

Eaupuscule

Une introduction à la gestion de l'eau

Pierre Hubert

1^{ère} Edition, 1984, Ellipses, Paris, France, ISBN 2-7298-9603-1

2^{ième} Edition, 1998, HGA, București, Romania, ISBN 973-98077-6-3

Sommaire

SOMMAIRE

<u>1. CHAPITRE I - INTRODUCTION</u>	7
<u>2. CHAPITRE II - L'EAU DANS LA NATURE</u>	17
2.1. Principales caractéristiques des milieux courants	18
2.2. Principales caractéristiques des milieux stagnants	22
2.3. Les milieux souterrains	24
2.4. Qualité des milieux aquatiques	24
2.5. Milieux aquatiques et santé publique	28
<u>3. CHAPITRE III- LES INONDATIONS</u>	31
<u>4. CHAPITRE IV - L'ÉNERGIE HYDRAULIQUE</u>	40
<u>5. CHAPITRE V - LES ACTIVITÉS RÉCRÉATIVES</u>	46
<u>6. CHAPITRE VI - NAVIGATION, GRAVIÈRES, PÊCHE, GÉOTHERMIE</u>	52
6.1. Navigation	52
6.2. Gravières	54
6.3. Pêche	55
6.4. Géothermie	55
6.5. Héliogéothermie	57
6.6. Conclusions	57
<u>7. CHAPITRE VII - L'EAU ET L'AGRICULTURE</u>	59
7.1. Bilan en eau d'une culture et irrigation	59
7.2. Aspects économiques	63
<u>8. CHAPITRE VIII - LES RÉSEAUX D'ADDUCTION D'EAU POTABLE ET L'ÉPURATION DES EFFLUENTS DOMESTIQUES</u>	68
<u>9. CHAPITRE IX - LA DEMANDE EN EAU INDUSTRIELLE</u>	81
9.1. Utilisation industrielles de l'eau	81
9.2. Refroidissement des centrales thermiques	95
<u>10. CHAPITRE X - LES REJETS DE SURFACE</u>	100
10.1. Relation entre qualité de l'eau et activité économique	101
10.2. Dilution des effluents dans les eaux superficielles	103
10.3. Dégradation des matières organiques le modèle de Streeter et Phelps	106
10.3.1. Oxygénation des eaux	106
10.3.2. Consommation d'oxygène dissous	108
10.3.3. Bilan d'oxygène	110
10.3.4. Généralisation. Le modèle de la Seine	111
10.3.5. Commentaires	114
10.4. Dégradation des rejets thermiques	114
10.4.1. Équation du bilan thermique d'un tronçon de cours d'eau	116
10.4.2. Modélisation de l'échauffement d'un cours d'eau	117

10.4.3. Cas des lacs des réservoirs	120
10.4.4. Normes d'échauffement	121
11. <u>CHAPITRE XI - ASPECTS DE LA NOTION DE RESSOURCE EN EAU</u>	124
11.1. Le cadre géographique	126
11.2. Ressources renouvelables et ressources non renouvelables	126
11.3. Ressources superficielles et ressources souterraines	131
11.4. Les ressources non conventionnelles	132
11.5. La qualité de la ressource	134
11.6. Typologie des ressources en eau	138
12. <u>CHAPITRE XII - MODÈLES MATHÉMATIQUES ET OPTIMISATION</u>	145
13. <u>CHAPITRE XIII - UTILITÉ ET GESTION DES RÉSERVOIRS</u>	157
13.1. Exemple de règles d'exploitation d'un barrage	159
13.2. Simulation probabiliste d'un réservoir	161
13.2.1. Définition de la matrice de transition	161
13.2.2. Détermination de la loi de probabilité des niveaux du réservoir	165
13.2.3. Fiabilité du système	166
13.2.4. Application	166
13.3. Recherche de règles d'exploitation optimales d'une retenue	167
13.3.1. Définition	167
13.3.2. Formulation des contraintes	169
13.3.3. Application	171
13.3.4. Conclusions	174
13.4. Détermination de règles de gestion intégrée	174
14. <u>CHAPITRE XIV - GESTION DES EAUX SOUTERRAINES</u>	183
14.1. Gestion des hauteurs piézométriques	183
14.2. Fonctions et coefficients d'influence	