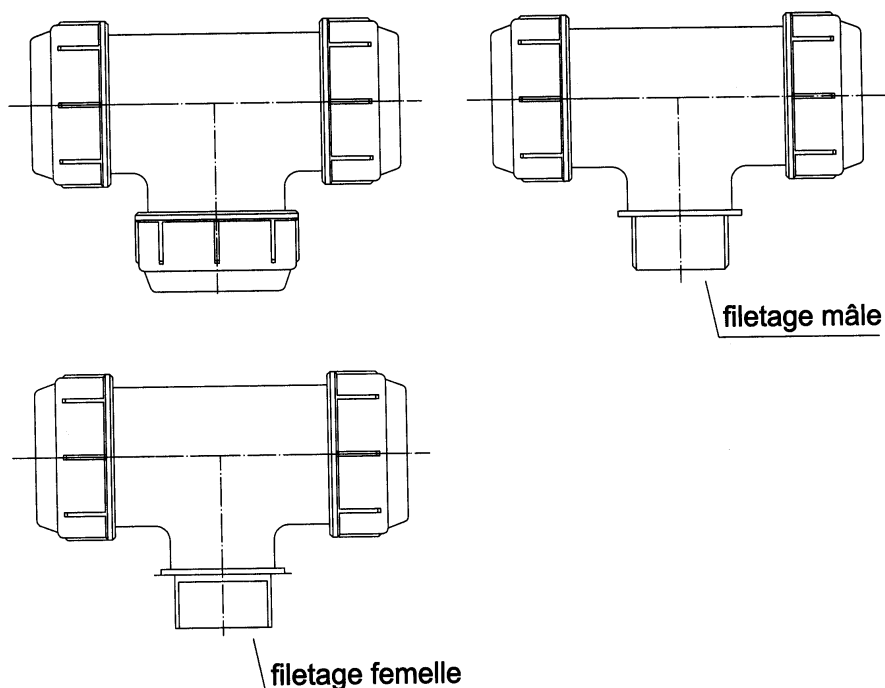


Figure 8.16 - Té- simple - PE x PE x PE, PE x PE x FM, PE x PE x FF

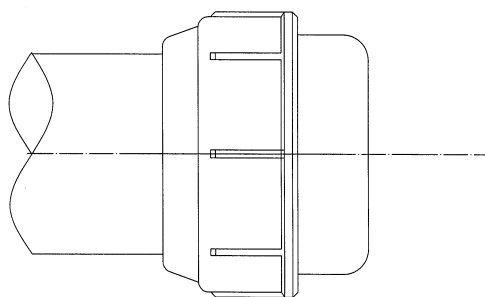


Figure 8.17 - bouchon

8.1.3. FD (FONTE DUCTILE)

8.1.3.1. le matériel

La fonte est le matériau le mieux adapté en termes de longévité. Il existe encore des tuyaux en fonte posés au 19^{ème} siècle. La fonte est très robuste mais d'autre part très fragile. Pour pallier ce problème, on a développé la fonte ductile. Elle est obtenue en additionnant une quantité de magnésium dont la présence provoque la cristallisation du graphite sous une forme sphéroïdale au lieu de cristaux aplatis comme dans la fonte ordinaire.

La FD présente les caractéristiques suivantes :

- *résistants aux chocs* : matériau extrêmement résistant, assurant une très grande longévité.
- une *meilleure résistance aux eaux agressives* : mais elle doit être protégée contre la corrosion. D'habitude, les tuyaux sont soumis à un bain de bitume (protection extérieure et intérieure). Par ailleurs, un revêtement intérieur en

ciment anti-corrosif peut être fait. Pour des revêtements extérieurs on utilise le plus souvent le PE.

- *poids* : tuyaux au poids élevé, nécessitant des capacités particulières de transport et de manutention. La pose demande aussi un savoir-faire et un outillage spécial (particulièrement pour des tuyaux à partir d'un diamètre de 100 mm).
- *pressions nominales* : tous les tuyaux sont produits jusqu'à 40 bars. Le matériau est très indiqué pour les pressions supérieures à 16 bars.
- *flexibilité* : le matériau est rigide. Cependant des déviations de plusieurs degrés peuvent être tolérées au niveau des joints (en fonction du type de joints).

8.1.3.2. les classes de pression et diamètres

Tous les tuyaux et accessoires sont produits dans les classes de pression PN10, PN16, PN25 et PN40.

Le matériau est donc très adapté pour des projets à des hautes pressions.

Les tuyaux sont disponibles dans les diamètres suivants : 60 mm, 80 mm, 100 mm, 125 mm, 150 mm, 200 mm, 250 mm, 300 mm, 350 mm, 400 mm, 450 mm, 500 mm, 600 mm, 700 mm, 800 mm, 900 mm, 1000 mm, 1100 mm et 1200 mm. Les diamètres les plus grands ne sont pas produits par tous les fabricants. Le diamètre nominal est le diamètre intérieur.

Les tuyaux sont désignés par FD 300 PN 16 (tuyau en fonte ductile avec diamètre interne de 300 mm et une pression nominale de 16 bars)

8.1.3.3. les joints

Il existe plusieurs types de joints. Les tuyaux en FD se différencient suivant les types de joints utilisés.

Le joint rapide : Le bout uni, légèrement arrondi, est introduit dans l'emboîtement qui contient une rondelle en caoutchouc. Ce joint ne résiste pas à la traction.

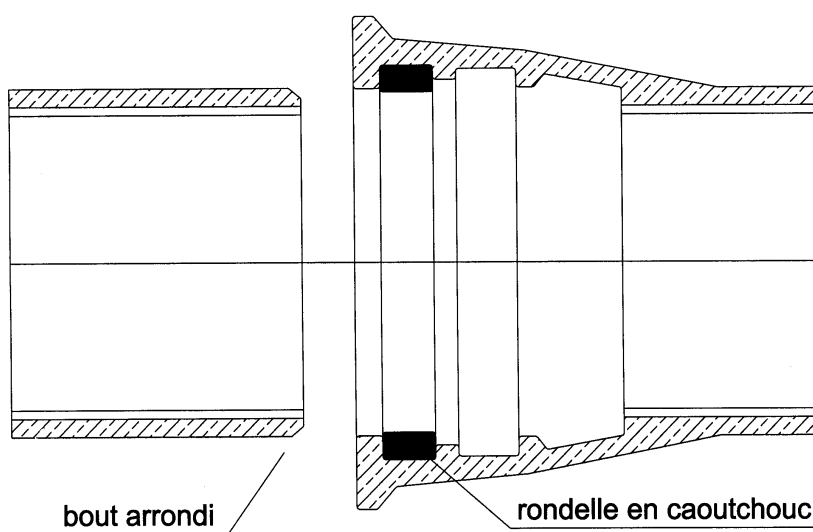


Figure 8.18

Le joint express : L'emboîtement est muni d'une collerette. Une contre- bride est serrée par des boulons prenant appui sur cette collerette. La rondelle en caoutchouc dans l'emboîtement est comprimée et crée l'étanchéité. Ce joint ne résiste pas à la traction et peut donc se déboîter.

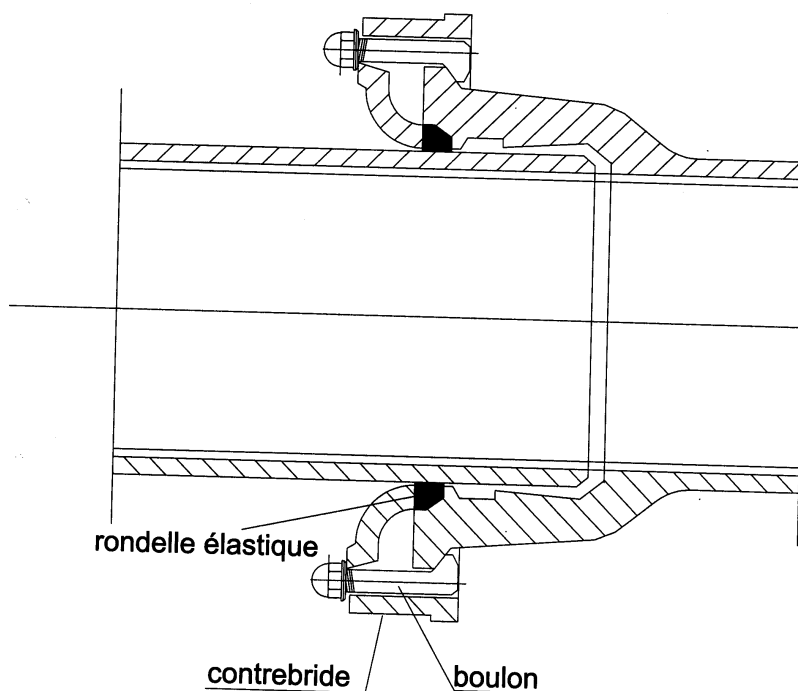


Figure 8.19

Le joint verrouille : est un joint qui ressemble au joint express mais qui résiste à la traction grâce au joint en acier.

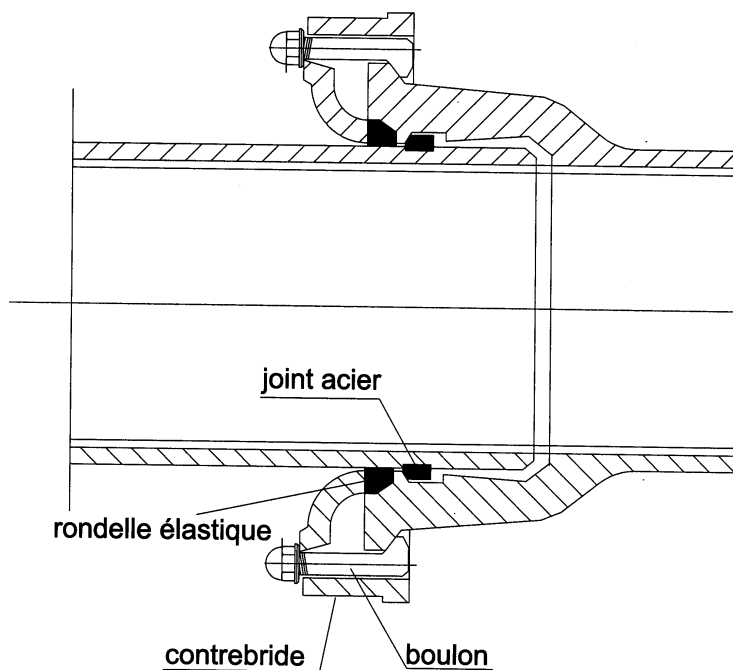


Figure 8.20

Le joint à brides : ce genre de joint est utilisé pour les canalisations posées en surface. L'étanchéité se fait par une rondelle de caoutchouc que l'on introduit entre les brides. Il peut être facilement monté et démonté.

D'autre part, c'est un joint très rigide qui ne permet pas de jeu.

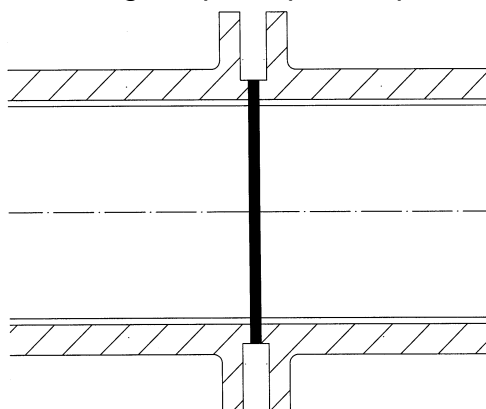


Figure 8.21

Le joint Gibault: le joint Gibault est un joint qui n'est pas uniquement utilisé pour des tuyaux en FD, mais il est mentionné ici parce qu'il est produit en FD. Il peut être utilisé pour tous les tuyaux cylindriques sans emboîtement (sauf en PE). Il est souvent appliqué pour réaliser des réparations.

Il existe d'une bague placée à cheval sur les tuyaux à assembler. De chaque côté de la bague, on pose une rondelle en caoutchouc et deux contre-brides. Il faut serrer ces derniers contre les rondelles au moyen de boulons, de sorte que les rondelles soient comprimées et que l'étanchéité soit assurée.

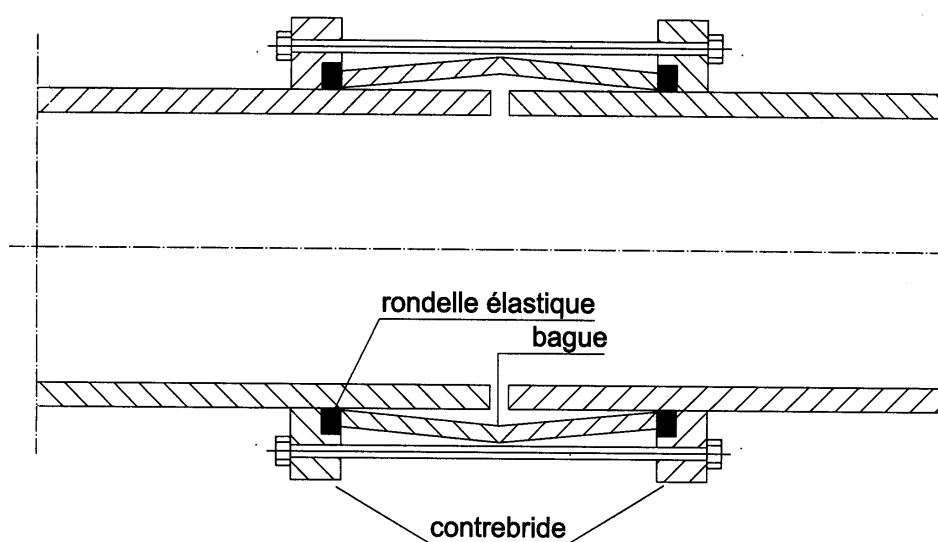


Figure 8.22

8.1.3.4. les accessoires

Il existe beaucoup d'accessoires en FD. On les utilise fréquemment dans les projets où on emploie des tuyaux en PVC. Les pièces sont munies d'emboîtements ou de brides et elles sont normalisées. Ci-dessous, nous donnons quelques-uns. Pour une liste complète il faut contacter les fabricants.

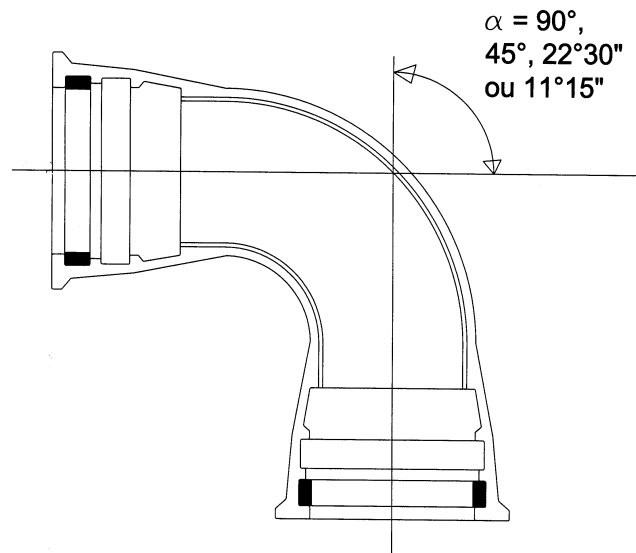


Figure 8.23 - coudes à 2 emboîtements

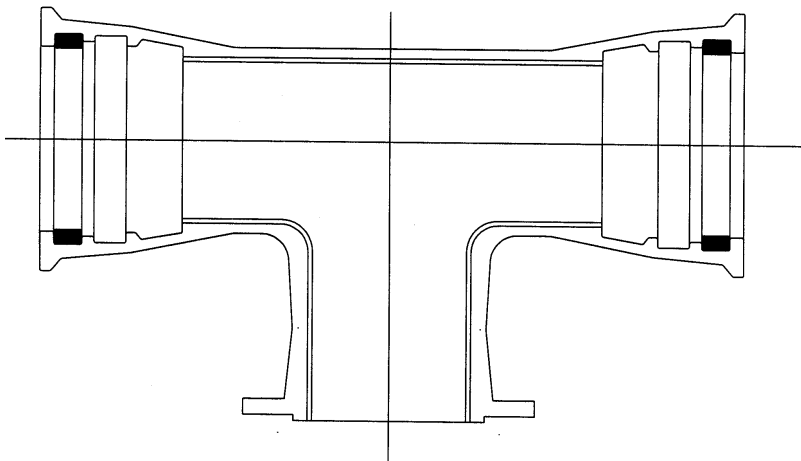


Figure 8.24 - Té à 2 emboîtements et une bride

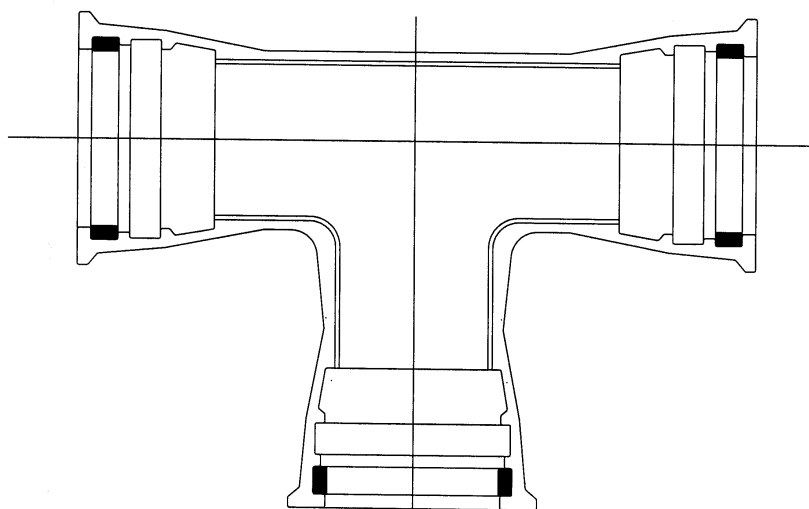


Figure 8.25 - Té à 3 emboîtements

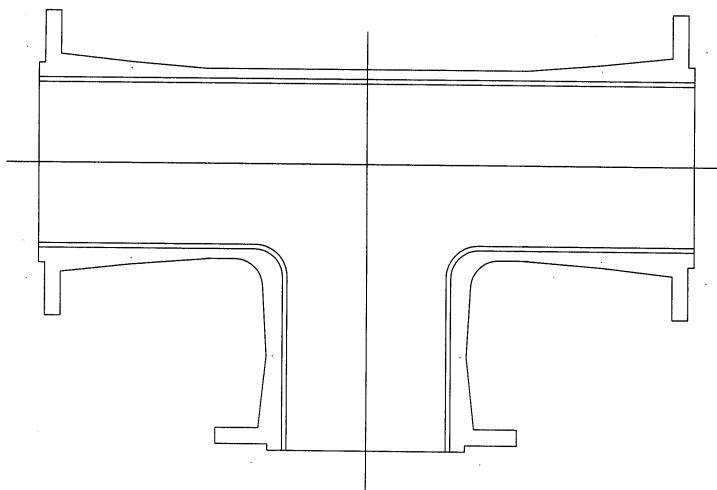


Figure 8.26 - Té à 3 brides

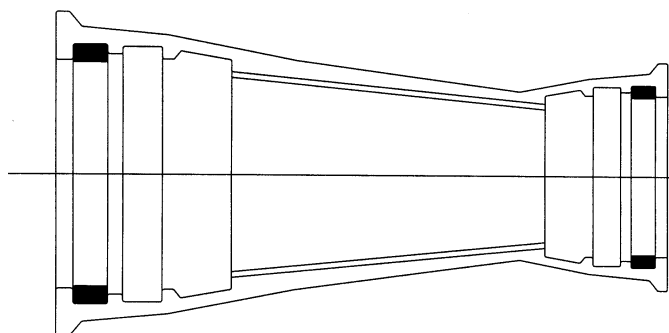


Figure 8.27 - cône de transition à 2 emboîtements

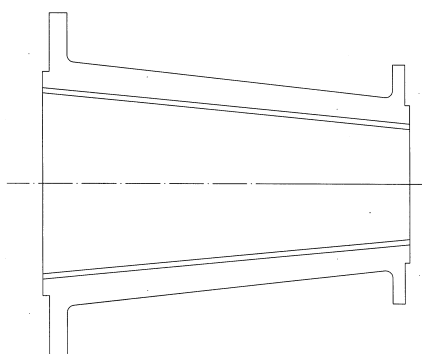


Figure 8.28 cône de transition à 2 brides

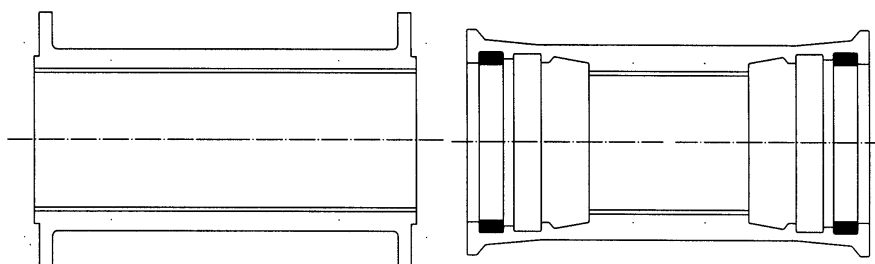


Figure 8.29 - manchons droit

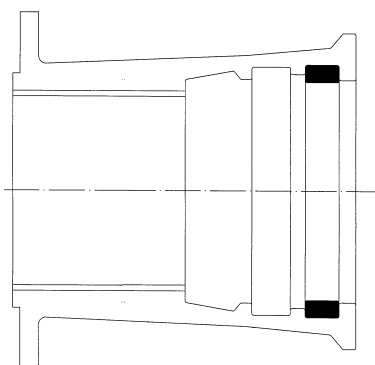


Figure 8.30 - bords d'extrémité bride - emboîtement

8.1.4. ACIER GALVANISE (AG)

8.1.4.1. le matériel

L'acier galvanisé est fabriqué d'un acier doux qui est soudable. Les tuyaux et accessoires sont galvanisés à chaud sur leurs faces intérieure et extérieure. Après galvanisation, les tuyaux ne peuvent plus être soudés parce que le soudage nuit à la protection).

L'AG présente les propriétés suivantes :

- *galvanisé* : les tuyaux sont protégés à l'intérieur comme à l'extérieur contre les eaux agressives, mais ils ne résistent pas aux eaux douces ou riches en CO₂.
- *résistant aux chocs extérieurs* : mieux appropriés à des conditions de terrains difficiles que les tuyaux en PVC ou en PE.
- *seulement disponible dans les petits diamètres* : il est généralement utilisé pour des branchements individuels ou des installations intérieures.
- *relativement lourd* : requiert des capacités de transport plus élevées. La manutention sur le chantier pose moins de problèmes que la FD, car il s'agit de diamètres plus petits.
- *les joints résistent à la traction* : les joints sont vissés, et résistent donc aux efforts longitudinaux. Des butées d'ancrage dans les coudes ou au niveau de branchements sont inutiles.

8.1.4.2. les classes de pression et diamètres

Le diamètre nominal est le diamètre intérieur. Au lieu d'utiliser le diamètre nominal en mm, les tuyaux sont généralement désignés par le diamètre du filetage, qui est normé en pouces. A titre d'information nous ajoutons le diamètre nominal en mm :

Pouce	1/8	1/4	3/8	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4	5	6
DN (mm)	6	8	10	15	20	25	32	40	50	65	80	100	125	150

Il existe trois séries de pressions :

- série légère (PN 10)
- série moyenne (PN 16)
- série lourde (PN 25)

Les tubes et accessoires peuvent effectivement résister à cette pression nominale, mais leur point faible reste les joints, qui souvent, coulent à des pressions élevées.

8.1.4.3. les joints

Chaque extrémité de tuyau comporte un filetage normalisé en pouces. Si tel n'est pas le cas, il faut réaliser ce filetage au moyen d'une machine à fileter (à la main ou avec un moteur). Ce filetage extérieur est appelé le filetage mâle.

Les accessoires, avec lesquels le tuyau est assemblé, comportent un filetage intérieur ou filetage femelle.

On met du téflon (ou du lin et de la graisse) sur toute la longueur du filetage mâle. Le téflon est une matière synthétique plastique qui à l'avantage d'avoir un coefficient de frottement très réduit.

On assemble ensuite le tuyau et l'accessoire en visant le tuyau dans l'accessoire (ou l'inverse).

L'étanchéité de ce genre de joint dépend fortement de l'expérience du monteur.

8.1.4.4. les accessoires

Il existe beaucoup d'accessoires, mais ils ne sont pas tous fabriqués pour les grands diamètres (5" et 6"). La liste ci-dessous n'est pas exhaustive :

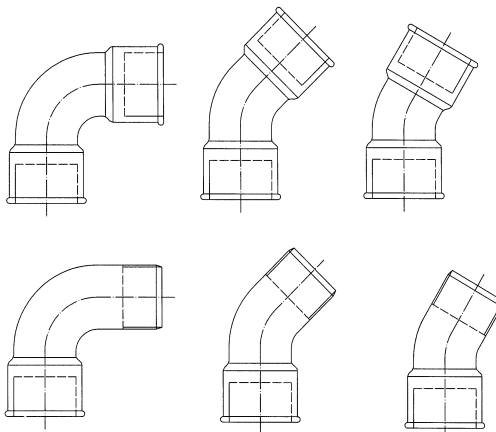


Figure 8.31 - Courbe normale F-F de 90°, 45°, 30° ; F-M de 90°, 45°, 30°

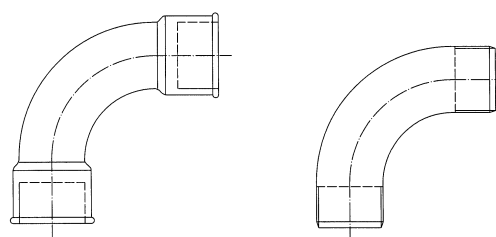


Figure 8.32 - Courbe longue F-F, M-M de 90°

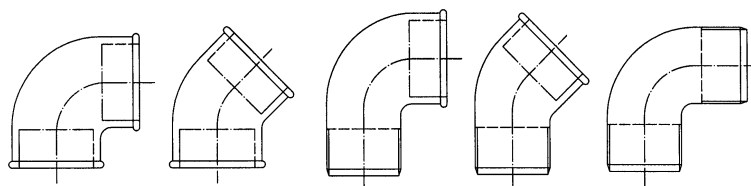


Figure 8.33 coude F-F de 90° et de 45° ; F-M de 90° et de 45° ; M-M de 90°

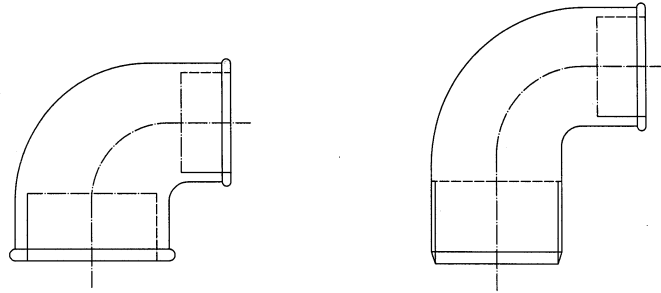


Figure 8.34 - coude + réduction F-F, F-M de 90°

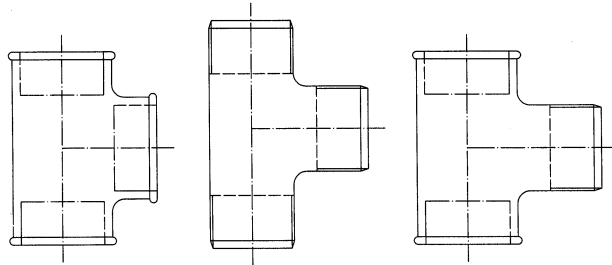


Figure 8.35 - Té F-F-F, M-M-M, F-M-F

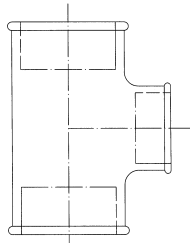


Figure 8.36 - Té + réduction F-F-F

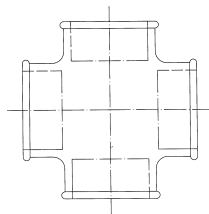


Figure 8.37 - Croix F-F-F

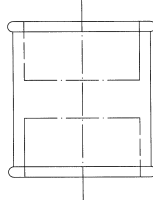


Figure 8.38 - Manchon F-F

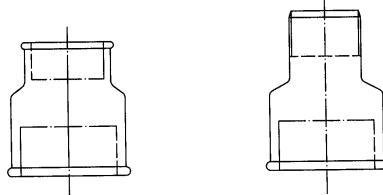


Figure 8.39 - Réduction F-F, Réduction F-M

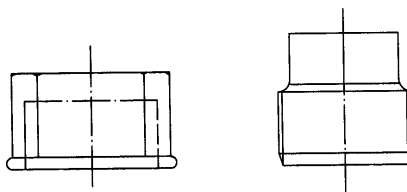


Figure 8.40 - Bouchon M et F

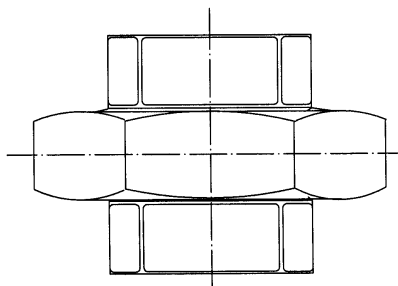


Figure 8.41 - Raccord – union F-F

8.1.5. CHOIX DU MATERIAU

Il n'existe pas de règle universelle pour le choix du matériau, mais il nécessite des considérations profondes sur les aspects suivants :

- le coût d'achat du matériau
- le coût et les possibilités de transport
- les propriétés du terrain
- la disponibilité de pièces de rechange après la construction
- l'expérience du personnel de chantier dans la technique proposée
- lieu de fabrication
- caractéristiques chimiques de l'eau.

Souvent après comparaison de différentes possibilités, le PVC est retenu comme matériau le plus adapté : les frais d'achat et de transport sont raisonnables, le joint est facile, la technique est en général bien connue (ou facilement à apprendre), et les pièces de rechange sont en principe faciles à trouver.

Seulement dans des circonstances exceptionnelles on utilise d'autres matériaux (p.e. le PE-HD dans des zones avec risque de tremblements de terre).

CHAPITRE 9 ACCESSOIRES

Dans ce chapitre :

Une description de l'utilisation, de la construction et de l'installation des

- **robinets : robinets "quart tour", les robinets-vannes, les vannes-papillon, les vannes à flotteur, les robinets type Talbot**
- **ventouses : ventouses simples, la ventouse à deux flotteurs, la ventouse à un flotteur et triple fonction, la ventouse manuelle**
- **clapets de retenue**
- **compteurs d'eau: compteurs de volume, compteurs de vitesse et compteurs spéciaux**
- **réducteurs de pression**
- **colliers de prise.**

9.1. INTRODUCTION

Les accessoires, sauf les colliers de prise et les compteurs d'eau, ont comme tâche de régler les pressions ou les débits. Certains accessoires sont manipulés très fréquemment (par exemple les robinets des borne-fontaines), d'autres très rarement (par exemple les vannes de sectionnement). Il est évident que les accessoires souvent utilisés doivent être d'une très bonne qualité.

Cependant, on constate souvent qu'on ne peut plus manipuler les accessoires qui ont été pendant une très longue période hors d'usage, surtout des accessoires de moindre qualité.

En plus, beaucoup de pièces auxiliaires ne peuvent pas être trouvées sur le marché local et doivent être importées. Des défections au niveau de ces pièces peuvent ainsi mener à une longue interruption de l'approvisionnement.

C'est pourquoi nous conseillons de commander les accessoires chez des fabricants reconnus, même si leurs prix sont plus élevés.

La garantie qu'ils offrent, vaut le surcoût.

9.2. ROBINETS ET VANNES

Dans les projets d'eau potable on distingue les types suivants de robinets:

- les robinets "quart de tour"
- les robinets de type "Talbot"
- les robinets-vannes (ou dits vannes)
- les vannes-papillon
- les vannes à flotteur.

Il existe encore d'autres types de robinets et de vannes, tel que les robinets-membranes, mais ces derniers sont rarement employés dans des projets d'eau potable. Raison pour laquelle ils ne sont pas traités dans ce livre.

9.2.1. LES ROBINETS «QUART DE TOUR»

Les robinets quart de tour sont en général utilisés pour les petits diamètres allant jusqu'à 0,100 m. Ils sont employés comme robinet de prise ou d'arrêt dans les branchements privés ou des bornes fontaines.

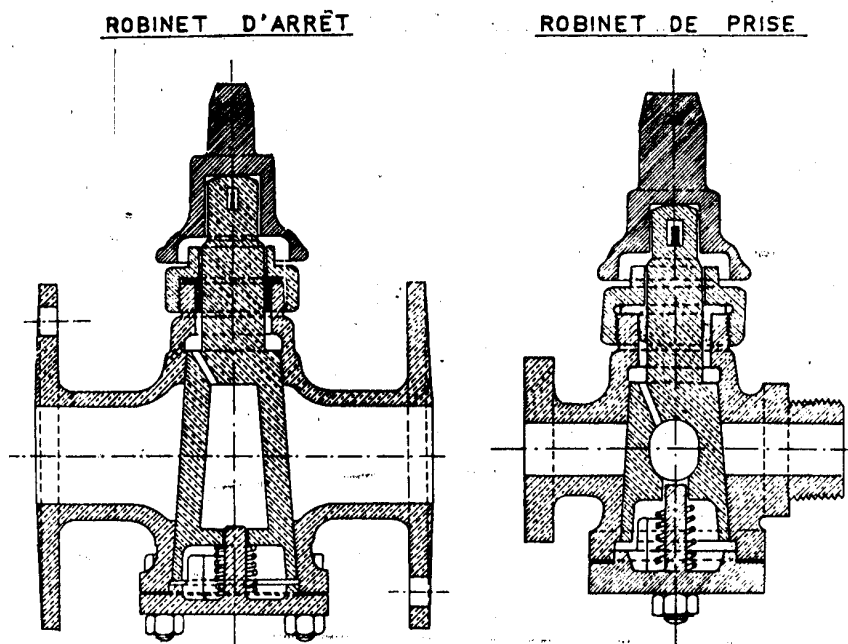


Figure 9.1

L'obturation est réalisée par une pièce tronconique. Cette pièce est munie d'une ouverture qui, par une rotation de 90°, se trouve dans le prolongement de la conduite.

L'obturation peut également être obtenue par une bille pivotant autour d'un axe vertical. La bille est percée suivant un axe situé dans le plan perpendiculaire à l'axe de rotation. Dans ce cas, le robinet est dénommé "robinet à bille".

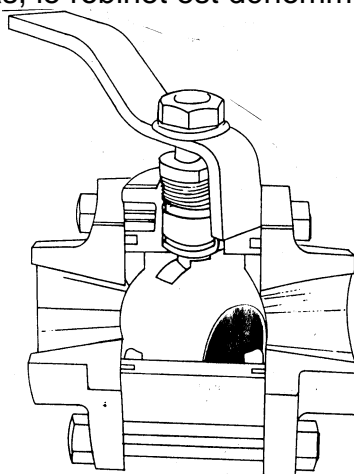


Figure 9.2

En général les robinets à quart tour ne permettent pas de régler le débit. En adaptant l'ouverture dans la bille, soit dans la pièce tronconique, on obtient un robinet de réglage.

9.2.2. LES ROBINETS "TALBOT"

Le robinet "talbot" permet un écoulement quand le corps du robinet est soulevé. Ainsi un clapet avec joint en caoutchouc, destiné à fermer un orifice, est poussé vers le haut.

Le robinet se ferme automatiquement quand le corps est lâché.

La seule partie qui bouge est l'axe creux, qui glisse dans le manchon guidant.

D'autres parties ne sont pas donc soumises à une usure éventuelle.

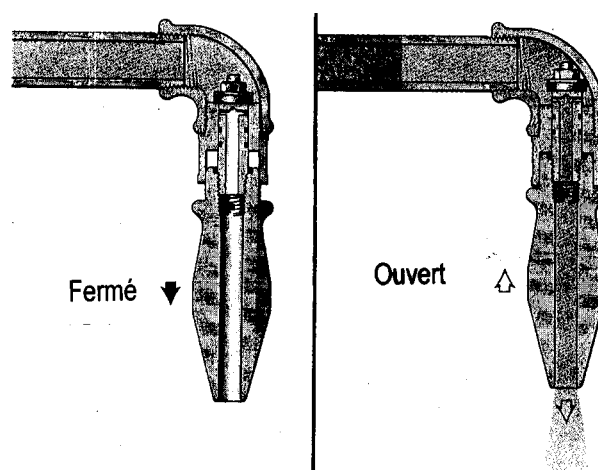


Figure 9.3

Ce type de robinet a été développé spécialement pour des projets d'eau potable en milieu rural. Il nécessite peu d'entretien qui peut être effectué par des techniciens locaux. Il fonctionne à des basses pressions.

Il peut se fermer automatiquement en évitant ainsi du gaspillage.

Le seul inconvénient est sa durée de fermeture qui est courte, ce qui est très néfaste par rapport aux effets de coup de bélier.

9.2.3. LES ROBINETS-VANNES

Le robinet-vanne dispose d'une lentille, qui est mise en action par une vis tournant dans un écrou fixé à la vanne. Dans la position ouverte, la vanne remonte dans la calotte hémisphérique du robinet. Dans sa position fermée, la vanne se trouve au niveau de la conduite.

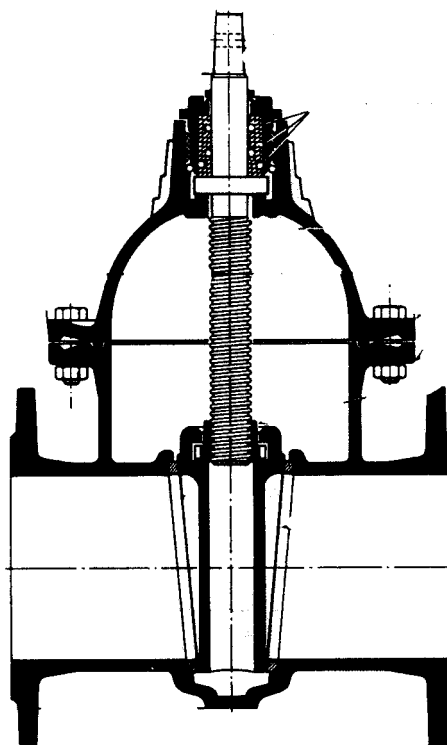


Figure 9.4

La lentille descend ou remonte lentement, de sorte que l'écoulement ne soit pas perturbé et que les risques de coup de bélier soient minimaux. Cependant, il peut être difficile à ouvrir dans le cas d'un robinet fermé entre deux conduites dont l'un est sous pression et dont l'autre est vide (surtout pour des grands diamètres).

Des robinets vannes sont à prévoir au niveau de tous les ouvrages et pour chaque tronçon. Par ailleurs, il est recommandé d'installer des vannes de sectionnement sur des tronçons de conduite de grande longueur, afin d'éviter en cas de panne l'obligation de vidanger et remplir avec une grande quantité d'eau :

Par exemple: le remplissage d'une ligne de 3 km DN 125 avec un débit de 5 l/s dure 2 heures (un volume de 37 m³)!

En général, on installe une vanne tous les 1000 m.

Parmi les types de robinets-vannes, les plus utilisés sont :

- les vannes à corps rond
- les vannes méplates.

La vanne à corps rond la plus utilisée est la vanne "Euro". Elle résiste à des hautes pressions (supérieur à 16 bars). Elle est relativement légère, robuste, et présente une bonne étanchéité.

Si on manque de place, il faut employer une vanne qui nécessite moins d'espace, comme les vannes méplates.

En général, on ne les utilise pas pour des pressions élevées (> 16 bar).

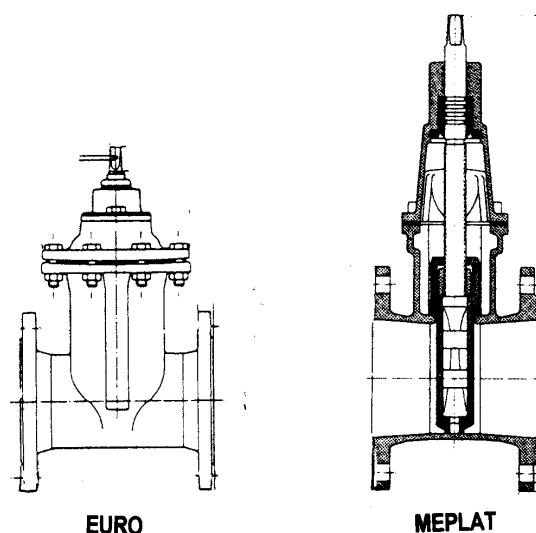


Figure 9.5

Les robinets-vannes doivent toujours être posés dans des endroits accessibles et protégés. Dans des projets en milieu rural, on préfère construire des chambres de visite (voir chapitre 10). La manœuvre s'effectue à l'aide d'un volant placé sur la tête du robinet. On peut également installer la vanne sous une bouche à clef, enterrée dans le sol avec un dispositif de manœuvre (tige de manœuvre, rallonge) permettant de manœuvrer la vanne à partir d'une petite armature installée à ras du sol (bouche à clef), à l'aide d'une clef à béquille. Cependant, ce système est rarement appliqué dans des projets en milieu rural.



Figure 9.6

En général, les robinets-vannes sont munis de deux brides (ils peuvent aussi avoir deux emboîtements). De toute façon, il faut toujours prévoir un équipement pour pouvoir démonter le robinet. Lors du remontage, la mise en place des joints en caoutchouc entre les brides doit être possible. Raison pour laquelle on installe souvent à côté du robinet-vannes un joint Gibault ou un raccord de démontage de type Viking-Johnson.

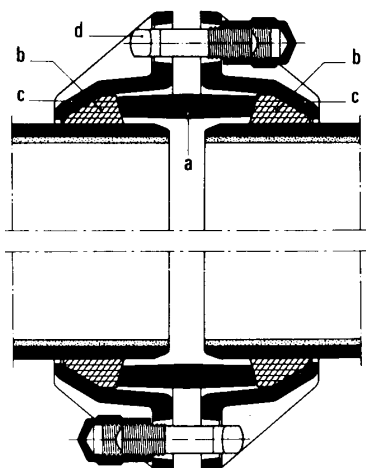


Figure 9.7

Le robinet-vanne est absolument un robinet de sectionnement et non celui de réglage.

Si l'on doit régler des débits, on doit installer par exemple une vanne-papillon.

9.2.4. LES VANNES-PAPILLON

Une vanne-papillon est constituée par un disque lenticulaire pouvant tourner autour d'un axe horizontal ou vertical, qui en position fermée, vient s'appliquer sur un siège. En général elle est munie d'un démultiplicateur sur le côté de l'appareil pour faciliter la manipulation.

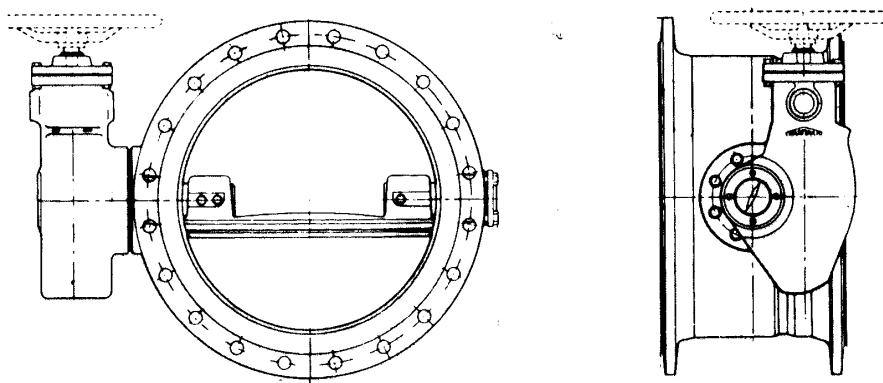
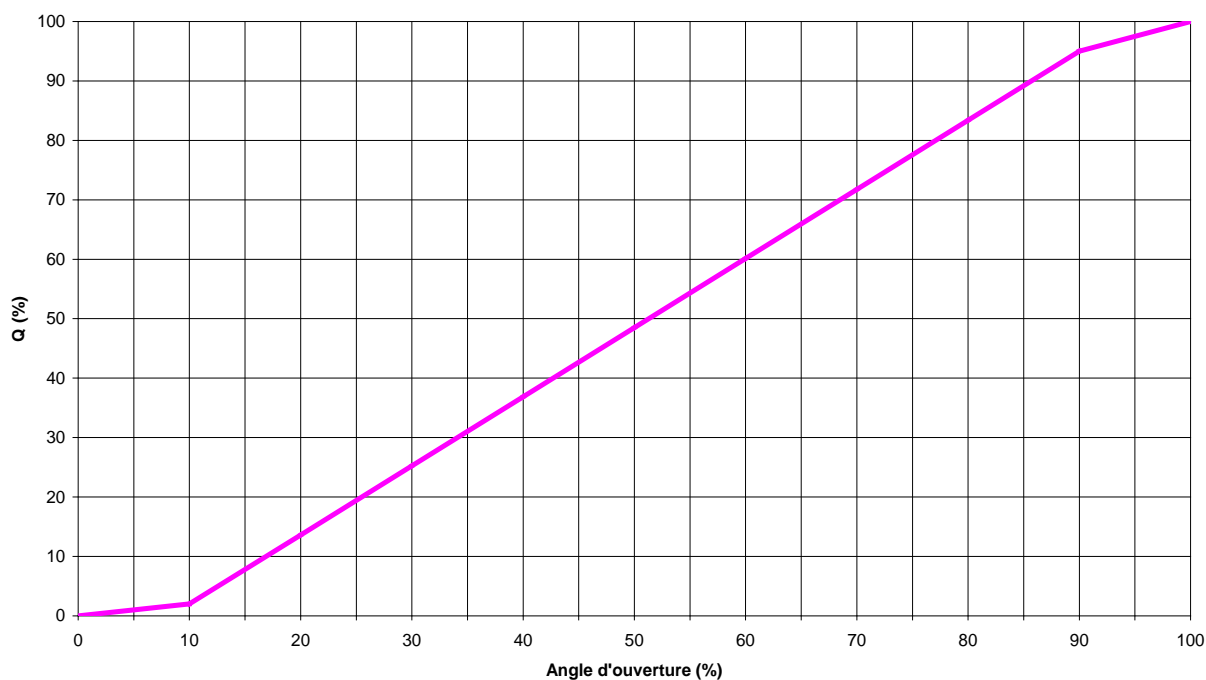


Figure 9.8

Cette vanne offre la particularité de présenter une surface de passage libre qui varie linéairement avec l'angle d'ouverture, sauf, toutefois, au voisinage de l'ouverture et de la fermeture totale. Ainsi, si l'on reste à l'intérieur de la zone de linéarité, on peut utiliser la vanne-papillon comme vanne de réglage.

Caractéristique d'écoulement**Figure 9.9**

Ce type de vanne est plus cher qu'un robinet-vanne et ne s'utilise que si c'est nécessaire.

Cependant, un robinet-vanne n'est pas adapté au réglage, et ne peut jamais être utilisé pour ce but.

La vanne-papillon permet une fermeture beaucoup plus rapide que les robinets-vannes ordinaires.

Elle doit donc être fermée lentement pour éviter des problèmes de coup de bélier.

9.2.5. LES VANNES A FLOTTEUR

Les vannes à flotteur sont installées dans des réservoirs pour garder un niveau d'eau. Elles règlent le débit d'une façon automatique en fonction du niveau dans le réservoir.

Grâce au flotteur, la vanne s'ouvre quand le niveau descend, et se ferme lentement quand le niveau remonte.

La vanne est munie d'un levier, sur lequel un flotteur est installé. L'obturation est obtenue par le déplacement du flotteur. Quand le flotteur descend (ou remonte), le levier ouvre (ou ferme) une valve à l'intérieur de la vanne.

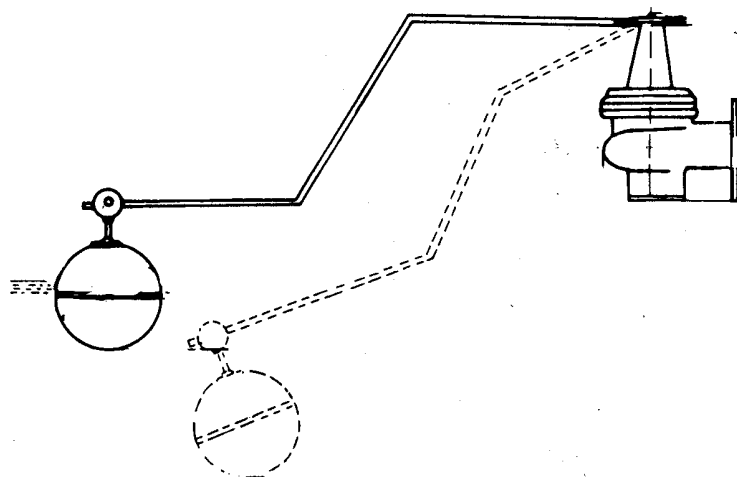


Figure 9.10

Les vannes à flotteurs sont installées en haut du réservoir, plus haut que le niveau maximal d'eau.

Le mouvement du levier doit être parfaitement vertical et le levier doit se trouver dans une position horizontale quand la vanne est fermée.

Souvent on constate que la vitesse de l'eau qui entre dans le réservoir, crée des vagues dans le réservoir, entraînant avec lui le flotteur.

L'alimentation par la vanne se trouve alors perturbée. Il est donc conseillé de prolonger la sortie avec un tuyau jusqu'à un demi-mètre en dessous du niveau maximal.

Egalement, quand le niveau d'eau continue à descendre, le flotteur n'est plus porté par l'eau et peut exercer des forces anormales sur la vanne. Raison pour laquelle le flotteur est fixé avec une chaîne à la dalle du réservoir.

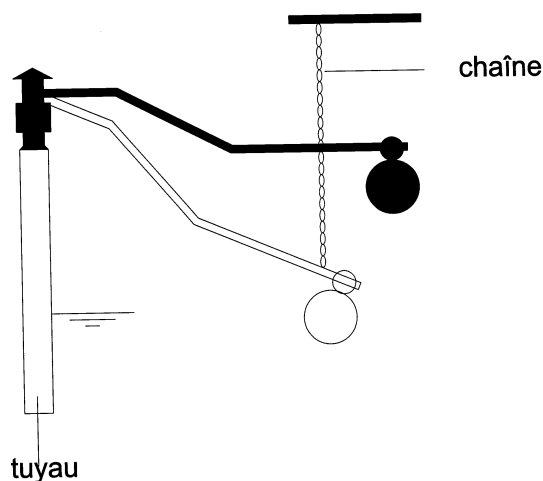


Figure 9.11 - tuyau + chaîne

Avant d'installer la vanne à flotteur il faut veiller à ce que :

- le tuyau d'amenée soit rincé, pour évacuer tout objet étranger qui puisse endommager ou bloquer l'appareil.
- la bride, sur laquelle l'appareil est installé, soit perpendiculaire.

Etant donné que leur fonctionnement repose sur des effets mécaniques, elles sont particulièrement sensibles à des défauts. Vu qu'une alternative n'est pas connue, le contrôle et l'entretien de ces régulateurs doivent être effectués régulièrement. Les vannes-flotteur sont soumises à une usure accrue, due à un mouvement continu de l'eau dans les réservoirs. La qualité du matériau sera donc d'une très grande importance.

9.3. VENTOUSES

Les ventouses servent à l'évacuation de l'air dans les canalisations. La présence de poches d'air dans les conduites peut créer des "bouchons" qui entravent le libre écoulement de l'eau. Ceci peut arriver lorsqu'on procède à un remplissage d'une conduite vide. Egalement, quand la conduite est en service, il est nécessaire d'évacuer l'air abandonné par l'eau où il se trouvait dissous. Pour empêcher toute complication, tous les points hauts doivent systématiquement être pourvus de ventouse, évacuant l'air. En outre, il est recommandé de placer des ventouses tous les 1.000 à 1.500 m dans les tronçons de faible pente.

D'autre part la ventouse permet aussi l'aspiration de l'air, lorsque l'on procède à la vidange de la conduite (ou en cas d'une rupture).

Nous discutons les types les plus fréquemment employés.

A noter que la ligne piézométrique doit toujours être située à 5m au-dessus des points hauts d'une canalisation pour que le fonctionnement correct des ventouses automatiques soit assuré.

9.3.1. LA VENTOUSE SIMPLE

Elle est constituée par un flotteur en métal ou en caoutchouc qui loge dans un corps en fonte. En position normale, le flotteur obture un orifice placé à la partie supérieure de l'appareil. Quand il y a accumulation d'air, le flotteur descend et libère l'orifice par lequel l'air peut s'échapper. De même, quand on vide les conduites, le flotteur descend et l'air peut entrer par l'orifice. Ainsi, on évite des sous-pressions dans le système.

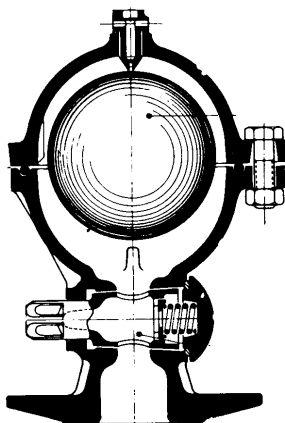


Figure 9.12

Le diamètre de la ventouse ou de l'embouchure doit être choisi en fonction du diamètre de la conduite et la pression de service. Le diamètre de l'embouchure est aussi adapté en fonction de ces deux paramètres.

Pour de plus amples informations, il est conseillé de contacter les fabricants.

Le débit d'air transité par cet appareil est limité. Lors d'un remplissage ou d'une panne, le débit d'air qui doit sortir ou entrer dans les conduites peut être important. Dans ce cas, on préfère la ventouse à deux flotteurs.

9.3.2. LA VENTOUSE A DEUX FLOTTEURS

La ventouse à deux flotteurs exerce une triple fonction :

- chasser de poches d'air sous pression qui peuvent se former à l'intérieur des canalisations ou qui s'accumulent aux points hauts et entravent sensiblement l'écoulement de l'eau (même fonction que pour la ventouse simple)
- sortie d'air à grand débit lors du remplissage de la conduite (meilleure performance que la ventouse simple)
- aspiration d'air à grand débit lors d'une vidange ou d'une rupture de conduite pour éviter des dépressions (meilleure performance que la ventouse simple).

Cette ventouse dispose de deux flotteurs, dont un est plus résistant et ayant un orifice plus grand.

On distingue trois modes de fonctionnement pour la ventouse à deux flotteurs:

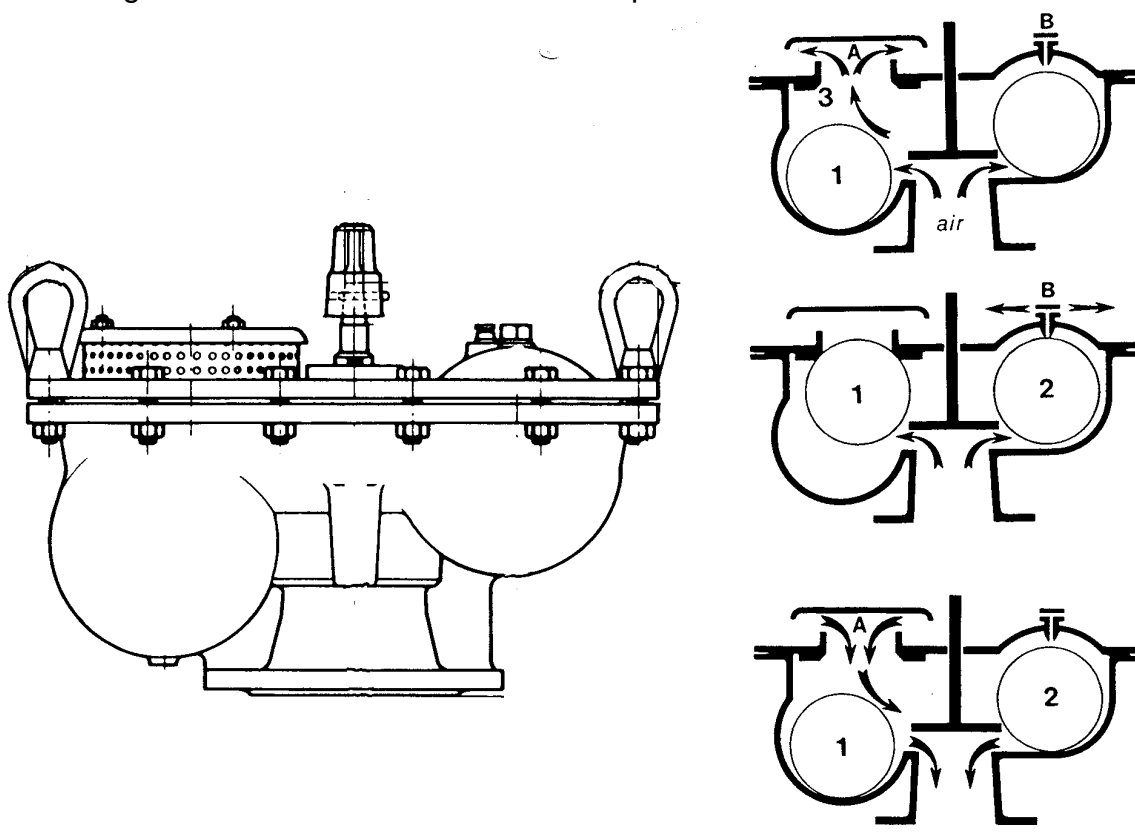


Figure 9.13

Fonction a : évacuation d'air lors du remplissage de la conduite.
Pendant le remplissage de la conduite, l'air doit s'échapper avec le même débit que l'eau entrant. A ce moment-là, il n'y a pas d'eau dans la ventouse et les deux flotteurs laissent les deux orifices ouverts.

Fonction b : dégazage pendant le service
Le flotteur 2 permet à l'air de s'échapper. Par contre, le flotteur 1 reste assis contre l'orifice A parce qu'il n'y a pas assez d'air dans la ventouse pour libérer l'orifice A. L'air s'échappe à petit débit.

Fonction c : entrée d'air à grand débit pendant la vidange ou lors de la rupture de la canalisation.
L'eau, dans la ventouse baisse, et les deux flotteurs descendent, libérant les deux orifices, par lesquelles l'air peut entrer à grand débit.

Le type de ventouse est déterminé en fonction du diamètre de la conduite et de la pression de service.

9.3.4. LA VENTOUSE A UN FLOTTEUR ET TRIPLE FONCTION

Il existe également une ventouse à un flotteur et à triple fonction. Son système de dégazage comporte un piston mobile qui, lorsqu'il est en position basse, libère une ouverture beaucoup plus importante que la section de l'embouchure, ce qui assure les entrées et les sorties d'air avec un plus grand débit.

En position normale (c.à.d. sous pression), le piston ferme cette ouverture et l'embouchure. Lorsque l'air se présente dans la ventouse (conduite en service), le flotteur et le piston descendent, et l'air sort uniquement par l'embouchure. Si la pression dans la conduite baisse, le flotteur et le piston tombent et la grande ouverture est libérée et l'air peut transiter à grand débit.

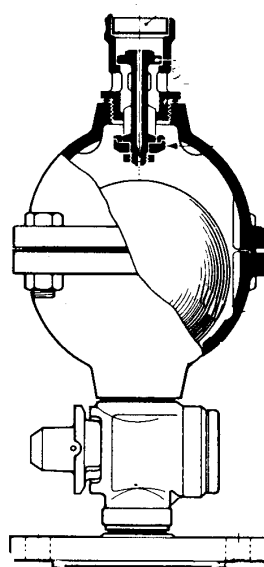


Figure 9.14

9.3.5. LA VENTOUSE MANUELLE

En milieu rural, on préfère en général la ventouse manuelle. Elle est constituée d'un Té orienté vers le haut et sur lequel est vissé un robinet - vanne permettant l'évacuation de l'air quand on ouvre la vanne. Le robinet - vanne a toujours un diamètre inférieur à celui de la conduite.

Par exemple, sur une conduite DN 160, on installe une ventouse DN 63 à DN 90.

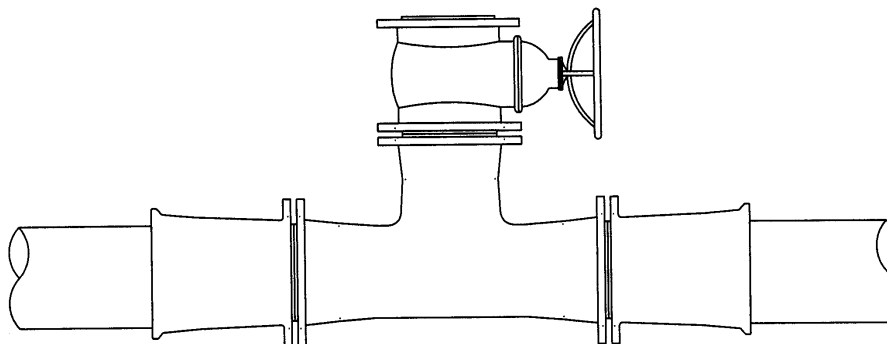


Figure 9.15

Elle présente les avantages suivants :

- elle est plus robuste et sa durée de vie est donc plus longue. Le fonctionnement d'une ventouse automatique peut être perturbé par des particules dans l'eau, qui empêchent une bonne fermeture de l'orifice par les flotteurs. De même, les flotteurs peuvent être endommagés par ces particules.
- elle est très facile à construire.
- elle est beaucoup moins chère.

D'autre part elle a les désavantages suivants :

- il faut ouvrir la ventouse en cas d'obstruction des poches d'air.
- il n'y a pas d'aspiration automatique. Dans le cas d'une rupture, les dépressions pouvant endommager la conduite, peuvent se développer.
- lors d'une vidange, une ventouse automatique aspire de l'air. Ainsi, on ne crée pas de dépressions. Souvent, dans un système avec des ventouses manuelles, on oublie d'ouvrir les ventouses, ce qui peut causer des ruptures.

9.4. CLAPETS DE RETENUE

Le clapet de retenue permet le passage de l'eau dans un sens mais l'arrête dans l'autre sens.

Il existe plusieurs modèles, mais le plus fréquemment installé est constitué d'un battant qui, en position fermée, repose sur une plaque inclinée (contre - battant). On utilise souvent un type dont la fermeture est accélérée par un ressort. Ceci permet d'éviter les chocs lors de la fermeture et, les conduites et les accessoires sont indirectement protégés, par exemple contre le coup de bélier.

Dans les projets en eau potable en milieu rural, le clapet de retenue combiné avec un compteur d'eau, trouve son utilisation aux branchements privés, qui permet donc le couplément du branchement privé au système public.

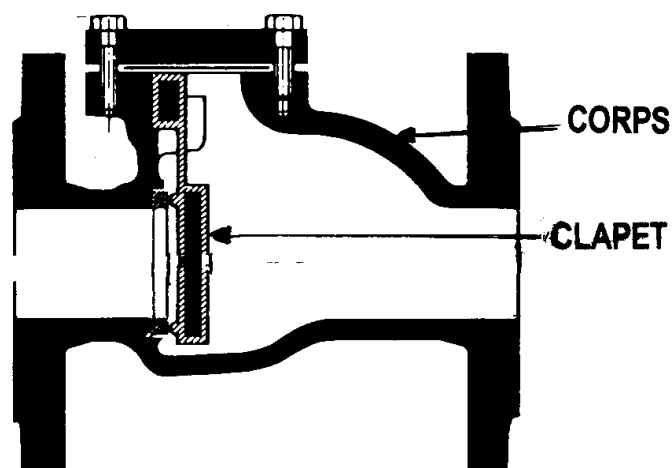


Figure 9.16

9.5. COMPTEURS D'EAU

9.5.1. FONCTION

L'utilisation des compteurs d'eau dans les projets d'eau potable en milieu rural n'est pas encore vulgarisée. Cependant, elle présente plusieurs avantages :

- la mesure des débits permet de détecter vite des problèmes dans le réseau, tel que des fuites,...
- la mesure de la consommation directe de chaque utilisateur permet d'élaborer une tarification en fonction de la consommation. Les utilisateurs sont ainsi responsabilisés et on peut prévenir du gaspillage.

L'installation des compteurs impose évidemment un suivi profond du système par les gestionnaires, sinon elle n'a pas de sens d'être.

Le choix d'utiliser des compteurs d'eau n'est donc pas purement technique mais il est également d'ordre organisationnel.

9.5.2. TYPES DE COMPTEURS

Nous traitons seulement les compteurs mécaniques, adaptés aux projets en milieu rural. Il existe aussi des compteurs électroniques qui permettent de suivre et de saisir les données sur la consommation dans l'ordinateur. Pour la plupart des projets, cette technique n'est pas encore appropriée.

Les compteurs mécaniques sont des compteurs intégrateurs, c.à.d. qu'ils déterminent continuellement le volume de l'eau qui les traverse. On ne peut donc pas lire les débits.

Ce n'est que par la différence des deux valeurs consécutives indiquées, que l'on peut connaître la consommation d'eau pendant la période écoulée entre les deux mesures.

On distingue trois types :

- les compteurs de volume;
- les compteurs de vitesse;
- les compteurs spéciaux.

9.5.2.1. les compteurs de volume

Ces compteurs disposent d'un piston rotatif qui se déplace dans le corps du compteur. Ce compteur est munie de deux ouvertures par lesquelles l'eau entre (ouverture 1) et sorte (ouverture 2).

Le corps du compteur est divisé en deux par une cloison, de sorte que l'eau suit le chemin indiqué par la flèche.

L'écoulement fait roter le piston et le calcul du nombre de tours effectués permet d'obtenir le volume qui a circulé pendant le temps d'écoulement.

Ce type de compteur a l'avantage de pouvoir fonctionner avec de petits débits.

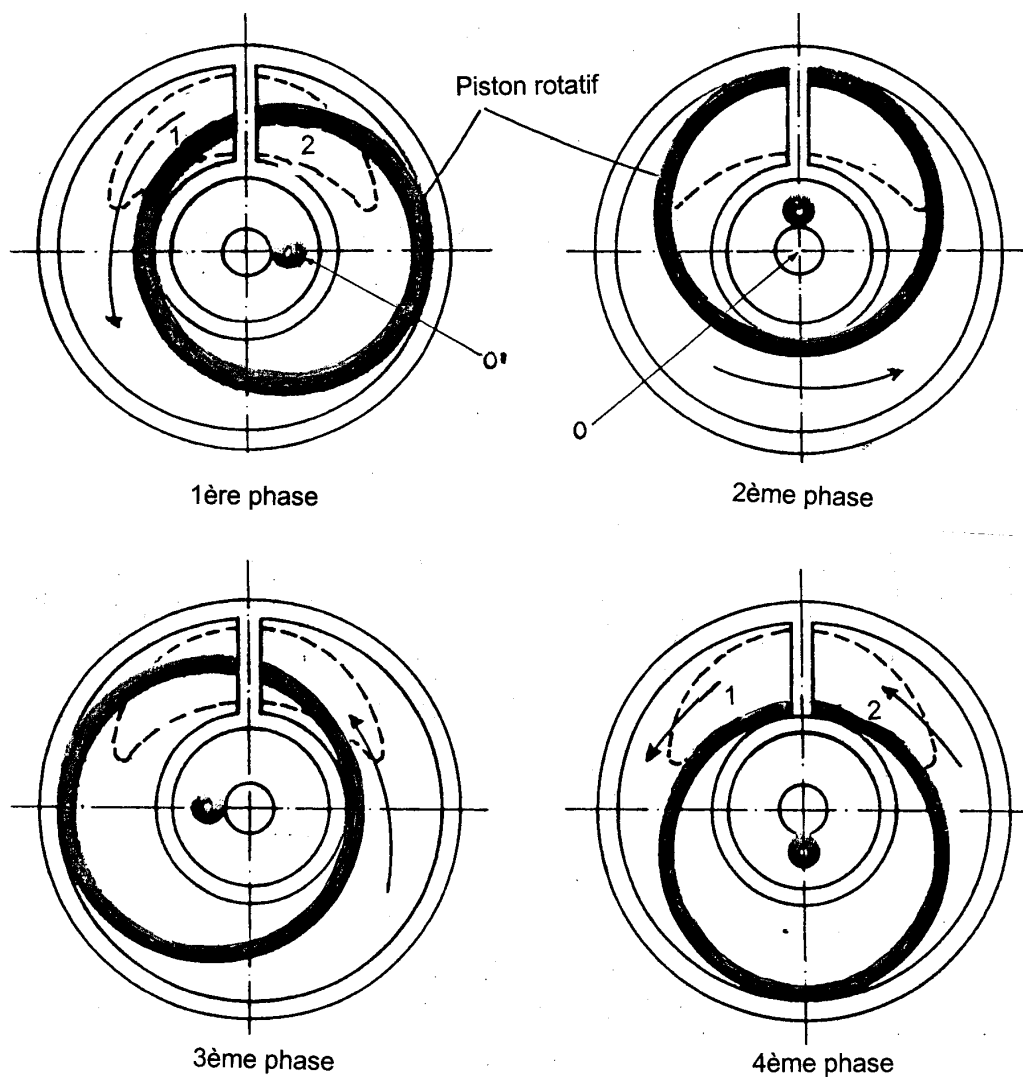


Figure 9.17

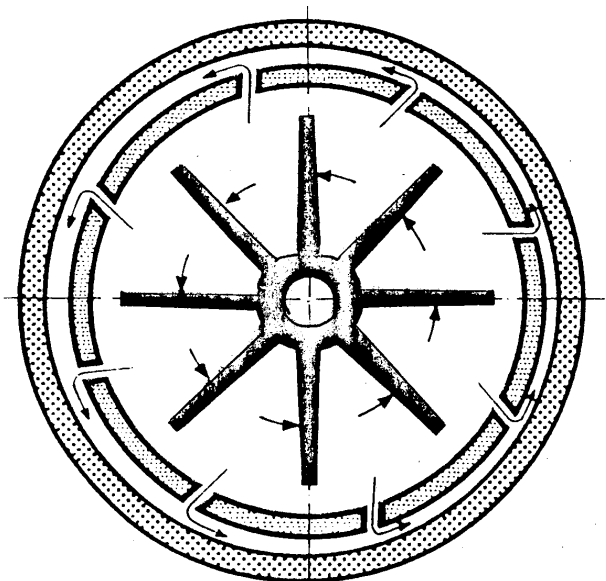
9.5.2.2. les compteurs de vitesse

Au lieu d'un piston rotatif, le compteur est muni d'une petite turbine qui tourne à l'intérieur d'un boîtier d'injection.

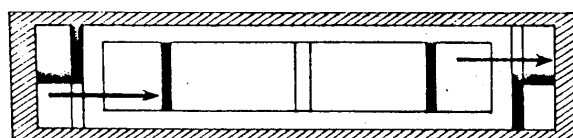
Le boîtier dispose des fentes orientées par lesquelles l'eau pénètre et fait tourner la turbine.

L'eau sort par une ouverture, également à des fentes inclinées, mais selon un autre sens pour équilibrer la turbine.

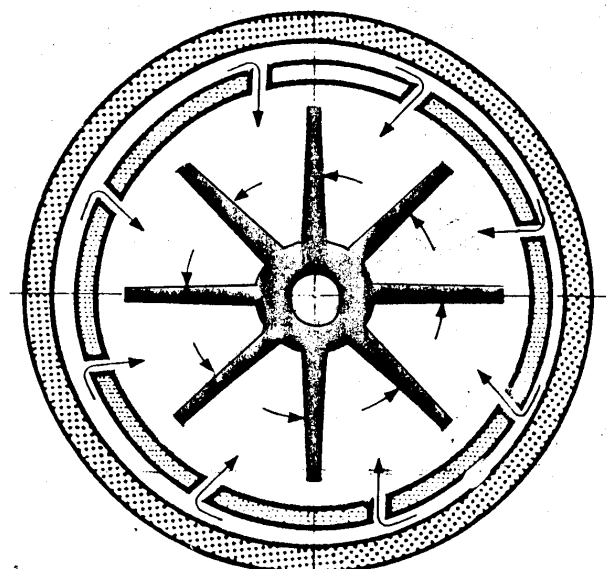
Un filtre arrête les impuretés avant d'entrer dans le boîtier.



Boîte supérieure (sortie)



Coupe



Boîte inférieure (entrée)

Figure 9.18

Le compteur type "WOLTMAN" comporte une hélice placée perpendiculairement à l'axe de l'écoulement de l'eau. L'hélice tourne plus vite suivant la vitesse de l'eau dans la canalisation. A chaque tour un compteur numérique totalisateur voit sa valeur augmentée.

Les compteurs de vitesse sont appropriés à la mesure des gros débits.

9.5.2.3. les compteurs spéciaux

Il s'agit des compteurs combinés, c.à.d. muni d'un compteur volumétrique pour la mesure des faibles débits et d'un compteur de vitesse pour les débits élevés. Une valve dirige l'eau vers l'un ou l'autre compteur selon l'importance des débits à mesurer.

9.5.3. INSTALLATION

Les compteurs de volume peuvent être posés dans toutes les positions, quelle que soit l'orientation de la conduite.

Les compteurs de vitesse à turbine doivent être posés horizontalement. Les compteurs WOLTMAN avec hélice à axe vertical doivent être posés sur des conduites horizontales, alors que ceux comportant une hélice à axe horizontal peuvent être posés selon toutes les orientations. En cas de doute, on consulte le fournisseur.

Le compteur WOLTMAN est très sensible aux remous provoqués par les coudes, les Té, les clapets ... Pour cela :

- le WOLTMAN horizontal sera posé sur une conduite avec une partie droite sur au moins 10 D à l'amont et au moins 1 D à l'aval du compteur. (D étant le diamètre de la conduite)
- pour un WOLTMAN vertical, ces distances sont de 3 D à l'amont et 1 D à l'aval.

Afin de limiter ces longueurs droites, les industriels ont mis au point des appareils dénommés "stabilisateurs d'écoulement". Ces appareils comportent des cloisons qui arrêtent le tourbillonnement de l'eau.

A la sortie de cet appareil, le flux d'eau est laminaire, parallèle à l'axe de la conduite. Ainsi, il n'est plus nécessaire de respecter la longueur de 10D à l'amont. La distance à l'aval reste invariable, car cet équipement n'a aucune influence sur le comportement du fluide à l'aval du compteur.

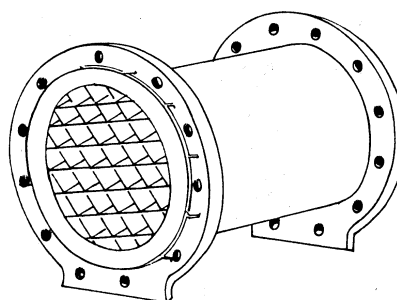


Figure 9.19

Vu que tous ces instruments sont sensibles aux impuretés dans l'eau, on met en place une manchette droite de longueur équivalente à l'ensemble du dispositif de comptage durant les opérations de rinçage et de nettoyage ou, on prévoit un "bypass" par lequel l'eau peut écouler vers la vidange.

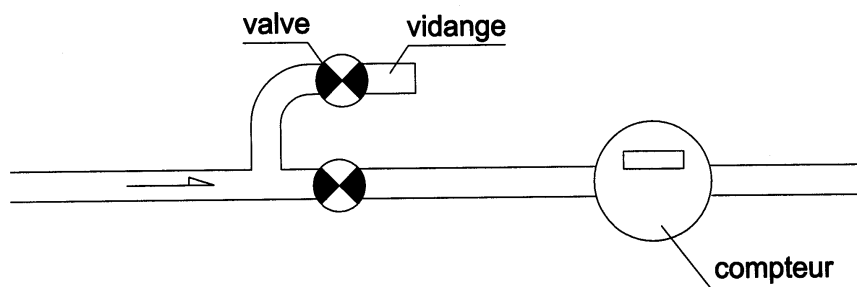


Figure 9.20

Le compteur n'est jamais installé sur des points hauts, où l'air peut fausser la mesure.

9.5.4. CLASSE DE COMPTEURS D'EAU

On distingue plusieurs classes de compteurs.
Ces classes sont définies par un nombre de débits :

a) le débit maximal Q_{\max} : c'est le débit le plus élevé avec lequel le compteur doit pouvoir fonctionner sans risque de détérioration pendant des durées limitées, en respectant les erreurs maximales tolérées et sans dépasser la valeur maximale de la perte de charge (ou perte de pression) provoquée par la présence du compteur.

b) le débit nominal Q_n : est égal à la moitié du débit maximal (Q_{\max}) exprimé en m^3/h . Il sert à désigner le compteur d'eau.

c) le débit minimal Q_{\min} : est celui à partir duquel tout compteur doit respecter les erreurs maximales tolérées. Il est fixé en fonction de Q_n , p.e. $Q_{\min} = 0,04 Q_n$

d) Q_t : l'étendue des débits d'utilisation d'un compteur d'eau est délimitée par Q_{\max} et Q_{\min} . Elle est partagée par un débit de transition Q_t en deux zones (une zone inférieure et une zone supérieure), dans lesquelles les erreurs maximales tolérées sont différentes. Dans la zone inférieure, l'erreur maximale est fixée à 5% du débit mesuré. Dans la zone supérieure, l'erreur maximale est fixée à 2% du débit mesuré.

Les compteurs sont repartis en trois classes, A, B et C.

Les caractéristiques de ces trois classes sont définies dans le tableau ci-dessous :

Classe		Q_n	
		< 15 m^3/h	> 15 m^3/h
A	Q_{\min}	0,04 Q_n	0,08 Q_n
	Q_t	0,10 Q_n	0,30 Q_n
B	Q_{\min}	0,02 Q_n	0,03 Q_n
	Q_t	0,08 Q_n	0,02 Q_n
C	Q_{\min}	0,01 Q_n	0,06 Q_n
	Q_t	0,015 Q_n	0,015 Q_n

Un compteur de classe C est plus précis qu'un compteur de classe B et un compteur de classe B est plus précis qu'un compteur de classe A. Le compteur à installer est déterminé en fonction du débit Q_n et la précision est requise. Le débit Q_n correspond avec le débit moyen de l'installation, calculé sur une longue période.

Par exemple, on veut mesurer le débit d'une borne fontaine à 4 robinets. Chaque robinet a un débit de 0,25 l/s ou 0,9 m³/h. Pour calculer Q_{max} , nous prenons une marge de 25% sur le débit maximal de ces 4 fontaines (en guise de sécurité).

$$Q_{max} = 1,25 * (4 \times 0,9) = 4,50 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_n = Q_{max} / 2 = 2,25 \text{ m}^3/\text{h}$$

prenons un compteur de classe B :

- les débits à partir de $0,02 Q_n$ ou $0,02 \times 2,25 = 0,045 \text{ m}^3/\text{h}$ sont mesurés avec une précision de 5%, les débits à partir de $0,08 Q_n = 0,18 \text{ m}^3/\text{h}$ avec une précision de 2%.
- le débit minimal est de $0,02 Q_n = 0,045 \text{ m}^3/\text{h}$. Le débit d'un seul robinet est de 0,9 m³/h.

Le compteur est donc adapté à la mesure des débits de cette fontaine avec une précision satisfaisante.

En général, dans les projets en eau potable en milieu rural on choisit des compteurs de classe B.

La perte de pression (ou perte de charge), engendrée par le compteur au débit nominal, doit toujours rester en-dessous de 2,5 m eau (ou 0,25 bar).

En général cette condition est remplie par les compteurs des fournisseurs de bonne réputation.

9.5.5. CHOIX DE COMPTEUR

Les compteurs volumétriques sont très sensibles à des hautes pressions.

Le débit nominal est limité à 100 m³/h. Il est rare qu'on rencontre un tel débit dans un projet d'eau potable en milieu rural. L'inconvénient est que ces compteurs ne doivent pas être utilisés pour des eaux chargées d'impuretés.

C'est pourquoi pour ces projets on préfère généralement les compteurs de vitesse qui acceptent facilement des eaux un peu chargées.

Pour ce qui est de la précision, on prend la classe B.

Les branchements particuliers, les bornes-fontaines et autres installations à faible débit, sont en général équipés de compteurs de diamètre nominal de 20 mm (3/4").

Pour les compteurs installés sur l'adduction et le réseau de distribution, on peut consulter ce tableau suivant :

Q_n en m ³ /h	1,5	2,5	3,5	5	10	15	20	30	50	100
Ø en mm	15	20	25	30	40	50	60	80	100	150

9.6. REDUCTEURS DE PRESSION

9.6.1. APPLICATION

Le réducteur de pression est un appareil qui limite la pression dans les conduites en aval de cet instrument. On le trouve souvent dans un système étagé, c.à.d avec plusieurs réseaux de distribution, alimenté par un réservoir commun. En employant des réducteurs de pression, on peut limiter la pression dans les quartiers bas.

De même, on les installe sur un branchement privé pour limiter la pression dans les tuyaux privés. Beaucoup de robinets pour usage domestique ne résistent pas à des hautes pressions.

On peut les utiliser aussi sur des adductions pour diminuer la charge et ainsi utiliser partout des tuyaux de même classe (on peut également construire une brise-charge).

L'utilisation d'un réducteur d'eau n'entraîne aucune perte d'eau.

Le réducteur de pression opère en principe sur la base d'un ressort à tension réglable qui forme un organe de réglage. Un clapet, destiné à fermer un orifice, est poussé vers le bas par le ressort, ouvrant ainsi l'orifice. Une vis de serrage sur le ressort règle la force sur le clapet.

Des déplacements du clapet sont équilibrés par une membrane.

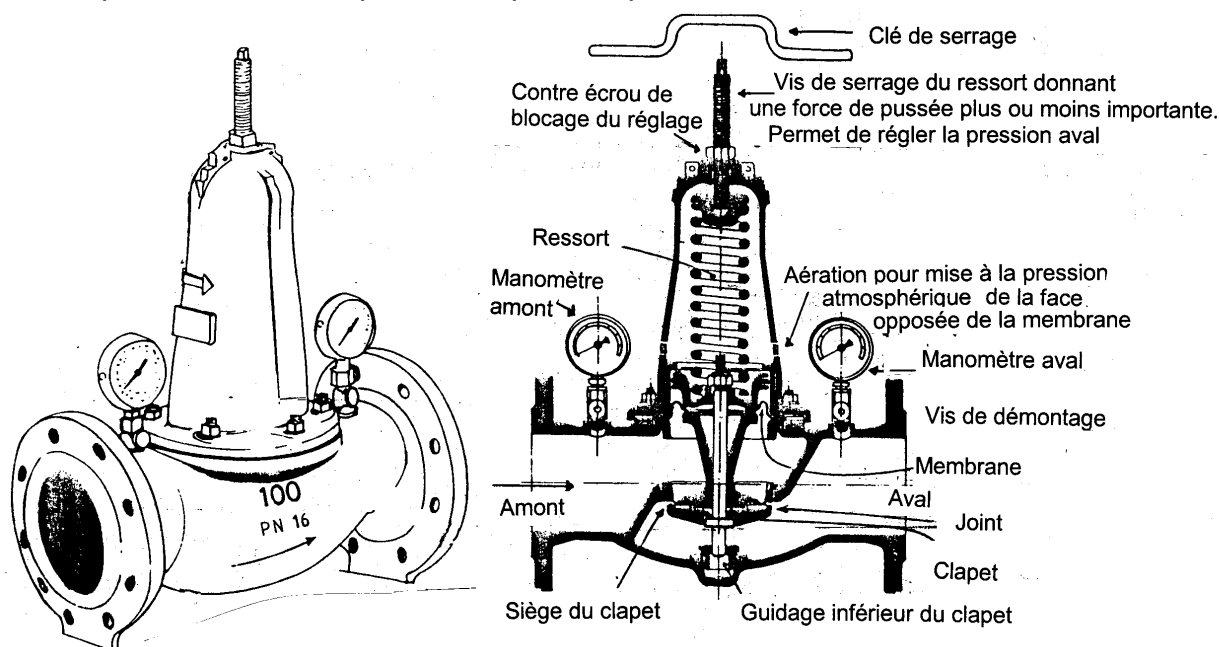


Figure 9.21

L'eau amont exerce une pression sur la face supérieure du clapet. D'autre part, quand il n'y a pas d'écoulement, cette pression est équilibrée par la pression de l'eau amont sur la membrane et la pression de l'eau aval sur la face inférieure. Dans cette situation l'orifice est fermé. Quand, en aval il y a puisage, la pression aval mais aussi la force exercée sur la face inférieure du clapet descendent.

Le clapet s'ouvre et permet un écoulement. Quand la pression aval remonte, le clapet se ferme de nouveau. La pression aval ne peut plus augmenter. Ce modèle est surtout utilisé pour des canalisations DN 40 à DN 150.

Il existe aussi un modèle où la membrane se trouve en aval du clapet (utilisé pour de petits diamètres, p.a. exemples dans des installations domestiques).

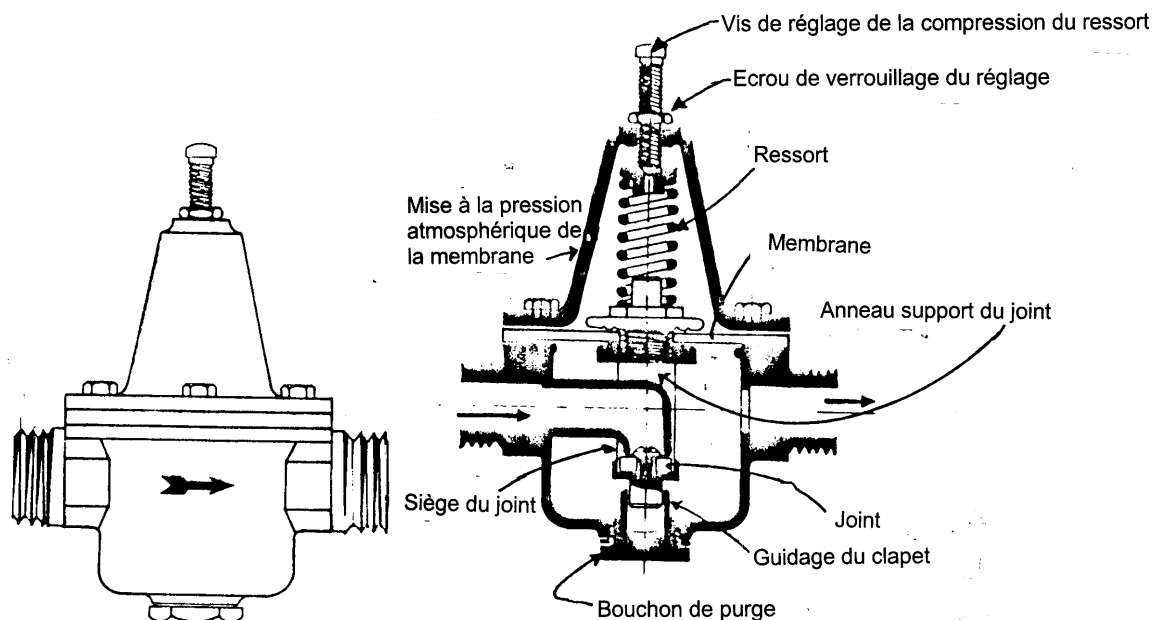


Figure 9.22

Pour ce modèle, le clapet s'ouvre si la pression amont sur le clapet et la force du ressort dépasse l'ensemble :

- de la pression aval sur le clapet.
- de la pression aval sur la membrane.

considérons :

- P_a est la pression amont
- P est la pression aval
- S la section du clapet
- s la section de la membrane
- F_r la force du ressort

Le clapet s'ouvre si :

$$P_a \cdot S + F_r > P \cdot s + P \cdot S \quad \text{ou}$$

$$P < F_r / (S+s) + P_a / (S/s + 1)$$

La valeur $F_r / (S+s)$ dépend de la construction du réducteur et pour un réducteur donné constant. La constante dépend du ressort et du réglage. Le facteur $(S/s + 1)$ est également constant et souvent égal à 20.

On peut donc écrire :

$$P < C_{te} + P_a / 20 \quad (S/s + 1) = 20$$

Exemple : pour $P_a = 10$ bar et $P = 4$ bar, $C_{te} = 3,5$. Si

La pression maximale aval dépend très peu de la pression aval :

Si $P_a = 10$ bar, $P = 3,5 + 10/20 = 4,0$ bar.

Si $P_a = 0$ bar, $P = 3,5 + 0/20 = 3,5$ bar.

Si $P_a = 16$ bar, $P = 3,5 + 16/20 = 4,3$ bar.

La variation de la pression maximale aval est donc faible.

Un réducteur de pression est désigné par :

- le diamètre nominal de l'appareil (p.e. DN 90)
- la pression nominale de l'appareil (p.e. PN 16)
- la pression maximale amont (p.e 10 bar)
- la pression maximale aval (p.e. 4 bar)
- la fourchette de débit (p.e. de 0l/s à 5 l/s)

9.6.2. INSTALLATION

Sur le réducteur, le sens d'écoulement du fluide est indiqué.

Il faut toujours respecter ce sens lors de l'installation.

Pour un bon fonctionnement, on prévoit devant et derrière l'appareil toujours un bout droit de 10 à 15 fois le diamètre.

9.7. COLLIERS DE PRISE

9.7.1. DESCRIPTION

Les colliers de prise permettent de raccorder des canalisations de faible diamètre sur des canalisations du réseau de distribution.

Il existe deux types de colliers de prise :

- les colliers de prise à vide
- les colliers de prise en charge.

Ces derniers permettent de réaliser des raccordements sans devoir vidanger la conduite. Toutes les opérations s'effectuent sous pression sans risque de fuite ou de rupture de canalisations, et sans rupture d'approvisionnement pour d'autres consommateurs.

En milieu rural, le nombre de branchements est normalement limité et la plupart des branchements peuvent être réalisés lors de la pose du système.

L'installation de nouveaux branchements sera donc rare après la réalisation du système. Vu que les colliers de prise en charge sont plus chers, on préfère des colliers de prise à vide, pour lequel on doit d'abord vidanger la conduite.

Le collier de prise à vide est constitué d'une bague avec une tubulure, munie d'un filetage femelle. La bague est fixée avec deux ou plusieurs vis de serrage.

La tubulure dispose d'une rainure dans laquelle un joint en caoutchouc.

Ce joint prend soin de l'étanchéité.

Une fois que les vis de fixation sont serrées, le collier de prise n'a plus de rôle entre le tuyau et le collier.

Dans le cas d'un tuyau en métal ou en fonte ductile, la bague a une faible largeur.

Pour des tuyaux en PVC ou en PE, la longueur est beaucoup plus importante afin de limiter les efforts sur la canalisation.

En effet les canalisations en métal sont plus résistantes.

La tubulure peut avoir une vis de verrouillage. Une fois serrée, elle bloque le tuyau vissé dans la tubulure et évite ainsi tout risque ou mouvement de fuite.

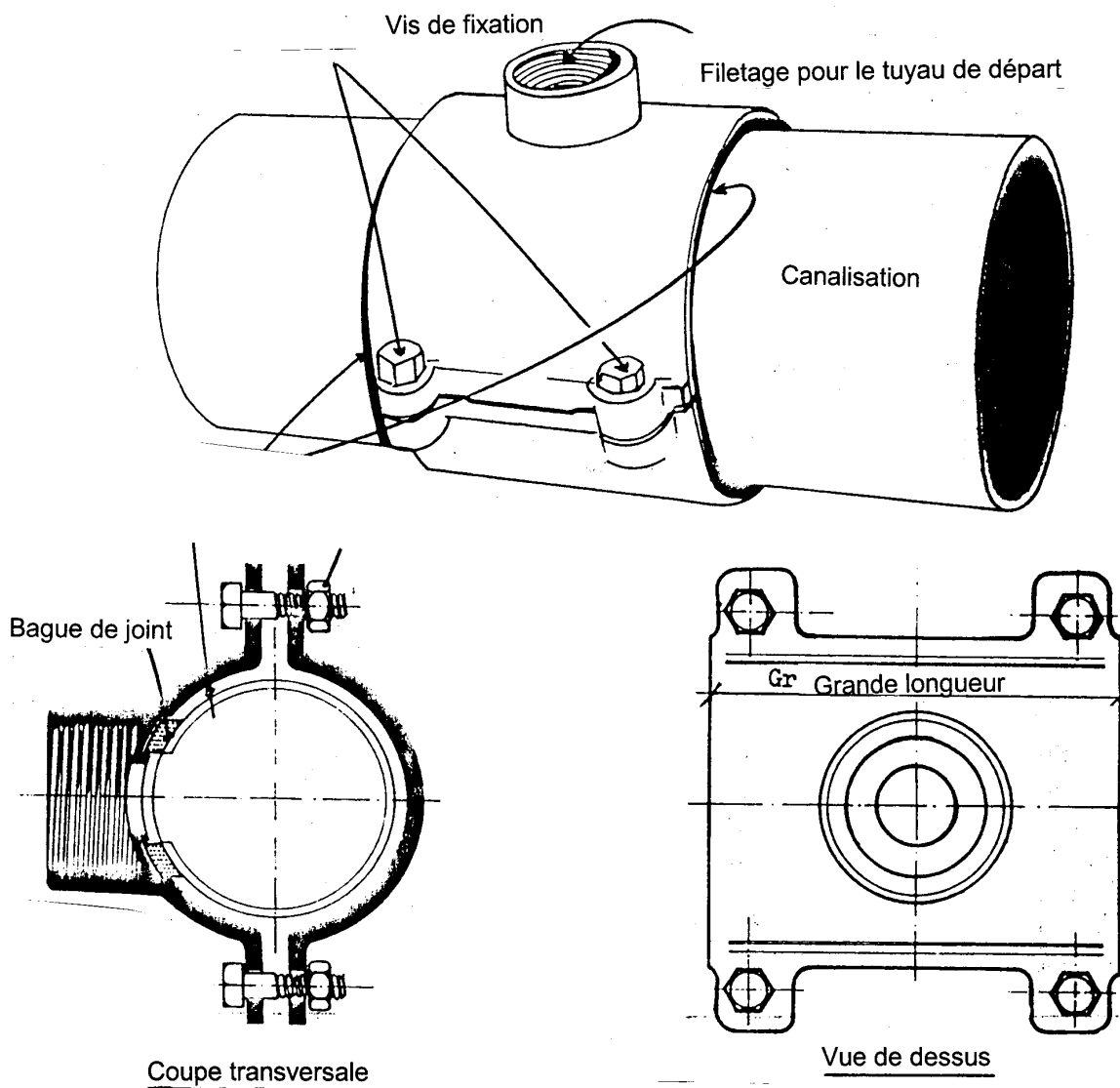


Figure 9.23

Le collier de prise et sa tubulure sont normés. Il est évident que le diamètre du collier doit correspondre avec le diamètre de la conduite pour éviter toute fuite ou tout endommagement à la conduite et au collier.

remarque : il existe aussi de colliers où la tubulure est munie d'un raccord pour des branchements en PE.

En effet, beaucoup de branchements privés sont réalisés en PE au lieu de AG.

9.7.2. INSTALLATION

Nous traitons seulement l'installation d'un collier de prise à vide.

La prise à vide sur des canalisations en PVC (ou PE) est réalisée à l'aide d'une machine à percer.

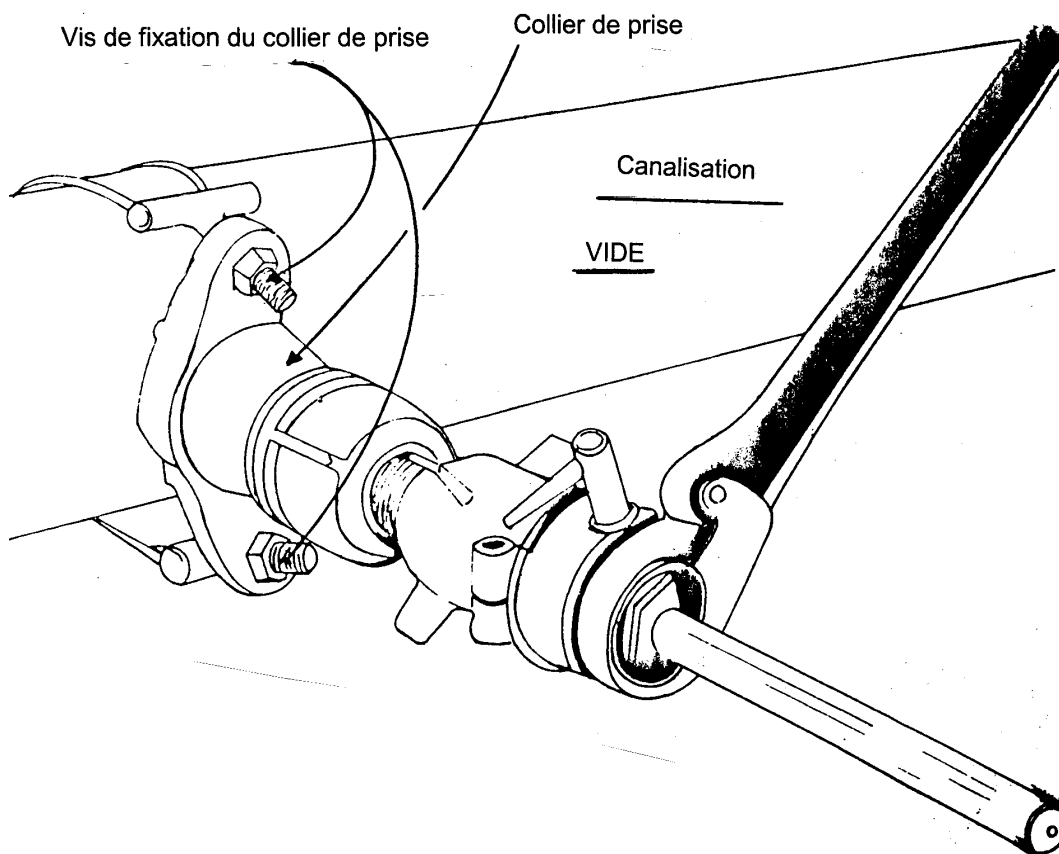


Figure 9.24

Une fois le collier de prise positionné sur la canalisation, on visse la machine sur la tubulure fileté du collier de prise. En tournant la manivelle le foret de la machine perce la canalisation. Avec précaution on démonte la machine et on nettoie le foret qui est encrassé par le PVC. On peut monter différents forets sur la machine selon le diamètre du branchement à réaliser.

Si on ne dispose pas d'une machine à percer les canalisations, on peut éventuellement utiliser une mèche à bois de diamètre approprié ou un vilebrequin. Dans ce cas, il faut veiller à ne pas endommager le filetage de la tubulure.

Pour percer des tuyaux en métal ou en fonte ductile on procède de la même manière. Il faut évidemment utiliser une machine appropriée à ce genre de conduites.

Si après le perçage, le branchement ne s'effectue pas immédiatement, il faut fermer la tubulure avec un bouchon du même diamètre que le branchement.

Le perçage se fait en général sur le côté de la canalisation et non pas sur le dessus. Ainsi on a une plus grande hauteur de remblai sur le branchement et une meilleure protection, et le risque pour que l'air, se trouvant dans la conduite, entre dans les branchements privés est réduit.

Le perçage de la conduite l'affaiblit. On doit donc limiter les effets de ces dommages locaux. A cet effet, on se gardera de placer des colliers de prises sur des canalisations en PVC d'un diamètre nominal inférieur à 63 mm (cependant, il existe des colliers de prise de ce diamètre).

Il faut alors utiliser des Té pour réaliser des branchements.

Pour des tuyaux entre 63 mm et 125 mm, le diamètre du branchement n'est pas supérieur à 32 mm. Pour des conduites supérieures à 125 mm, on se limite à des branchements de 40 mm.

conduite	$\varnothing < 63 \text{ mm}$	$63 \text{ mm} \leq \varnothing < 125 \text{ mm}$	$125 \text{ mm} \leq \varnothing$
branchement	avec T	$\varnothing \leq 32 \text{ mm}$	$\varnothing \leq 40 \text{ mm}$

CHAPITRE 10 OUVRAGES D'ART

Dans ce chapitre :

Une description de la conception et construction des ouvrages les plus fréquents dans les projets d'approvisionnement en eau potable :

- le captage
- le bassin de sédimentation
- le puits de regard
- la ventouse
- la vidange
- la vanne d'isolement
- la brise charge
- la chambre de répartition
- le réservoir
- la borne fontaine

10.1. EQUIPEMENT COMMUN

En plus des accessoires hydrauliques qui doivent être d'une bonne qualité, nous trouvons aussi dans tous les ouvrages, des équipements communs tels que les couvercles, les traversées de parois, la ventilation, le drainage...

Quelques consignes sont à respecter.

10.1.1. COUVERCLES

Les couvercles : Les couvercles en métal sont utilisés lors des constructions situées en dehors des routes circulables. Ils consistent en un cadre (80 cm x 80 cm) en cornière Té de 40 mm soudé. Une croix interne est également soudée suivant les diagonales et on fixe une flèche d'environ 5 mm au sommet de cette croix afin d'incurver la structure du couvercle vers le haut, ceci facilitera l'écoulement des eaux de pluie.

La tôle de fermeture est soudée sur cette structure, les cordons de soudure se situent sur la face interne du couvercle. Le couvercle est fermé soit avec un cadenas, soit avec un boulon dont l'écrou est soudé sur le couvercle.

Au Rwanda, les Compagnons Fontainiers Rwandais fabriquent des boulons à une tête triangulaire pour lesquels ils fabriquent aussi une clé adaptée. Ce système peut être ouvert uniquement avec cette clé et présente une meilleure protection contre des endommagements que la fermeture par cadenas. L'ensemble est protégé contre la corrosion avec trois couches de peinture antirouille.

Pour des situations où un contact entre le couvercle et l'eau est possible, la peinture ne doit pas être toxique.

Des peintures à base de plomb sont dans ce cas interdites.

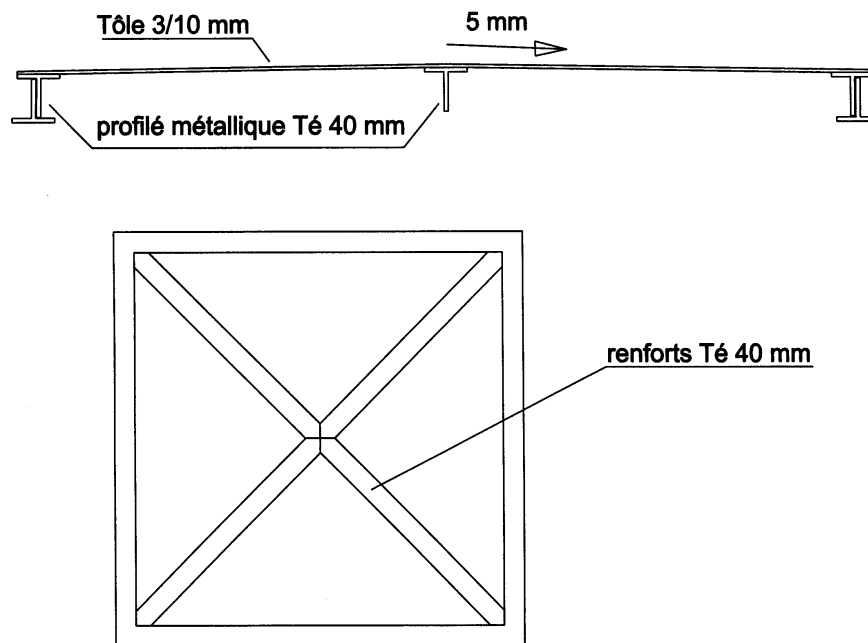


Figure 10.1

Quand les constructions se trouvent sous chaussée, on emploie des couvercles en béton ou en fonte. Les couvercles en fonte sont souvent importés et constituent donc une solution onéreuse. Les couvercles en béton peuvent être fabriqués sur place, mais sont très lourds et difficile à manipuler. Raison pour laquelle on préfère construire les puits de regard qui ne sont pas sous chaussée.

Les couvercles en béton consistent en un cadre (80 cm x 80 cm) en profilés L de 70 mm soudé.

Le cadre est rempli d'un béton de qualité, armé dans les deux directions (Ø8 chaque 10 cm, à 3 cm de la face inférieure). Le couvercle est placé dans un cadre en cornières, ancré dans le béton de la dalle de couverture.

Le poids de ce couvercle est de 100 kg. Le risque que le couvercle soit ouvert par un tiers sans autorisation, est donc petit. En général on ne prévoit pas de cadenas ou d'autre systèmes de serrure.

Le couvercle est muni de 4 manivelles, qui disparaissent dans le couvercle (pour ne pas gêner la circulation), et qui peuvent être soulevées lors de l'ouverture.

Avant de couler le béton, l'ensemble des profilés est protégé contre la corrosion avec trois couches de peinture antirouille. Pour des situations où un contact entre le couvercle et l'eau est possible, la peinture ne doit pas être toxique.

Des peintures à base de plomb sont dans ce cas interdites.

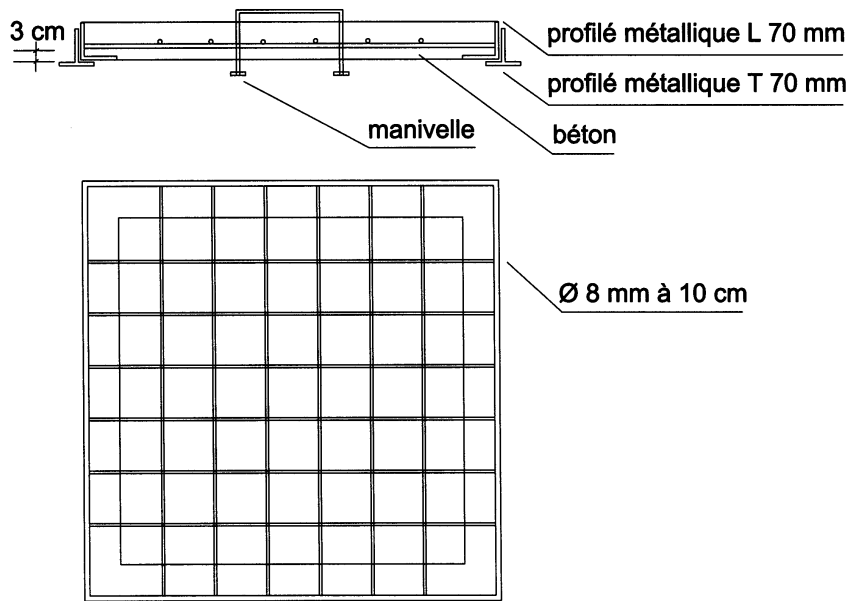


Figure 10.2

Si on n'applique pas ces cadres en métal, le couvercle est coulé sur place dans l'ouverture. Ainsi on peut obtenir une obturation suffisante.

Pour éviter que le couvercle serre trop dans l'ouverture, on revêt le bord de l'ouverture avec une pièce de hardboard lors du bétonnage.

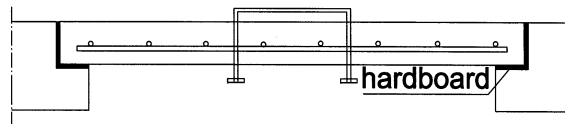


Figure 10.3

Il est évident que ce genre de couvercle n'est pas étanche et ne peut pas être utilisé dans des conditions où l'eau potable pourrait être en contact avec l'environnement (réservoirs, brises charges, ...).

10.1.2. REGARDS D'ACCES

En général, il faut éviter de disposer un couvercle d'accès au-dessus d'une surface d'eau. Le risque qu'un objet tombe dans l'eau et la pollue est trop élevé. On prévoit donc un compartiment de vannes au-dessus duquel on installe un regard. Pour de petits ouvrages ceci n'est pas toujours possible. Dans ce cas, on porte une attention particulière à la propreté lors de l'ouverture du couvercle.

Dans la mesure du possible la dalle de couverture doit dépasser toujours le niveau du terrain naturel jusqu' au moins 15 cm, et le regard d'accès se trouve au moins à 10 cm au dessus de la dalle de couverture.

Ainsi, les eaux superficielles ne peuvent pas pénétrer dans la construction.

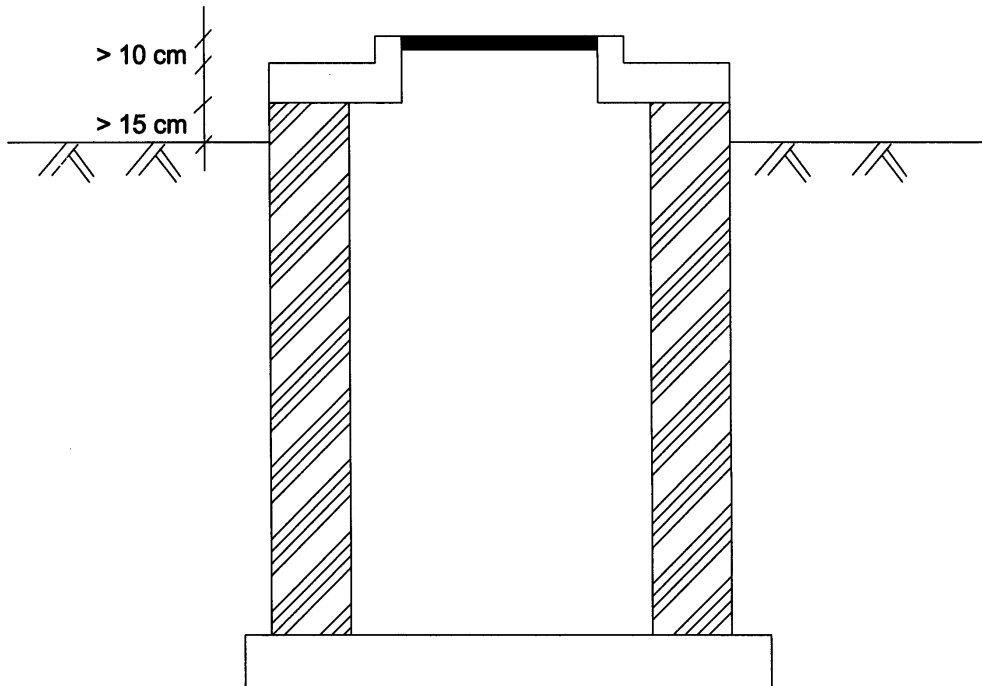


Figure 10.4

10.1.3. TRAVERSEES DES PAROIS

Les traversées de parois constituent un détail d'exécution souvent négligé, mais néanmoins de grande importance.

Lors d'une mauvaise exécution, deux problèmes peuvent se poser :

- manque d'étanchéité
- rupture de la canalisation à l'extrémité de la traversée des parois à cause de tassement.

Souvent les tuyaux sont simplement encastrés dans les constructions. Ceci n'est pas une solution adéquate à ce problème. Pour résoudre ce problème d'étanchéité :

- on peut utiliser des bouts de canalisations munis d'une ou de plusieurs brides murales
- un tuyau plastique peut être fixé dans le béton, après l'avoir sablé et collé du sable sur le bout qui entre dans le béton.

De toute façon, les traversées des canalisations croisant le radier d'un bassin ne peuvent jamais être acceptées.

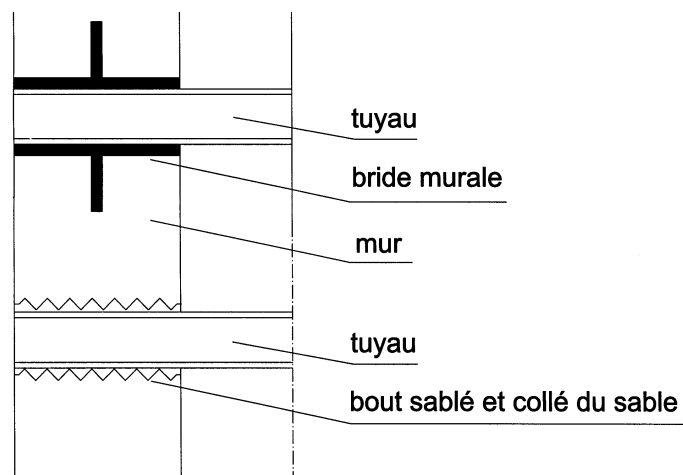


Figure 10.5

Pour pallier le problème de rupture, on peut utiliser des joints permettant la contraction et l'extension. On peut également employer des bouts de 1 m, sur les premiers 3 mètres à partir de la construction.

Certainement dans le cas de tuyaux plastiques, chaque joint permet un certain jeu. En ayant plusieurs joints sur une courte distance, la conduite peut résister à un tassement de la construction.

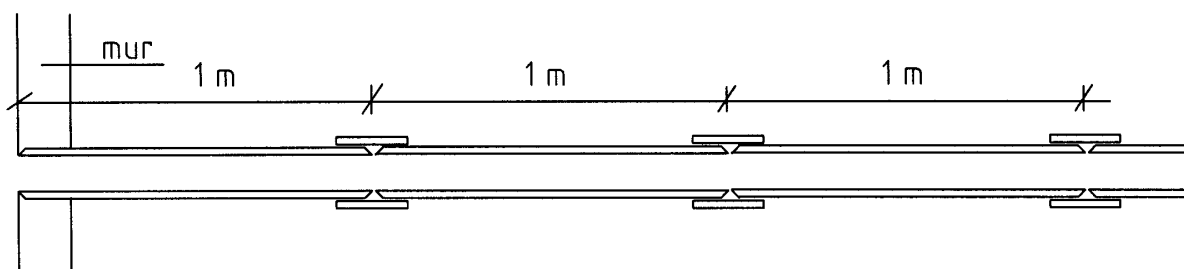


Figure 10.6

10.1.4. VENTILATION

La plupart des constructions sont ventilées. La section de l'ouverture des ventilations ne peut pas être inférieure à 100 cm^2 . Les ouvertures seront protégées par des grillages anti-insectes en matière inoxydable.

Les ventilations seront placées soit sous le niveau de la dalle de couverture, soit dans la dalle de couverture.

L'ouverture de la ventilation est placée de façon que les eaux de pluies ne puissent pas pénétrer dans la construction. Si la ventilation est en plastique, elle sera enveloppée par une protection en béton ou maçonnerie.

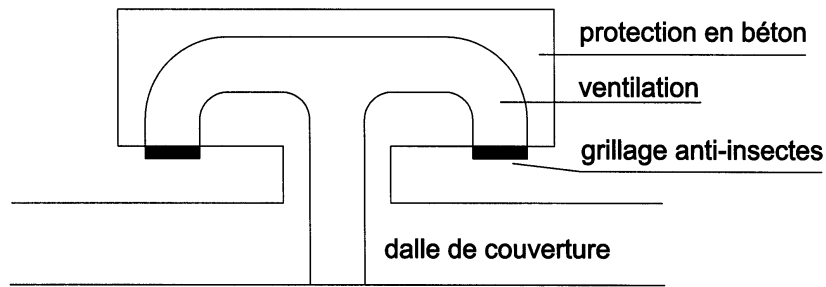


Figure 10.7

10.1.5. DRAINAGE

A l'intérieur des chambres de vannes, il faut prévoir un drainage de l'eau en provenance de la conduite en cas de panne ou de réparation.

Si le niveau de l'aquifère est inférieur à celui du radier, on prévoit une réserve de $0,2 \times 0,2 \text{ m}^2$, rempli de gros graviers et exerçant la fonction de puisard.

Si l'infiltration sous-radier peut provoquer des réductions de la portée du terrain naturel, une telle solution n'est pas acceptable et la chambre est munie d'un tuyau de vidange d'infiltration. Si le niveau de la nappe est supérieur à celui du radier, il sera prévu un tuyau de vidange, qui donne sur un exutoire plus bas. Le radier a une pente orientée vers ce puisard ou vers ce tuyau.

Généralement, la solution avec le tuyau est préférable à un puisard d'infiltration, pour ne pas menacer la stabilité de la construction.

10.1.6. BETON DE PROPETE

Toutes les constructions reposent sur une couche de béton de propreté de 5 cm d'épaisseur. Cette couche a une double fonction :

- elle permet de travailler dans de conditions propres, forme un plan de travail horizontal et peut servir à indiquer si le béton du radier est ou serait sali par des impuretés.
- lors du terrassement on creuse plus ou moins régulièrement, mais parfois, on creuse trop profondément par rapport au niveau théorique, même si on a essayé de terrasser le plus horizontalement possible. Ces trous doivent être comblés avec un matériau stable et compacté (du sable et du gravier), sinon on risque des tassements différentiels locaux du système. Si ces trous sont trop profonds, il est parfois très difficile de compacter ces matériaux et on utilise un béton de propreté pour boucher ces trous.

10.1.7. VIDANGES / TROP-PLEINS

Les tuyaux servant de vidange ou de trop-plein doivent être orientés vers un point de rejet aménagé.

Ce point doit être protégé contre les effets d'érosion et, éventuellement s'il se trouve à la proximité d'une rivière contre le retour d'eau brute en provenance de la rivière (clapet de non-retour). De toute façon, l'accès aux animaux et insectes doit être empêché par une grille suffisamment fine en matériau non-corrosif.

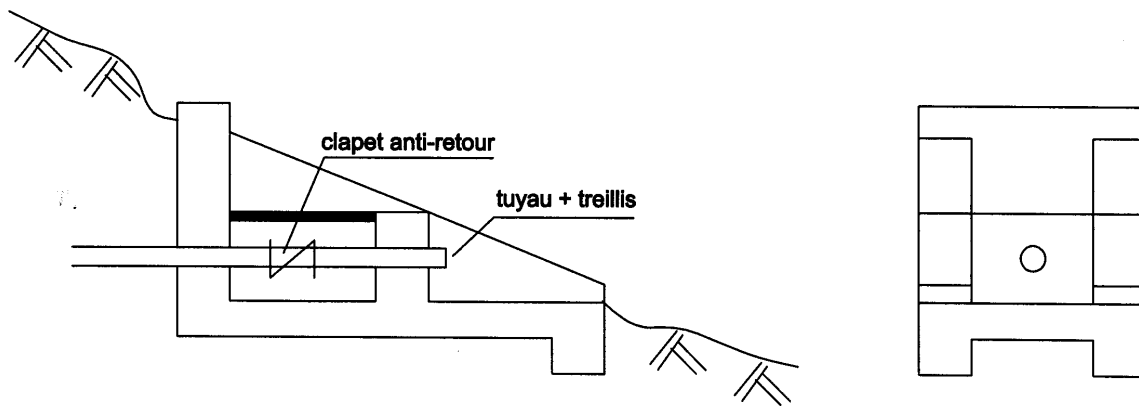


Figure 10.8

10.1.8. DISPOSITIFS D'ÉTANCHEITE

Dans différents ouvrages d'un réseau d'approvisionnement en eau, l'étanchéité de l'ouvrage joue un rôle vital dans sa longévité et dans la performance du réseau.

Il est évident que les réservoirs qui coulent perdent une grande partie de leur capacité; le même pour les brises-charge, les chambres de départ, les bassins de sédimentation et autres constructions où l'eau passe à la pression atmosphérique. Ce n'est pas uniquement la perte de l'eau qui est néfaste, mais peut-être encore plus les risques d'érosion autour de la construction concernée (qui peut engendrer des pertes de résistance de la terre de fondation et alors causer des ruptures des murs, fondations ou radiers).

Mais le phénomène qui est le plus à craindre est certainement la corrosion des fers de l'armature du béton armé, ce qui provoque à son tour un gonflement du fer, une pression sur le béton et en fin de compte des fissures, fractures ou de fuites qui deviennent de plus en plus importantes jusqu'à la perte complète de la fonctionnalité de l'ouvrage.

Si la pression de l'eau n'est pas trop grande, un béton d'une bonne composition et bien exécuté est déjà imperméable.

Le béton (et le mortier) est composé d'agréments inertes (sable et gravier) qui sont collés ensemble par une colle du ciment mouillé. Là où il y a des vides entre les agrégats, l'eau peut combler ces vides. L'ensemble de ces petits vides, peut former des petits canaux par où l'eau coule à une très faible vitesse. Il sera alors important de minimaliser le plus possible ces vides autour des agrégats (bonne granulométrie, bon gâchage, bonne vibration lors de mise en place du béton...).

Le mortier (et également le béton) peut durcir en contact avec l'eau. Dans cette phase de durcissement (qui prend environ 28 jours) pour un ciment ordinaire, mais où la plus grande partie de la réaction est déjà achevée après 7 à 10 jours), le ciment absorbe l'eau de son environnement et l'utilise pour sa réaction chimique qui est la base du durcissement.

Si pendant cette phase, le mortier (et le béton) ne trouvent pas une atmosphère saturée d'humidité, le mortier se rétrécit un petit peu. Au contraire, si la réaction chimique se passe dans une atmosphère saturée, le mortier gonfle un petit peu.

Pour éviter les fuites il est alors important de limiter le plus possible les rétrécissements du mortier.

La vitesse de l'eau dans les petites fuites du béton ou du mortier dépend :

- du volume des petites vides entre les agrégats (voir ci-dessous)
- de la pression de l'eau, donc de l'hauteur de la colonne d'eau derrière le mur (un réservoir de 4 m d'hauteur coulera plus facilement qu'un réservoir de 2 mètres)
- de la distance que l'eau doit parcourir pour trouver 'la liberté' : donc de l'épaisseur du mur, (ou de la longueur de la ligne de reprise si le béton n'est pas coulé d'un seul coup).

Quelques précautions doivent alors être prises pour garantir une bonne étanchéité à ces ouvrages.

10.1.8.1. mesures de conception

- 1) Puisque le rétrécissement du béton est le plus prononcé dans les extrémités, on essaiera le plus possible d'éviter des angles dans les murs. Les points faibles d'un réservoir sont les coins (dans le cas d'un réservoir rectangulaire) et le joint entre les murs et le radier. On peut diminuer le nombre de points faibles en choisissant pour un réservoir de forme circulaire.
- 2) Si on ne peut pas éviter de angles dans la construction, le coin sera coulé d'un seul coup. De préférence, l'épaisseur des murs en vue de prolonger le chemin à parcourir par l'eau au niveau de ce point faible.

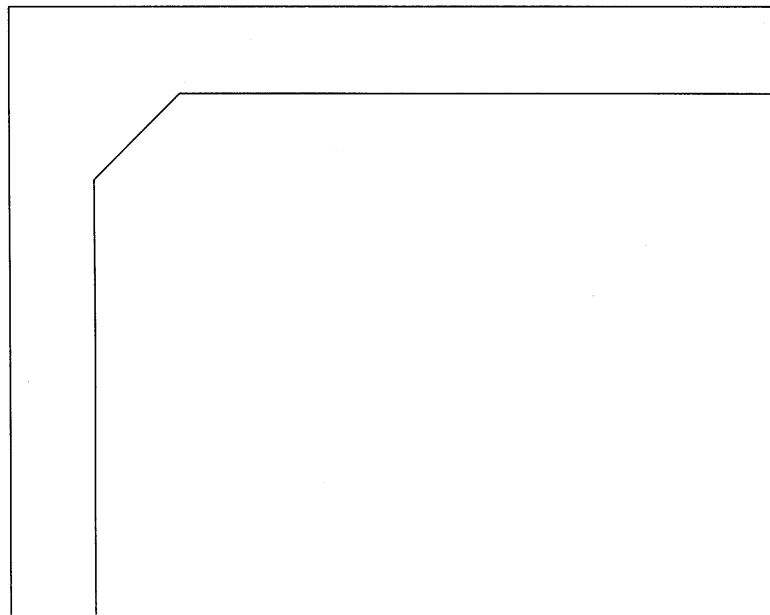


Figure 10.9

- 3) Puisque la vitesse de l'eau dans les fuites est en rapport avec la hauteur de la colonne d'eau, on évitera de construire des réservoirs d'une grande hauteur; pour un volume de stockage en dessous de 300 m³, on ne dépassera pas 2,5 m de hauteur. Les réservoirs de quartier ont plutôt une hauteur de 2 m (en dessous de 1,50 m de hauteur, le coût de construction devient trop important en rapport à la capacité de stockage utile).

- 4) Les bétons reçoivent encore un enduit d'une épaisseur de 10 à 20 mm et dosé à environ 1 :1, c'est à dire contenant autant de ciment que de sable. L'enduisage dans les angles est toujours un travail délicat. Dans la mesure du possible, il faut le supprimer et le remplacer, sitôt le dégrossissage des murs terminé, par un arrondi exécuté de bas en haut à la bouteille.
- 5) L'enduit doit être posé d'une façon continue, pour éviter des fissures au niveau de la ligne de reprise.
- 6) Les lignes de reprise du béton sont les points les plus faibles dans une construction. La réaction chimique du béton déjà coulé est plus avancée que la réaction du nouveau béton et il y a beaucoup de petites vides entre les deux couches. Pour éviter que l'eau puisse traverser ces vides, on dimensionnera les lignes de reprise de façon à ce que cette ligne soit le plus longue possible. Voir les dessins à la page suivante pour l'exemple d'un mur en béton qui prend sur un radier déjà coulé.

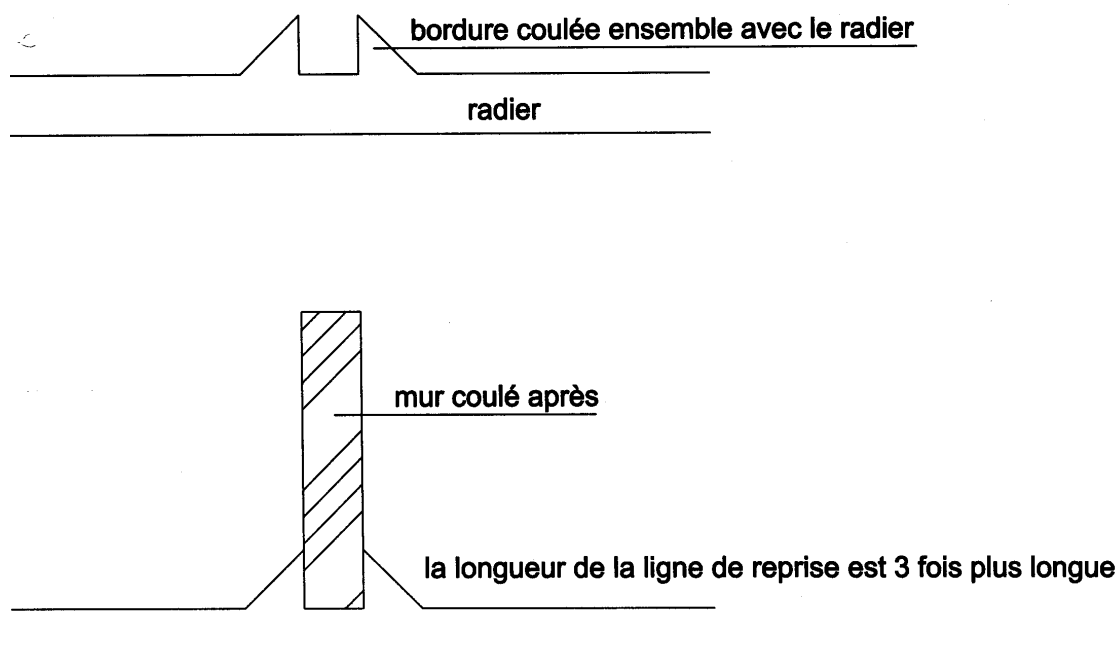


Figure 10.10

10.1.8.2. mesures d'exécution

- 1) On réserve une attention spéciale à la granulométrie d'un mortier et d'un béton qui doivent être étanches.
Les vides entre les agrégats ont deux causes :
 - manque d'agrégats de petites dimensions qui peuvent combler ces vides
 - un gâchage incomplet.

Pour éviter la première cause, on n'utilisera pas de gravier qui est trop gros et on augmentera plutôt la quantité de sable au détriment de la quantité de gravier. Puisque les agrégats seront alors plus petits, on davantage d'agrégats dans un mètre cube de béton et la superficie qui est à mouiller avec la colle de ciment est devenue plus importante. Il en ressort que la quantité de ciment doit également être augmentée.

- 2) Une autre cause est donc un gâchage incomplet. C'est le gâchage qui doit permettre :
 - au ciment de se bien mélanger avec l'eau pour faire 'la colle'
 - aux agrégats inertes de se tasser dans une configuration idéale (en occupant le moins d'espace possible)
 - à la 'colle' de mouiller la surface complète de chaque grain des agrégats.
- 3) La mise en place du béton est également important si on veut éviter les vides: plasticité optimale du mortier ou du béton, vibration du béton dans le coffrage etc.
- 4) Pour des cas spécifiques, on peut ajouter des adjuvants au mortier ou au béton, délayés dans l'eau de gâchage.
- 5) On a vu que le béton qui durcit à l'air sèche rétrécit beaucoup plus vite que le béton qui durcit dans un atmosphère humide. Même plus, un béton qui durcit dans un atmosphère saturé d'eau pourra gonfler un peu au lieu de rétrécir. La réaction chimique du ciment dépend donc en grande partie de l'humidité de l'atmosphère.

Atmosphère sec: durcissement rapide mais avec une résistance finale plus faible, rétrécissement.

Atmosphère humide: durcissement moins rapide avec une résistance finale plus faible, rétrécissement.

Durcissement sous l'eau: durcissement très lent, résistance finale est bonne, gonflement.

Pour éviter des vides dans un béton ou dans le mortier, il faut donc garantir un atmosphère humide pendant la phase de réaction chimique: pas de soleil directe sur le béton pendant la mise en oeuvre et pendant la période de prise (premières 10 heures), mouiller le béton toute de suite après la période de prise et si possible, mettre le béton sous eau dès que le durcissement est bien commencé (après 24 heures).

10.2. LE CAPTAGE

10.2.1. L'AIR DU CAPTAGE

L'aire du captage comprend toute la surface qui est située en amont et qui s'écoule dans le captage. Cette région devra être protégée sur une surface déterminée par l'épaisseur de la couche recouvrant la source.

Plus la source sera profonde, plus petite sera la zone protégée, et vice versa. Cette zone protégée couvrira un rayon d'au moins 100 m à partir du captage.

Dans cette zone, on interdira les pâturages, les cultures, les piscicultures, les dépôts de déchets ainsi que les habitations. Les cours d'eau divers, situés dans cette zone seront canalisés et drainés hors de la zone.

Pour un contrôle facile de la zone protégée, on plantera de l'herbe sur l'aire de captage et l'entretenir régulièrement.

Sur le reste de la partie protégée, on plantera des arbres tels que cyprès et pins. Les eucalyptus sont à éviter car ils absorbent l'eau en grandes quantités.

10.2.2. GENERALITES

Un captage de source doit être construit de manière simple et pratique.

La construction dépendra de la situation topographique, de la structure du sol et du genre de source en présence.

Il ne faut jamais essayer de modifier le cours et le débit naturel d'une source; une obstruction quelconque peut avoir des conséquences graves; l'eau se crée un autre passage et la source peut tarir.

Tout au long de la construction du captage, il faut que la source puisse s'écouler librement.

Le captage doit être construit de façon à ce que l'eau soit protégée contre des pollutions dues à l'accident, à la négligence ou à la malveillance.

On distingue trois parties principales dans un captage de source :

- le captage même
- la conduite alimentant la chambre de captage
- la chambre de captage ou de contrôle qui comprend un bassin d'entrée (éventuellement avec un bassin de sédimentation) et une chambre de vannes (chambre de commande). La chambre de captage permet de vérifier en tout temps la qualité et le débit de l'eau.

10.2.3. CAPTAGE PAR DRAINAGE

10.2.3.1. introduction

Le type de source le plus fréquent est la source à gravité qui jaillit d'un sol latéritique, sableux ou argilo-sableux. Le sol est saturé d'eau.

Les captages sont toujours faits par drainage des différentes veines d'eau.

La règle fondamentale pour l'exécution d'un captage de source est d'empêcher toute possibilité de pollution de l'eau à capter. Ainsi les travaux de terrassement sont exécutés de façon à ce que les remblais n'aient pas une perméabilité accrue par rapport au terrain naturel. La zone de captage doit être protégée contre tout accès des humains et des animaux.

La profondeur du captage dépend essentiellement des conditions hydrogéologiques. Pour des raisons d'hygiène, le recouvrement de la couche imperméable portant la nappe devra être au minimum de 3 m.

Du point de vue "construction", il faut veiller à une exécution soignée des terrassements. En effet, si par exemple la couche imperméable était endommagée lors de déblayages, le flux de l'eau de la source pourrait être dévié par une telle fuite et le débit de captage serait sensiblement réduit.

Par ailleurs, la capacité du captage (tuyau de crépine, tuyaux de départ et trop-plein) doit être suffisante pour drainer le débit maximal de la source.

Dans le cas contraire, il peut se produire un effet de rétention et ainsi une déviation latérale de la source.

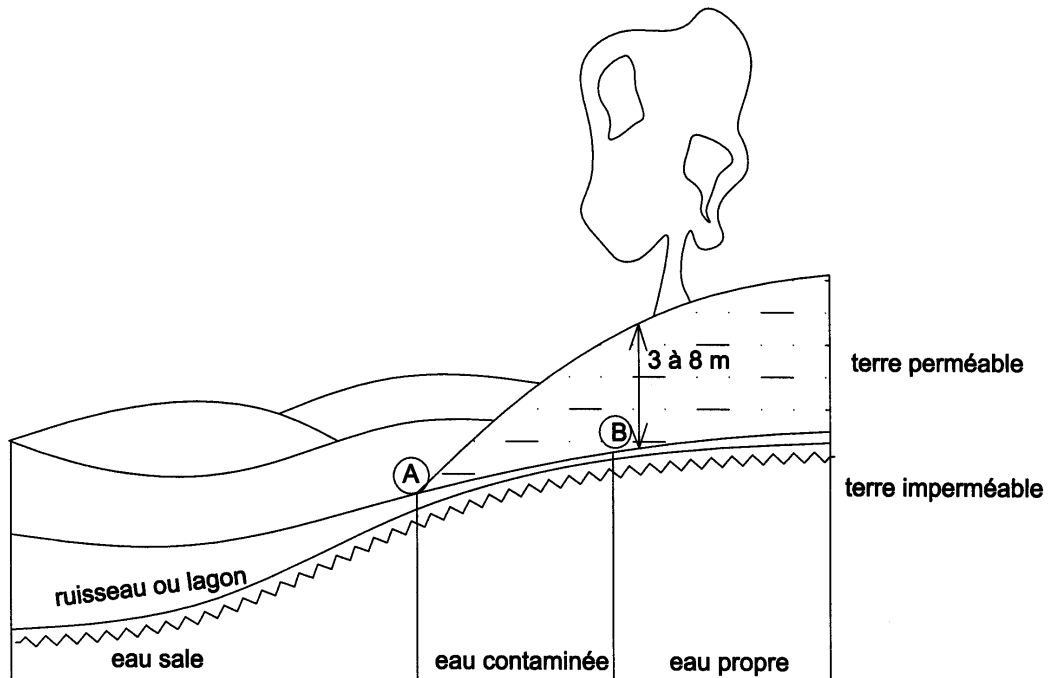


Figure 10.11

Même si la source jaillit au niveau du point A, nous essayons de capter la source au niveau du point B. L'eau en cet endroit se trouve à une profondeur minimale de 3 m et elle est donc assez bien protégée contre toute contamination

bactériologique. Si au contraire, il n'y a pas assez de terre au-dessus la veine d'eau, l'eau d'infiltration, qui peut être porteur de germes pathogènes, n'a pas le temps d'être purifiée. On maintient alors le sol au-dessus des veines de la source intact et à l'abri de toute érosion.

Là où la pente est trop faible pour sur-creuser les veines de la source jusqu'à une profondeur de 3 m on sera obligé de protéger les veines en amont sur une plus grande distance. Comme règle pratique, on admet qu'une percolation horizontale sur une distance de 5 m a le même effet infiltrant sur l'eau qu'une percolation verticale sur 1 mètre. Le terrain au-dessus des veines sera clôturé et la partie basse des veines sera protégée contre l'infiltration par une feuille en plastique vial et une couche d'argile. De cette manière, l'eau du ruissellement qui arrive à s'infiltrer dans les veines de la source aura parcouru une distance suffisamment longue pour être assez propre.

10.2.3.2. préparations

- D'abord les alentours de la source seront nettoyés et la veine sera découverte de sorte que l'on puisse déterminer la localisation et le débit exacte de la source.
- En partant de l'endroit où la source a été localisée (point A), on creuse une tranchée d'une largeur minimale d'un mètre. Pour éviter les affaissements du sol, pouvant être extrêmement dangereux pour les ouvriers en cas de grande profondeur, on creuse les parois en talus de 3 : 2

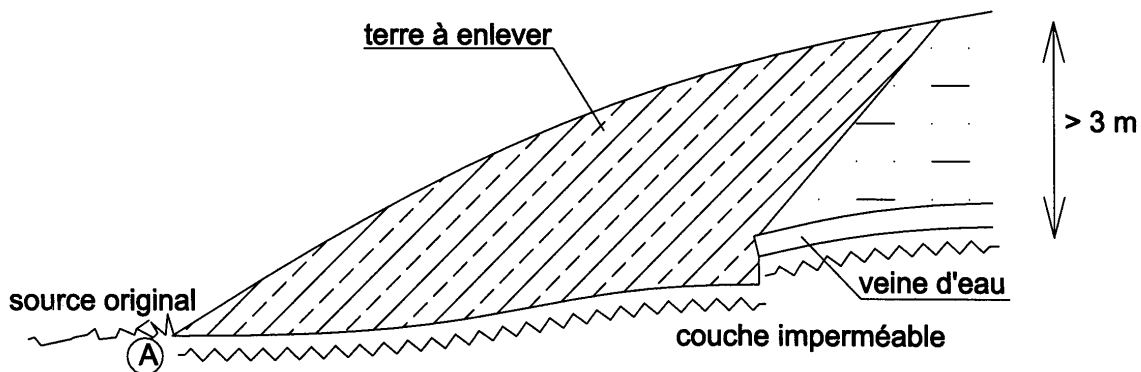


Figure 10.12

- On creuse jusqu'à une profondeur minimale de 3 m. La profondeur moyenne de la tranchée est alors d'environ 2 mètres.
- En tenant compte de la pente et de la profondeur moyenne, un mètre linéaire de drain nécessite alors :
 - 4 m³ de terrain à nettoyer
 - 5 m³ de terre à enlever
- En creusant la source, une attention particulière sera portée à la couche imperméable qui se trouve en dessous de la veine pour ne pas la percer.
- Quand on constate que la quantité d'eau de la tranchée diminue pendant le creusement, ceci est une indication que l'eau de la source se répand sur l'un ou sur les deux côtés de la tranchée. Il faut alors continuer le creusement en partant en "V" ou en "T" dans les deux directions pour capter toute l'eau.

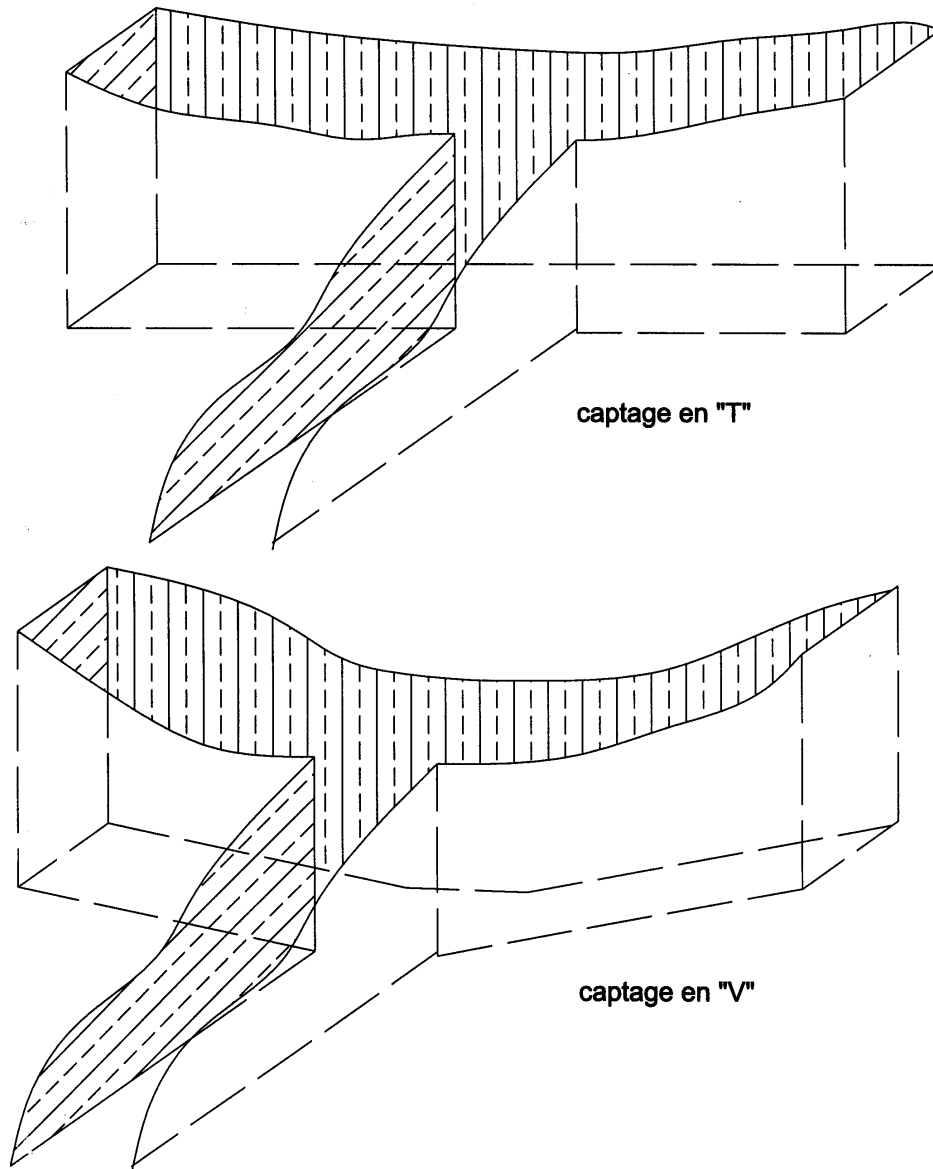


Figure 10.13

10.2.3.3. pose de la conduite

La conduite de départ est posée de sorte que l'eau puisse être évacuée et que pendant l'exécution des travaux l'on n'ait pas de surcharge en eau.

La conduite doit être assez grande et posée en pente pour que toute l'eau de la source puisse être évacuée. On prend un tuyau en PVC de DN 63 ou de DN 90 si le débit est important.

Le tuyau est soutenu par un barrage B (en béton ou en argile si elle est assez pure).

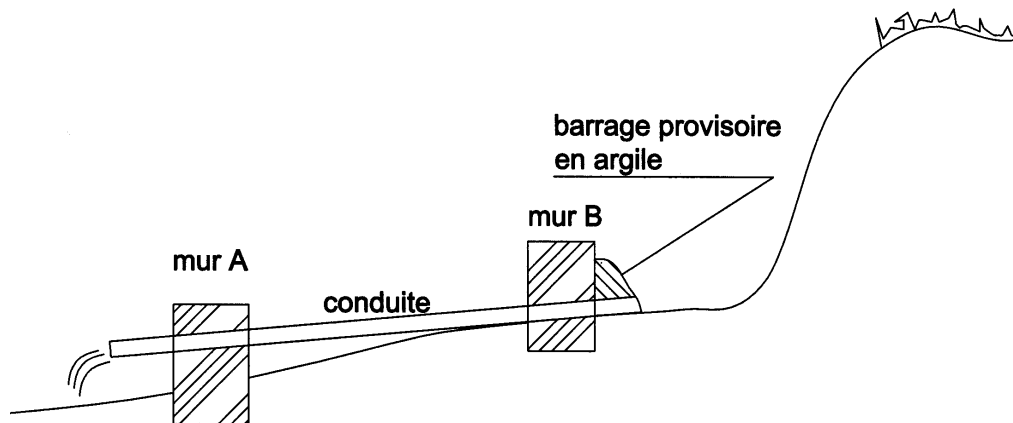


Figure 10.14

Le mur B a comme but de guider l'eau dans la conduite, il doit être imperméable. Si on est obligé de construire le barrage en béton, un barrage provisoire en argile sera toujours construit en amont de sorte que le coulage du béton puisse se réaliser dans de bonnes conditions.

Il est extrêmement important que la sortie de la conduite se trouve à un niveau inférieur au niveau de la nappe aquifère pour éviter que l'eau soit refoulée. En plus, le barrage B doit être ancré assez profondément dans la couche argileuse en dessous pour éviter les infiltrations de l'eau au-dessus.

10.2.3.4. drainage

Juste en amont du barrage B, on creuse quelques 10 cm plus bas pour y poser le drain. Le drain (ou la crépine) doit être en matériau non corrosif, de préférence en PVC. Les tuyaux doivent être perforés, en principe par des fentes longitudinales de forme conique. Par manque de moyens de réalisation on peut aussi perforer les tuyaux par des trous de 0,5 mm au maximum. Un diamètre minimal de 63 mm est recommandé pour la crépine, afin d'éviter tout risque de rétention à cause d'une capacité insuffisante. Pour des sources à grand débit, il faut calculer le diamètre requis en fonction de la vitesse d'écoulement (environ 0,4 m/s).

Il existe également des drains en plastique, percés de petits trous et enrobés de fibres de coco jouant le rôle de filtre.

Le drain permet au sol environnant de maintenir sa structure, pendant que l'eau est suffisamment filtrée sans beaucoup de résistance hydraulique.

Sur le sol imperméable, nous posons successivement :

- une couche de gros sable (épaisseur de 10 cm)
- une couche de gravier avec le drain au milieu, ce dernier est posé avec une pente légère. Le drain se trouve dans la couche filtrante qui est composée de gravier et qui a une épaisseur d'environ 40 cm.

Le filtre en gravier est de très grande importance pour assurer un débit de captage constant à long terme, en évitant l'apport de matériaux fins (argileux) et le bouchage de la crépine. Pour cet effet, il doit être exécuté correctement en respectant les règles de calibrage.

Dans la mesure du possible il faudra utiliser du gravier roulé et non concassé, ce dernier pouvant facilement obturer les perforations de la crépine.

Dans tous les cas, il faut utiliser du gravier lavé (et éventuellement chloré), dégagé de particules fines et organiques. Pour le calibrage du filtre, il faut noter que la couche enrobant la crépine devra être constituée de gravier dont le diamètre est au moins 4 fois le diamètre maximal des perforations.

Un calibrage simplifié peut être indiqué comme suit (de l'intérieur à l'extérieur du filtre) :

16/32	mm
8/16	mm
4/8	mm
2/4	mm

- une nouvelle couche de sable L'épaisseur de cette couche sera au moins de 15 cm.
- puis la zone de filtration est à recouvrir directement d'un dispositif imperméable. On pourrait exécuter une dalle en béton. Mais comme ce procédé est cher, on peut aussi recourir un procédé de recouvrement par des feuilles en plastique (Vistal), une procédure fréquemment utilisée.

Cependant il faut être conscient des risques, notamment si la tranchée reste plus large que les feuilles en plastiques. Faute de possibilités de soudure du plastique il faut opérer avec un recouvrement latéral minimal de 30 cm et appliquer 2 à 3 couches de feuilles plastic. Il faut être conscient de la grande vulnérabilité du plastique et par conséquent veiller à une manutention très soignée lors du transport du chargement / déchargement et de la mise en place. Il est nécessaire d'utiliser des feuilles d'une épaisseur minimale de 1 mm.

- une couche de protection en argile. L'épaisseur de cette couche sera au moins 30 cm. L'argile doit être "propre", c.à.d. sans matières organiques, cailloux ou gravier, pour assurer une étanchéité maximale. Puis, la tranchée sera comblée avec la terre originale. Le remblai jusqu'à la surface devra être compacté.

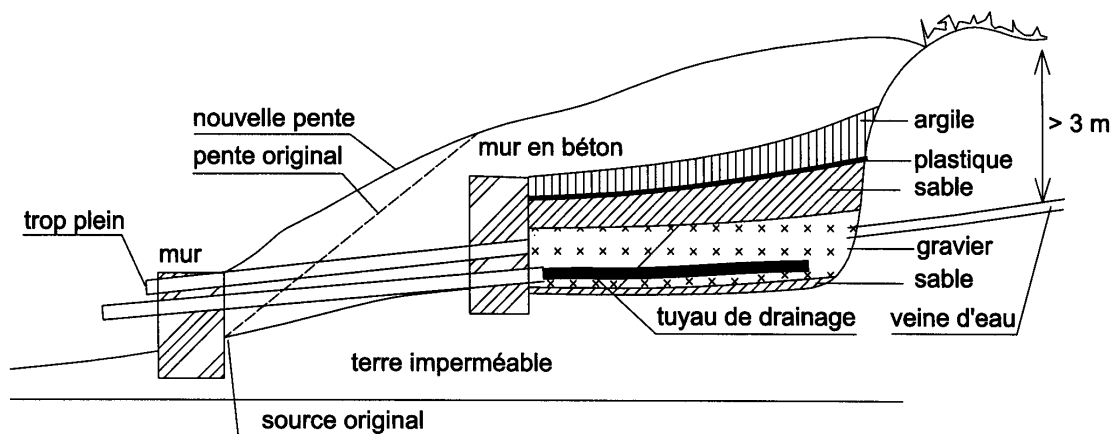


Figure 10.15

10.2.3.5. protection du captage

Dans le but d'assurer la salubrité du captage, quelques mesures de protection sont indispensables:

- Le terrain du captage est planté d'herbes et d'arbustes à racines peu profondes en vue de stabiliser le sol.
- Le terrain doit être protégé contre tout accès d'animaux et de bétail à l'aide d'une clôture. La clôture en amont sera au moins à une distance de 15 m de la chambre de captage et de la tranchée de captage.
- Des racines pouvant détruire la couche d'imperméabilisation, la plantation d'arbres et d'arbustes devront être empêchées dans un rayon de 15 m autour du captage.
- En amont du captage, il y a lieu de réaliser un fossé de drainage qui évacue latéralement les eaux de surface.
- Par ailleurs, la construction de latrines en amont du captage est strictement interdite à une distance inférieure à 200 mètres. S'il y a des latrines dans le rayon d'un captage, elles doivent être déplacées ailleurs.

10.2.3.6. chambre de départ

La chambre de départ ou de contrôle est un petit ouvrage en béton ou en maçonnerie qui recueille l'eau captée par une ou plusieurs crépines et qui constitue également le premier ouvrage de régulation de l'adduction. Elle constitue de deux compartiments: le bassin et la chambre de vannes. La chambre de départ peut être située en aval du captage ou peut être accolée directement au captage, tout en respectant les consignes de protection du captage.

Cette chambre de départ doit être étanche à l'intérieur et à l'extérieur (deux couches d'enduit). Tous les angles et arêtes sont arrondis. Elle comprend une aération, un trop plein et une conduite d'amenée.

Le bassin aura un volume dimensionné pour une durée de rétention de 10 minutes. La conduite d'amenée est située à 20 cm au moins au-dessus de tout niveau d'eau. Ainsi, l'écoulement de l'eau est libre à tout moment. Le niveau d'eau dans la chambre de captage est réglé par le trop plein qui est situé à 20 cm en dessous du niveau de la conduite d'amenée.

Ce trop-plein doit être suffisamment dimensionné pour assurer l'évacuation du débit maximal de la source sans provoquer une rétention au niveau du captage.

La chambre de vannes doit répondre aux mesures décrites dans 10.4.1.3, dimensions des puits de regard. L'accès à ce compartiment est situé à au moins 50 cm au-dessus du niveau du sol pour éviter que les eaux de surface pénètrent et polluent l'eau captée.

La conduite de sortie dispose d'une vanne d'isolation. Cette vanne est ouverte quand on veut couper l'alimentation de la ligne en aval. En aval de la vanne d'isolation, un tuyau d'aération d'un pouce à coude 180° avec treillis est installé. Ce tuyau donne à un niveau supérieur au niveau d'eau dans le bassin. Le tuyau aspire de l'air quand la vanne d'isolation est fermée et évite des pressions négatives dans la conduite en aval.

Quand la vanne est fermée, le débit de la source est évacué par le trop plein. La conduite de sortie est munie d'un joint Gibault ou d'un raccord Johnson - Viking.

Cette chambre dispose également d'un petit drainage. Le drainage et le trop-plein sont munis d'un treillis de protection pour prévenir tout risque de pollution (passage de rats, de grenouilles...).

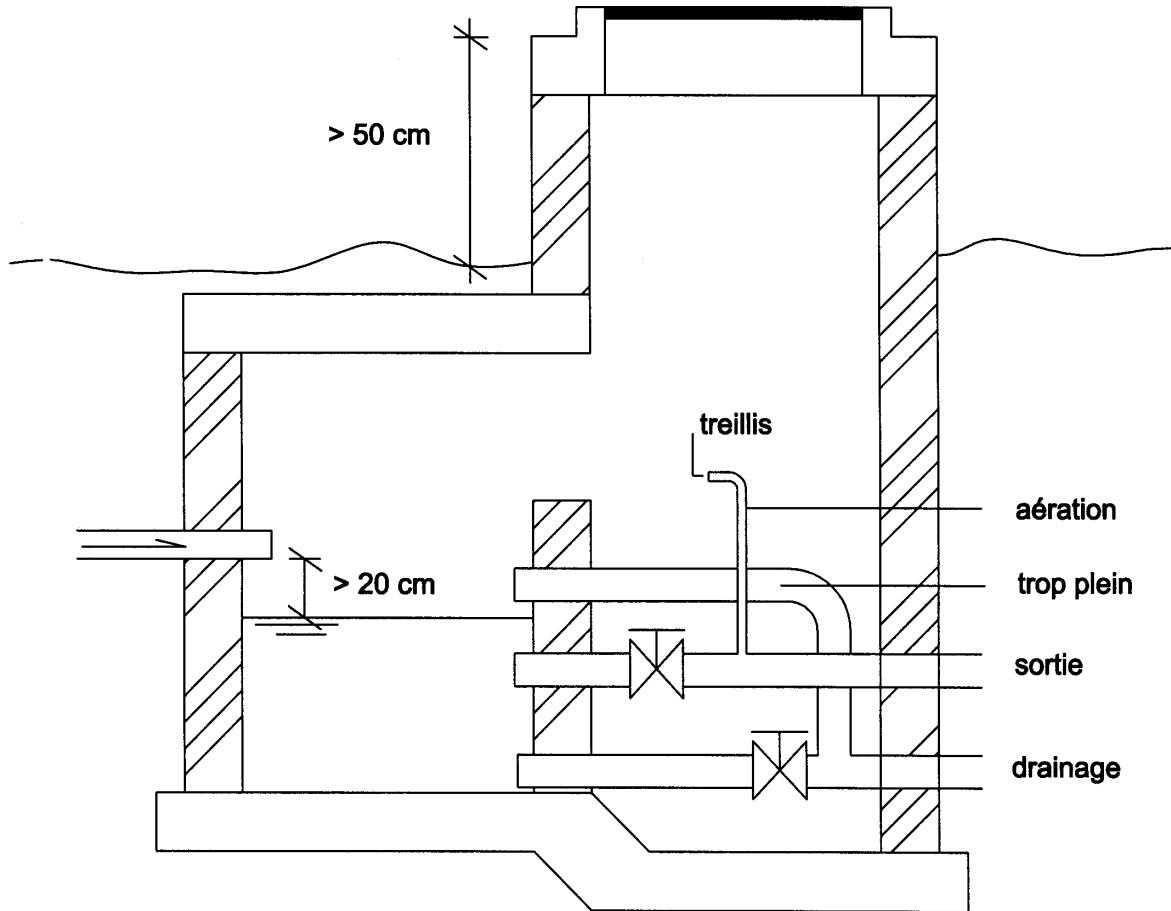


Figure 10.16

10.2.3.7. erreurs communément commises lors de captages de sources

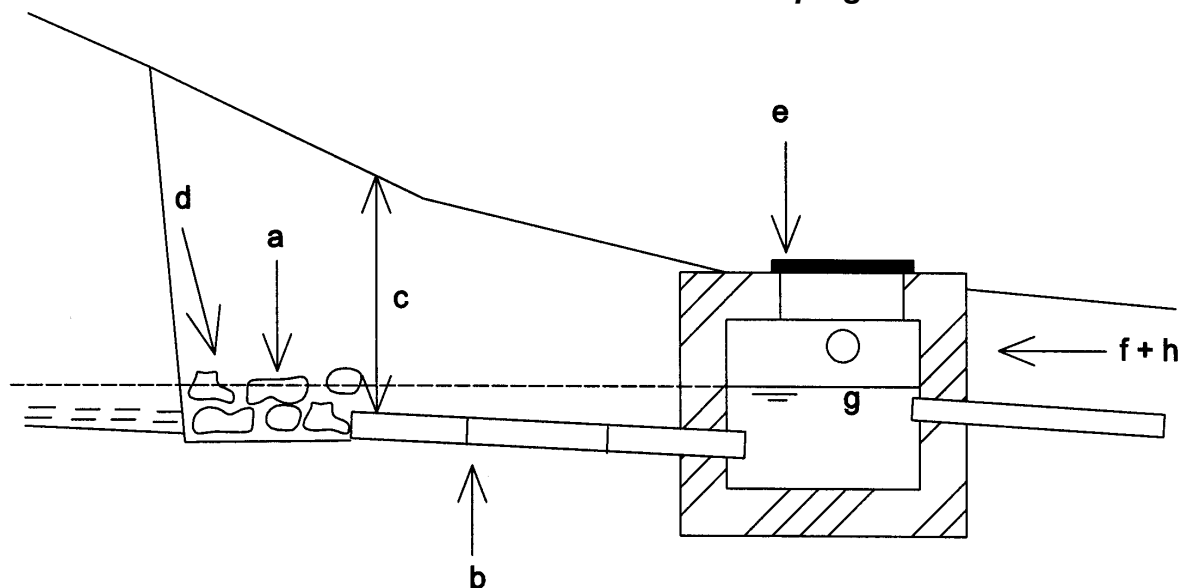


Figure 10.17

- | | | |
|---|---|---|
| a) couche perméable | } | les eaux de surface peuvent contaminer l'eau potable |
| b) fuites par les joints | | |
| c) couverture insuffisante au-dessus de la nappe | | |
| d) drainage de surface est absent | } | l'écoulement des eaux de sources est entravé |
| e) la couvercle doit être situé au dessus du sol | | |
| f) position du trop-plein trop élevée | } | petits animaux et saletés peuvent contaminer les eaux de source |
| g) position de la sortie trop élevée | | |
| h) le treillis de protection sur le trop-plein est absent | } | |

10.2.4. CAPTAGE EN SOL ROCHEUX

Si la couche imperméable consiste en un sol rocheux, on procède d'une autre manière. Si on fait une coupe verticale du terrain, on constate qu'en dessous de la couche superficielle on trouve des grands rochers, issus de l'érosion. En dessous de ces rochers on rencontre la couche imperméable, notamment la roche mère. Pour obtenir un bon captage, il faut que la construction soit réalisée sur cette roche mère. On creuse alors une tranchée pour enlever le sable et les roches jusqu'à la roche mère. Dans les fissures l'eau apparaît avec un débit important.

Avant de capter, on laisse l'eau couler pendant une certaine période de sorte que le sable dans les fissures soit évacué et que l'eau devienne pure. Des murs en béton sont coulés contre les parois de la tranchée. Les murs sont ancrés assez profondément dans les parois, pour augmenter la résistance que l'eau subit quand elle coulerait derrière les murs.

Entre ces deux murs, un barrage en argile est construit avec plusieurs tuyaux qui peuvent, sans refoulement, évacuer l'eau de la source. Maintenant on peut construire un barrage en béton, bien encastré dans les deux murs latéraux. Tous les murs doivent être fondés dans la roche mère pour éviter des infiltrations en dessous.

Puis le barrage en argile est enlevé. Les tuyaux placés dans ce barrage temporaire servent maintenant comme tuyau de sortie, alimentant la chambre de départ, et trop-pleins. Les trop-pleins sont munis d'un treillis contre la contamination par des petits animaux.

L'ensemble est couvert avec une dalle de couverture en béton, munie d'un trou d'homme. L'entrée se trouve à 10 cm au-dessus de la dalle de couverture pour prévenir l'infiltration des eaux de surface.

En aval une chambre de départ est construite (voir 10.2.3.6)

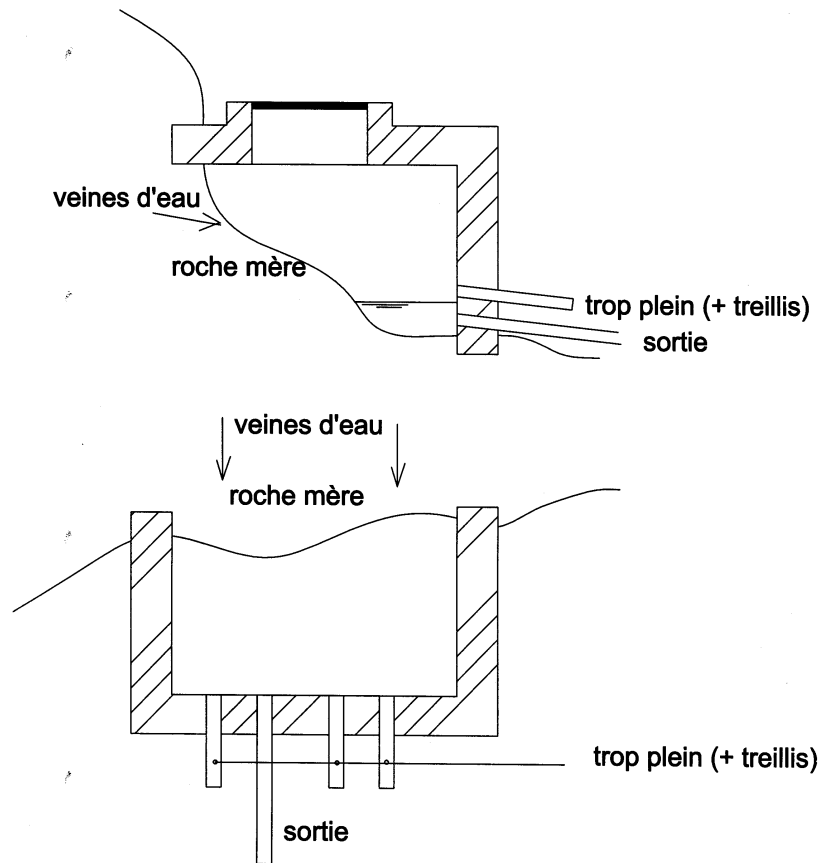


Figure 10.18

Lors d'un captage en sol rocheux, les précautions suivantes doivent être respectées :

- le tuyau de départ se trouve plus bas que le niveau original de la source
- les trop-pleins qui sont prévus dans le barrage sont suffisamment grands pour évacuer le débit maximum de la source
- le niveau des trop-pleins est plus bas que le niveau original de la source
- l'aire en amont de la source doit être protégée suffisamment contre l'infiltration d'eau contaminée: bouchure des fissures dans les roches, canaux de contour, protection contre les animaux et la présence de l'homme, etc.

10.2.5. LES SOURCES ARTESIENNES

Les sources artésiennes sont très rares, mais elles sont plus faciles à capter et souvent les plus fiables, aussi bien en qualité de l'eau qu'en pérennité de la source.

Ces sources sont captées d'une façon comparable à la construction d'un puits.

Un cuvelage en béton armé, muni d'une trousse coupante, est descendu par son propre poids au fur et à mesure que l'on extrait les terres comprises à l'intérieur. Le bétonnage du cuvelage est poursuivi à partir du niveau du sol.

Le cuvelage est descendu au maximum dans l'aquifère (si besoin il y a, on pompe pour pouvoir travailler à sec). Sur le fond du puits on pose une couche de gravier lavé et chloré en vue d'éliminer toute cause de pollution.

Le puits est complété par une dalle en béton armé près de la surface du sol, qui empêche d'une part la descente du cuvelage et d'autre part, la protection de l'ouvrage contre des infiltrations superficielles. La dalle de couverture est munie d'un trou d'homme, dont l'entrée se trouve à 10 cm au-dessus de la surface du sol. Le puits est aéré et il dispose d'une conduite d'amenée et d'un trop plein.

Une chambre de départ est construite en aval. Les mêmes précautions sont respectées que pour les autres types de captage.

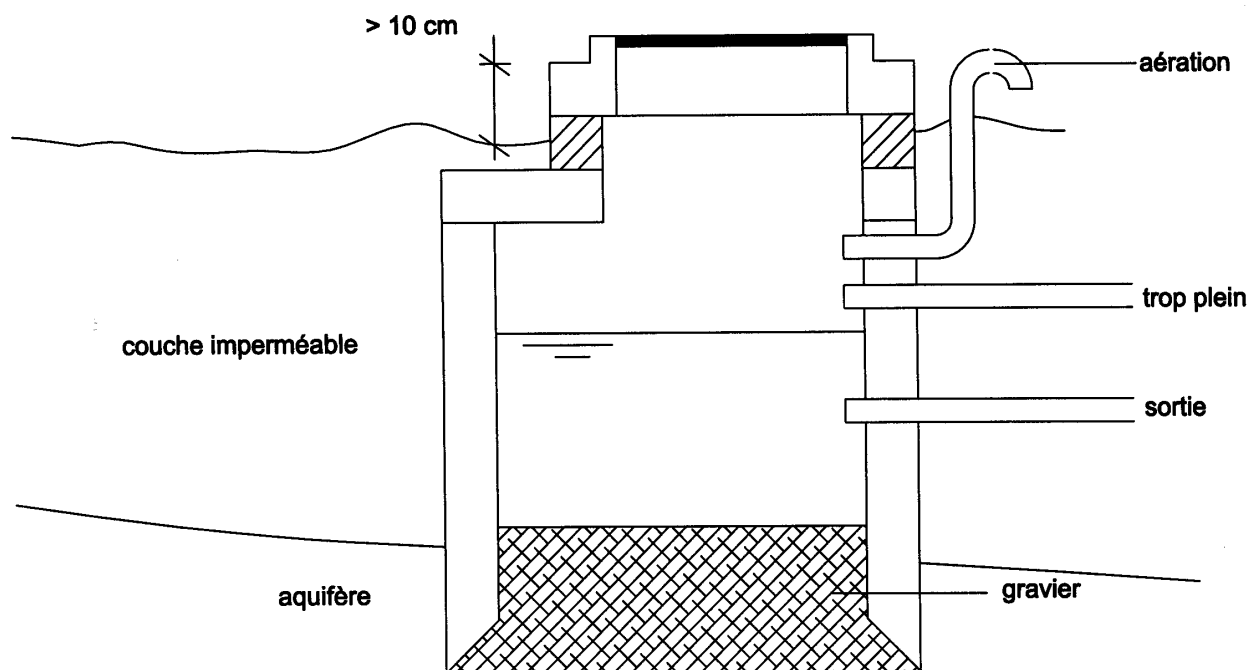


Figure 10.19

10.3. LE TRAITEMENT

10.3.1. PRINCIPE

Avant de servir comme eau de boisson, une eau naturelle peut nécessiter un traitement. Ce traitement dépend de la pollution de cette eau. Avant de choisir le système de traitement, on effectue une analyse de l'eau naturelle (voir chapitre 3) et une inspection de la zone de captage, pour déterminer les sources de pollution (par exemple des latrines, ...).

Les deux mesures sont nécessaires et complémentaires.

L'analyse de l'eau fournira les paramètres de base pour la conception d'une station de traitement :

- la turbidité
- la couleur
- la concentration en matières solides
- le degré de pollution fécale.

Les testes de mesure de ces paramètres sont décrits dans le chapitre 3.

En milieu rural, où il n'y a presque pas d'autres sources de pollution que les pollutions bactériologiques, l'objectif principal du traitement de l'eau est d'améliorer sa qualité bactériologique.

Un traitement d'une eau naturelle consiste normalement en deux étapes. La première étape (la pré-filtration) sert à éliminer des matières solides. Ces particules diminuent la qualité de l'eau. Des micro-organismes dangereux, porteurs de maladies infectieuses s'accrochent à la surface des particules. Ces micro-organismes sont protégés par les particules. D'autres mesures de traitement, comme la chloration ou le filtre lent à sable, ne sont pas capables d'enlever ces micro-organismes. Seul une élimination des matières solides peut épurer l'eau de ces micro-organismes dangereux.

En outre, la présence des particules solides augmente le risque de dégâts ou d'obstruction de conduites et pièces auxiliaires.

Donc, même si l'eau est libre des micro-organismes, on construira une pré-filtration si on constate la présence de particules solides.

La première phase (la pré-filtration) consiste en une réduction de la turbidité de l'eau. Selon l'importance de la turbulence de l'eau brute, on utilise des grilles, des bassins de sédimentation, des filtres à gravier ou à sable grossier.

La deuxième étape (la filtration principale) est utilisée principalement pour éliminer ou détruire les micro-organismes restants. Dans les projets d'hydraulique villageoise, on utilise principalement une filtration lente à sable ou une chloration.

Le filtre lent à sable consiste en un bassin rempli de sable par lequel l'eau coule, après avoir parcouru la pré-filtration. Ce filtre est en effet une imitation de la nature. On y constate les mêmes phénomènes que pendant la filtration naturel

(voir chapitre 2). La conception d'un filtre lent à sable est assez simple et son exploitation est facile et fiable. Il peut être réalisé et opéré avec de matériaux et des ressources locaux. Bien conçu et bien opéré, l'effluent du filtre est libre de tous organismes dangereux pour la santé. Pour que le filtre fonctionne bien, l'effluent doit avoir une faible turbidité, c.à.d. pratiquement libre de toute matière solide. Une pré-filtration est par conséquent toujours nécessaire. Cependant, des problèmes organisationnels sont souvent la cause de d'une mauvaise exploitation. Même si le filtre lent à sable se présente comme une technologie de traitement de l'eau, très adaptée aux pays en développement, on constate souvent qu' après quelques années, les filtres sont hors usage pour des raisons non-techniques.

La chloration est l'une des techniques de désinfection les plus largement utilisées en traitement de l'eau.

Elle présente plusieurs avantages :

- le chlore est un désinfectant puissant
- la teneur résiduelle en chlore peut facilement être mesurée (voir chapitre 3), ce qui permet de déterminer les dosages corrects
- la chloration ne nécessite pas d'infrastructures coûteuses.

Cependant, cette méthode présente aussi beaucoup d' inconvénients :

- l'eau ne peut pas être turbide ou contenir beaucoup de matières organiques
- le chlore peut former des sous-produits cancérigènes, si la pré-filtration n'est pas adéquate
- le chlore est instable et perd ses propriétés chimiques avec le temps et par conséquent ne peut pas être stocké pendant longtemps
- le chlore est un produit corrosif qui peut attaquer les installations métalliques
- les équipements de dosage et le chlore doivent être importés. Une livraison continue n'est donc pas assurée, avec le risque de longues interruptions dans le traitement de l'eau. Le coût peut être également trop élevé pour les usagers
- l'eau chlorée a un goût et une odeur, raison pour laquelle les consommateurs peuvent refuser de boire l'eau traitée
- le dosage dépend de la qualité de l'eau et le débit. Afin d'utiliser le dosage correct, on doit régulièrement mesurer la qualité et le débit.

Comme dans le cas de l'application d'un filtre lent à sable, il faut d'abord effectuer une investigation technique, institutionnelle, financière, socio-culturelle avant une décision de chlorer l'eau.

La figure 10.20 montre une station complète de traitement avec :

- la pré-filtration : bassin de sédimentation et des pré- filtres à gravier
- la filtration principale : les filtres lents à sable.

En général on installe toujours plusieurs pré-filtres à gravier et filtres lents à sable, pour pouvoir assurer l'approvisionnement pendant le nettoyage d'une de ces installations.

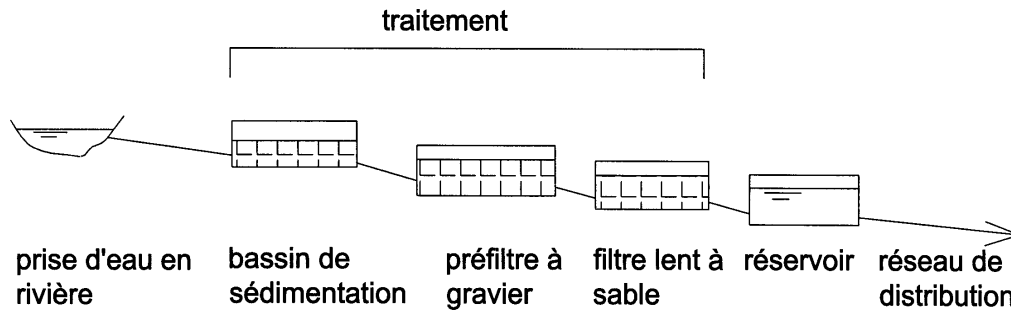


Figure 10.20 - filtre

D'autre part, l'absence de traitement est comme une règle dans la plupart des projets en milieu rural. En général, il y a une insuffisance au niveau des infrastructures, des moyens, du cadre institutionnel pour assurer un entretien adéquat des stations de traitement. Par conséquent, il est conseillé d'utiliser des sources qui fournissent une eau de meilleure qualité, même si pour cette raison les coûts d'investissements augmentent (p.e. par une adduction plus longue).

Le premier geste le plus important dans le traitement de l'eau est la protection de la source et de son eau. Les mesures de protection sont décrites en 10.2.

Si les mesures de protection sont exécutées d'une manière adéquate lors du captage, et on veille à ce que l'on ne crée pas de nouvelles sources de pollution aux alentours de la source, et si la qualité de l'eau au moment du captage était bonne, elle restera bonne dans le futur et ne nécessitera pas d'autres mesures de protection.

Cependant, nous conseillons de construire toujours un bassin de sédimentation. Chaque eau naturelle contient des particules, et même si ces particules ne sont pas chargées de micro-organismes dangereux, l'eau doit être épurée de ces particules car elles peuvent endommager les conduites, les pièces auxiliaires ou les obstruer.

Pour les lecteurs qui veulent s'informer sur des aspects de traitement d'eau en milieu rural, nous conseillons deux livres :

"Traitement d'eau de surface par des pré-filtres à gravier - Sandec"

et

"La filtration lente sur sable pour l'approvisionnement en eau collective - IRC"

(voir références, introduction)

10.3.2. BASSIN DE SEDIMENTATION

10.3.2.1. principe

La sédimentation est l'action de faire descendre dans l'eau par gravitation les particules plus grandes par rapport à un diamètre donné.

Il existe trois manières de sédimentation :

- la sédimentation directe : les particules insolubles sont séparées de l'eau par simple gravitation sans addition de produits chimiques
- la coagulation : des substances chimiques sont ajoutées pour inciter ou provoquer l'agrégation et le dépôt des fines particules, des substances colloïdales et des grandes molécules
- la précipitation chimique : des produits chimiques sont mélangés à l'eau pour précipiter les impuretés dissoutes hors de la solution en les transformant en matière insoluble.

10.3.2.2. application

Les eaux contiennent trois genres d'impuretés :

- des particules suffisamment grosses qui peuvent être retenues par une sédimentation directe
- des particules microscopiques et colloïdales qui ne se déposent pas par gravité. Ces impuretés seront enlevées par une coagulation
- des substances dissoutes dans l'eau et qui ne peuvent pas être enlevées que par traitement chimique.

Les trois méthodes sont complémentaires.

Le fonctionnement des bassins de sédimentation, décrit ici, est basé sur une sédimentation directe sans utilisation de produits chimiques.

10.3.2.3. sédimentation directe

Une particule dans une eau immobile se sédimente.

La vitesse de sédimentation dépend de plusieurs facteurs :

- la densité des particules
- la concentration des particules
- la forme des particules
- la viscosité du fluide.

Dans le tableau ci-dessous nous donnons des vitesses de sédimentation des substances dans une eau immobile.

Substance	diamètres de particules (en mm)	vitesse (en m/h)
Limons en suspension	0,100	2,700
	0,050	0,700
	0,010	0,027
	0,005	0,007
	0,003	0,0025
Argiles grosses	0,002	0,001
	0,001	0,0003
Argiles fines	0,00025	0,00002
Argiles ultra fines	0,00010	0,000 003
Argiles colloïdales	< 0,00010	≈ 0

Ce tableau met en évidence la quasi-impossibilité pour les petites particules inférieure de décanter naturellement dans un temps pratiquement acceptable. Par exemple, la distance parcourue par les limons de 0,01 mm est de 2,7 cm/h.

Dans la pratique, la vitesse minimale acceptable est de 0,6 m/h. Cette vitesse correspond avec des limons de 0,04 à 0,05 mm. Pour faire sédimenter des particules d'un diamètre inférieur, on doit appliquer la sédimentation par coagulation.

10.3.2.4. détection des particules

La détermination de la présence des particules par diamètre est un test qui peut seulement être effectué dans un laboratoire spécialisé. S'il n'y a pas de contre-indications et si on ne peut pas faire effectuer ce test, on dimensionne le bassin de sédimentation sur une vitesse de sédimentation de 0,6 m/h (limons de 0,04 à 0,05 mm).

10.3.2.5. décantation verticale

Considérons un bassin cylindrique, à axe vertical de section S , avec un débit à décanter, uniformément réparti sur toute la surface de la section du bassin. La vitesse verticale de l'eau à l'intérieur du bassin est égale à $V = Q/S$. Une particule qui se trouve dans la masse d'eau est soumise à l'action de cette vitesse. D'autre part, cette particule veut décanter avec une vitesse v . Il y aura décantation si seulement la vitesse de décantation est plus élevée à la vitesse de l'eau, ($v > V$). Si $V > v$, la particule ne sédimente pas et est entraînée par le courant.

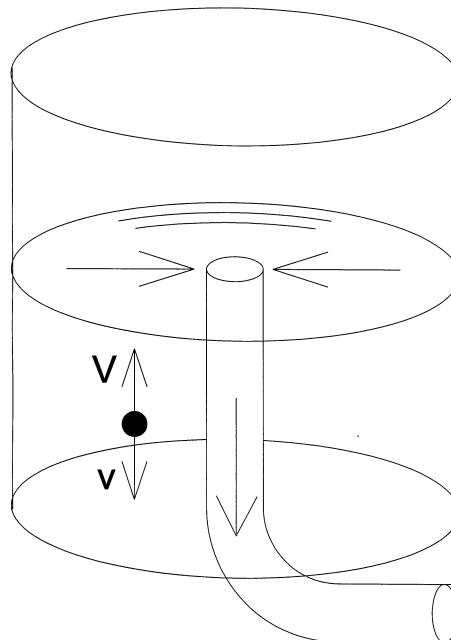


Figure 10.21

10.3.2.6. sédimentation horizontale

Considérons un bassin parallélépipédique horizontal, de longueur L , de hauteur H , de largeur l . La section transversale est donc $A = H \cdot l$.

L'eau à décanter se déplace horizontalement de la section 1 à la section 2. Son débit est de Q . La vitesse de l'eau est donc de $V = Q/A$. Cette vitesse est la même dans tous les points.

Une particule qui se trouve dans la masse d'eau se déplace horizontalement avec cette vitesse V . Elle subit également les forces de gravité et sédimente avec une vitesse v .

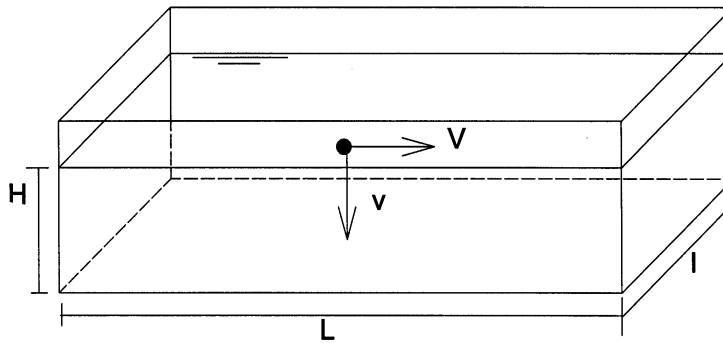


Figure 10.22

Le temps nécessaire pour parcourir le trajet section 1 - section 2 est de $t = L / V$. Dans ce temps la particule se déplace également verticalement sur une distance $h = t \cdot v$. Seulement si cette distance verticale h est plus élevée que la hauteur H du bassin, il y aura décanter. ($h \geq H$). Si $h > H$, la particule ne sédimente pas et elle est entraînée par le courant.

10.3.2.7. dimension d'un bassin de sédimentation horizontale

données: débit Q
 temps de rétention: $t =$ entre 2 et 4 heures (expérience)
 vitesse de sédimentation minimale: $v = 0,6$ m/h

calculs

a) la profondeur du bassin : $H = v \cdot t$

b) longueur du bassin :

$$L = V \cdot t$$

la vitesse horizontale est 5 à 10 fois la vitesse de sédimentation minimale

$$(V = 5 \text{ à } 10 \cdot v)$$

c) largeur

$$V = Q / A \quad \text{ou} \quad V = Q / (H \cdot l)$$

ou

$$l = Q / (H \cdot V)$$

exemple :

$$Q = 5 \text{ l/s} = 18 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$v = 0,6 \text{ m/h}$$

$$t = 2 \text{ heures (à choisir)}$$

$$H = 0,6 \times 2 = 1,2 \text{ m}$$

$$V = 5 \times 0,6 = 3 \text{ m/h (nous prenons } V = 5 \cdot v)$$

$$L = 3 \cdot 2 = 6 \text{ m}$$

$$l = 18 / (1,2 \cdot 3) = 5 \text{ m}$$

En résumé (longueur . largeur . hauteur) = 6 m . 5m . 1,2 m

10.3.2.8. dimension d'un bassin de sédimentation verticale (bassin cylindrique)

données :

débit Q

temps de rétention: t = entre 2 et 4 heures (expérience)

vitesse de sédimentation minimale: v = 0,6 m/h

calculs

a) $V < v$ ou $V_{\max} = 0,6$ m/h

b) la profondeur:

$$H = V \cdot t$$

c) section horizontale S

$$V = Q / S \text{ ou } S = Q / V$$

exemple:

$$Q = 5 \text{ l/s} = 18 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$v = 0,6 \text{ m/s}$$

t = 2 heures (à choisir)

$$H = 0,6 \times 2 = 1,2 \text{ m}$$

$$V = 0,6 \text{ m/s}$$

$$S = 18 / 0,6 = 30 \text{ m}^2$$

soit en résumé (section x hauteur) = $30\text{m}^2 \times 1,2 \text{ m}$

Pour le même débit, temps de rétention et vitesse de sédimentation, le volume d'un bassin parallélépipédique est égal au volume d'un bassin cylindrique. Cependant, la construction d'un bassin rectangulaire est plus facile que celle d'un bassin circulaire. Généralement, on préfère de construire un bassin rectangulaire dans un projet d'hydraulique villageoise.

Dans ce livre nous traitons seulement ce type de bassin de sédimentation.

10.3.2.9. localisation

Le bassin de sédimentation est implanté le plus proche possible de la source.

Puisque l'eau captée contient encore des particules, il faut éviter que l'eau chargée puisse endommager la conduite sur une longue distance.

Le bassin doit être accessible à tout moment et ne doit pas être situé dans une zone inondable pour éviter que les eaux de surface contaminent l'eau captée.

10.3.2.10. construction

Le bassin de sédimentation est construit en maçonnerie ou en béton armé.

Si la profondeur du bassin excède 2 m, on opte pour une construction en béton armé. Dans tous les cas une attention particulière est requise pour l'étanchéité de la construction (deux couches d'enduit à l'intérieur et à l'extérieur, coins et arêtes arrondis ...). La dalle de couverture se trouve au moins à 15 cm au-dessus du niveau du sol naturel, et les couvercles encore 10 cm au-dessus de la dalle pour éviter toute infiltration des eaux de surface dans la construction.

La construction contient deux grands compartiments :

a) *le bassin proprement dit*

Ce bassin consiste en trois parties :

- l'arrivée;
- le lieu de sédimentation
- la sortie

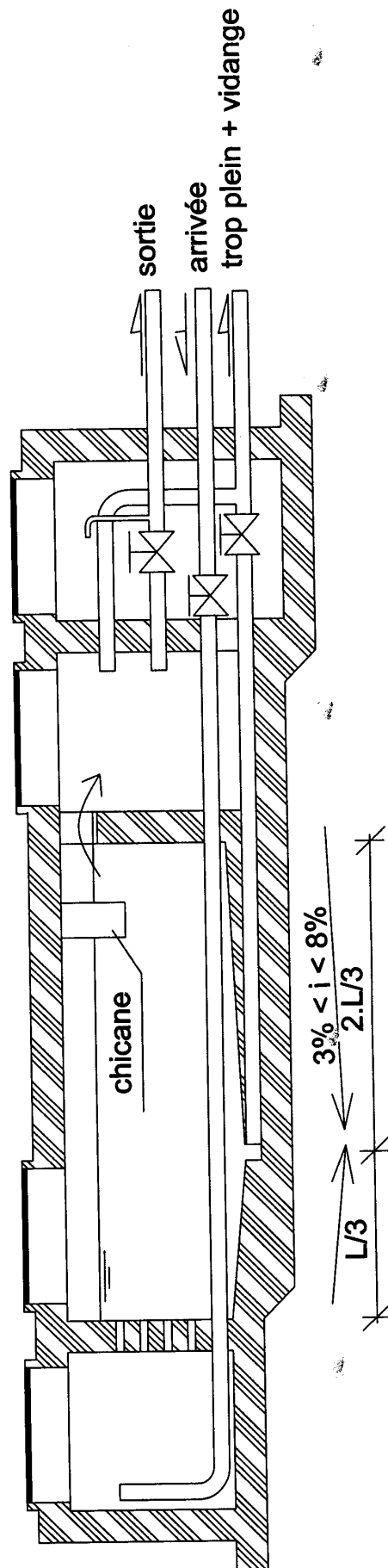


Figure 10.23

b) l'arrivée

Le bassin est conçu de façon à éviter toute turbulence mais à assurer en même temps une sédimentation optimale en évitant aussi bien des remous que des points morts. Ceux-ci réduiraient en effet le temps de retenue de l'eau dans le bassin et donc le temps de sédimentation. On cherchera donc un optimum entre courant turbulent et laminaire afin d'assurer un mouvement uniforme dans tout le bassin. Il est important qu'à l'arrivée l'eau soit distribuée sur toute la surface verticale du bassin à l'entrée.

La figure ci-dessous montre deux solutions :

- avec une chicane et un mur perforé
- avec une conduite d'amenée munie d'un coude submergé et d'un mur perforé.

La vitesse à l'entrée ne peut jamais excéder 0,3 m/s.

Le diamètre et nombre d'ouvertures dans le mur sont déterminés en fonction de cette vitesse maximale.

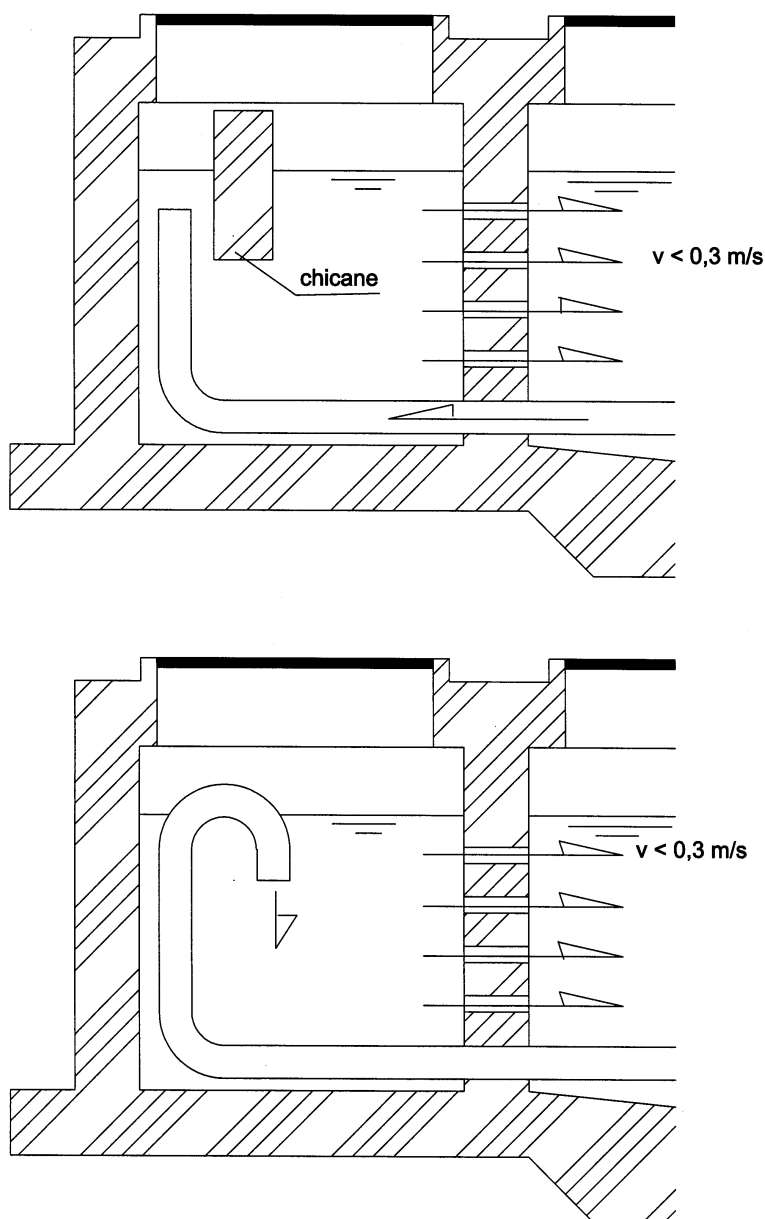


Figure 10.24

c) la sortie

A la sortie comme à l'entrée, on tentera d'étendre l'eau sur toute la largeur en utilisant un déversoir de même largeur que le bassin.

Pour obtenir un déversement régulier, on installe des lames de scie. Ces lames de scie augmentent en outre la concentration en oxygène.

La chambre de sortie doit être munie d'un trop plein à un niveau inférieur au déversoir pour éviter une submersion de ce déversoir. Cependant, dans des conditions normales, l'eau ne peut pas couler par ce trop plein.

Pour ce but, la chambre de sortie doit être suffisamment profonde. Le trop plein doit se trouver au moins à 30 cm au-dessus de la conduite de sortie.

La conduite de sortie est installée 5 cm au-dessus du radier, pour ne pas évacuer des impuretés qui se sont pas sédimentées dans le bassin.

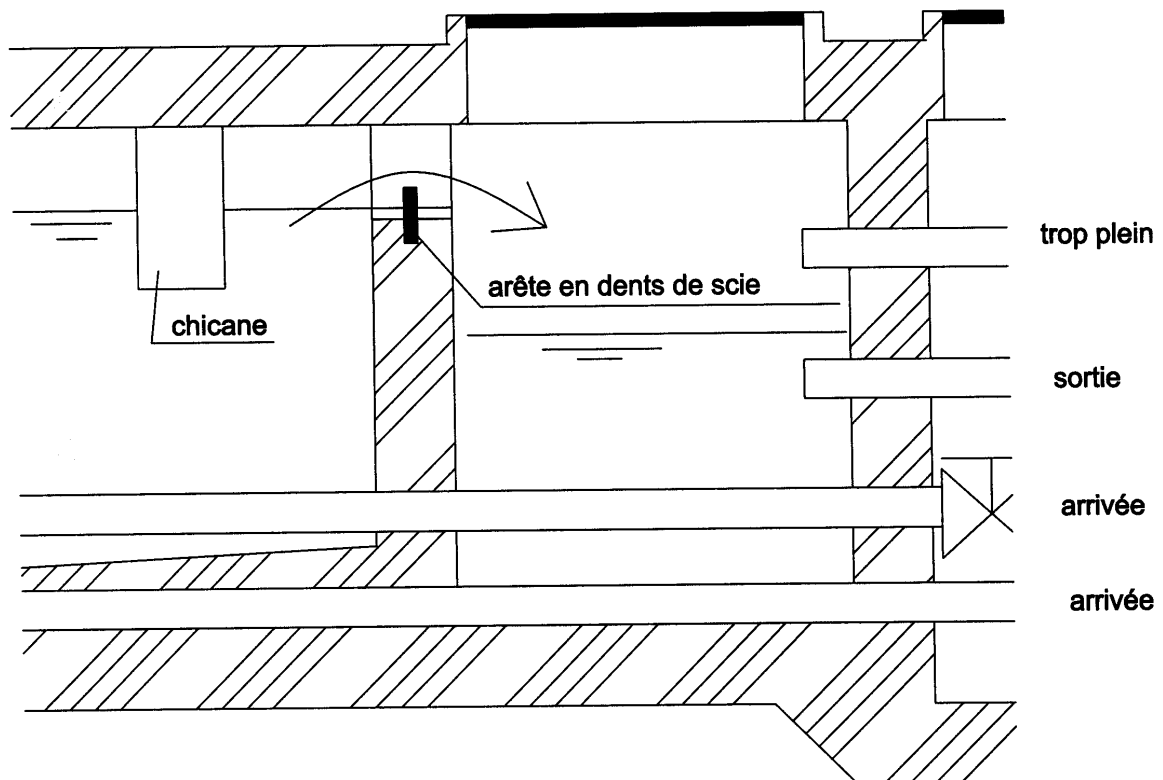


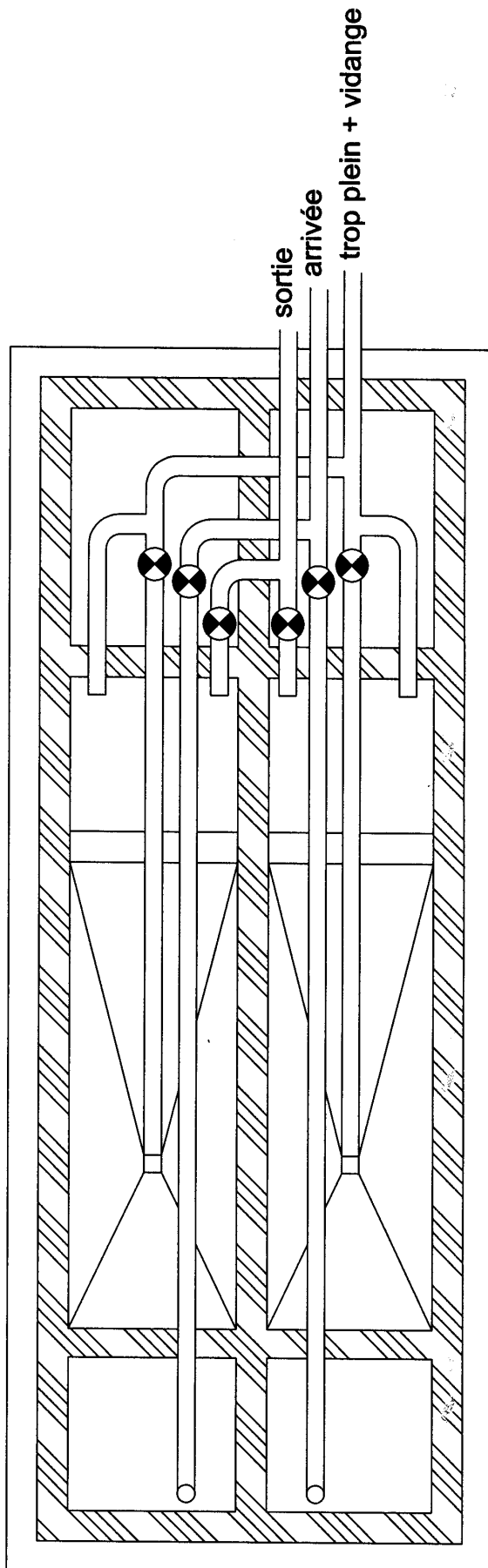
Figure 10.25

Pour des systèmes importants, il est nécessaire que l'on puisse nettoyer le bassin de sédimentation sans que l'on perturbe l'approvisionnement du réseau.

C'est pourquoi le bassin est divisé en deux compartiments. Par exemple, pour un débit de 10 l/s, on conçoit deux chambres sur un débit de 5 l/s. Quand on nettoie une chambre, toute l'eau est envoyée dans une chambre.

A ce moment, la sédimentation ne sera pas totale, mais si l'eau n'est pas chargée de particules avec des micro-organismes dangereuses, cette situation est acceptable.

Les vidanges des différentes chambres ne peuvent pas être reliées !



b) la chambre de vannes

La chambre de vannes doit être conçue de façon qu'on puisse facilement installer et démonter les accessoires hydrauliques (voir également 10.4.1.3, dimensions puits de regard).

On distingue 4 conduites :

- la conduite d'amenée
- la conduite de sortie
- la vidange
- le trop plein.

La conduite d'amenée contient une vanne d'isolation, pour couper l'alimentation du bassin pour pouvoir effectuer des travaux dans le bassin ou en aval du bassin de sédimentation. Dans le cas où il y aurait plusieurs bassins de sédimentation, on installe un Té sur la conduite d'amenée avec sur chaque branchement une vanne.

La sortie est munie d'une vanne de réglage. Il faut veiller à ce que la capacité de transport (c.à.d. le débit qui peut être transporté) par la sortie ne dépasse pas le débit d'alimentation, sinon, la sortie aspirera de l'air. On peut pallier ce problème moyennant d'une vanne de réglage (par exemple une vanne papillon) sur la sortie.

En aval de la vanne de réglage, un tuyau d'aération d'un pouce à coude 180° avec treillis est installé.

Ce tuyau donne à un niveau supérieur au niveau d'eau dans le bassin. Le tuyau aspire de l'air quand la vanne de réglage est fermée et évite des pressions négatives dans la conduite en aval.

Figure 10.26

La vidange est placée sur le radier du bassin de sédimentation. Dans la chambre d'équipement, une vanne est installée pour pouvoir vider le bassin.
Le trop plein peut être branché sur la vidange en aval de cette vanne.

Le radier de la chambre d'équipement est inférieur au radier du bassin de sédimentation. Ceci est nécessaire pour les équipements (T, vanne,...) sur la vidange (qui est placée sur le radier du bassin).

Un espace au-dessous de ces accessoires est nécessaire pour pouvoir les installer et les démonter.

Toutes les conduites ayant une valve sont munies d'un joint Gibault ou d'un raccord Johnson - Vicking pour faciliter le démontage des valves.

Cette chambre dispose également d'un petit drainage.

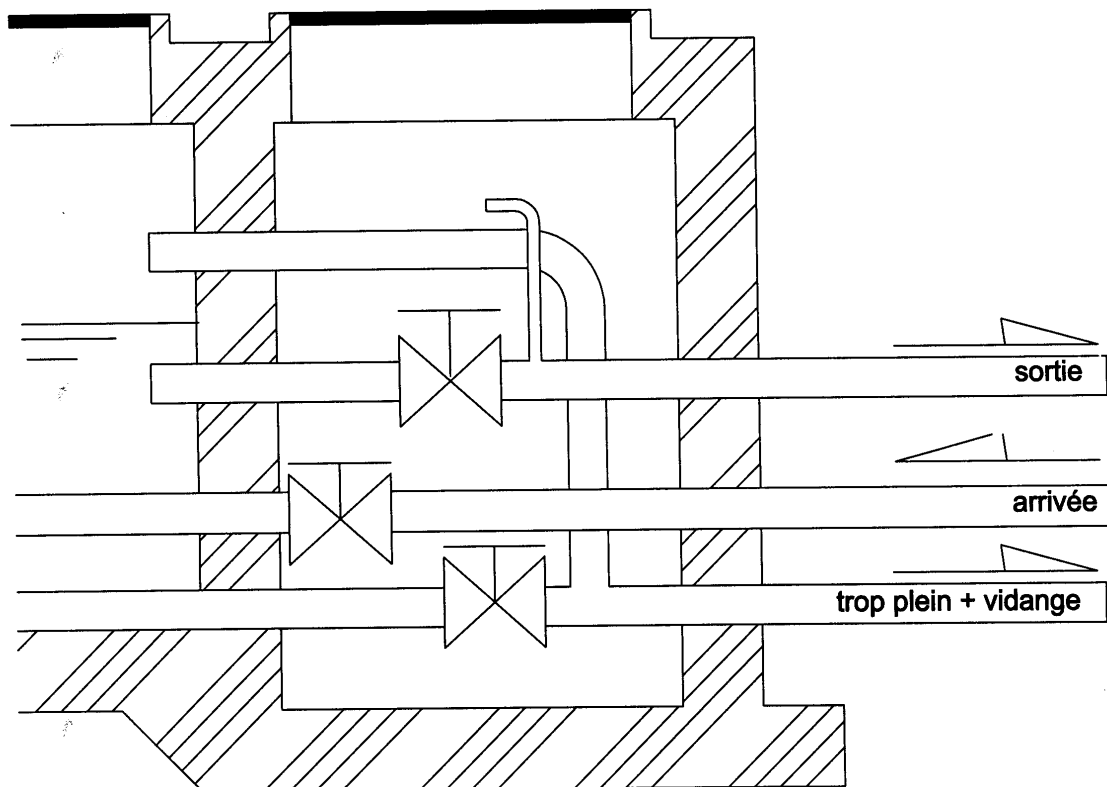


Figure 10.27

10.4. L'ADDUCTION

10.4.1. PUIXS DE REGARD

Un puits de regard est une chambre qui contient un équipement hydraulique de réglage ou de contrôle :

- vanne d'arrêt
- réducteur de pression
- compteur
- ventouse
- vidange
- ...

On utilise également les termes "chambre de visite" ou "chambre de contrôle".

10.4.1.1. accessibilité

Un puits de regard doit être accessible à tout moment, par exemple on évite de les construire dans des zones inondables.

10.4.1.2. matériaux

Le puits de regard est construit en matériaux durables. Le radier et la dalle de couverture sont en béton armé. Les murs sont en briques, en blocs en béton, en moellons ou en béton armé.

Le béton armé a l'avantage d'être très résistant mais plus cher que la maçonnerie. Pour de petites constructions il est très onéreux. Raison pour laquelle les chambres de visite, jusqu'à une profondeur de 2 m, sont généralement bâties en maçonnerie. Pour les profondeurs entre 1 et 2 m, on applique de la maçonnerie armée. Dans les joints horizontaux on pose des barres de fer à béton.

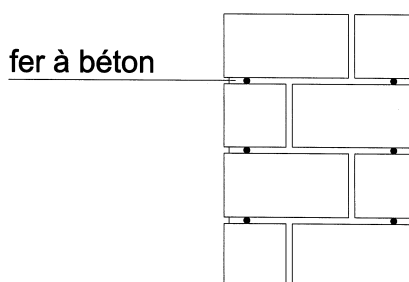


Figure 10.28

Pour des chambres plus profondes, on utilise du béton armé pour les murs.

Dans le cas d'un sol résistant, on peut supprimer le radier et bâtir les murs directement sur le sol. Les murs ont une sur-profondeur de minimum 50 cm.

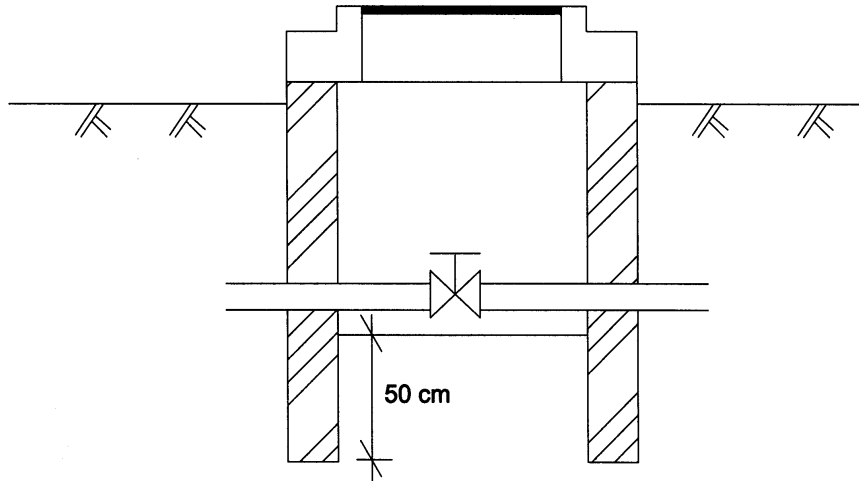


Figure 10.29

La maçonnerie est finie avec deux couches d'enduits à l'intérieur et à l'extérieur. A partir d'une profondeur de 1,5 m la chambre est munie d'une échelle. Les chambres sous chaussée sont de préférence en béton armé et fondées sur un radier.

10.4.1.3. dimensions

Pour des chambres jusqu'à 100 cm de profondeur :

- la largeur interne minimale est de 80 cm;
- la longueur interne minimale est de 80 cm.

Pour des chambres de plus de 100 cm de profondeur:

- la largeur externe minimale est de 100 cm;
- la longueur externe minimale est de 100 cm.

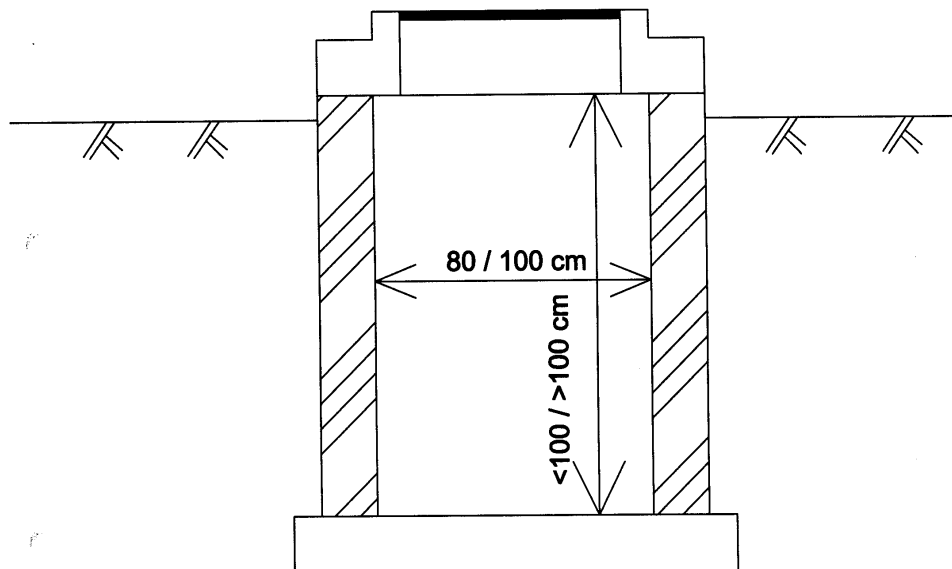


Figure 10.30

La conduite se trouve à au moins 20 cm au-dessus du radier. La distance entre la conduite ou l'accessoire (vanne, Té, ...) et la paroi parallèle est au moins de 20 cm pour des diamètres < 90 mm, de 25 cm pour les diamètres ≥ 90 mm.

La distance entre l'accessoire est la paroi perpendiculaire à cet accessoire est au moins de 10 cm. Ces distances sont nécessaires pour pouvoir installer et démonter les accessoires.

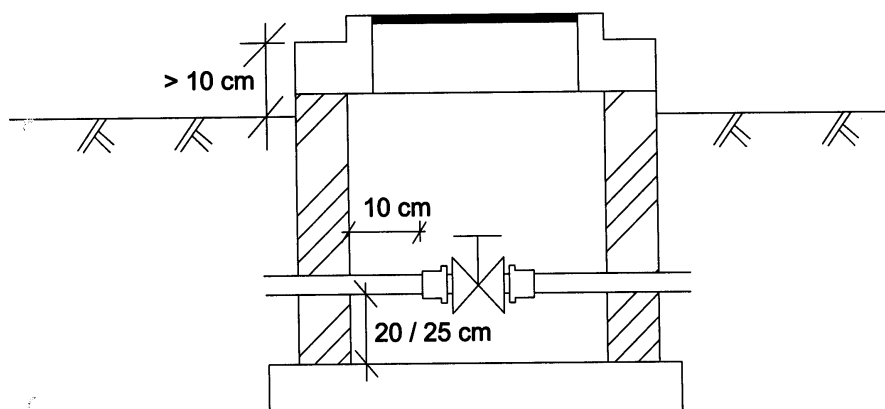


Figure 10.31

La face supérieure de la dalle de couverture se trouve 10 à 15 cm plus haut que le terrain naturel. Ainsi, on évite que les eaux de surface entrent dans le puits de regard. Si le puits de regard se trouve sous chaussée, le niveau supérieur de la dalle de couverture est égal au terrain naturel.

L'ouverture du regard est de 80cm x 80cm ou de diamètre de 100 cm. Les dimensions de l'ouverture ainsi que son positionnement sont sur la dalle de couverture permettant un accès aisé pour un homme ainsi que pour tous les équipements (vannes, Té, ...). Les couvercles peuvent être en acier (protégé contre l'érosion), en béton armé ou en fonte.

A l'intérieure de la chambre, il faut prévoir un drainage de l'eau provenant de la conduite en cas de panne ou de réparation.

10.4.2. VENTOUSES

10.4.2.1. localisation

Dans les endroits où l'air peut s'accumuler on y place une ventouse afin d'empêcher l'air comprimé de diminuer le débit ou même de l'arrêter complètement.

Ces endroits sont :

- a) là où il y a une diminution de la pente hydraulique suivie d'un brusque changement de la pente descendante de la conduite dans la direction du courant
- b) là où il y a une diminution importante de la pente ascendante de la conduite dans la direction du courant
- c) les points les plus hauts de la conduite.

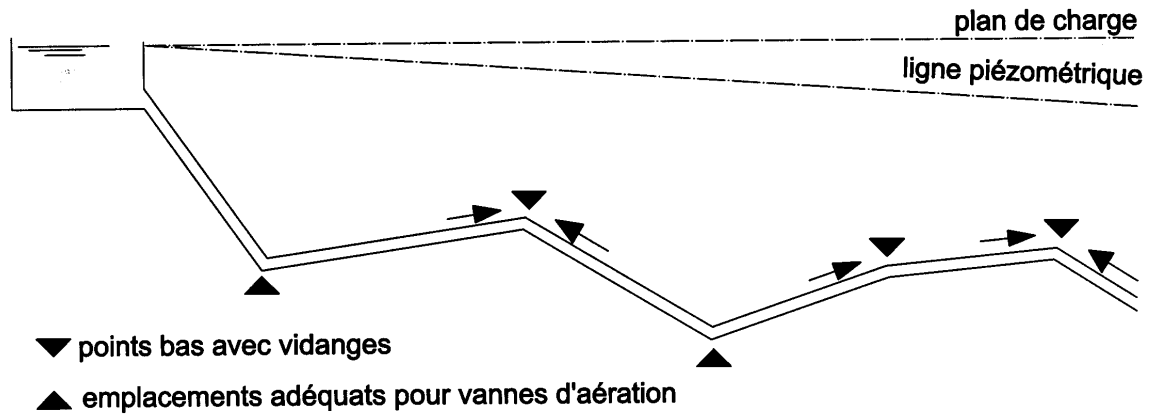


Figure 10.32

Sur des longues distances sans points hauts évidents, on placera des ventouses tous les 2 km. Cela devient important lorsque la pression diminue avec la distance et permet ainsi à l'air de s'accumuler.

10.4.2.2. construction

Il existe deux systèmes :

- un système manuel: un embranchement en T avec une vanne d'un diamètre inférieur à celui de la conduite principale, placée verticalement. Pour évacuer l'air dans la conduite, il faut ouvrir cette vanne à la main.

Les avantages d'un système manuel sont :

- uniformité: la ventouse peut être réalisée presque de la même façon que la vidange
- solidité
- participation plus grande des techniciens dans l'entretien préventif: ils doivent visiter régulièrement la conduite pour desservir les ventouses et peuvent ainsi mieux contrôler l'état du réseau.

Désavantages :

- ce système ne permet pas d'aspiration automatique nécessaire au cas où une pression négative se produirait
- ce système nécessite des visites régulières
- ce système ne donne pas de protection contre le coup de bélier.

Le tableau ci-dessous donne le diamètre du branchement en fonction de la conduite principale :

diamètre conduite principale	diamètre branchement
$\varnothing < 90 \text{ mm}$	50 mm
$90 \leq \varnothing \leq 160 \text{ mm}$	63 mm
$> 160 \text{ mm}$	75 mm

- un système automatique: ce système a les mêmes désavantages que ceux cités ci-dessus. Au lieu d'une vanne manuelle, on installe une ventouse automatique sur le T. C'est un système très coûteux, fragile et exige un entretien régulier. Entre la ventouse et le T, on place une vanne d'isolement, pour permettre d'effectuer l'entretien sans devoir interrompre l'approvisionnement.

Suivant les diamètres des conduites principales, les ventouses seront à simple fonction ou à trois fonctions. Une ventouse à simple fonction, de diamètre nominal 40 mm sera mise sur des conduites de diamètre nominal inférieur à 100 mm. Pour des canalisations de diamètres supérieurs, on installe des ventouses à triples fonctions.

Le tableau ci-dessous donne le diamètre de la ventouse en fonction de la conduite principale:

diamètre conduite principale	diamètre ventouse	fonction
$\varnothing < 90 \text{ mm}$	40 mm	simple
$90 \leq \varnothing \leq 225 \text{ mm}$	60 mm	triple
$> 225 \text{ mm}$	80 mm	triple

En aval ou en amont du Té, on place un joint Gibault ou un raccord de démontage de type Vicking Johnson qui permet de démonter et de remonter le Té facilement. Au-dessus du Té, on coule une butée.

La chambre est toujours munie d'un drainage pour évacuer l'eau qui sort de la conduite lors de la purge. Ceci peut facilement être réalisé avec une petite conduite qui donne sur un lieu situé plus bas. Le drainage dispose d'un treillis, pour éviter que des petits animaux rentrent dans la chambre. Une tête de sortie du drainage est construite en maçonnerie à l'extrémité.

Si cette solution n'est pas faisable, on peut placer une couche drainant sans radier (épaisseur de 50cm) dans la chambre. Les murs doivent être fondés 50 cm plus bas que la face inférieure de cette couche.

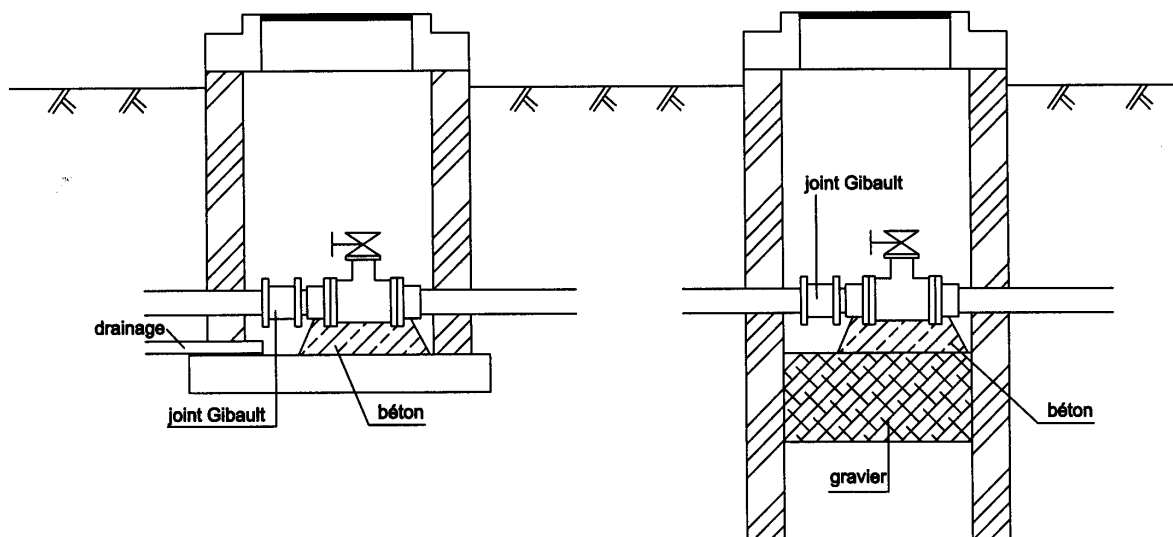


Figure 10.33

10.4.2.3. équipement

- 2 brides - emboîtements
- 1 T à trois brides
- 1 vanne à deux brides
- 1 joint Gibault ou 1 raccord Vicking - Johnson
- 1 ventouse automatique (éventuellement, au lieu de la vanne à deux brides).

10.4.3. VIDANGES

10.4.3.1. localisation

Pour permettre le nettoyage des conduites on prévoit une vidange aux endroits où la conduite change d'inclinaison (d'une pente descendante à une pente ascendante).

10.4.3.2. construction

Elles seront réalisées de façon suivante :

- un T de même diamètre que la conduite et ayant une tubulure d'un diamètre inférieure, est placé horizontalement sur la conduite
- une vanne de même diamètre que la tubulure est installée sur la tubulure
- cette vanne donne sur une canalisation d'évacuation de même diamètre que la vanne.
- à l'extrémité de cette canalisation, une tête de sortie de vidange est bâtie en maçonnerie. Elle est couverte avec un treillis contre l'entrée de petits animaux.
- en aval ou en amont du T, on place un joint Gibault ou un raccord de démontage de type Vicking Johnson qui permet de remonter ou démonter facilement les équipements.
- derrière le T, on coule une butée.

Le tableau ci-dessous donne le diamètre de la canalisation en fonction de la conduite principale :

diamètre conduite principale	diamètre branchement
$\varnothing < 90 \text{ mm}$	50 mm
$90 \leq \varnothing \leq 160 \text{ mm}$	63 mm
$> 160 \text{ mm}$	75 mm

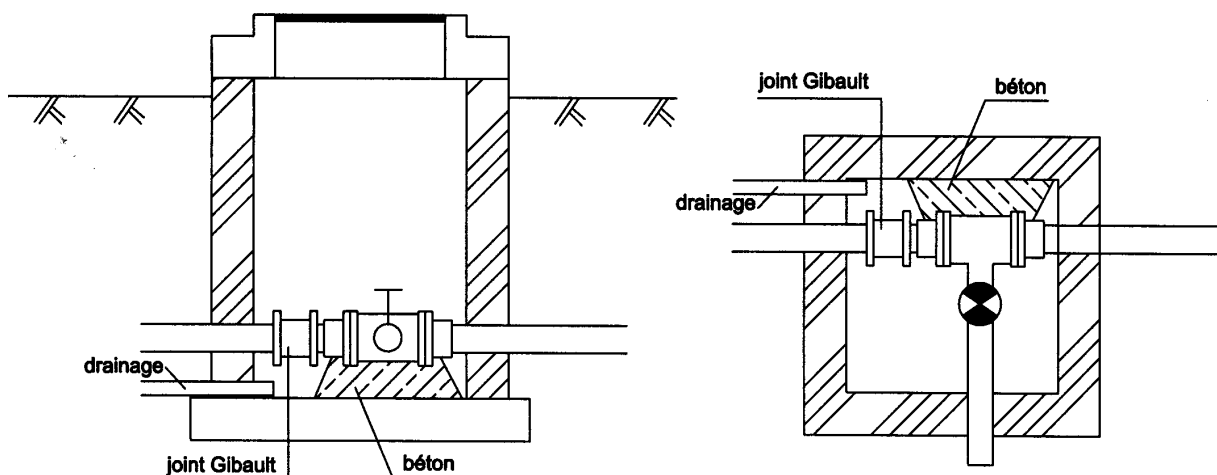


Figure 10.34

10.4.4. VANNE D'ISOLEMENT

10.4.4.1. localisation

A des distances régulières, on installe des vannes d'isolement, qui permettent d'effectuer des travaux sur une tranche du système sans devoir vider tout le système de son eau. Ces vannes sont placées chacune à un intervalle de 1 à 2 km ou au niveau d'un branchement.

10.4.4.2. construction

Le diamètre de la vanne est le même diamètre que celui de la conduite sur laquelle elle est installée.

Les vannes d'isolement sont toujours placées en combinaison avec une vanne d'aération (en aval de la vanne d'isolement). Quand on ferme la vanne d'isolement, il peut se créer des pressions négatives néfastes par le fait qu'il y a toujours une demande en eau en aval. On peut éviter ces problèmes en ventilant la conduite. Cette aération peut être réalisée par un collier de prise avec un robinet "quart tour" de 1". Il faut veiller à ce que toutes les vannes d'aération soient placées dans le haut du puits de regard, afin d'éviter tout contact possible avec l'eau stagnante qui pourrait être aspirée dans la conduite par la vanne d'aspiration et polluer ainsi tout un réseau. C'est pourquoi on prévoit toujours un drainage (canalisation ou puits perdu).

De même, on applique un joint Gibault ou un raccord Johnson-Viking.

La vanne d'isolement doit toujours être soutenue et ancrée par une butée. Si on vidange la partie en aval, l'eau dans la partie amont exerce une force sur la vanne, qui veut se déplacer dans le sens de l'écoulement. Si on vide la partie en amont, la vanne veut se déplacer dans la direction inverse. Il faut donc buter la vanne dans les deux directions.

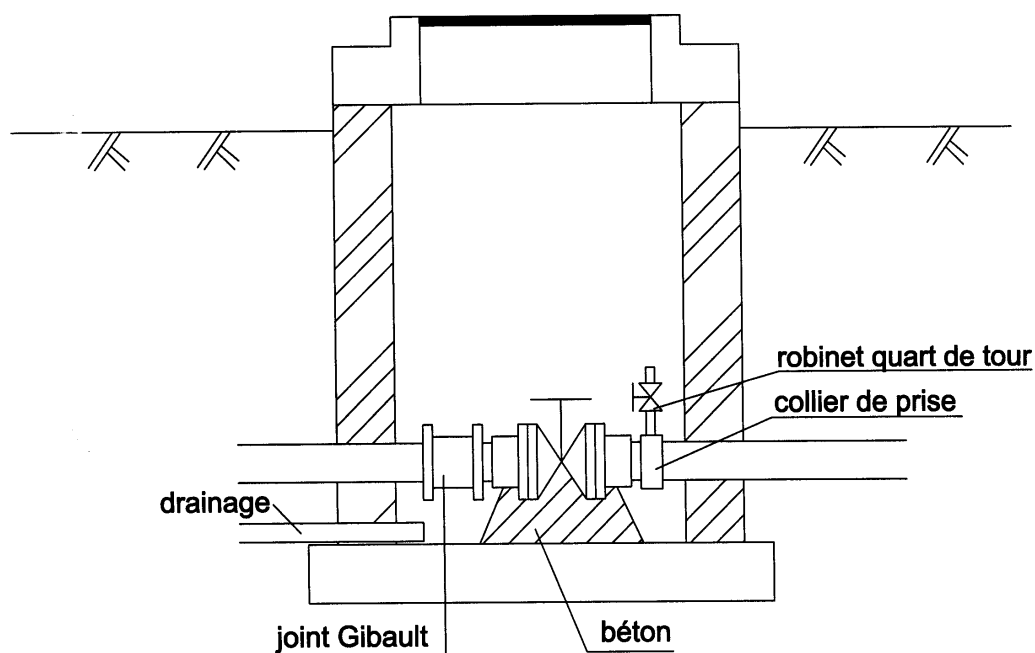


Figure 10.35

En général, pour limiter le nombre de puits de regard, les vannes d'isolement sont installées en combinaison avec les vidanges ou ventouses, dans les mêmes chambres.

10.4.5. BRISE CHARGE OU CHAMBRE D'EQUILIBRE

10.4.5.1. localisation

Les chambres d'équilibres sont des systèmes intermédiaires placés sur une conduite d'adduction d'eau et qui servent à ramener la pression piézométrique à zéro. Le choix d'une chambre d'équilibre et son emplacement dans le profil en long dépendent des considérations hydrauliques (voir 5.3.3.4.). On les utilise généralement pour éviter des pressions trop élevées, qui contraindraient à choisir en aval des conduites d'une pression nominale plus élevée (par exemple PN 16 ou lieu de PN 10). Ce qui peut augmenter considérablement le coût de fournitures des tuyaux. Lorsqu'on se sert de chambres d'équilibre il faut cependant s'assurer que la réserve de pression vers l'aval est suffisante pour garantir une desserte satisfaisante en tout point du réseau.

10.4.5.2. construction

La brise-charge est construite en béton ou en maçonnerie. Le radier et la dalle de couverture sont en béton armé, les parois sont en béton armé ou en maçonnerie armée. Elle doit être étanche à l'intérieur et à l'extérieur (deux couches d'enduit). Tous les angles et arêtes sont arrondis.

La construction comprend deux compartiments :

a) une chambre de vannes:

On distingue quatre conduites :

- la conduite d'amenée;
- la conduite de sortie;
- le trop-plein;
- la vidange.

La conduite d'amenée contient une vanne d'isolation, pour couper l'alimentation au bassin et pouvoir effectuer des travaux dans le bassin ou en aval de cette chambre d'équilibre. On pose également un robinet à flotteur sur la conduite d'amenée pour fermer l'alimentation quand il n'y a pas de demande en aval.

La sortie est munie d'une vanne de réglage. Il faut veiller à ce que la capacité de transport (c.à.d. le débit qui peut être transporté) par la sortie ne dépasse pas le débit d'alimentation, sinon, la sortie aspirera de l'air. On peut pallier ce problème en utilisant une vanne de réglage (par exemple une vanne papillon) à l'extrémité de la sortie. En aval de la vanne, un tuyau d'aération d'un pouce à coude 180° avec treillis est installé. Ce tuyau donne à un niveau supérieur au niveau d'eau dans le bassin. Le tuyau aspire de l'air quand la vanne d'isolation est fermée et évite des pressions négatives dans la conduite en aval.

La sortie est installée au moins à 5 cm au-dessus du radier, pour ne pas évacuer des impuretés qui se sont sédimentées dans le bassin.

Le trop plein est placé au moins à 5 cm plus haut que la conduite d'amenée (distance entre la face inférieure du trop plein et la face supérieure de la conduite d'amenée).

La vidange est placée sur le radier de fond du bassin de transition d'eau. Dans la chambre de vannes, une vanne est installée pour pouvoir vidanger le bassin. Le trop plein est branché sur la vidange en aval de cette vanne.

Les quatre conduites sont munies d'un joint Gibault ou d'un raccord Johnson - Vicking pour pouvoir démonter facilement les différents accessoires.

Le radier de la chambre d'équipement est de 20 cm, inférieur au radier du bassin de transition. Ceci est nécessaire pour pouvoir installer et démonter les équipements (Té, vanne, ...) sur la vidange (qui est placée sur le radier du bassin).

La chambre de vannes dispose également d'un petit drainage.

b) un bassin de transition d'eau :

Les dimensions du bassin de transition d'eau dépendent des débits d'arrivée et de départ, ainsi que de la vitesse de l'eau à l'arrivée. Il faut que son volume soit suffisant pour jouer un rôle de tampon sur le réseau :

- à l'ouverture, lorsque la demande en eau en l'aval reprend, il faut que le bassin ait un volume suffisant pour fournir l'eau requise le temps que le robinet à flotteur s'ouvre et que le débit amont se stabilise à la valeur du débit aval. Cette phase transitoire ne doit pas être négligée car il peut arriver que si le bassin n'a pas été bien dimensionné, il se vide à l'ouverture, provoquant la venue d'air dans la conduite aval le temps que le régime transitoire se stabilise. Le réseau fonctionne alors très mal et peut endommager les équipements.
- le bassin doit également contenir une quantité d'eau suffisante afin que les remous créés par l'eau débouchant sous pression de la conduite amont puisse être suffisants pour absorber entièrement l'énergie que possède l'eau au débouche.

En outre, le bassin doit être conçu de façon que l'on puisse monter et démonter facilement le robinet à flotteur.

Comme principe on utilise :

$$V \text{ (volume du bassin)} = 400 \times \varnothing^2$$

\varnothing le diamètre de la conduite d'amenée (en m)

exemple :

pour une conduite d'amenée DN 125 PN 10

$$V = 400 \times 0,125^2 = 6,25 \text{ m}^3$$

La hauteur minimale entre l'axe du tuyau d'amenée et le fond du bassin est de 1,20 m.

Il est recommandé de poser la conduite d'amenée de façon à ce que l'eau soit injectée en-dessous du niveau de service minimal, pour empêcher de trop fortes turbulences dans le bassin. De plus, on peut construire un mur perforé entre l'entrée et la sortie pour obtenir un écoulement plus uniforme à la sortie.

Le fond du bassin a une pente de 3% vers la vidange pour pouvoir vidanger et nettoyer le bassin. La conduite de sortie est installée 5 cm au-dessus du radier, pour ne pas évacuer des impuretés qui se sont sédimentées dans le bassin.

Le bassin est aéré.

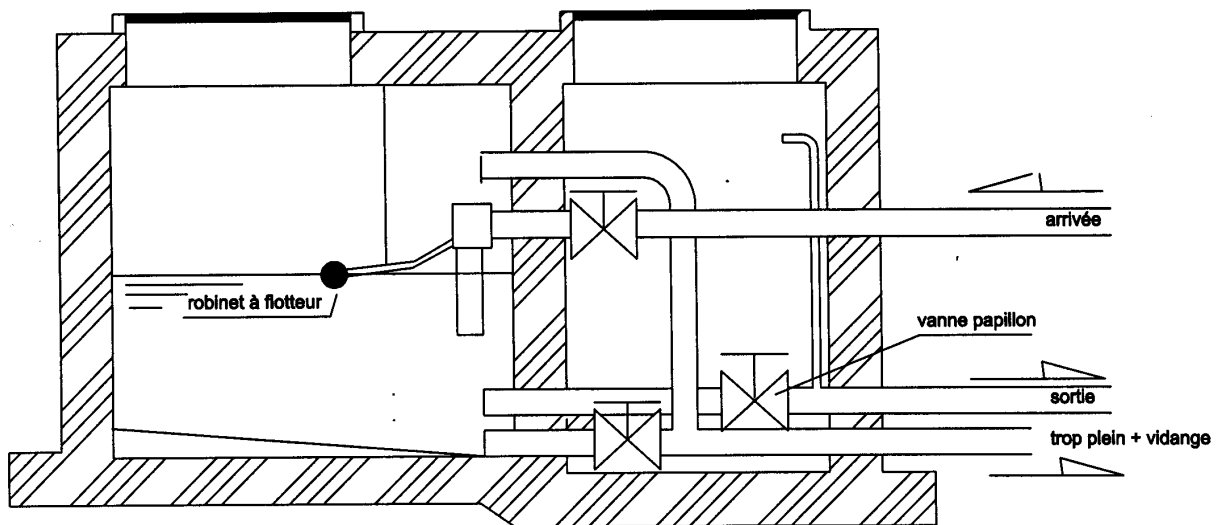


Figure 10.36

10.4.5.4. remarques

a) Il se peut que l'on n'installe pas de robinet à flotteur sur la conduite d'amenée. Il est vrai que ces robinets sont assez fragiles et demandent un contrôle régulier. Le débit entrant est dans ce cas indépendant de la demande. Les moments, qu'il n'y a pas de consommation en aval, le bassin continue à se remplir, jusqu'au moment où le trop plein commence à fonctionner. Ce système est moins complexe mais en termes d'utilisation rationnelle d'eau, moins indiqué.

b) Au lieu de construire un bassin de transition d'eau, on peut également installer un réducteur de pression dans un simple puits de regard. La construction du génie civil est beaucoup plus simple, mais l'utilisation d'un réducteur de pression présente néanmoins quelques désavantages :

- il est fragile et quand il est hors d'usage, il y n'a plus de limitation de pression dans les conduites avals, ce qui provoque un fort risque d'endommagement de ces tuyaux.

- le système est cher et ne peut pas être trouvé sur place. En général, des pièces de rechanges ne sont pas disponibles sur le marché local. Des pannes peuvent engendrer des longues interruptions dans l'approvisionnement. Avant de décider d'utiliser des réducteurs de pression, on doit se demander si cette technique est appropriée.

D'autre part, l'emplacement d'un bassin d'équilibre influence les pressions dans le système amont et aval. Il faut donc trouver un endroit adapté pour que la pression vers l'aval soit assez suffisante pour garantir une desserte dans tous les points du réseau de distribution. Le bassin doit donc être implanté suffisamment haut vis-à-vis ce système, ce qui est par exemple impossible dans un terrain plat. Dans ce cas, un réducteur de pression peut résoudre le problème.

- il faut également respecter les règles d'installation du réducteur de pression: en amont et en aval du réducteur on prévoit un bout droit de 10 à 15 fois le diamètre.

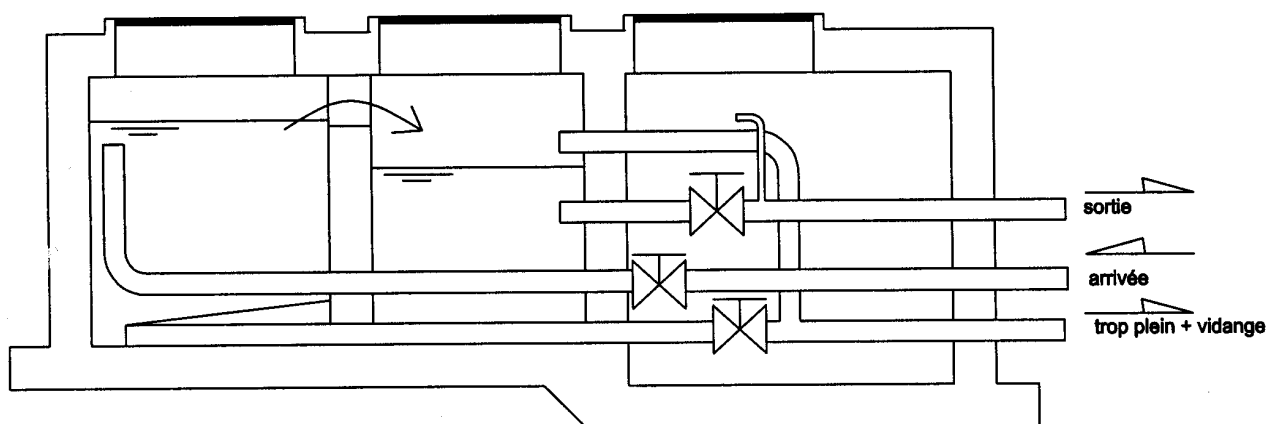
10.4.6. CHAMBRE DE REPARTITION

Dans beaucoup de systèmes d'eau potable, les débits doivent être repartis entre les différents réseaux de distribution d'une manière fixe et proportionnelle. Ceci est le cas dans un système avec plusieurs réservoirs branchés sur une conduite mère. La répartition peut se faire moyennant des vannes de réglage ou des chambres de répartition.

10.4.6.1. fonctionnement

La chambre de répartition consiste en un bassin avec plusieurs déversoirs en aval. Tous les déversoirs ont le même niveau. Le débit qui passe au-dessus de ces déversoirs est en rapport avec la longueur des déversoirs.

Dans la figure, le déversoir A a une longueur de 1 m ; le déversoir B de 2 m. Le débit au-dessus du déversoir A est toujours égal à $1/3$ du débit entrant dans le bassin, le débit au-dessus du déversoir B égal à $2/3$ du débit entrant dans le bassin. Cette répartition est indépendante du débit entrant.



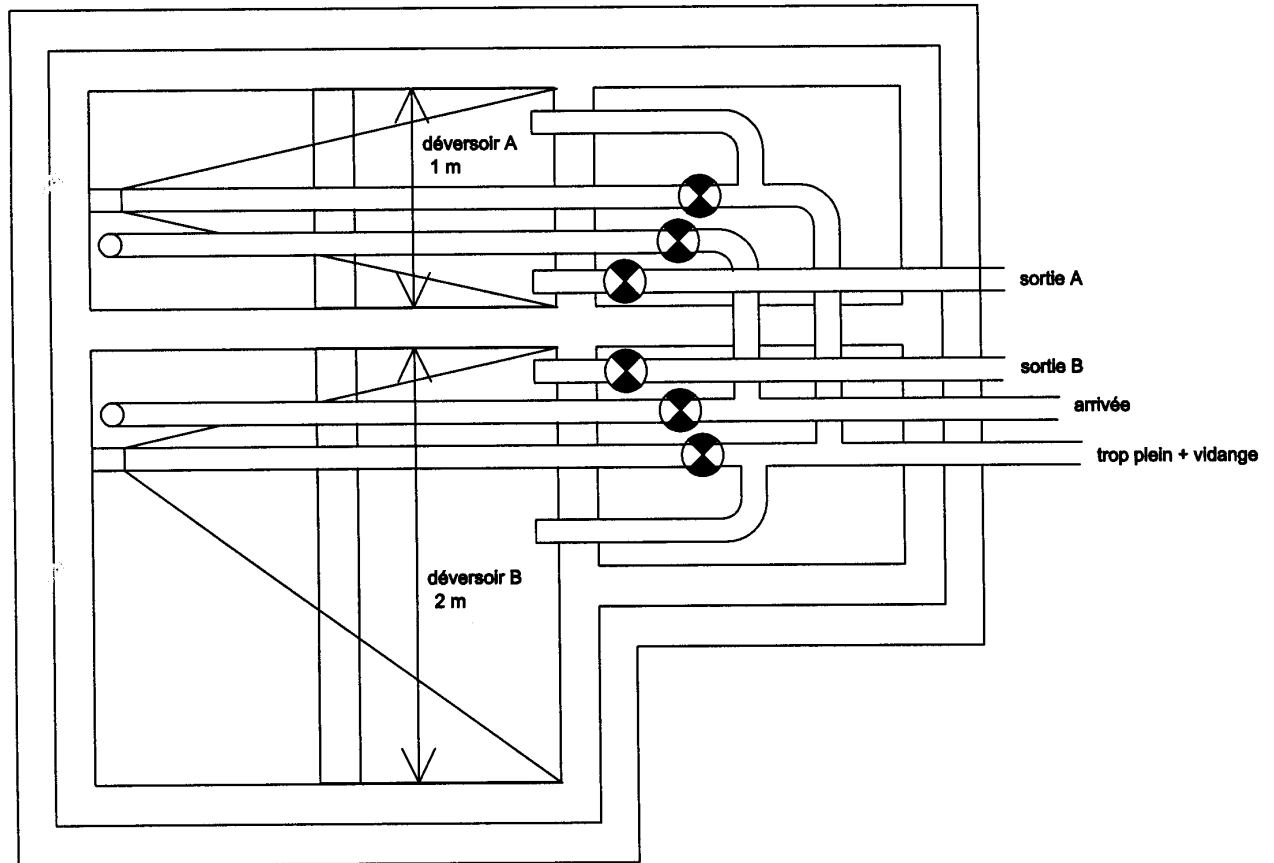


Figure 10.37

10.4.6.2. localisation

Les chambres de répartition sont des petits réservoirs, où l'eau vient en contact avec l'atmosphère. Dans ces chambres la pression piézométrique est ramenée à zéro. Le choix d'une chambre de répartition et son emplacement dans le profil en long dépendent des considérations hydrauliques. Lorsqu'on se sert de ces ouvrages il faut s'assurer que la réserve de pression vers l'aval est suffisante pour garantir une desserte satisfaisante en tout point du réseau.

Il est évident que les chambres de répartition fonctionnent également comme brise charge.

10.4.6.3. construction

La construction de la chambre de répartition est pareille à celle d'un bassin de sédimentation, sauf qu'à l'entrée il ne faut pas prévoir un mur perforé et qu'il y a plusieurs sorties, chacune avec sa conduite de sortie. Chaque tuyau de sortie est muni d'une vanne d'arrêt. En aval des vannes, un tuyau d'aération d'un pouce à coude 180° avec treillis est installé. Ce tuyau donne à un niveau supérieur le niveau d'eau dans le bassin. Le tuyau aspire de l'air quand la vanne d'isolation est fermée et évite des pressions négatives dans la conduite en aval.

Les sorties sont installées au moins 5 cm au-dessus du radier, pour ne pas évacuer des impuretés qui se sont sédimentées dans le bassin.

Le trop plein est placé au moins 5 cm plus haut que la conduite d'amenée (distance entre la face inférieure du trop plein et la face supérieure de la conduite d'amenée).

La vidange est placée sur le radier du bassin. Dans la chambre de vannes, une vanne est installée pour pouvoir vidanger le bassin. Le trop-plein est branché sur la vidange en aval de cette vanne.

Toutes les conduites sont munies d'un joint Gibault ou d'un raccord Johnson - Vicking pour pouvoir démonter facilement les différents accessoires.

Le radier de la chambre d'équipement est de 20 cm inférieur au radier du bassin. Ceci est nécessaire pour pouvoir installer et démonter les équipements (Té, vanne, ...) sur la vidange (qui est placée sur le radier du bassin).

La chambre de vannes dispose également d'un petit drainage.

10.4.6.5. remarques

Au lieu de construire un bassin de répartition, on peut également installer des vannes de réglage dans un simple puits de regard. La construction du génie civile est beaucoup plus simple, mais la répartition entre les différentes branches n'est jamais constante. Vu que les différentes branches ne sont pas indépendantes au niveau hydraulique, un changement de débit ou de pression dans une branche influence les débits et pressions dans les autres branches. Si par exemple il y a une fuite dans une branche, il y aura une forte diminution de débit dans les autres branches. Dans le cas d'un bassin de répartition, des accidents sur une branche n'influencent pas les débits et pressions dans les autres branches. De même il est facile à comprendre que le réglage des débits avec un ensemble de vannes n'est pas simple.

10.5. RESERVOIRS

10.5.1. LOCALISATION

Les critères de localisation sont les suivants:

- le réservoir doit se trouver le plus près possible du point de prise
- il doit pouvoir fournir une pression suffisante à la demande de pointe. Le niveau d'eau du réservoir doit être de 20m à 80m au-dessus du secteur desservi. Dès que le hauteur dépasse 80 m il faut diminuer la pression en construisant en aval des chambres d'équilibre
- il doit être facilement accessible afin d'en permettre la construction et l'entretien
- le réservoir doit se justifier techniquement et économiquement; c'est pourquoi nous donnons la préférence à des réservoirs mi-enterrés plutôt qu'à des châteaux d'eau.

10.5.2. PRINCIPES DE CONSTRUCTION

Il existe plusieurs types de réservoirs. Ce livre n'a pas l'ambition de traiter tous les différents types, mais se veut plutôt donner des consignes.

a) exigences du point de vue technique de construction:

- de préférence à placer sur un terrain homogène, possédant une résistance suffisamment élevée (éviter des tassements irréguliers entraînant des fissurations et donc des pertes d'eau)
- drainage de l'eau et autour du réservoir pour préserver la résistance du sol
- assurer l'étanchéité complète de l'ouvrage
- concevoir l'ouvrage de façon à faciliter l'entretien et à minimiser les frais d'exploitation
- construite en matériaux durables (en béton armé ou en maçonnerie). Les réservoirs en béton sont généralement construits en forme de rectangle. Les réservoirs en maçonnerie en forme de rectangle et de cercle. En principe, un réservoir circulaire est plus économique, mais ne peut plus facilement être agrandi.

b) exigences découlant des besoins d'exploitation:

- éviter toute pollution d'ordre bactériologique, chimique ou physique (entre autres, choix de matériaux de construction appropriés)
- isoler la chaleur
- concevoir les ouvertures extérieures (aération, regard d'accès) de façon à éviter tout encrassement
- éviter l'accès permanent de la lumière du jour
- assurer un mouvement continu de l'eau du réservoir, entre autres, par un agencement approprié de l'amenée d'eau par rapport à la prise (éviter une stagnation de l'eau)
- assurer la possibilité de vidange des chambres du réservoir
- prévoir un trop-plein pour chaque chambre pour éviter des dégâts à l'ouvrage par un niveau d'eau trop élevé

- dimensionner les ouvertures d'accès suffisamment grandes pour permettre l'accès au personnel d'exploitation, son équipement et outillage, et le passage de l'équipement hydraulique éventuellement à remplacer
- protection contre l'infiltration d'eau souterraine ou de superficie (drainage d'eau souterraine et de superficie).

c) exigences de sécurité:

- empêcher l'accès des personnes étrangères au service d'exploitation
- empêcher l'introduction de corps étrangers dans le réservoir.

d) recommandations

- en cas de réservoirs de forme ronde, répartir le volume utile sur deux unités, agencées par exemple en forme de "lunettes", avec une chambre de commande séparée, commune pour les 2 réservoirs
- en cas de réservoirs de forme rectangulaire, prévoir deux chambres distinctes
- dans la mesure du possible, il est recommandé d'agencer le regard d'accès au réservoir à l'écart de la surface d'eau, pour des raisons d'hygiène
- un dispositif d'aération, protégé contre l'accès des animaux et insectes est obligatoire
- l'amenée d'eau et la prise sont à placer face à face dans les chambres du réservoir,
- la vidange du réservoir sera disposée dans un petit puisard agencé dans le radier, ce dernier ayant une pente uniforme orientée vers le puisard
- les chambres de vannes / de commande sont à réaliser de façon suffisamment spacieuse, pour permettre facilement toute manipulation des organes de réglage ainsi que le démontage / remontage et l'entretien des équipements
- le déversoir du trop-plein et de la vidange sont à écarter du réservoir pour empêcher des affouillements ou des effets déstabilisant du sol portant le réservoir
- la conduite d'amenée doit être munie d'une chambre de vanne, comprenant au minimum une vanne contrôlant l'amenée d'eau, mais pouvant en plus recevoir un compteur d'eau
- là où l'eau tombe dans le réservoir, la dalle du radier est renforcée pour éviter de l'érosion (par exemple avec des moellons encastrés dans le radier ou avec un béton riche en ciment)
- la conduite de sortie est installée au moins 5 cm au-dessus du radier, pour ne pas évacuer des impuretés qui se sont pas sédimentées dans le bassin
- les conduites du réservoir ne peuvent être visibles ni accessibles de l'extérieur
- des réservoirs semi-enterrés ou enterrés augmentant la stabilité de l'ouvrage et éliminant leur exposition au soleil / chaleur
- si les moyens financiers le permettent, la chambre de commande, avec l'accès au réservoir devrait y être intégrée
- la hauteur optimale du réservoir est fonction du volume :

Hauteur d'eau en m		Volume en m ³
Hauteur habituelle	Hauteur optimale	
2,00 à 2,50	2,50	100
2,50 à 3,00	3,00	100 à 200
3,00 à 4,00	4,00	200 à 300

10.6. DISTRIBUTION

10.6.1. BORNE -FONTAINE

10.6.1.1. critères

Il existe des multitudes de modèles de bornes-fontaines. Cet livre n'a pas l'ambition de donner une description complète de tous ces modèles, mais veulent plutôt tirer l'attention à des aspects importants dans la construction.

Une borne-fontaine doit répondre à un nombre de critères :

- construction robuste et fonctionnelle
- équipements durables
- conception assurant un maximum d'hygiène
- entretien et nettoyage facile
- réparation facile
- aménagement extérieur soigné
- empêchement d'accès aux animaux.

10.6.1.2. localisation

On respecte les critères suivants :

- rayon d'accès maximal: 1000 m
- population desservie: 400 personnes par robinet. Si on se trouve dans une zone de haute densité de population, on peut concevoir des fontaines à plusieurs robinets.

Les bornes- fontaines sont implantées à des endroits accessibles à tout moment. On veille également à ce qu'il y ait une possibilité d'évacuer les eaux excédentaires de manière hygiénique.

10.6.1.3. consignes de construction

L'ouvrage est constitué d'une dalle de radier, d'un élément central qui permet de mener la conduite d'amenée à la hauteur de desserte voulue, d'un système d'évacuation des eaux excédentaires et d'un puisard d'infiltration ou autre dispositif de rejet de cette eau.

La borne-fontaine est entièrement clôturée, empêchant l'accès du bétail.

La dalle de radier est à exécuter de préférence en béton armé. Le radier aura une pente uniforme vers la rigole de drainage. Le radier sera poli de façon qu'il puisse facilement être nettoyé à l'aide d'une brosse.

La rigole de drainage peut être disposée le long de l'enceinte extérieure de l'ouvrage, ce qui présente l'avantage de ne pas laisser l'eau stagner au centre, là où les usagers stationnent pieds nus pour remplir leurs récipients.

La rigole devra alors contourner toute la dalle et posséder un exécutoire de rejet.

La rigole de drainage peut aussi être disposée au centre de l'ouvrage pour collecter les eaux excédentaires.

Dans ce cas, les pentes de la dalle du radier sont à orienter vers le centre.

La rigole devra avoir au minimum une largeur de 15 cm et une profondeur de 10 cm, pour faciliter le nettoyage et l'écoulement de l'eau.

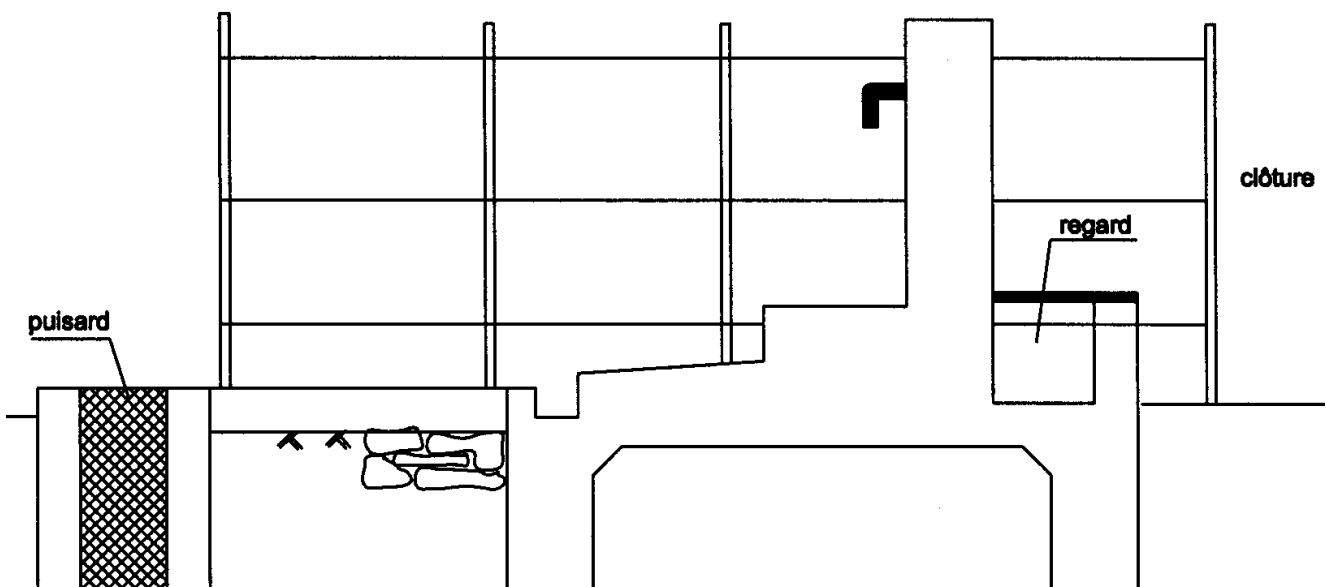
Dans tous les cas, la dalle de radier devra dépasser le terrain naturel de 15 cm.

Pour évacuer les eaux excédentaires on aménagera dans le cas le plus simple un puisard d'infiltration à l'extérieur de l'enceinte clôturée de la borne-fontaine. D'autres systèmes tels que les systèmes d'irrigation, d'abreuvement de bétail ou de lessivage peuvent également être imaginés.

L'ouvrage sera entouré d'un perré en moellons possédant une pente orientée vers l'extérieur, sur une largeur de 50 cm au minimum

L'élément central contient la conduite d'amenée et éventuellement la distribution sur plusieurs robinets. Il est construit en maçonnerie ou en béton armé. Sa hauteur dépend de la hauteur optée pour l'emplacement du robinet. Celle-ci devra être d'environ 55 cm au minimum, pour permettre d'y placer un jerrycan d'eau. Si pour des raisons quelconques cette hauteur est plus élevée, il faudra prévoir un socle sur la dalle de radier éloigné de 55 cm du robinet, pour éviter trop de pertes d'eau pendant le remplissage du jerrycan.

A l'extérieur un regard est construit, qui contient une vanne d'arrêt et une vanne de réglage. Le regard dépassera le terrain naturel de 20 cm au minimum. Comme alternative au regard souterrain, une chambre de vannes pourrait être intégrée dans l'élément central, à l'arrière de la borne-fontaine.



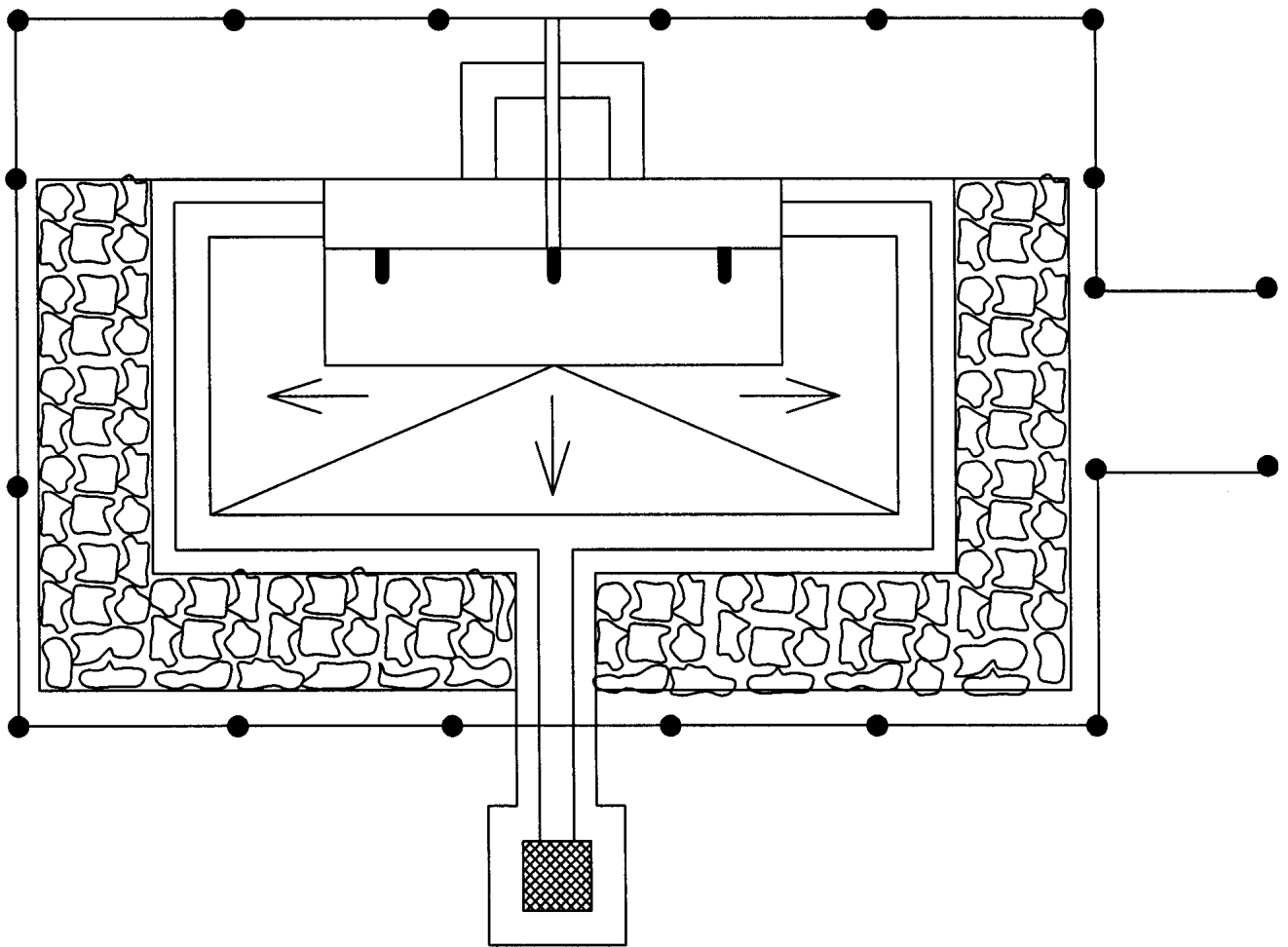
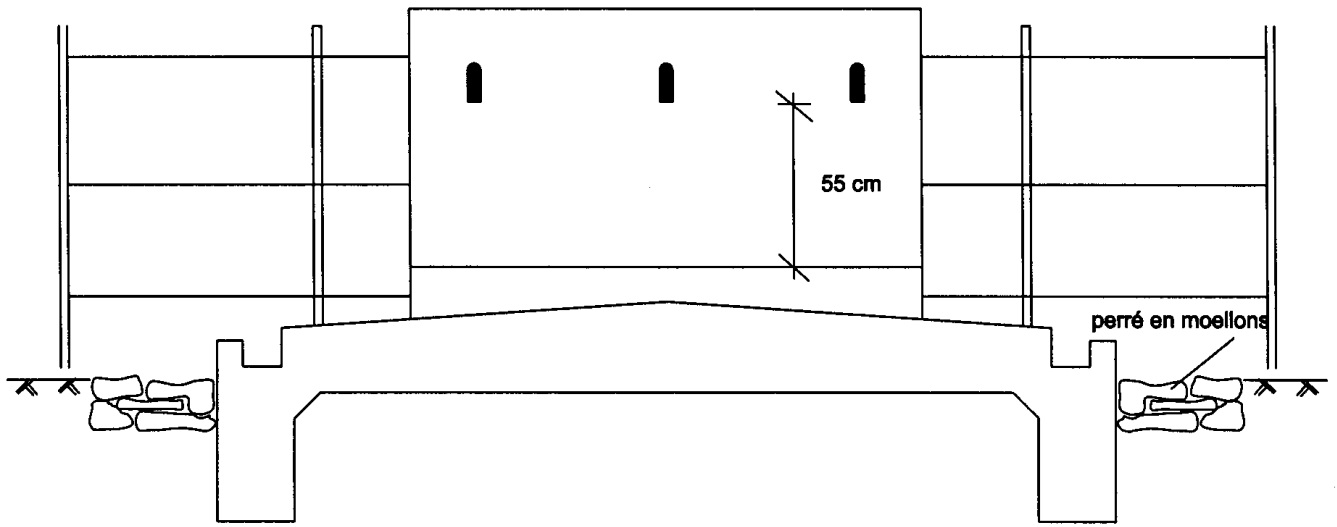


Figure 10.38

CHAPITRE 11 POSE DES CONDUITES

Dans ce chapitre :

- les caractéristiques des tranchées : la pente, la largeur, la profondeur, le remblai
- le passage d'une rivière en siphon
- le passage d'une rivière en aérien
- les butées d'ancrage
- la pose des tuyaux PVC : les facteurs nuisibles; le stockage, le transport, la pose des tuyaux à joints en caoutchouc et à joints collés.

11.1. LES TRANCHEES

11.1.1. PENTE DES TRANCHEES

La conduite d'eau doit être placée dans un alignement le plus droit possible dans le plan horizontal et le plan vertical. Chaque longueur de tuyau sera placée avec une pente aussi régulière que possible variant de 2% (minimum) à 5%, de façon à ce que l'air accumulé puisse être évacué au moyen des vannes d'aération.

Les conduites parallèles à la pente hydrauliques et les conduites horizontales seront perturbées par des poches d'air; il faut donc les éviter.

Dans le cas d'un terrain accidenté, où la pente de la conduite excède 5%, on sera obligé de protéger les tuyaux avec des murets ou des massives d'ancrage (voir 11.4.7.). Dans un terrain plat, où la pente est inférieure à 2%, la conduite ne sera plus parallèle au terrain, mais sera sectionnée en bouts descendants et montants avec une pente de plus de 2%.

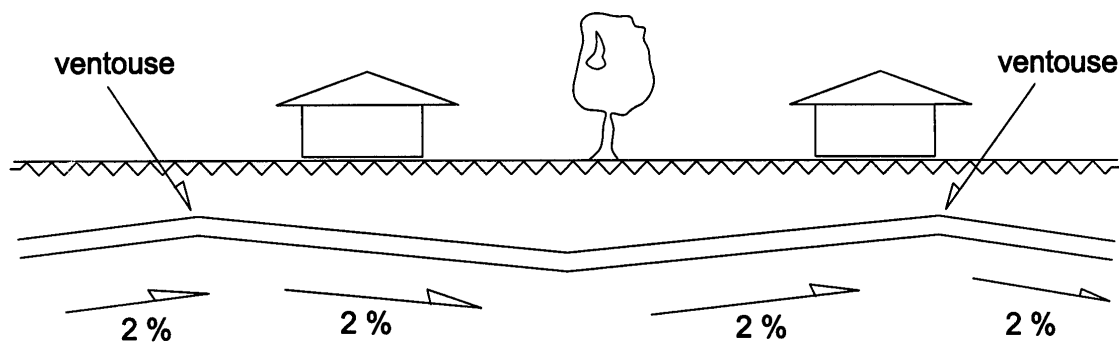


figure 11.1

11.1.2. LARGEUR DES TRANCHEES

La tranchée doit être suffisamment large pour permettre d'exécuter les opérations de pose et d'emboîtement et de remblai.

Une largeur minimale de 35 cm sera respectée pour des conduites de diamètre inférieur à 50 mm. Pour les tuyaux de diamètre supérieur, la largeur est de 30 cm + le diamètre extérieur,

par exemple :

un tuyaux DN 125, la largeur est de $30 + 12,5 = 43$ cm.

La tranchée n'est jamais bien alignée, une largeur minimale permet de poser le tuyau tout en conservant au moins 10 cm entre le tuyau et la paroi la plus proche. Ces 10 cm sont nécessaires pour pouvoir compacter suffisamment le remblai entre le tuyau et la paroi et pour prévenir des tassements qui peuvent endommager la conduite.

Les largeurs citées ci-dessus sont des largeurs minimales. La largeur doit être suffisante pour permettre à un homme de descendre au fond de la tranchée ou d'exécuter les travaux de creusement, de pose de la conduite, d'emboîtement, de remblai, de compactage,...

La largeur traitée ici, est la largeur du fond de la tranchée. La largeur au niveau du terrain naturel varie en fonction de la profondeur de la tranchée et en fonction des caractéristiques du sol. Dans tous les cas, la largeur au niveau du terrain naturel ne sera jamais inférieure à 50 cm. Souvent, pour faciliter l'exécution, on maintient cette largeur sur toute la profondeur de la tranchée.

Au niveau des emboîtements, on donne une sur-largeur à la tranchée, sur une longueur de 80 cm. Cette sur-largeur est nécessaire pour effectuer les opérations d'emboîtement. La sur-largeur varie en fonction du diamètre nominal de la conduite. Au niveau des emboîtements, la largeur de la tranchée est 60 cm + le diamètre extérieur avec un minimum de 65 cm.

par exemple : Pour un tuyau DN 125, la largeur au niveau des emboîtements est de $60 + 12,5 = 73$ cm.

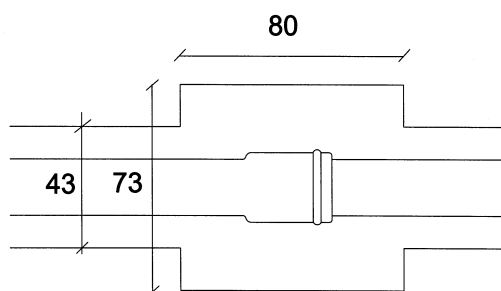


figure 11.2

Sous des pistes ou là où on les traverse, les opérations de remblai et de compactage doivent être exécutées avec soin. Les forces exercées sur la conduite y sont très élevées à cause de la circulation et des tassements importants de la tranchée peuvent menacer la sécurité de la circulation.

Dans ces situations, où tout tassement doit être évité, les largeurs citées ci-dessus ne sont pas satisfaisantes. Là, la largeur des tranchées en fond de fouille sera égale à 50 cm + le diamètre extérieur, avec un minimum de 55 cm.

largeur en fonction de la position	en dehors les pistes et à plus de 1,50 m de celles-ci	sous les pistes où à moins de 1,50 m de celles-ci
tranchée	Ø + 30 cm et > 35 cm	Ø + 50 cm et > 55 cm
emboîtement	Ø + 60 cm et > 65 cm	Ø + 60 cm et > 65 cm

11.1.3. PROFONDEUR DES TRANCHEES

Les forces exercées sur un tuyau enterré sont doubles :

1) la conduite subit une pression du sol qui l'entoure. La hauteur de cette pression est en rapport avec la profondeur de la conduite. Si la conduite se trouve à une profondeur importante, la canalisation peut se casser si elle n'a pas une épaisseur suffisante même au cas où le remblai serait bien compacté. Raisons pour laquelle nous déconseillons l'utilisation des tuyaux de classe PN 6.

2) les forces sur le terrain naturel (p.e. par la circulation) sont transmises à la conduite. Cette charge de surface est répartie dans le sol, et la conduite ne subit qu'une partie. Cette répartition dépend :

- de la profondeur de la conduite. Dans le cas d'une petite profondeur, la répartition sera faible et presque toute la charge de surface est transmise sur la conduite. Dans des tranchées profondes, la conduite n'éprouve presque pas d'influence de cette charge de terrain.
- du compactage du remblai. Un bon compactage amène à une bonne répartition des forces dans le sol, et réduit l'influence de ces charges sur la conduite.

Sur base de ces principes, nous retenons les règles suivantes :

couverture en fonction du matériau et de la position	en dehors les pistes et à plus de 1,50 m de celles-ci	sous les pistes ou à moins de 1,50 m de celles-ci
PVC ou PE	couverture > 80 cm	couverture > 120 cm
AG ou FD	couverture > 50 cm	couverture > 100 cm

Dans le cas de profondeurs de plus de 200 cm on contacte le fournisseur pour s'assurer de la résistance des tuyaux contre la pression du sol.

Si on ne peut pas respecter ces profondeurs, on protégera la conduite avec du béton (voir aussi 11.1.4.2).

11.1.4. LE REMBLAI

11.1.4.1. remblai d'une tranchée en dehors d'une piste

Dans la tranchée, nous pouvons distinguer 4 couches :

- 1) le lit de pose : le terrain du fond de la tranchée
- 2) la fondation : le remblai de la tranchée sur le lit de pose jusqu'au niveau placé à mi-hauteur du tuyau
- 3) l'enrobage : le remblai au-dessus la fondation et jusqu'à 15 cm au-dessus du tuyau
- 4) le remblai final: le remblai au-dessus de l'enrobage jusqu'au terrain naturel.

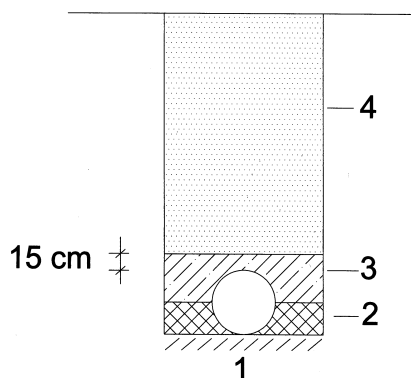


figure 11.3

En 11.1.3. nous avons vu que le lit de pose et les différentes couches de remblai jouent un rôle primordial dans la protection de la conduite contre des charges de surface.

- 1) Le lit de pose doit être le plus régulier possible entre deux points où le profil en long de la conduite change de pente. Les tuyaux doivent être posés sur un sol ferme afin d'éviter tout tassement qui peut nuire à la conduite (en particulier vers les joints).

Le lit de pose doit être libre de tout objet dur, p.e. du rocher, des cailloux, des racines... Si lors de l'excavation, on trouve des rochers ou des cailloux au fond de la tranchée il faudra creuser 10 cm de profondeur de plus pour mettre en place une couche de sable ou de terre tamisée. Cette couche est soigneusement compactée avec une dame à main.

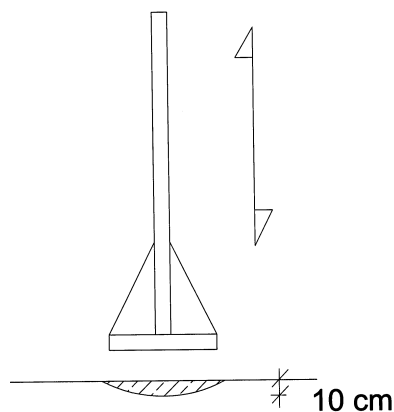


figure 11.4

La conduite doit reposer toute sa longueur sur le lit de pose. Sinon, elle fonctionne comme une poutre sur plusieurs supports et elle sera fléchie par la terre du remblai. Cette flexion peut mener à la cassure de la conduite.



figure 11.5

Dans le cas de joints épais, on creuse une petite cavité sous chaque joint pour assurer une assise sur toute la longueur du tuyau.

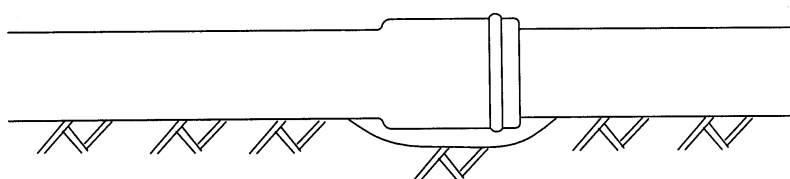


figure 11.6

2) La fondation consiste en matériaux tamisés (de la terre ou du sable) ne contenant pas d'éléments durs. Cette fondation doit être bien compactée afin d'éviter des efforts localisés et trop importants sur la conduite. La fondation s'étend sur toute la largeur de la tranchée.

3) L'enrobage est réalisé avec les mêmes matériaux que la fondation. On ne procède à l'enrobage qu'après avoir réalisé la fondation pour tout le tronçon sur lequel on travaille. Cette couche est aussi compactée avec soin sur toute la largeur de la tranchée.

4) Le remblai final peut être fait avec des matériaux qui contiennent des éléments durs de petite taille (p.e. des petits cailloux,...). Le compactage ne nécessite pas les mêmes soins que la fondation ou l'enrobage, sauf pour des tranchées sous les pistes et autres endroits où des tassements peuvent avoir des grandes conséquences (p.e. à côté des fondations d'un bâtiment, des tranchées dans un terrain ayant une pente forte avec le risque d'érosion). Le remblayage est toujours effectué par des couches successives soigneusement tassées de 10 à 20 cm.

11.1.4.2. remblai d'une tranchée sous une piste

Pour une conduite en PVC ou en PE sous une piste, elle est posée sur une fondation de sable et dans un enrobage de sable. Le remblai consiste en un matériau libre de tous les éléments durs.

On prête une attention particulière au compactage, car si les différentes couches ne sont pas suffisamment compactées, le poids de la circulation est directement transféré sur la conduite et peut causer des endommagements aux tuyaux.

Si, pour des raisons particulières, on ne peut pas respecter une couverture d'un mètre au-dessus de la conduite, on coule une dalle de béton pour mieux répartir les charges provenant du trafic. La fondation et l'enrobage sont constitués de sable. Au-dessus de la conduite, on pose encore une couche de 20 cm de sable avant de couler la dalle de béton.

La conduite n'est jamais posée sur un lit de béton, ni enrobée de béton. Si jamais le béton ne résiste pas aux charges du trafic, il se brise. Au niveau de la cassure des tassements peuvent se produire.

La conduite, entourée de béton, est obligée de suivre les tassements du béton, et se brisera aussi. Par contre, si on a protégé la conduite par une dalle de béton au-dessus, et si cette dalle ne résiste pas aux charges de la circulation, une cassure de la dalle ne mène pas forcément à une cassure de la conduite.

Comme alternative à la dalle de béton, on peut également insérer le tuyau en PVC (ou en PE) dans une gaine en métal, pour le protéger contre les charges de la circulation. La gaine a une longueur égale à la longueur de la traversée plus de 2 fois la profondeur.

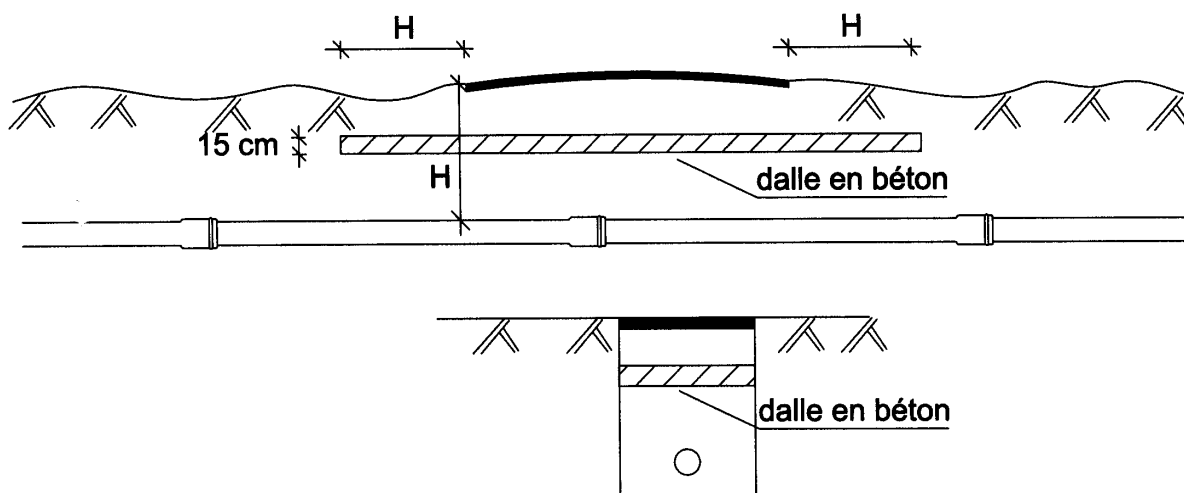


figure 11.7

11.2. PASSAGE D'UNE RIVIERE EN SIPHON

On planifiera ces travaux de façon à les réaliser durant la saison sèche. On prendra cependant toutes les précautions afin de pouvoir intervenir rapidement en cas d'orage. Il faudra en particulier être en mesure d'effectuer ces travaux dans les plus brefs délais.

Souvent on est confronté à des phénomènes d'érosion. C'est pourquoi on étudiera de préférence une solution de type passage aérien.

Si la pose en siphon devient la seule solution qui s'impose, il faudra choisir un lieu de passage présentant au moins certaines des caractéristiques suivantes :

- vitesse assez faible du cours d'eau
- longueur de la traversée en siphon assez courte (perpendiculairement à l'axe du cours d'eau)
- berges stabilisées (pas de risque de déplacement du lit du cours d'eau)
- lit du cours d'eau ne comportant pas une couche trop épaisse de vase.

Le siphon n'est pas posé horizontalement. On lui donnera une légère pente vers une vidange située sur la berge de la rivière. Le débouche de la vidange se trouve au-dessus des hautes eaux du cours d'eau afin d'éviter toute contamination du réseau.

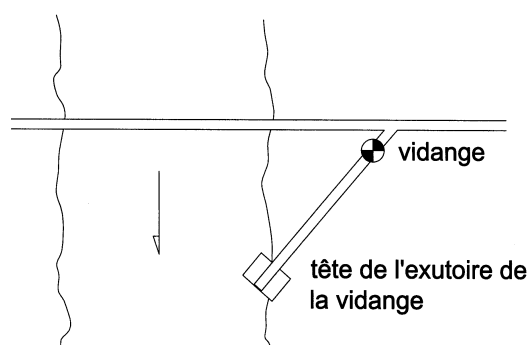


figure 11.8

La méthode de construction dépend du type de lit du cours d'eau :

11.2.1. UN LIT ROCHEUX

Si le lit du cours d'eau est rocheux, on effectuera une tranchée dans la table rocheuse de façon que le tuyau, une fois posé, ait une couverture de 30 cm dans le rocher. On posera le tuyau dans une tranchée sèche, pour cela il faudra provisoirement dévier le cours d'eau ou faire un petit barrage à l'amont du cours d'eau pour collecter les eaux dans des tuyaux PVC et les rejeter à l'aval de la tranchée.

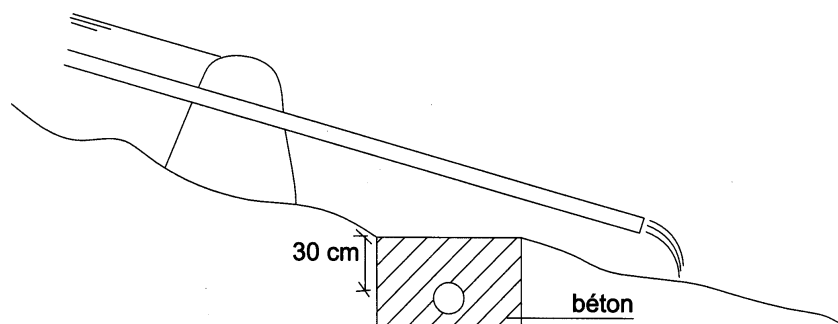


figure 11.9

Une fois la tranchée nettoyée et le tuyau posé, on coulera du béton comme bloc d'ancrage tout autour du tuyau jusqu'à la hauteur de la roche-mère. On coulera le béton en plusieurs phases afin que le tuyau ne flotte pas dans le béton sinon il remonterait à la surface.

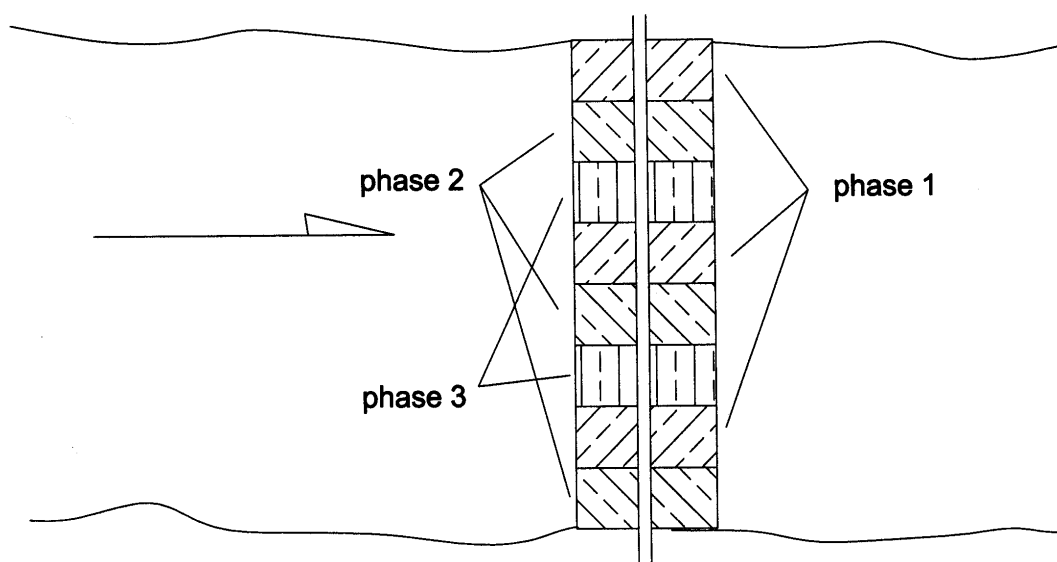


figure 11.10

11.2.2. UN LIT NON-ROCHEUX

Si le lit du cours d'eau n'est pas rocheux, il faudra se prémunir de l'érosion.

Un tel lit risque en effet de s'affouiller après les travaux. Une fois le site sélectionné, on construira deux murs de gabions dans le lit de la rivière (à l'aval et à l'amont du tracé de la canalisation).

Les gabions seront ancrés de 1,50 m minimum dans les berges du cours d'eau.

La couverture de la canalisation sera de 1 m et la tranchée sera compactée avec soin. On placera des enrochements de même dimensions que celles employées pour les gabions pour remplir les 50 cm supérieurs du remblai final.

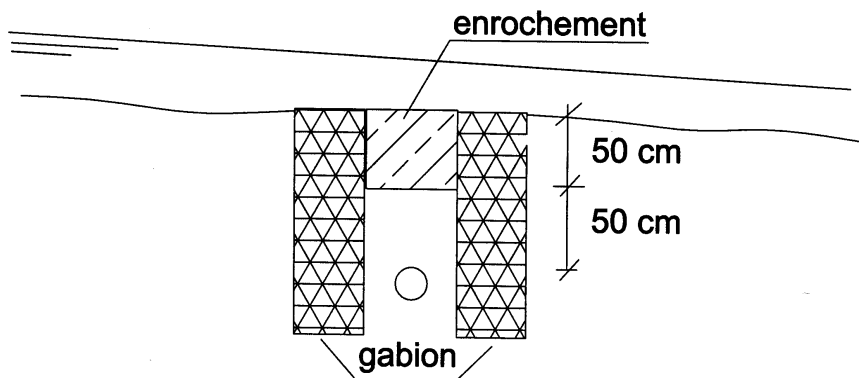


figure 11.11

Si les phénomènes d'érosion sont très importants à l'endroit de la traversée, on pourra placer une cage de gabion en lieu et place du remblai final de la trachée.

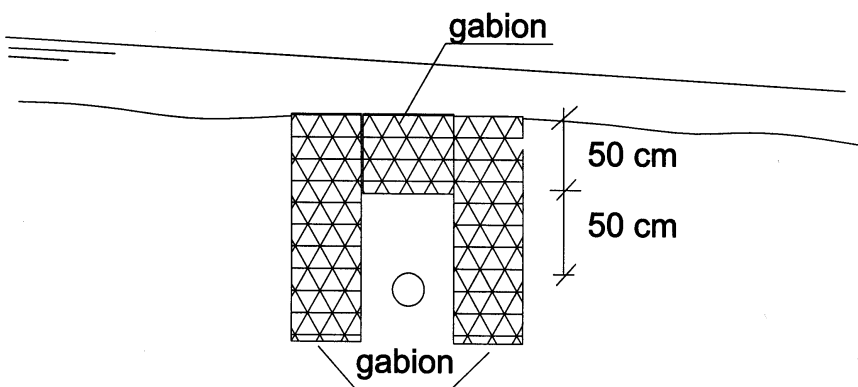


figure 11.12

On ne coule pas de béton dans le lit du cours d'eau. En effet, la raideur et l'étanchéité de la protection ne sont pas à rechercher dans le cas présent. Pour mieux protéger la conduite, elle est souvent placée dans une gaine en métal (avec une protection intérieure et extérieure contre la corrosion), quelle que soit la nature de la conduite (PVC, PE, acier galvanisé). La gaine est ancrée de 1,50 m minimum dans les berges.

11.3. PASSAGE D'UNE RIVIERE EN AERIEN

Souvent il est avantageux de traverser des cours d'eau ou petits ravins en aérien, surtout s'il y a un grand risque d'érosion. La face inférieure du passage se trouve toujours au moins 1 m au-dessus des plus hautes eaux du cours d'eau.

Le passage est toujours réalisé sous fourreau, quelle que soit la nature de la conduite (PVC, PE ou acier galvanisé). A l'extérieur, le fourreau est protégé contre la corrosion avec une peinture époxy, bitumineuse... ou est galvanisé. Pour prévenir une corrosion interne, on coule un mortier étanche tout autour du tuyau au niveau des extrêmes.

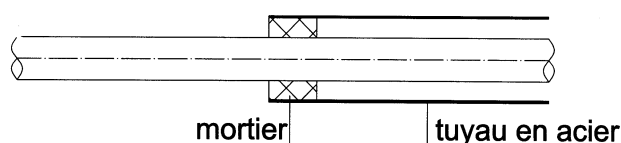


figure 11.13

Si la traversée n'est pas trop importante ($< 5\text{m}$), elle peut être réalisée sous fourreau en acier, dans lequel la conduite est insérée. On construit des appuis solides à chaque extrémité de la traversée. Ces appuis peuvent être en maçonnerie de moellons, de briques ou en béton. L'emplacement des fondations est sélectionné avec soin: protection contre l'érosion, stabilité... Les extrêmes de la gaine sont ancrés dans les appuis.

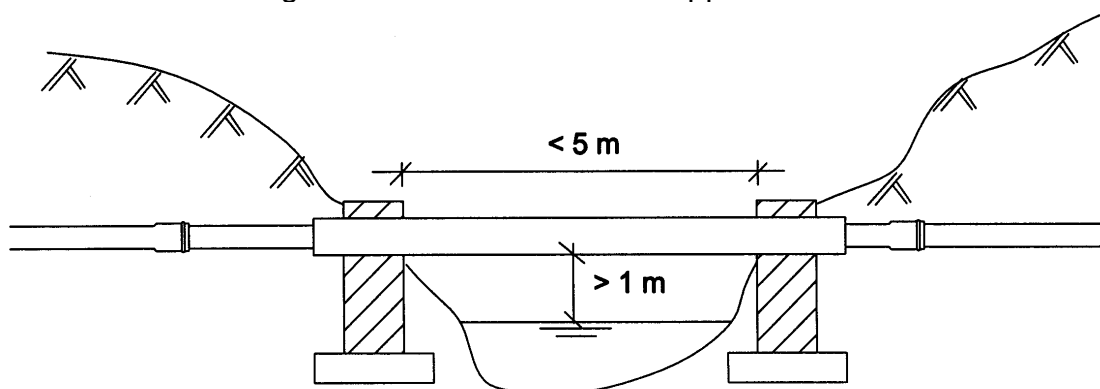


figure 11.14

Si la longueur de la traversée se trouve entre 5 et 8 m, on peut renforcer le fourreau avec des profilés métalliques soudés sous le fourreau.

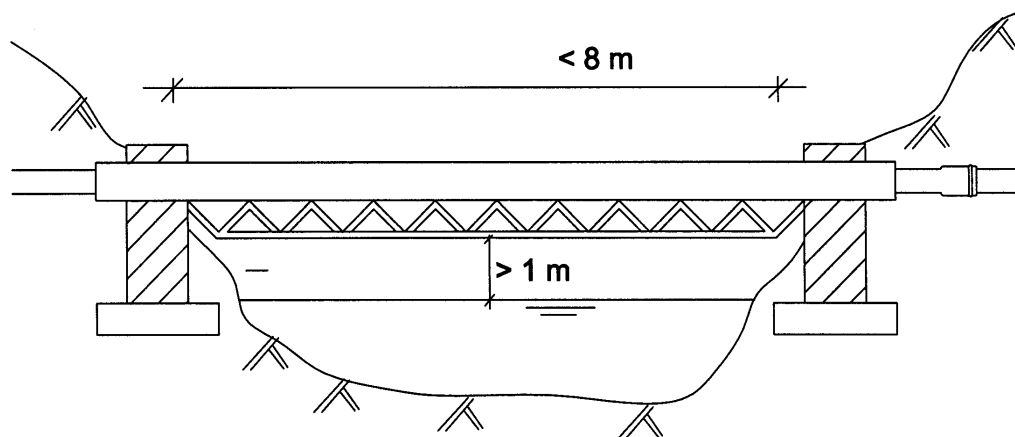


figure 11.15

Si la longueur de la traversée dépasse 8 m, on peut construire un petit pont en béton armé ou en métal. La gaine métallique peut aussi être suspendue à des câbles. Dans le cas d'une construction en béton ou en métal, on veille à ce qu'on n'empêche pas sa dilatation de température. Une extrémité est ancrée dans l'appui, l'autre est fixée sur l'appui de sorte qu'un petit déplacement longitudinal soit possible.

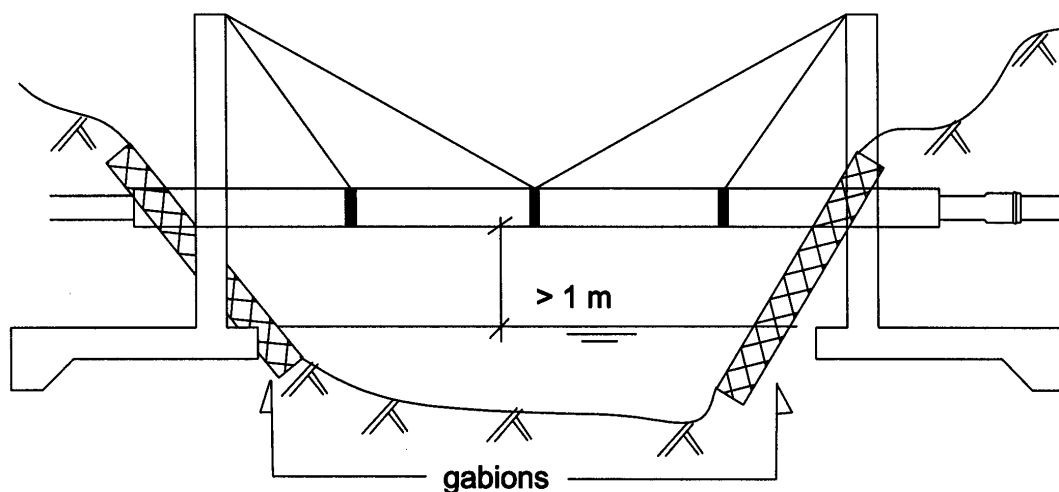


figure 11.16

S'il y a risque d'érosion, on protège les berges avec des gabions placés en aval et en amont des appuis.

11.4. BUTEES D'ANCRAGE

Lors d'une courbe, d'un Té, d'un arrêt, les conduites ont tendance à se déplacer sous les pressions internes. Ces déplacements peuvent mener à un déboîtement des conduites pouvant provoquer des fuites.

C'est pourquoi on doit prendre de mesures pour éviter ces déplacements, par exemple des butées d'ancrage.

11.4.1. PRINCIPE

La force longitudinale dans un point d'une conduite est égale à :

$$F = P \cdot A \text{ avec}$$

P : la pression dans ce point

A : la section de la conduite.

Si nous séparons un bout d'un tuyau droit, nous constatons que les forces longitudinales sont égales mais de signe(sens) contraire. L'une équilibre l'autre, et leur résultante sur le tuyau est égale à zéro.

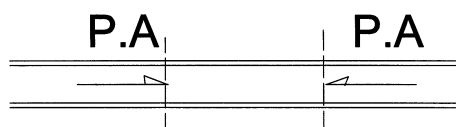


figure 11.18

Dans le cas d'un changement de direction de la conduite, nous constatons que la grandeur des forces est égale, mais que la direction est différente. La résultante des forces n'est plus égale à zéro, et l'eau exerce une force sur la conduite qui aura tendance de se déplacer.

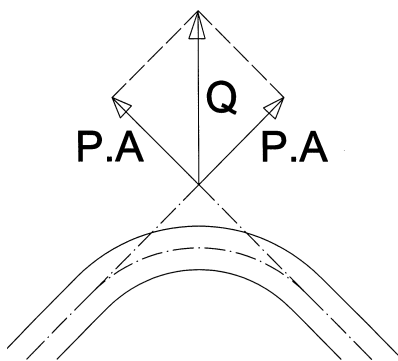


figure 11.19

Ce déplacement engendrera un déboîtement de la conduite avec comme conséquence des fuites. Pour éviter ce déplacement on peut :

- utiliser des joints résistants à la traction. Il faut les prévoir sur une distance assez longue. Si on les installe seulement au niveau de la courbe, le problème se déplace aux joints les plus proches qui ne résistent pas à la traction, et le déboîtement aura lieu dans ces joints.

- on construit des massifs en béton qui par leur poids, s'opposent à ce déboîtement. Même pour des tuyaux avec des joints soudés ou à brides, ils peuvent être nécessaires, si l'intensité des efforts en jeu l'exige.

Les butées doivent résister à la pression maximale qui peut se produire dans ces points. La pression P à prendre en compte est celle qui peut se manifester dans la conduite, majorée de 50% avec un minimum de 80 m (pression majorée de 50%). Pour des pressions de service supérieures de 10 bar, on prend une augmentation de 5 bar au lieu de 50%. On tient compte ainsi des efforts supplémentaires qui peuvent naître au cours d'un coup de bélier.

exemple :

la pression maximale de service est de 50 m. La pression est inférieure à 10 bar (100m). Les butées doivent résister à une pression de $50 \text{ m} + 50\% = 75 \text{ m} < 80 \text{ m}$. Les butées seront dimensionnées sur une pression de 80 m (8bar).

La butée ne se déplace pas sous la poussée de la conduite pour deux raisons :

- il y a le frottement butée - sol sous le poids de la butée;
- il y a la réaction de la paroi de la tranchée contre la butée. On peut seulement compter sur cette dernière si on se trouve dans un sol stable.

a) La réaction de la butée due au frottement est égale à :

$$R = P \cdot f$$

avec

P = poids de la butée (en kN)

f = frottement béton - sol (prenons $f = 0,57$)

Pour une butée en béton, $P = V \cdot 22$ avec V = volume de la butée (en m^3). On peut donc écrire :

$$R = V \cdot 22 \cdot 0,57 = 12,54 V$$

b) La réaction de la paroi peut être écrite comme :

$$R = W \cdot \sigma$$

avec

W = la surface de la butée au niveau de la paroi (en m^2)

σ = la résistance du sol (en kN/m^2)

On peut démontrer pour un sol stable que

$$\sigma = h \cdot 48,0$$

avec

h = la profondeur de l'axe de la conduite par rapport au sol (en m).

Donc

$$R = h \times 48,0 \times W$$

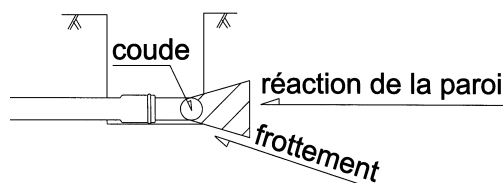


figure 11.20

La réaction totale (frottement + paroi) est donc

$$R = 12,54 V + h \times 48,0 \times W$$

Si Q est la résultante de l'eau sur la conduite, elle ne se déplacera pas si :

$$Q < R$$

ou

$$Q < 12,54 V + h \times 48,0 \times W$$

Prenons une butée

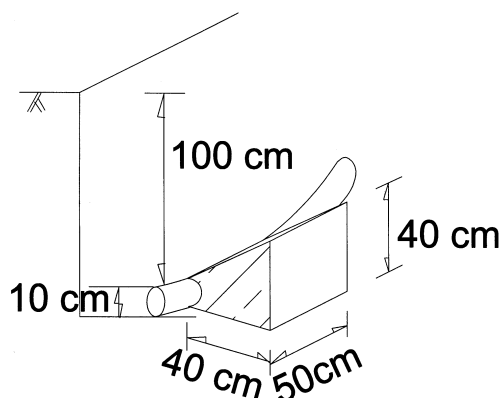


figure 11.21

$$h = 1 \text{ m}$$

$$W = 0,4 \times 0,5 = 0,2 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{(0,4 + 0,1)}{2} \times 0,2 \times 0,5 = 0,025 \text{ m}^3$$

- la réaction due au frottement = $12,54 \times 0,025 = 0,31 \text{ kN}$

- la réaction de la paroi = $1 \times 48 \times 0,2 = 9,60 \text{ kN}$

- la réaction totale = $0,31 + 9,60 = 9,91 \text{ kN}$

On constate que la réaction du frottement ne s'élève qu'à 3% de la réaction totale. C'est pourquoi on néglige souvent la partie due au frottement et on considère en général seulement la réaction de la paroi. Dans le cas d'un sol stable on peut écrire :

$$Q < 48 \times h \times W$$

Cependant, dans le cas d'un sol tendre, on prend seulement en compte le frottement et la formule devient :

$$Q < 12,54 \times V$$

11.4.2. CAS D'UNE COURBE HORIZONTALE

Dans le cas d'une courbe horizontale, la résultante de l'eau est :

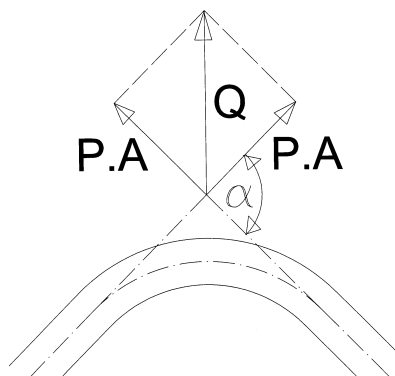


figure 11.22

$$Q = 2 \cdot P \cdot A \cdot \sin(\alpha/2)$$

Le tableau ci-dessous donne la résultante Q en kN pour une pression d'un mètre de colonne d'eau ($1 \text{ m} = 10 \text{ kN/m}^2$)

Ø	32	40	50	63	75	90	110	125	160	200
90°	0,0114	0,0178	0,0278	0,0441	0,0625	0,0900	0,1344	0,1736	0,2843	0,4443
45°	0,0062	0,0096	0,0150	0,0239	0,0338	0,0487	0,0727	0,0939	0,1539	0,2404
22°30"	0,0031	0,0049	0,0077	0,0122	0,0172	0,0248	0,0371	0,0479	0,0785	0,1226
11°15"	0,0016	0,0024	0,0038	0,0061	0,0087	0,0125	0,0186	0,0241	0,0394	0,0616

11.4.2.1. sol tendre

Dans le cas d'un sol tendre :

$$Q < 12,54 \times V \quad \text{ou} \quad V > Q/12,54$$

Exemple :

- une courbe de 45°, un diamètre de 90 mm et une pression de service de 48 m.
- pression de dimensionnement en m : $48 \times 1,5 = 72 < 80$, prenons 80 m.
- la résultante $Q = 80 \times 0,0487 = 3,896 \text{ kN}$
- la butée doit avoir un volume de béton de $3,896 / 12,54 = 0,310 \text{ m}^3$
par exemple 0,1 - 0,6 m x 1,00 m x 0,9 m (voir figure 11.23)

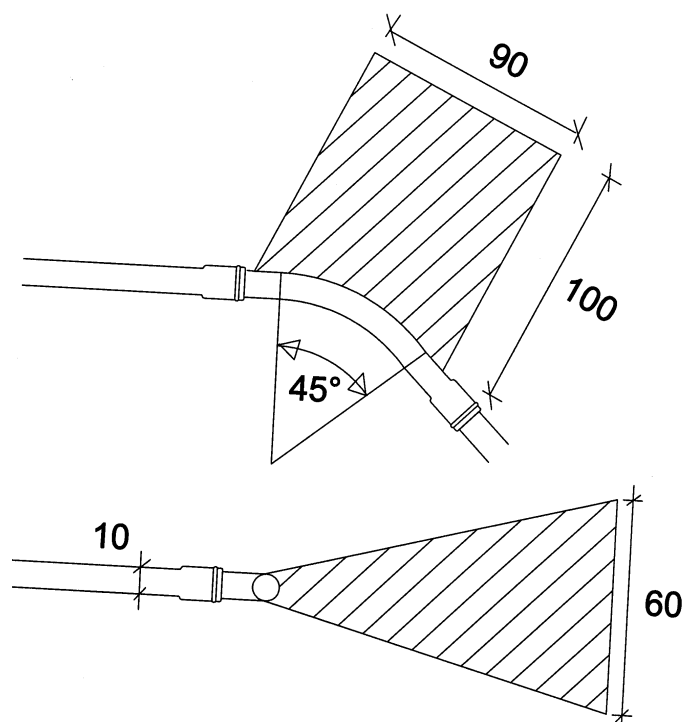


figure 11.23

11.4.2.2. sol stable

Dans le cas d'un sol stable:

$$Q < 48 \times h \times W \text{ ou } h \times W > Q/48 \quad \text{ou} \quad W > Q/(48 \times h)$$

Exemple :

- une courbe de 45°, un diamètre de 90 mm et une pression de service de 48 m
- profondeur de l'axe de la conduite = 1,2 m.
- pression de dimensionnement en m : $48 \times 1,2 = 57,6 < 80$, prenons 80 m.
- la résultante $Q = 80 \times 0,0487 \text{ kN} = 3,896 \text{ kN}$
- la butée doit avoir une surface $W > 3,896 / (48 \times 1,2) = 0,0676 \text{ m}^2$ ou 676 cm^2
p.e. $30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2$

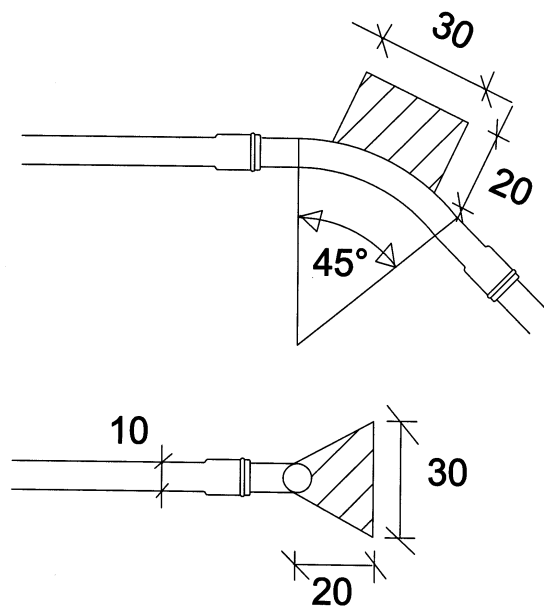


figure 11.24

Selon la figure 11.24, le volume est de

$$V = \frac{(0,3 + 0,1)}{2} \times 0,2 \times 0,3 = 0,012 \text{ m}^3 = 12 \text{ litre}$$

La différence avec une terre tendre est donc énorme !

11.4.3. CAS D'UNE COURBE VERTICALE

Si la poussée s'exerce vers le haut, on coule une butée au-dessous de la conduite. Elle est amarrée par des ceintures en fer plat, scellées dans la butée. Le bloc d'ancrage doit être suffisamment lourd pour être capable de retenir les forces engendrées par les pressions.

La poussée vers le haut est égale à :

$$2 \cdot P \cdot A \cdot \sin(\beta/2) \cdot \cos(\alpha)$$

Le poids du bloc d'ancrage est égale à $P = V \cdot 22$ (avec V en m^3)

$$2 \cdot P \cdot \sin(\beta/2) \cdot \cos(\alpha) > V \cdot 22$$

ou

$$V > P \cdot A \cdot \sin(\beta/2) \cdot \cos(\alpha) / 11 \quad (P \text{ en kN/m}^2)$$

Et

$$V > P \cdot A \cdot \sin(\beta/2) \cdot \cos(\alpha) / 1,1 \quad (P \text{ en m})$$

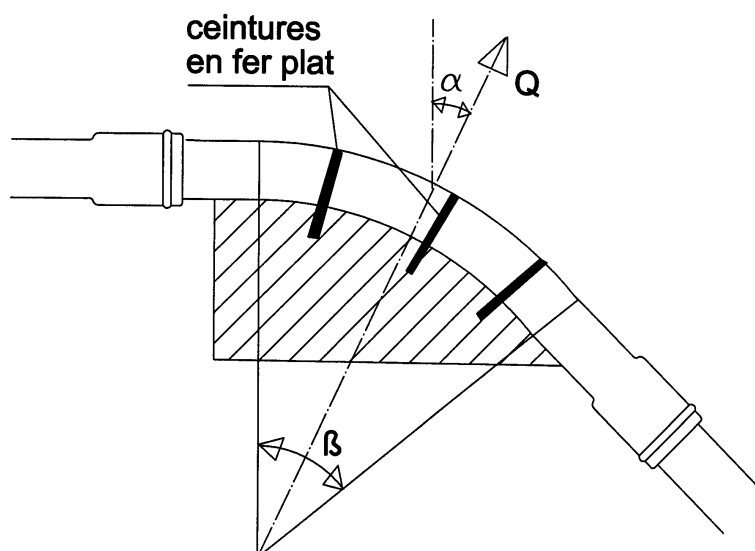


Figure 11.25

exemple :

- une courbe de 45° , un diamètre de 90 mm et une pression de service de 48 m
- $\alpha = 22^\circ 30'$
- pression de dimensionnement en m : $48 \times 1,5 = 72 < 80$, prenons 80 m.
- la butée doit avoir un volume $= 80 \times 0,0064 \times \sin(45/2) \times \cos(22^\circ 30') / 1,1 = 0,165 \text{ m}^3$

Si, la poussée s'exerce vers le bas, on vérifie que le sol peut résister aux forces exercées par la conduite sur le fond de la tranchée.

De toute façon, il vaut mieux couler un socle en béton en-dessous de la conduite pour mieux répartir les pressions sur le sol.

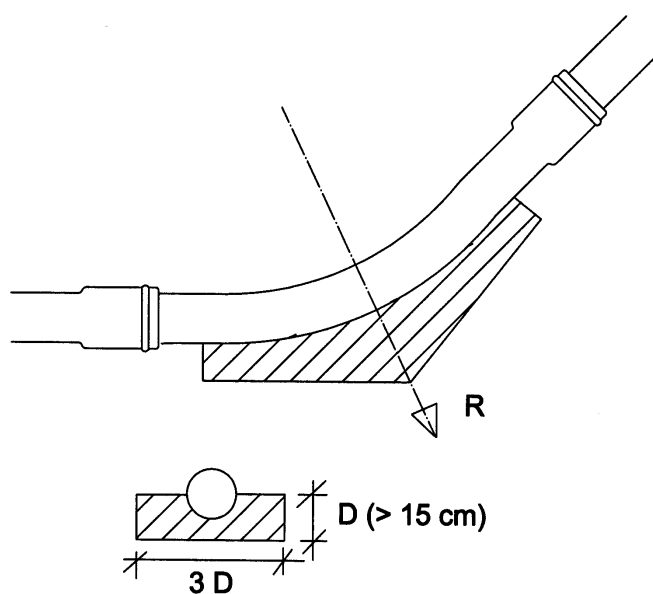


Figure 11.26

11.4.4. CAS DES TES

Dans le cas d'un T, la résultante de l'eau est

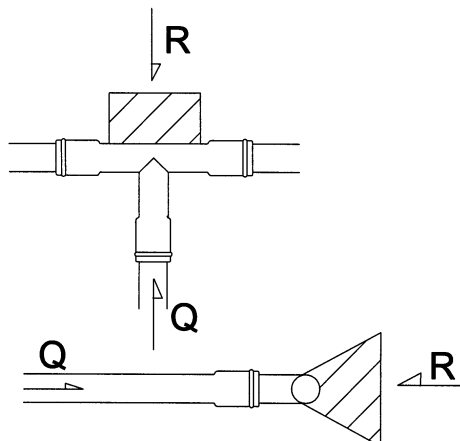


Figure 11.27

$Q = P \cdot A$, (avec A la section du branchement)

Le tableau ci-dessous donne les valeurs de Q en kN pour une pression d'un mètre de colonne d'eau (1 m = 10 kN/m²)

Ø	32	40	50	63	75	90	110	125	160	200
Q	0,0080	0,0126	0,0196	0,0312	0,0442	0,0636	0,0950	0,1227	0,2011	0,3142

11.4.4.1. sol tendre

Dans le cas d'un sol tendre:

$$Q < 12,54 \times V \quad \text{ou} \quad V > Q/12,54$$

Exemple :

- un branchement d'un diamètre de 90 mm
- une pression de 72 m : la pression de calcul est de $72 \times 1,5 = 108 \text{ m} > 80 \text{ m}$, la pression de dimensionnement est de 108 m
- la résultante $Q = 0,0636 \times 108 = 6,868 \text{ kN}$
- la butée doit avoir un volume de béton de $6,868/12,54 = 0,548 \text{ m}^3$ ou 548 litres

11.4.4.2. sol stable

Dans le cas d'un sol stable:

$$Q < 48 \times h \times W \quad \text{ou} \quad h \times W > Q/48 \quad \text{ou} \quad W > Q/(48 \times h)$$

Exemple :

- un branchement d'un diamètre de 90 mm
- la profondeur de l'axe de la conduite est de 1 m.
- une pression de 72 m : la pression de calcul est de $72 \times 1,5 = 108 \text{ m} > 80 \text{ m}$, la pression de dimensionnement est de 108 m
- la résultante $Q = 0,0636 \times 108 = 6,868 \text{ kN}$
- la butée doit avoir une surface de $6,868 / (48 \times 1) = 0,143 \text{ m}^2$, par exemple 40 cm x 40 cm.

11.4.5. CAS DES CONES

La résultante des forces est la différence entre la force dans le tuyau le plus grand et celle dans le tuyau le plus petit :

$Q = P \cdot A_1 - P \cdot A_2$ avec A_1 la surface de la grande conduite et A_2 celle de la petite conduite.

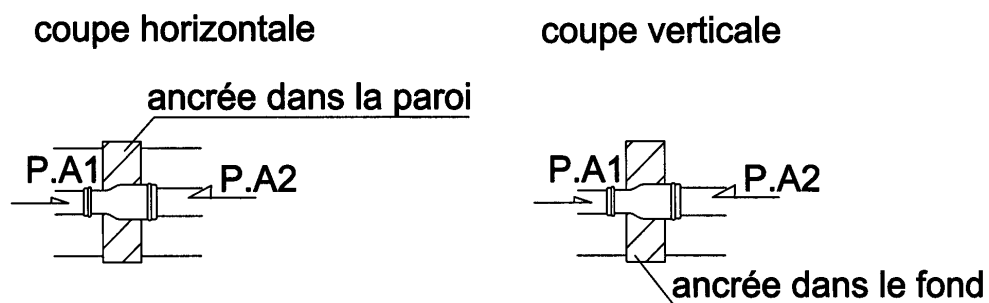


Figure 11.28

Le tableau ci-dessous donne les valeurs de Q en kN pour une pression d'un mètre de colonne d'eau ($1 \text{ m} = 10 \text{ kN/m}^2$)

$\varnothing_1 / \varnothing_2$	40	50	63	75	90	110	125	160	200
32	0,0045	0,0116	0,0231	0,0361	0,0556	0,0870	0,1147	0,1930	0,3061
40		0,0071	0,0186	0,0316	0,0511	0,0825	0,1102	0,1885	0,3016
50			0,0115	0,0245	0,0440	0,0754	0,1031	0,1814	0,2945
63				0,0130	0,0324	0,0639	0,0915	0,1699	0,2830
75					0,0194	0,0509	0,0785	0,1569	0,2700
90						0,0314	0,0591	0,1374	0,2505
110							0,0277	0,1060	0,2191
125								0,0783	0,1914
160									0,1131

11.4.5.1. sol tendre

Dans le cas d'un sol tendre:

$$Q < 12,54 \times V \quad \text{ou} \quad V > Q/12,54$$

Exemple :

- une réduction 90/63 mm
- une pression de 53 m : la pression de calcul est de $53 \times 1,5 = 80 \text{ m} = 80 \text{ m}$, la pression de dimensionnement est de 80m
- la résultante $Q = 0,0324 \times 80 = 2,596 \text{ kN}$
- la butée doit avoir un volume de béton de $2,596/12,54 = 207 \text{ litres}$.

11.4.5.2. sol stable

Dans le cas d'un sol stable:

$$Q < 48 \times h \times W \quad \text{ou} \quad h \times W > Q/48 \quad \text{ou} \quad W > Q/(48 \times h)$$

Exemple :

- une réduction 90/63 mm
- profondeur de l'axe = 1,1 m

- une pression de 53 m : la pression de calcul est de $53 \times 1,5 = 80 \text{ m} = 80 \text{ m}$, la pression de dimensionnement est de 80m
- la résultante $Q = 0,0324 \times 80 = 2,596 \text{ kN}$
- la butée doit avoir une surface de $2,569 / (48 \times 1,1) = 0,0486 \text{ m}^2 = 486 \text{ cm}^2$.

Attention: la butée doit être ancrée dans les parois et le fond de la tranchée, car en général le remblai est trop tendre pour pouvoir exercer une réaction sur la butée.

11.4.6. CAS DES EXTREMITES DES CONDUITES

Dans le cas d'une extrémité d'une conduite, la force de l'eau sur le bouchon n'est pas équilibrée. On a la même situation lors d'une vanne d'arrêt qui est fermée. Dans ce cas la résultante de l'eau est

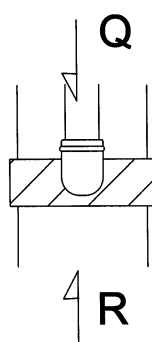


Figure 11.29

$$Q = P \cdot A$$

La résultante est donc la même que dans le cas d'un Té. On peut donc utiliser les formules d'un Té pour calculer le volume ou la surface de la butée.

11.4.7. CAS D'UNE CONDUITE INCLINEE

Une conduite, posée dans un terrain incliné, a tendance à glisser. Si la conduite est posée en terre, le remblai introduit une condition favorable au non glissement et des butées d'ancrage ne sont pas forcément indispensables. Cependant, quand il s'agit de fortes pentes (40 à 50 % et plus), des massives d'ancrage sont indispensables pour éviter un déboîtement de la conduite. Dans la pratique, on construit un mur de protection tous les 3 tuyaux. Ces murs évitent non seulement le glissement de la conduite mais aussi celui du remblai dans la tranchée et la formation de caniveaux par érosion.

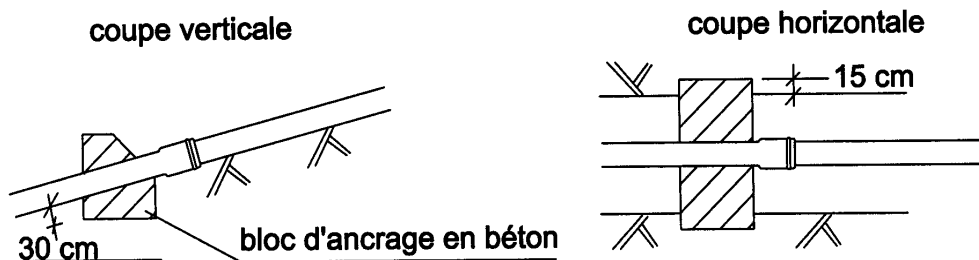


Figure 11.30

11.5. POSE DES TUYAUX EN PVC

11.5.1. FACTEURS NEFASTES POUR LE PVC

Les tuyaux en PVC doivent être protégés contre :

- le rayonnement solaire
- des températures élevées
- des efforts de flexion et de cisaillement.

Le rayonnement solaire détruit la structure moléculaire du PVC, et diminue sa résistance. Le PVC devient fragile et supporte de moins en moins bien des pressions (internes et externes), et sa durée de vie est fortement diminuée. Sous l'influence du soleil, le PVC s'éclaircit ; et ceci est un signe de la destruction de sa structure moléculaire. Souvent, on ajoute des additives au PVC. Ces additives réagissent plus vite au rayonnement solaire que le PVC. Un tel tuyau, exposé au rayonnement solaire, devient plus noir (dû à la réaction de ces additives).

Cependant, une fois que la réaction de ces produits est terminée, le PVC réagira aussi à son tour sur le rayonnement solaire de la même façon que pour le PVC sans additives.

Si les températures de l'environnement augmentent beaucoup, le PVC se ramollit. D'une part, les tuyaux en PVC perdent leur résistance et seront déformés s'ils sont soumis à une force quelconque. Si les extrémités sont déformées sous l'influence de la température, les tuyaux ne peuvent plus être emboîtés. D'autre part, sous l'influence des températures, la relaxation du matériel commence à jouer.

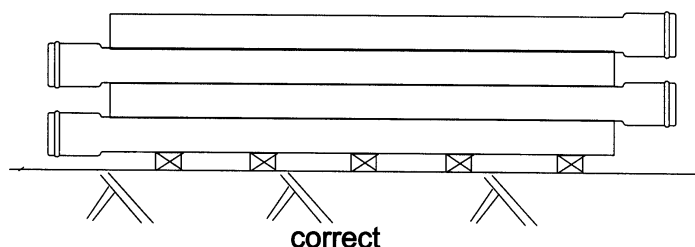
Les emboîtures et les courbes sont fabriquées par une déformation à chaud. Après on laisse baisser la température, mais on tient le coude, l'emboîture... dans un moule pour qu'il maintienne sa forme. Du moment que la température est suffisamment basse, on retire le moule. Cette déformation crée des contraintes dans le matériel. Si on réchauffe le matériel, ses contraintes internes sont libérées et le matériel reprend sa forme originale. Ce phénomène est appelé la relaxation. Les coudes et les emboîtures ont la tendance de se redresser et d'évoluer vers un tuyau droit. Il faut donc éviter toute relaxation de ces parties des tubes.

Comme tous les autres matériaux, les tuyaux en PVC peuvent être déformés (ovalisation et flexion) ou cassés par des efforts de flexion ou de cisaillement. Si les efforts sont trop élevés, cette déformation sera permanente ou peut même mener à la destruction du tube. Les tuyaux doivent donc être stockés ou manutentionnés de façon à limiter ces efforts externes.

11.5.2. STOCKAGE

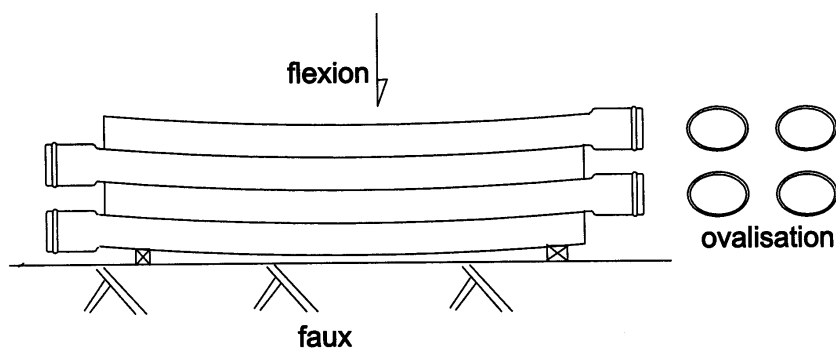
Pour éviter l'ovalisation des tuyaux, ces derniers doivent être stockés à une hauteur maximale de 1,5 m et reposent sur presque la totalité de leur longueur. Dans le cas des tuyaux comportant une emboîture à une de leurs extrémités, l'empilement se fait de façon alternée. Les emboîtures devront dépasser l'alignement général afin de laisser reposer les tubes les uns contre les autres de façon continue, sur leur partie non déformée par les emboîtures.

Les tuyaux doivent toujours être protégés contre le rayonnement du soleil, et contre des températures élevées. Si on les stocke dans un bâtiment fermé, il faut s'assurer qu'il y a une ventilation satisfaisante pour éviter une élévation de température. Sur le chantier, on peut les protéger pendant une période limitée avec des feuilles de bananier. Les conditions de stockage sur chantier sont toujours inférieures à celles dans le dépôt.



correct

Figure 11.31 (méthode recommandée)



faux

Figure 11.32 (méthode interdite)

Sous l'effet de leur poids propre et de l'élévation de température, les tuyaux inférieurs s'ovalisent et se déforiment. Sur le chantier, on peut avoir des difficultés à les emboîter.

Cependant, si le stockage sur chantier est limité à une durée maximale de 15 jours, on peut appliquer la méthode de stockage suivante.

Cette méthode évite la consommation de planche élevée et ne nécessite pas un terrain plat, mais ne réduit pas les efforts localisés d'ovalisation. D'autre part, les déformations dues à la flexion seront minimales parce que les tuyaux supérieurs ne se reposent pas sur ceux inférieurs.

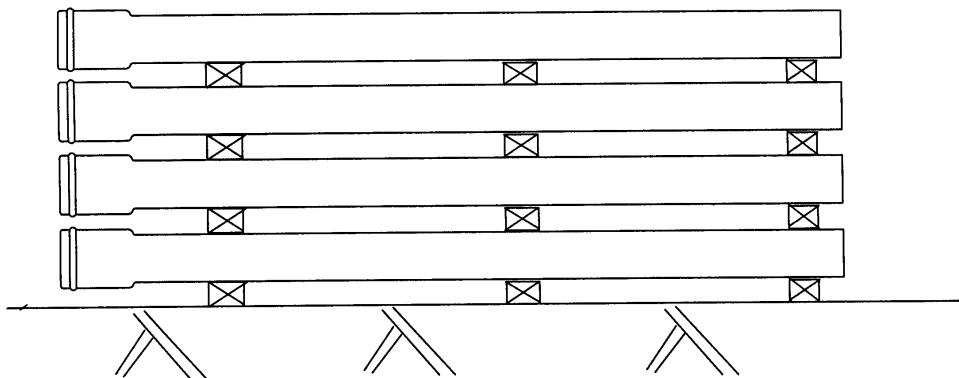


Figure 11.33

11.5.3. TRANSPORT

Les règles à respecter pendant le transport sont les mêmes que celles utilisées pendant le stockage. Les tuyaux doivent se reposer sur la totalité de leur longueur et sont posés tête-bêche pour assurer un contact uniforme des tubes les uns avec les autres. Le platelage du camion doit avoir une longueur presque identique à celle des tuyaux. Si le camion est trop court, les tuyaux inférieurs subissent plus d'efforts de flexion et de cisaillement pouvant les endommager. Pendant le chargement et le déchargement, on ne marche pas sur les tuyaux et on ne les jète pas par terre.

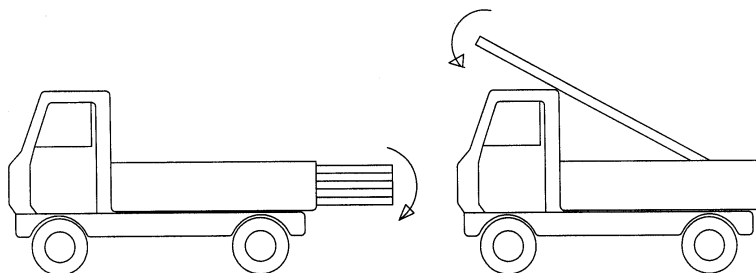


Figure 11.34

11.5.4. POSE DES TUYAUX EN PVC A JOINTS EN CAOUTCHOUC

Les étapes à suivre pour la mise en place des tuyaux en PVC et à joints en caoutchouc sont les suivantes :

- Les tuyaux seront descendus au fond de la tranchée à la main ou à l'aide des cordes en fonction de la profondeur de la tranchée et du poids des tuyaux.
- Les tuyaux reposeront sur des cales en bois, avant et pendant les opérations de pose. Ces cales auront une hauteur et largeur de 15 cm environ. La longueur des cales sera de 30 cm environ, elle devra permettre une mise en place sûre et un retrait aisé du fond de la tranchée. Les cales ne seront en aucun cas placées au niveau des emboîtures.
- S'assurer que le joint et le tuyau proviennent du même fournisseur et qu'ils sont compatibles l'un avec l'autre.
- Vérifier en particulier que les dimensions et la forme de l'emboîtement permettent d'accommoder le joint sans difficultés.
- Nettoyer avec un chiffon propre l'intérieur de l'emboîtement du tuyau en insistant particulièrement sur le logement du joint. si le PVC est trop sale, on utilise un chiffon légèrement humide. Aucune poussière (terre, sable, matière végétale) ni salissure ne devrait pas se trouver dans le logement du joint avant la mise en place de celui-ci. En cas de pluie ou de présence d'eau dans l'emboîtement, il faudra utiliser une éponge et un chiffon sec pour éliminer toute trace d'eau.
- Nettoyer avec un chiffon propre, légèrement humide si le PVC est trop sale, le bout uni du tuyau qui doit être emboîté.
- Nettoyer la bague de joint de la même manière. Si les pièces sont trop humides à cause des opérations de nettoyage ou à cause d'un temps pluvieux, il faudra sécher l'ensemble des pièces et les parties des canalisations qui doivent être graissées. Pour lutter contre les inconvénients liés à la pluie, les joints sur le chantier seront conservés dans une boîte étanche. En aucun cas on ne placera le joint dans une emboîture humide.

- Introduire la bague dans son logement (dans l'emboîtement du tuyau). Pour faciliter l'introduction de la bague de joint circulaire, on la déforme en la pinçant de deux mains comme indiqué sur la figure. Il faut impérativement suivre les instructions du fournisseur en ce qui concerne le sens de montage de la bague de joint. Si l'on ne suit pas scrupuleusement ces avis on court le risque de voir le joint fuir lors des essais.

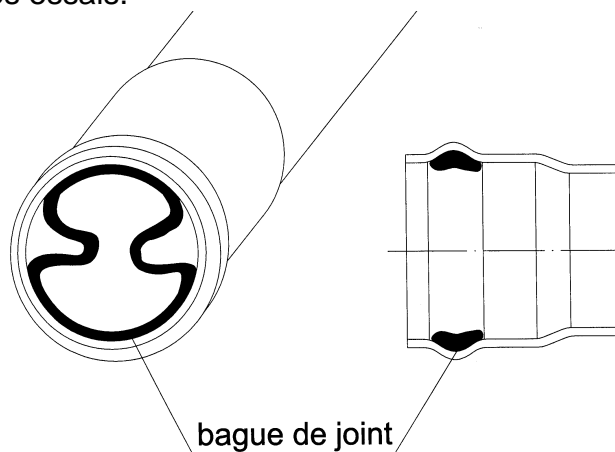


Figure 11.35

- Appliquer le joint avec la main pourtour de son logement, s'assurer que le joint est comprimé (résiste à l'arrachement, il doit rester en place lui-même).
- Si le tuyau à emboîter a été réduit à la longueur voulue avant d'être emboîté, vérifier que la longueur est correcte.
- Vérifier que le tuyau n'est pas endommagé (fissure, cassure, coupure, écrasement, poinçonnement éraflure profonde...). Si le tuyau est endommagé, il doit être retiré du chantier.
- S'assurer de la présence du chanfrein à l'extrémité du bout lisse du tuyau. S'il n'y a pas de chanfrein, il faut en faire un.
- Vérifier que le chanfrein est conforme à la figure ci-dessous. S'il ne l'est pas, il faut le modifier, l'adapter ou le refaire, si nécessaire couper le bout du tuyau. Le chanfrein a un angle de 15 degrés. Il ne faut pas que le bout du tuyau soit tranchant, il faut lui conserver un plat.

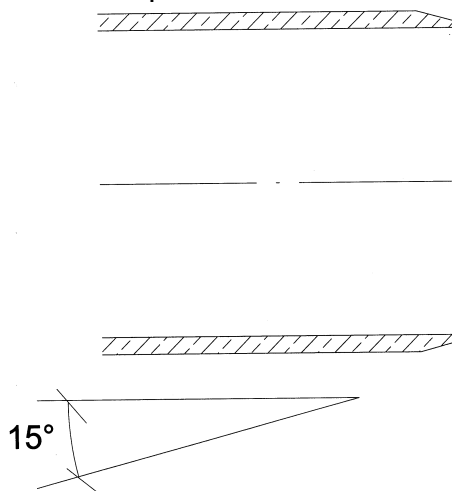


Figure 11.36

- Tracer à l'aide d'un marqueur feutre à encre la marque indiquant la longueur d'emboîtement. Ces longueurs sont données par les fabricants des tuyaux. Pour évaluer cette longueur, on peut emboîter deux tuyaux sans que la bague de joint ait été mise en place. Lorsque le tuyau mâle heurte le fond de l'emboîture du tuyau femelle, la marque à l'aide d'un marqueur feutre se fait en suivant le bord extérieur de l'emboîture du tuyau femelle. On déboîte les tuyaux. On mesure la distance entre l'extrémité du chanfrein et la marque tracée précédemment. On enlève 5 mm à la longueur mesurée. On obtient ainsi la position de la marque par rapport à chanfrein.
- Enduire légèrement de pâte lubrifiante toute la surface apparente de la bague de joint. La pâte lubrifiante sera appliquée de préférence avec une éponge propre réservée à cet usage. Après chaque usage l'éponge sera rangée dans une boîte hermétiquement close. Surtout ne pas graisser le tuyau au fond de la gorge qui reçoit la bague de joint, cela risquerait de rendre le joint instable durant l'opération d'emboîtement. La personne chargée d'appliquer la pâte lubrifiante portera des gants. Elle sera informée des risques éventuels de toxicité de la pâte.
- Enduire de pâte lubrifiante toute la surface extérieure du bout uni jusqu'au trait repère, fixé en avance dans le cas où la bague de joint serait très large, sinon on n'enduirait que la demi-longueur mesurée en partant du bout chanfreiné.
- Quand on enfonce un tuyau humide dans un emboîtement, on risque de rendre la bague de joint instable et ses déplacements provoqueraient sans doute des fuites. Quand on travaille avec un tuyau humide, il est nécessaire de le frotter soit avec un chiffon sec, soit fortement avec le lubrifiant. Cette friction soutenue avec le lubrifiant permet au produit de mieux pénétrer dans la surface du tuyau, ce qui assurerait en principe un graissage suffisant même pendant les temps de pluie. Selon les fournisseurs, une graisse spéciale est fournie pour les travaux de lubrification effectués dans l'eau.
- Comparer le bout uni chanfreiné du tuyau à emboîter vis à vis de l'emboîtement en attente.
- Engager le tuyau, le centrer, l'aligner.
- Enfoncez lentement le bout uni dans l'emboîtement en vérifiant l'alignement des tuyaux. Cette opération peut se faire à l'aide d'une barre à mine prenant appui sur le terrain. L'extrémité du tuyau sur laquelle pousse la barre à mine doit être protégée par une pièce de bois dur. La barre à mine ne doit en aucun cas toucher le tuyau. La pièce de bois doit être centrée sur l'axe du tuyau afin d'exercer une poussée centrée. Toute anomalie à l'emboîtement implique l'arrêt immédiat des opérations et nécessite une remise en œuvre correcte en suivant étape par étape les instructions énumérées ci-dessus.

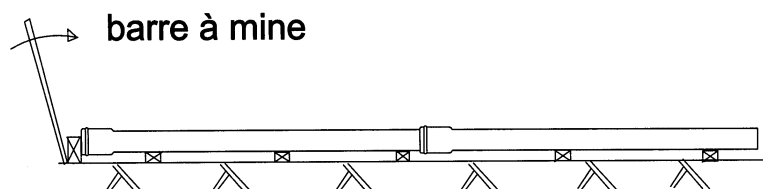


Figure 11.37

- En particulier si l'effort à produire pour l'emboîtement nécessite l'intervention de plus d'une personne, il faut que la personne responsable de suivi des opérations de pose arrête immédiatement la manœuvre.
- Enfoncer lentement le tuyau jusqu'au repère tracé précédemment, il ne faut pas dépasser ce repère. En effet, le tuyau ne doit pas venir en contact avec le fond de l'emboîtement, afin d'assurer un jeu pour le déplacement relatif des tuyaux. Ce jeu permet à la canalisation de se dilater librement au niveau de chaque joint.
- Après emboîtement, vérifier avec un palpeur (réglet métallique plat) que la bague de joint est toujours bien placée. Elle peut en effet se déplacer durant les opérations d'emboîtement, elle peut rouler et même se retourner. Si la bague s'est déplacée, il faut déboîter les tuyaux, vérifier que ni le joint ni le tuyau ne sont endommagés, nettoyer le joint de toute graisse et recommencer les opérations depuis le début: nettoyage, graissage etc.... Si la bague de joint est endommagée, il faut la remplacer.
- On creuse légèrement le lit de pose sous l'emboîture en place et en attente du tuyau mâle. Cette surprofondeur évitera que le tuyau repose directement sur l'emboîture plutôt que sur sa longueur unie après retrait des cales.

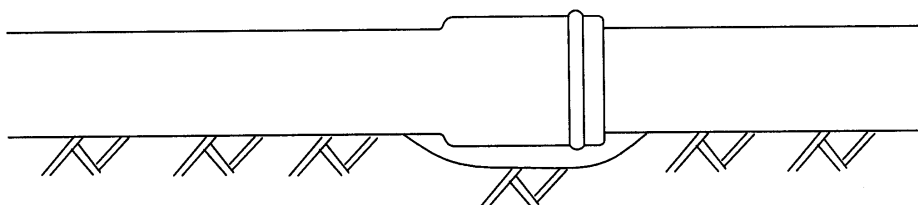


Figure 11.38

- Retirer les cales placées sous le deuxième et le dernier tuyau en amont du tuyau qui vient d'être emboîté.
- Les cales sont récupérées pour poser le prochain tuyau.

11.5.5. POSE DES TUYAUX EN PVC A JOINTS COLLES

Les étapes à suivre pour la mise en place des tuyaux en PVC ou à joints collés sont les suivantes :

- S'assurer que les tuyaux à placer proviennent du même fournisseur ou tout au moins vérifier en cas de doute que l'emboîture et le bout mâle des tuyaux s'adaptent parfaitement. Le jeu entre deux tuyaux emboîtés à sec ne doit pas être que très légèrement perceptible.
- Les tuyaux reposeront sur des cales en bois avant et pendant les opérations de pose. Ces cales auront une hauteur et une largeur de 15 cm environ. La longueur des cales sera de 30 cm environ, elle devra permettre une mise en place sûre et un retrait aisé du fond de la tranchée. Les cales ne seront en aucun cas placées au niveau des emboîtures.
- Le tuyau à emboîter sera préparé de préférence en dehors de la tranchée. Ceci permet de travailler dans de meilleures conditions. On pourra également

préparer plusieurs tuyaux en même temps puis appliquer la colle au fur et à mesure que l'on emboîte les tuyaux. Ceci permet d'augmenter la productivité.

- Nettoyer avec un chiffon sec et propre l'intérieur de l'emboîture du tuyau en attente.
- Nettoyer avec un chiffon sec et propre le bout uni du tuyau à emboîter.
- Le tuyau à emboîter doit être coupé à la longueur voulue avant d'être collé, vérifier que c'est le cas.
- Vérifier que le tuyau n'est pas endommagé.
- Vérifier la présence du chanfrein à l'extrémité du bout mâle.
- Vérifier que le chanfrein est conforme à la figure 11.36. S'il ne l'est pas, il faut réparer le défaut afin de rendre le tuyau conforme à la norme.
- Tracer à l'aide d'un marqueur feutre la longueur de l'emboîture.
- Dépolir les parties à assembler (mâle et femelle) à l'aide de papier de verre fin. On s'assurera que le papier n'est pas encrassé. Cette vérification consiste à contrôler que le pouvoir abrasif du papier n'a pas disparu, la cause principale de cette disparition étant bien souvent un excès de poussière de PVC présent sur la surface du papier. L'usage de râpe, scie, couteau, etc. .. est strictement interdit pour les opérations de dépolissage.

On frotte en donnant un mouvement de rotation autour des tuyaux en suivant les courbures de la pièce. Cette opération a pour but de dépolir les tuyaux en éliminant le glacié de surface. Ceci permet à l'adhésif d'opérer plus rapidement.

- Nettoyer les deux éléments à assembler (l'emboîture et le bout lisse) à l'aide d'un chiffon imbibé du produit décapant préconisé par le fournisseur. La personne chargée d'appliquer le produit décapant sera préalablement informée de la toxicité du produit qu'elle utilise. Elle portera des gants.
- Reboucher le pot de décapant. L'éloigner de la tranchée. S'il a été renversé au fond de la tranchée, il faut ôter la terre du lit de pose souillée et la remplacer par de la terre saine.
- Attendre l'évaporation complète du décapant, ouvrir le pot de colle, vérifier le bon état de la colle. Appliquer l'adhésif sans excès à l'aide d'un pinceau sur la demi-longueur de l'emboîture et sur tout son pourtour en partant de l'intérieur du tube et en tirant le pinceau vers l'extérieur.
- La personne chargée d'appliquer la colle sera préalablement informée de la toxicité du produit qu'il utilise. Elle portera des gants.
- Appliquer l'adhésif sur le bout mâle sans excès (en couches mince) en déplaçant le pinceau dans le sens longitudinal depuis le trait repère indiquant la longueur de l'emboîture jusqu'au bord du chanfrein en faisant la tour du tuyau. Un excès d'adhésifs à l'intérieur de la tulipe conduira à un amas de colle en fond de celle-ci. Cet amas entraîne une dégradation localisée du PVC de par la réaction chimique importante de la colle dans cette zone. Le tuyau est donc moins résistant au droit de tels collages.
- Emboîter immédiatement les deux éléments à fond, c'est à dire jusqu'au repère préalablement tracé, en poussant longitudinalement et surtout sans mouvement de torsion.
- Aucune peau n'a dû se former durant l'opération d'emboîtement. Si tel n'est pas le cas il faut immédiatement déboîter les tuyaux et nettoyer les tuyaux de toute trace de colle. Si l'on ne parvient pas à déboîter les tuyaux, on les laisse en place. On effectuera alors les opérations suivantes "en place". Le collage n'ayant pas été bien réalisé, il faut les détruire. Pour cela on doit découper les

deux tuyaux afin de retirer les parties des conduites qui ont été exposées aux actions de décapant et de la colle. On coupe donc le bout uni (l'extrémité mâle) au-delà de la zone souillée. On coupe également le deuxième tuyau à cinq centimètres au delà de l'emboîture endommagée (l'extrémité femelle).

On réalise ensuite des chanfreins sur les deux bouts lisses obtenus, et on met en place par collage un manchon afin de réaliser une jonction parfaite des deux tuyaux.

Il faut toujours analyser la cause d'un échec durant une opération de collage. En effet si le temps d'attente entre l'application de la colle et la mise en place des tuyaux (l'emboîtement) n'a pas été trop longue, la formation de la peau est due à d'autres causes qu'il faut déterminer afin que des opérations de réparation se produisent en y tenant compte.

Le défaut peut provenir soit du produit décapant, soit de la colle, soit de l'incompatibilité de l'un des deux produits. On peut faire un essai sur la surface d'un tuyau en PVC rejeté pour analyser les actions respectives des différents produits. Selon les résultats et les conclusions obtenus, on changera de pot de colle où de produit décapant.

Cependant il faut savoir que les ennuis proviennent le plus souvent de la colle altérée par l'action de l'air. Il ne faut pas hésiter à remplacer un pot de colle éventé.

- Ôter avec un chiffon propre des adhésifs et autres excès qui se trouvent à l'extérieur de l'emboîture.
- Reboucher le pot de colle. Si l'on ne rebouche pas immédiatement ce pot, la colle risque d'être détruite.
- Il faut respecter la durée mentionnée sur le pot, dans lequel on ne manipule pas les canalisations collées.
- Retirer les cales placées sous le deuxième et le dernier tuyau en amont du tuyau qui vient d'être emboîté.
- Lorsque les opérations de collage sont terminées, nettoyer le pinceau avec un nettoyeur (solvant de la colle) préconisé par le fournisseur de la colle. Bien rincer le pinceau après cette opération pour faire disparaître toute trace du produit solvant. Le solvant détruit la colle, si on doit réutiliser ce pinceau pour appliquer la colle sur les tuyaux, il faut s'assurer qu'il ne contient plus ce produit. Essorer le pinceau. Ranger le pinceau et les chiffons dans une boîte propre.
- On creuse légèrement le lit de pose sous l'emboîture du tuyau mâle en place ou en attente. Cette sur-profondeur évitera, après retrait des cales, que le tuyau repose directement sur l'emboîture plutôt que sur sa longueur unie.
- Retirer les cales placées sous le deuxième et le dernier tuyau en amont du tuyau qui vient d'être emboîté.
- Les cales sont récupérées pour pouvoir poser tuyau suivant.

CHAPITRE 12 METRE - DEVIS

Dans ce chapitre

- une description du métré (du métré descriptif et récapitulatif)
- une méthodologie pour l'élaboration du devis

12.1. METRE

Un métré est une mesure détaillée de tous les travaux d'un projet. Ensemble avec les différents plans (plan de situation, profils en longue, plans des ouvrages d'art ...), il constitue le dossier technique à transmettre au maître d'ouvrage et à l'entrepreneur.

Le métré donne des informations supplémentaires aux différents plans. Il décrit de façon détaillée et systématique tous les travaux et ouvrages nécessaires pour la réalisation d'un projet.

En général, on distingue deux types de métrés :

- le métré descriptif, qui donne la description détaillée
- le métré récapitulatif, qui est un résumé du métré descriptif et qui permet de budgétiser le projet.

12.2.1. METRE DESCRIPTIF

12.2.1.1. généralités

Dans tout travail ou ouvrage, le métré descriptif donne les détails sur :

- les matériaux à utiliser
- les normes à respecter
- éventuellement les techniques d'exécution à appliquer
- les quantités et les unités
- éventuellement une référence au plan de l'ouvrage.

Pour faciliter la lecture du métré, on le subdivise en rubriques qui, chacune, traitent un élément du projet. Une subdivision en rubriques pour un projet d'eau potable peut être :

- rubrique 1 : préparation
- rubrique 2 : les captages
- rubrique 3 : l'adduction
- rubrique 4 : la distribution

Pour systématiser la description, les travaux sont ordonnés par poste, traitant un travail spécifique. Ci-dessous nous donnons quelques exemples :

1. Travaux préparatoires

1.1. Installation du chantier pour la durée du projet	forfait
1.2. Dans les limites de la zone de travail et sur tout le parcours des conduites, abattage et évacuation d'arbres et taillis, buissons, haies et broussailles.	forfait
1.3. Dans le cadre des terrassements, démolition et enlèvement de blocs de roche mère massive et compacte dont le volume d'un seul tenant excède 0,50m ³	m ³
1.4. Démolition de voirie en asphalte	10 m ²
1.5. Démolition de voirie en pavage	10 m ²
1.6. Démolition de tuyaux de toute nature	30 m
1.7. Démolition de clôtures en briques, en blocs, en béton	20 m
1.8. Démolition d'un réservoir en béton armé	forfait
1.9. Evacuation des déblais et des débris de toutes natures provenant du chantier	forfait
1.10.	

2. Captage

2.1. Excavation de la tranchée de drainage en terrain tendre, y compris le maintien de l'état de la tranchée	20 m
2.2. Excavation de la tranchée de drainage en terrain rocheux , y compris le maintien de l'état de la tranchée	10 m
2.3. Fourniture des drains DN 50, enrobés de cocos, y compris les joints	30 m
2.4. Pose des drains DN 50 enrobés de cocos	30 m
2.5. Fourniture et pose gravier (7/14)	5 m ³
2.6. Fourniture et pose du film en plastic vistal	10 m ²
2.7. Fourniture, pose et compactage argile	1 m ³
2.8. Remblai du captage et compactage	10 m ³
2.9. Remblai du captage non-compacte	10 m ³
2.10. Fouille de la fossé de protection	30 m
2.11. Clôture avec haie vivante	30 m
2.12. Engazonnement	30 m ²
2.13. Fourniture (PVC DN 63 PN10), y compris les joints	18 m
2.14. Pose tuyaux de raccordement (PVC DN 63 PN10), y compris le terrassement et le remblai et l'enrobage avec de la terre tamisée	18 m
2.15. Terrassement de déblais et de remblais pour la construction de la chambre de départ, y compris l'évacuation des terres non réutilisables ou excédentaires, et le maintien des fouilles et le comblement et compactage	forfait
2.16. Fourniture et mise en œuvre de béton de propreté épaisseur : 10 cm pour la construction de la chambre de départ	10 m ²
2.17. Fourniture et mise en œuvre de béton armé pour la construction de la chambre de départ, y compris la fourniture et mise en œuvre des coffrages et d'armature	3 m ³
2.18. Fourniture et pose de couvercles en acier (tôle de 4 mm renforcé avec des Té 40/40/40), protégées avec trois couches de peinture antirouille, rectangulaire 700 mm x 700 mm, suivant le plan X	1 p
2.19. Fourniture et montage de l'accessoire Y	1 p
2.20. ...	

3. Adduction *canalisations*

3.1. Terrassement pour canalisations, y compris le maintient en état des tranchées et fouilles en terre meuble	1000 m
3.2. Terrassement pour canalisations, y compris le maintient en état des tranchées et fouilles en terre meuble	100 m
3.3. Terrassement pour canalisations, y compris le maintient en état des tranchées et fouilles en terre meuble	100 m
3.4. Fourniture des tuyaux,(PVC DN 90 PN10), y compris les joints	1200 m
3.5. Pose des tuyaux,(PVC DN 90 PN10), y compris le remblai et l'enrobage avec de la terre tamisée	1200 m
3.6. Fourniture et pose de l'accessoire X,(p.e. Té 90/90/63 en FD, PN 16, mâle-mâle-mâle)	2 p
3.7. Mise en œuvre des murets anti-érosifs en maçonnerie	15 p
3.8. Mise en œuvre des butées en béton non-armé	15 p

puits de regard

3.9. Terrassement de déblais et de remblais pour la construction du puits de regard 1, y compris l'évacuation des terres non réutilisables ou excédentaires, et le maintien des fouilles et le comblement et compactage	forfait
3.10. Fourniture et mise en œuvre de béton de propreté épaisseur : 10 cm pour la construction du puits de regard 1	1,5 m ²
3.11. Fourniture et mise en œuvre de béton armé pour le radier et la dalle du puits de regard 1, y compris la fourniture et mise en œuvre des coffrages et d'armature	0,8 m ³
3.12. Fourniture et mise en œuvre de maçonnerie en briques pour la construction du puits de regard	1,2 m ³
3.13. Fourniture et mise en œuvre de deux couches d'enduit (intérieure et extérieure) (épaisseur d'une couche = 0,015 m)	9 m ²
3.14 Fourniture et pose de couvercles en acier (tôle de 4 mm renforcé avec des Té 40/40/40), protégées avec trois couches de peinture antirouille, rectangulaire 700 mm x 700 mm, suivant le plan X	1 p

....

réservoir 1

3.15. Terrassement de déblais et de remblais pour la construction du réservoir 1, y compris l'évacuation des terres non réutilisables ou excédentaires, et le maintien des fouilles et le comblement et compactage	forfait
3.16. Fourniture et mise en œuvre de béton de propreté épaisseur : 10 cm pour la construction du réservoir 1	9 m ²
3.17. Fourniture et mise en œuvre de béton armé pour la construction du réservoir 1, y compris la fourniture et mise en œuvre des coffrages et d'armature	20 m ³
3.18. Fourniture et mise en œuvre de deux couches d'enduit (intérieure et extérieure) (épaisseur d'une couche = 0,015 m)	20 m ²
3.19. Fourniture et montage de l'accessoire Y	2 p
3.20. Fourniture et pose de couvercles en acier (tôle de 4 mm renforcé avec des Té 40/40/40), protégées avec trois couches de peinture antirouille, rectangulaire 700 mm x 700 mm, suivant le plan X	2 p
3.21 Fourniture et montage de l'accessoire Y	2 p

4. Distribution

....

12.2.1.2. la description technique

Dans beaucoup de postes on se réfère aux mêmes matériaux et techniques. Pour ne pas répéter cette description dans tous les postes, une description technique de ces matériaux et techniques précède le métré descriptif. Cette description technique concerne :

- les matériaux de base, par exemple :
 - sable, gravier, eau, ciment pour faire du mortier et du béton
 - sable et terre pour faire le remblai des tranchées
 - composition des différents bétons : béton de préparation, béton de qualité
 - composition de mortier et d'enduit
 - spécifications quant à la tuyauterie et robinetterie
 - ...
- certains travaux et techniques d'exécution, par exemple :
 - creusement des tuyaux (mesures des tranchées en fonction du diamètre de la conduite)
 - pose des tuyaux
 - comblement des tranchées
 - exigences quant à la maçonnerie, coffrage, bétonnage.

Chaque description technique d'un matériau, d'un travail ou d'une technique, est numérotée.

Dans les rubriques du métré descriptif on fait référence à ces numéros.

12.2.1.3. les postes du métré descriptif

Après la description technique, suit le métré descriptif, subdivisé en rubriques numérotées. En 12.2.1.1 nous avons donné un exemple de quelques rubriques. Une rubrique correspond à une phase du projet.

La subdivision en rubrique suit la logique du chantier, et diffère d'un projet à l'autre. Une subdivision générale n'existe pas.

Chaque rubrique comprend un ensemble de postes nécessaires pour donner une description complète de la phase du projet. Chaque poste porte un numéro et leur numérotation suit, dans la mesure du possible, la logique du chantier. C'est à dire que les postes sont donnés dans le même ordre qu'ils seront exécutés. Ceci n'est pas impératif mais permet de ne pas oublier certaines phases pendant l'élaboration du métré.

Dans les postes, on se réfère si possible aux descriptions techniques.

Les quantités correspondent à des quantités indiquées sur les plans ou avec les quantités pouvant être calculées sur base des mesures sur les plans. On prend l'unité la plus logique: pour une excavation d'une construction on choisit le volume à excaver (exprimé en m³). Pour une canalisation, on opte plutôt pour le linéaire d'excavation (exprime en m). Les quantités sont toujours arrondies par excès, et souvent une petite marge est ajoutée à la valeur calculée.

Ceci est le cas surtout pour les linéaires des conduites. Les réserves peuvent encore servir pour créer un stock de pièces de rechange.

Beaucoup de travaux dans un projet d'eau potable se font sous le sol.

Un nombre de problèmes ne peuvent donc pas être anticipés, lors de l'étude.

C'est pourquoi il faut toujours prendre ses précautions. Par exemple, même si le sol donne l'impression d'être meuble, on prévoit toujours un poste qui décrit le creusement en terrain rocheux et en terrain mixte. On fait alors une estimation raisonnable de la quantité d'excavation dans les différents types de terrains.

Le même problème se pose pour les accessoires de l'adduction et du réseau de distribution (par exemple des courbes...). Lors de l'étude on calcule le nombre des accessoires sur base des plans, mais sur le terrain on est souvent confronté à des obstacles souterrains. Il est donc presque impossible de calculer le nombre exact des accessoires. Leur nombre est alors donné comme une estimation (quantité présumable). Cette estimation est calculée sur le nombre indiqué sur les plans, majoré avec un certain pourcentage (p. 10%).

12.2.2. METRE RECAPITULATIF

Le métré récapitulatif sert à présenter un aperçu de tous les ouvrages et travaux à réaliser dans le cadre du projet et à permettre de faire un devis.

Il reprend toutes les rubriques et tous les postes du métré descriptif, mais comprend uniquement les éléments essentiels. Cependant, le métré récapitulatif doit être clair pour le lecteur, de sorte qu'il ne devrait pas consulter le métré descriptif pour le comprendre. On veillera à ce qu'il n'y ait pas de contradictions entre le métré descriptif et récapitulatif.

Le métré récapitulatif correspondant avec l'exemple donné en 12.2.1 se présente comme :

1. Travaux préparatoires

1.1. Installation chantier	forfait
1.2. Déboisement et débroussaillage.	forfait
1.3. Démolition de blocs de roche mère dont le volume d'un seul tenant excède 0,50m ³ m ³	
1.4. Démolition de voirie en asphalte	10 m ²
1.5. Démolition de voirie en pavage	10 m ²
1.6. Démolition de tuyaux de toute nature	30 m
1.7. Démolition de clôtures en briques, en blocs, en béton	20 m
1.8. Démolition d'un réservoir en béton armé	forfait
1.9. Evacuation des déblais et des débris	forfait
1.10.	

2. Captage

2.1. Excavation de la tranchée de drainage en terrain tendre	20 m
2.2. Excavation de la tranchée de drainage en terrain rocheux	10 m
2.3. Fourniture des drains DN 50, enrobés de cocos, y compris les joints	30 m
2.4. Pose des drains DN 50, enrobés de cocos	30 m
2.5. Fourniture et pose gravier (7/14)	5 m ³
2.6. Fourniture pose du film-vistal	10 m ²
2.7. Fourniture, pose et compactage argile	1 m ³
2.8. Remblai du captage et compactage	10 m ³
2.9. Remblai du captage non-compacte	10 m ³

2.10. Fouille de la fossé de protection	30 m
2.11. Clôture avec haie vivante	30 m
2.12. Engazonnement	30 m ²
2.13. Fourniture tuyaux de raccordement (PVC DN 63 PN10)	18 m
2.14. Pose tuyaux de raccordement (PVC DN 63 PN10)	18 m
2.15. Déblais et de remblais pour la construction de la chambre de départ,	forfait
2.16. Béton de propreté épaisseur : 10 cm - la chambre de départ	10 m ²
2.17. Béton armé pour la construction de la chambre de départ	3 m ³
2.18. Fourniture et pose de couvercles en acier	1 p
2.19. Fourniture et montage de l'accessoire Y	1 p
2.20. ...	

3. Adduction *canalisations*

3.1. Terrassement pour canalisations terre meuble	1000 m
3.2. Terrassement pour canalisation terre mixte	100 m
3.3. Terrassement pour canalisation terre rocheuse	100 m
3.4. Fourniture tuyaux (PVC DN 90 PN10)	1200 m
3.5. Pose tuyaux,(PVC DN 63 PN10)	1200 m
3.6. Fourniture et pose de l'accessoire X	2 p
3.7. Mise en œuvre des murets anti-érosifs en maçonnerie	15 p
3.8. Mise en œuvre des butées en béton non-armé	15 p

puits de regard

3.9. Déblais et remblais pour la construction du puits de regard 1	forfait
3.10. Béton de propreté épaisseur : 10 cm - puits de regard 1	1,5 m ²
3.11. Béton armé pour le radier et la dalle du puits de regard 1	0,8 m ³
3.12. Maçonnerie en briques - puits de regard	1,2 m ³
3.13. Fourniture et mise en œuvre de deux couches d'enduit	9 m ²
3.14 Fourniture et pose de couvercles en acier	1 p

réservoir 1

3.15. Déblais et de remblais - réservoir 1	forfait
3.16. Béton de propreté épaisseur: 10 cm - réservoir 1	9 m ²
3.17. Béton armé - réservoir 1	20 m ³
3.18. Fourniture et mise en œuvre de deux couches d'enduit	20 m ²
3.19. Fourniture et montage de l'accessoire Y	2 p
3.20. Fourniture et pose de couvercles en acier	2 p
3.21 Fourniture et montage de l'accessoire Y	2 p

...

4. Distribution

....

12.2. DEVIS

Le métré récapitulatif, qui constitue un aperçu de tous les ouvrages et travaux à réaliser, nous permet également de budgétiser le projet. Pour chaque poste dans le métré, nous avons indiqué une quantité (p.e. la linéaire d'une canalisation). Si pour chaque poste, les prix unitaires sont connus, le coût par poste et pour l'ensemble des postes peut être facilement calculé.

Ci-dessous, nous donnons une méthodologie illustrée d'un exemple pour élaborer un devis à partir des prix unitaires. Les prix et quantités dans l'exemple sont seulement donnés pour mieux expliquer la méthodologie.

La méthodologie proposée consiste en plusieurs étapes, qu'on parcourt l'un après l'autre :

- analyse des prix unitaires des salaires
- analyse des prix unitaires des matériaux de base
- calcul des prix unitaires des matériaux travaillés
- élaboration du devis.

La précision d'un devis dépend des phases du projet. Dans une pré-étude, on peut employer des prix "globaux". Mais dans l'étude d'exécution pour le même projet, on essaiera d'employer les prix les plus précis possibles.

D'autre part, on doit se rendre compte qu'un devis reste toujours une estimation et que dans un projet d'eau potable il y a toujours des imprévus.

Raison pour laquelle on prendra toujours une marge sur le coût calculé.

12.2.1. ANALYSE DES PRIX UNITAIRES DES SALAIRES

On commence d'abord par une analyse des prix des salaires. On énumère toutes les fonctions nécessaires pour réaliser le projet, et on mentionne les salaires correspondants.

Fonction	Prix/heure
- conducteur des travaux	...
- topographe	...
- maçon	...
- plombier	...
- contremaître	...
- manœuvre	...
-

12.2.2. ANALYSE DES PRIX UNITAIRES DES MATERIAUX DE BASE

La deuxième étape consiste à déterminer les prix des matériaux de base.

Par matériaux de base, il faut comprendre les matériaux qui sont achetés et payés par le projet : le sable, le ciment, le gravier, les roches, le fer à béton, la plomberie et la tuyauterie...

Le prix unitaire de ces matériaux est le prix "de livraison sur le chantier".

Ceci inclut le transport international (pour les matériaux importés) et le transport local (pour les matériaux locaux). Il est nécessaire de connaître les prix pour le transport par container, par benne,... et de connaître les capacités de ces containers et bennes. Pour certains matériaux, il est extrêmement difficile de déterminer le prix de transport (par exemple pour la robinetterie).

Dans ce cas, au lieu d'essayer de déterminer le coût exact du transport, on le prend comme pourcentage du prix d'achat.

L'unité choisie correspond avec l'unité dans le mètre. Par exemple si dans le mètre un poste "maçonnerie en briques" est exprimé en m^3 , on calcule le prix de maçonnerie par m^3 . S'il n'y a pas de poste correspondant dans le mètre, on prend l'unité la plus logique. Pour le ciment, nous avons choisi le "sac", mais on pourrait également employer le "kg" comme unité.

Matériaux	Unité a	Prix d'achat/unité b	Prix de transport/unité c	Total b+c
- ciment	sac
- sable non tamisé	m^3
- sable tamisé	m^3
- roches	m^3
- gros gravier	m^3
- gravier fin	m^3
- fer à béton	kg
- planches de coffrage	m^2
- poteaux	pièce
- briques	m^3
- blocs en béton	m^3
- couvercles	pièce
- cadenas	pièce
-

12.2.3. CALCUL DES PRIX UNITAIRES DES MATERIAUX TRAVAILLES

Une fois que l'on connaît les prix unitaires des salaires et des matériaux de base, on peut calculer les prix unitaires de base, tels que le prix du mortier, du béton (différentes qualités), de l'enduit... ou des couvercles (si elles sont fabriquées par le projet).

Le prix unitaire d'un matériau travaillé comprend d'une part le prix des matériaux de base et d'autre part le prix de main d'œuvre. Le coût de la main d'œuvre est le prix par heure multiplié par les heures prestées. En générale les prix par heure sont bien connus. Ce que l'on ne maîtrise pas bien c'est le nombre d'heures nécessaires par exemple pour travailler un mètre cube de béton. Il ne faut pas en tout cas négliger ce facteur. Une erreur d'estimation dans le nombre d'heures peut avoir une grande influence sur la précision du coût total du projet.

Dans beaucoup de bureaux d'étude ou chez beaucoup d'entrepreneurs on dispose d'une banque de données sur des prix unitaires des matériaux travaillés.

Ces données sont actualisées chaque fois que l'on exécute un projet. On estime le temps qu'il faudrait pour effectuer chaque phase du projet ou la totalité (par exemple un réservoir en maçonnerie) et sur base de ces mesures on estime le volume de travail qu'un ouvrier peut réaliser pendant un temps donné.

Si dans le métré, on n'a pas de poste d'achat d'équipement ou d'amortissement, il faut inclure l'amortissement de l'outillage dans le prix des matériaux de base. On considère tout l'équipement nécessaire pour le projet (achat et amortissement). Les prix unitaires des salaires sont majorés avec un pourcentage, de sorte que l'achat et l'amortissement soit couvert par ce pourcentage. Souvent, au lieu de calculer l'achat et l'amortissement exact, on prend un pourcentage des coûts de salaires (par exemple 5 à 10%).

Description	Unité	Quantité a	Prix unitaire b	Total a x b
Maçonnerie				
Maçonnerie en roches				
a) matériaux				
- ciment	sac	4
- sable	m ³	0,5
- roches	m ³	1
b) main d'œuvre				
- maçon
- manœuvre
c) matériel				
- 5% de la main d'œuvre	forfait	1
Total pour 1 m³				...
Maçonnerie en briques				
a) matériaux	sac	3
- ciment	m ³	0,42
- sable	m ³	1
- briques
b) main d'œuvre
- maçon				
- manœuvre	forfait	1
c) matériel				...
- 5% de la main d'œuvre				...
Total pour 1 m³				...
Béton				
Béton de propreté				
a) matériaux	sac	4
- ciment	m ³	0,56
- sable	m ³	0,84
- gros gravier	heure

b) main d'œuvre	heure
- maçon				
- manœuvre	forfait	1
c) matériel				...
- 5 % de la main d'œuvre				
Total pour 1 m³				...
Béton pour radiers (armature de 60 kg/m³)	m ³	7	...	
	m ³	0,48	...	
	m ³	0,72
a) matériaux	kg	60	...	
- ciment				...
- sable	heure
- gravier fin	heure
- fer à béton	heure	...		
b) main d'œuvre				...
- maçon	forfait
- ferrailleur				
- manœuvre				
c) matériel				
- 5% de la main d'œuvre				
Total pour 1 m³	m ³	7
	m ³	0,48
	m ³	0,72
Béton pour murs (armature de 70 kg/m³)	kg	70
	m ²	8
a) matériaux	pièce	12
- ciment				
- sable	heure
- gravier fin	heure
- fer à béton	heure
- planches de coffrage	heure
- étais (poteaux)				
b) main d'œuvre	forfait	1		...
- maçon				...
- ferrailleur				
- coffreur				
- manœuvre				
c) matériel				
- 5% de la main d'œuvre	m ³	7
	m ³	0,48
Total pour 1 m³	m ³	0,72
	kg	100
Béton pour dalles (armature de 100 kg/m³)	m ²	4
	pièce	20
a) matériaux	heure
- ciment	heure

- sable	heure
- gravier fin	heure
- fer à béton				
- planches de coffrage	forfait	1		...
- étais (poteaux)				...
b) main d'œuvre				
- maçon				
- ferrailleur				
- coffreur				
- manœuvre	m ³	7
c) matériel	m ³	0,48
- 5% de la main	m ³	0,72
d'œuvre	kg	80
Total pour 1 m³	m ²	13
	pièce	15
Béton pour colonnes				
(armature de 80	heure
kg/m³)	heure
a) matériaux	heure
- ciment	heure
- sable				
- gravier fin	forfait	1		...
- fer à béton				...
- planches de coffrage				
- étais (poteaux)				
b) main d'œuvre				
- maçon				
- ferrailleur	m ³	7
- coffreur	m ³	0,48
- manœuvre	m ³	0,72
c) matériel	kg	80
- 5% de la main	m ²	10
d'œuvre	pièce	20
Total pour 1 m³				
	heure
Béton pour poutres	heure
(armature de 80	heure
kg/m³)	heure
a) matériaux				
- ciment	forfait	1		...
- sable				...
- gravier fin				
- fer à béton				
- planches de coffrage				
- étais (poteaux)				
b) main d'œuvre				
- maçon				
- ferrailleur				
- coffreur	sac	0,16
- manœuvre	m ³	0,02

c) matériel				
- 5% de la main d'œuvre	heures
Total pour 1 m³	heures
Crépissage et enduit	forfait
Mortier d'égalisation (maçonnerie en roches)				
a) matériaux	sac	0,20
- ciment	m ³	0,02
- sable				
b) main d'œuvre	heures
- maçon	heures
- manœuvre				
c) matériel	forfait
- 5% de la main d'œuvre				...
Total pour 1 m²				
Enduit ordinaire (épaisseur 2 cm)	sac	0,10		
a) matériaux	m ³	0,01
- ciment		
- sable	heures
b) main d'œuvre	heures
- maçon	forfait
- manœuvre		
c) matériel				...
- 5% de la main d'œuvre				...
Total pour 1 m²				
Enduit d'étanchéité (épaisseur 1 cm)				
a) matériaux				
- ciment				
- sable				
b) main d'œuvre				
- maçon				
- manœuvre				
c) matériel				
- 5% de la main d'œuvre				
Total pour 1m²				

12.2.4. ELABORATION DEVIS

Le devis reprend le métré récapitulatif ensemble avec des prix unitaires et prix par poste.

Description	Unité	Quantité a	Prix unitaire b	Total a x b
<u>1. Travaux préparatoires</u>				
1.1. Installation chantier	forfait			...
1.2. Déboisement et débroussaillage	forfait			...
1.3. Démolition de blocs de roche mère dont le volume d'un seul tenant excède 0,50m ³	m ³	1
1.4. Démolition de voirie en asphalte	m ²	10
1.5. Démolition de voirie en pavage	m ²	10
1.6. Démolition de tuyaux de toute nature	m	30
1.7. Démolition de clôtures en briques, en blocs, en béton	m	20
1.8. Démolition de tuyaux de toute nature	m	20
1.7. Démolition de clôtures en briques, en blocs, en béton	forfait			...
1.8. Démolition d'un réservoir en béton armé	forfait			...
1.9. Evacuation des déblais et des débris
1.10.	m	20
<u>2. Captage</u>	m	10
2.1. excavation de la tranchée de drainage en terrain tendre	m	30
2.2. excavation de la tranchée de drainage en terrain rocheux	m	30
2.3. fourniture des drains DN 50, enrobés de cocos, y compris les joints	m ³	5
2.4. pose des drains DN 50, enrobés de cocos	m ²	10
2.5. fourniture et pose gravier (7/14)	m ³	1
2.6. fourniture pose du film-vistal	m ³	10
2.7. fourniture, pose et compactage argile	m ³	10
2.8. remblai du captage et compactage	m	30
2.9. remblai du captage non-compacte	m	30
2.10. fouille du fossé de protection	m ²	30
2.11. clôture avec haie vivante	m	18
2.12. Engazonnement	forfait			...
2.13. Fourniture et pose tuyaux de raccordement (PVC DN 63 PN10)	m	18
2.13. Pose tuyaux de raccordement (PVC DN 63 PN10)	m ²	10
	m ³	3

2.14. Déblais et de remblais pour la construction de la chambre de départ	p	1
	p	1
2.15. Béton de propreté épaisseur : 10 cm - la chambre de départ
2.16. Béton armé pour la construction de la chambre de départ				
2.17. Fourniture et pose de couvercles en acier	m	1000
2.18. Fourniture et montage de l'accessoire Y	m	100
2.19. ...	m	100
	m	1200
<u>3. Adduction</u>				
	m	1200
<i>canalisations</i>				
3.1. Terrassement pour canalisations - terre meuble	p	2
3.2. Terrassement pour canalisations - terre mixte	p	15
	p	15
3.3. Terrassement pour canalisations - terre rocheuse				
3.2. Fourniture,(PVC DN 90 PN10)				
3.2. Pose tuyaux,(PVC DN 90 PN10)				
3.4. Fourniture et pose de l'accessoire X	forfait			
3.5. Mise en œuvre des murets anti-érosifs en maçonnerie	m ²	1,5
3.6. Mise en œuvre des butées en béton non-armé	m ³	0,8
....	m ³	1,2
		
<i>puits de regard</i>	m ²	9
3.7. Déblais et remblais pour la construction du puits de regard 1	p	1
3.8. Béton de propreté épaisseur : 10 cm - puits de regard 1				
3.9. Béton armé pour le radier et la dalle du puits de regard 1	forfait			
3.10. Maçonnerie en briques - puits de regard	m2	9
	m3	20
3.11. Fourniture et mise en œuvre de deux couches d'enduit	m2	20
3.12 Fourniture et pose de couvercles en acier	p	2
....	p	2
<i>réservoir 1</i>	p	2
3.13. Déblais et de remblais - réservoir 1				
3.14. Béton de propreté épaisseur : 10 cm - réservoir 1				
3.15. Béton armé - réservoir 1				

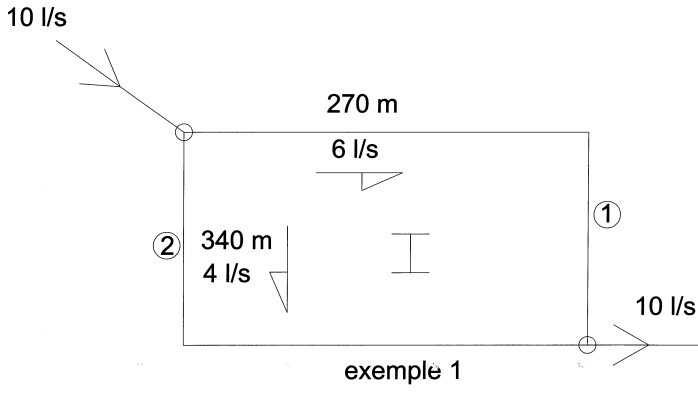
3.16. Fourniture et mise en œuvre de deux couches d'enduit				
3.17. Fourniture et montage de l'accessoire Y				
3.18. Fourniture et pose de couvercles en acier				
3.19 Fourniture et montage de l'accessoire Y				
...				
<u>4. Distribution</u>				
....				
Imprévus (3 %)	forfait			...
Total				...

12.2.5. REMARQUES

Quelques remarques :

- La façon d'élaborer un budget dépend également des exigences du maître d'ouvrage, du bailleur de fond et peut donc différer de l'exemple donné ici.
- L'exemple présenté ici contient seulement les coûts des réalisations physiques : les canalisations, les captages, les ouvrages ... Un projet d'eau potable contient toujours un volet d'animation et de formation. De la même façon que pour les réalisations physiques, on peut établir un budget pour ce genre d'activités.
- dans la méthode donnée ici, nous ne prévoyons pas de postes pour les salaires. Ils sont tous inclus dans d'autres postes. Pour les salaires du personnel de chantier, ceci est évident. Pour tenir compte du personnel administratif (p.e. le comptable,...) et du suivi de chantier (p.e. l'ingénieur de chantier), il existe deux méthodes :
 - pour tout travail ou ouvrage on prend une marge (un pourcentage), qui couvre les frais administratifs et de suivi;
 - on crée un poste pour le suivi administratif et de chantier.

ANNEXES



exemple 1

maille avec deux conduites

conduite	longueur	diam. prop	débits prop
1	270	56	6
2	340	45	-4

n 0,006

maille	conduite	longueur	débits suppos.	diamètres sup	$K * L$	$K^2 * Q^2 * Q ^3 * L$	$K^2 * Q ^3 * L$	correction	débit corrigé
I	1	270	6	56	474.858	17,09	2.849		6,65
	2	340	-4	45	1.919.618	-30,71	7.678		-3,35
	somme					-13,62	10.528	0,647	
maille	conduite	longueur	débits suppos.	diamètres sup	$K * L$	$K^2 * Q^2 * Q ^3 * L$	$K^2 * Q ^3 * L$	correction	débit corrigé
I	1	270	6,65	56	474.858	20,98	3.156		6,68
	2	340	-3,35	45	1.919.618	-21,58	6.437		-3,32
	somme					-0,60	9.593	0,032	
maille	conduite	longueur	débits suppos.	diamètres sup	$K * L$	$K^2 * Q^2 * Q ^3 * L$	$K^2 * Q ^3 * L$	correction	débit corrigé
I	1	270	6,68	56	474.858	21,18	3.171		6,68
	2	340	-3,32	45	1.919.618	-21,18	6.376		-3,32
	somme					0,00	9.548	0,000	

exemple 3

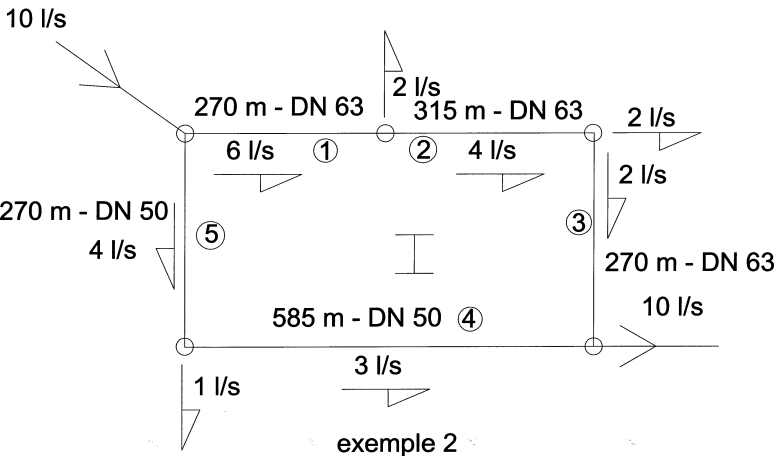
deux mailles avec conduite commune

conduite	longueur	diam. prop	débits proposés
1	270	56	6
2	315	56	4
3	270	36	1
4	585	45	-3
5	270	45	-4
6	270	56	3
7	270	56	2
8	270	45	-3

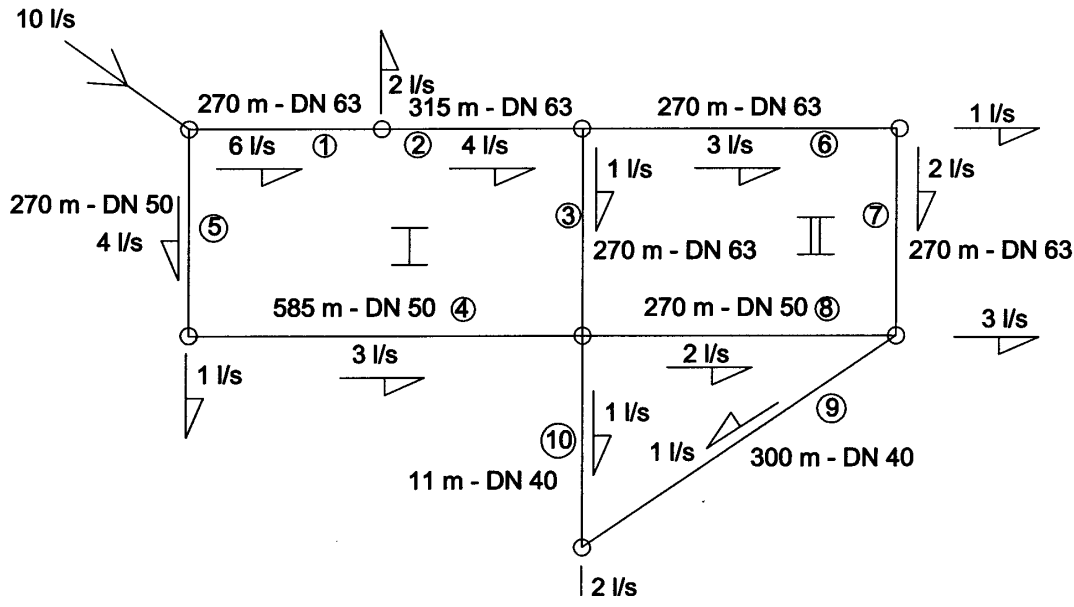
n 0,006

maille	conduite	longueur	débits supposés	sup K * L	K*Q* Q *L	K* Q ^3*L	correction	débit corrigé
I	1	270	6	56	474.858	17,09	2.849	6,44
	2	315	4	56	554.001	8,86	2.216	4,44
	3	270	1	36	5.011.332	5,01	5.011	0,92
	4	585	-3	45	3.302.873	-29,73	9.909	-2,56
	5	270	-4	45	1.524.403	-24,39	6.098	-3,56
	somme				-23,15	26.083	0,44	
II	6	270	3	56	474.858	4,27	1.425	3,53
	7	270	2	56	474.858	1,90	950	2,53
	8	270	-3	45	1.524.403	-13,72	4.573	-2,47
	3	270	-1	36	5.011.332	-5,01	5.011	-0,92
		somme				-12,56	11.959	0,53
maille	conduite	longueur	débits supposés	sup K * L	K*Q* Q *L	K* Q ^3*L	correction	débit corrigé
	I	1	270	56	474.858	19,72	3.060	6,57
	2	315	4,44	56	554.001	10,94	2.462	4,57
	3	270	0,92	36	5.011.332	4,23	4.604	0,84
	4	585	-2,56	45	3.302.873	-21,58	8.443	-2,43
5	270	-3,56	45	1.524.403	-19,28	5.421	-3,43	

10 l/s



	3	270	0,82	36	5.011.332	3,34	4.091	0,82
	4	585	-2,38	45	3.302.873	-18,70	7.860	-2,38
	5	270	-3,38	45	1.524.403	-17,41	5.152	-3,38
						-0,14	22.806	0,00
	somme							
II	6	270	3,80	56	474.858	6,87	1.806	3,81
	7	270	2,80	56	474.858	3,73	1.331	2,81
	8	270	-2,20	45	1.524.403	-7,35	3.348	-2,19
	3	270	-0,82	36	5.011.332	-3,34	4.091	-0,82
	somme					-0,09	10.576	0,00



exemple 4
plusieurs mailles

conduite	longueur	diam. prop	débits proposés
1	270	56	6
2	315	56	4
3	270	36	1
4	585	45	-3
5	270	45	-4
6	270	56	3
7	270	56	2
8	270	45	-2
9	300	36	1
10	110	36	-1

n 0,006

maille	conduite	longueur	débits supposés	supp. K · L	K · Q ² · lQ ⁵ · L	K · lQ ⁵ · L	correction	débit corrigé
I	1	270	6	56	474.858	17,09	2.849	6,44
	2	315	4	56	554.001	8,86	2.216	4,44
	3	270	1	36	5.011.332	5,01	5.011	1,21
	4	585	-3	45	3.302.873	-29,73	9.909	-2,56
	5	270	-4	45	1.524.403	-24,39	6.098	-3,56
somme						-23,15	26.083	0,44
II	6	270	3	56	474.858	4,27	1.425	3,24
	7	270	2	56	474.858	1,90	950	2,24
	8	270	-2	45	1.524.403	-6,10	3.049	-1,31
	3	270	-1	36	5.011.332	-5,01	5.011	-1,21
somme						-4,94	10.434	0,24
III	8	270	2	45	1.524.403	6,10	3.049	1,31
	9	300	1	36	5.568.146	5,57	5.568	0,55
	10	110	-1	36	2.041.654	-2,04	2.042	-1,45

somme		9,62	10.659	-0,45				
conduite	longueur	débts suppos diamètres	sup K * L	K*Q*IQ!*L	K*IQ!*L	correction	débit corrigé	
I	1	270	6,44	474.858	56	19,72	3.060	6,50
	2	315	4,44	554.001	56	10,94	2.462	4,50
	3	270	1,21	5.011.332	36	7,30	6.050	1,14
	4	585	-2,56	3.302.873	45	-21,58	8.443	-2,50
	5	270	-3,56	1.524.403	45	-19,28	5.421	-3,50
somme						-2,90	25.436	0,06
II	6	270	3,24	474.858	56	4,97	1.537	3,36
	7	270	2,24	474.858	56	2,38	1.062	2,36
	8	270	-1,31	1.524.403	45	-2,62	2.000	-1,19
	3	270	-1,21	5.011.332	36	-7,30	6.050	-1,14
somme						-2,58	10.649	0,12
III	8	270	1,31	1.524.403	45	2,62	2.000	1,19
	9	300	0,55	5.568.146	36	1,68	3.054	0,55
	10	110	-1,45	2.041.654	36	-4,30	2.963	-1,45
somme						0,00	8.018	0,00
conduite	longueur	débts suppos diamètres	sup K * L	K*Q*IQ!*L	K*IQ!*L	correction	débit corrigé	
I	1	270	6,50	474.858	56	20,07	3.087	6,53
	2	315	4,50	554.001	56	11,22	2.493	4,53
	3	270	1,14	5.011.332	36	6,55	5.729	1,14
	4	585	-2,50	3.302.873	45	-20,63	8.255	-2,47
	5	270	-3,50	1.524.403	45	-18,67	5.334	-3,47
somme						-1,46	24.898	0,03
II	6	270	3,36	474.858	56	5,35	1.594	3,39
	7	270	2,36	474.858	56	2,64	1.120	2,39
	8	270	-1,19	1.524.403	45	-2,16	1.816	-1,19
	3	270	-1,14	5.011.332	36	-6,55	5.729	-1,14
somme						-0,72	10.259	0,04

maille	conduite	longueur	débits supposés	diamètres sup ³ K * L	K*Q* Q *L	K* Q *L	correction	débit corrigé
	1	270	6,53	56	474.858	20,25	7.834	0,03
	2	315	4,53	56	554.001	11,37	3.101	6,54
	3	270	1,14	36	5.011.332	6,48	2.510	4,54
	4	585	-2,47	45	3.302.873	-20,15	5.700	1,12
	5	270	-3,47	45	1.524.403	-18,35	8.158	-2,46
	somme					-0,41	24.758	0,01
II	6	270	3,39	56	474.858	5,47	1.611	3,41
	7	270	2,39	56	474.858	2,72	1.136	2,41
	8	270	-1,19	45	1.524.403	-2,14	1.807	-1,17
	3	270	-1,14	36	5.011.332	-6,48	5.700	-1,12
	somme					-0,44	10.254	0,02
III	8	270	1,19	45	1.524.403	2,14	1.807	1,17
	9	300	0,58	36	5.568.146	1,86	3.219	0,59
	10	110	-1,42	36	2.041.654	-4,13	2.903	-1,41
	somme					-0,12	7.929	0,01
maille	conduite	longueur	débits supposés	diamètres sup ³ K * L	K*Q* Q *L	K* Q *L	correction	débit corrigé
I	1	270	6,54	56	474.858	20,30	3.105	6,54
	2	315	4,54	56	554.001	11,41	2.514	4,54
	3	270	1,12	36	5.011.332	6,33	5.633	1,12
	4	585	-2,46	45	3.302.873	-20,02	8.131	-2,46
	5	270	-3,46	45	1.524.403	-18,27	5.277	-3,46
	somme					-0,24	24.660	0,00
II	6	270	3,41	56	474.858	5,54	1.621	3,42
	7	270	2,41	56	474.858	2,77	1.146	2,42
	8	270	-1,17	45	1.524.403	-2,09	1.786	-1,17
	3	270	-1,12	36	5.011.332	-6,33	5.633	-1,12
	somme					-0,12	10.187	0,01
III	8	270	1,17	45	1.524.403	2,09	1.786	1,17
	9	300	0,59	36	5.568.146	1,91	3.263	0,59
	10	110	-1,41	36	2.041.654	-4,08	2.887	-1,41

		somme											
maille	conduite	longueur	débits supposés	diamètres sup	K * L	K*Q* Q *L	K* Q *L	K* Q *L	correction	débit corrigé			
I		1	270	6,54	56	474.858	20,33	3.107		6,54			
		2	315	4,54	56	554.001	11,43	2.517		4,54			
		3	270	1,12	36	5.011.332	6,32	5.628		1,12			
		4	585	-2,46	45	3.302.873	-19,94	8.115		-2,46			
		5	270	-3,46	45	1.524.403	-18,22	5.270		-3,46			
	somme						-0,07	24.636		0,00			
II		6	270	3,42	56	474.858	5,55	1.624		3,42			
		7	270	2,42	56	474.858	2,78	1.149		2,42			
		8	270	-1,17	45	1.524.403	-2,09	1.785		-1,17			
		3	270	-1,12	36	5.011.332	-6,32	5.628		-1,12			
	somme						-0,07	10.186		0,00			
III		8	270	1,17	45	1.524.403	2,09	1.785		1,17			
		9	300	0,59	36	5.568.146	1,94	3.290		0,59			
		10	110	-1,41	36	2.041.654	-4,05	2.877		-1,41			
	somme						-0,02	7.951		0,00			



Adressé aux ingénieurs, hydrotechniciens ou équivalents d'organismes divers qui travaillent dans le secteur d'eau potable dans le Sud, cet ouvrage prétend servir de document pour les travaux d'approvisionnement en eau potable par des systèmes par gravité. Il est basé sur de nombreuses expériences dans les différentes régions où PROTOS est active.

Son utilisation pratique requiert une formation de base en hydraulique et construction, bien qu'il puisse également servir à la formation de hydrotechniciens dans le Sud.

Cet ouvrage présente les différents aspects techniques liés à un projet en eau potable : la disponibilité et la qualité d'eau, le besoin en eau, la théorie d'hydraulique, le dimensionnement, le coup de bélier, les canalisations, les accessoires, les ouvrages d'art, la pose des conduites et le métré.

Il peut donc être consulté à la carte, suivant les besoins du lecteur.

ISBN 90-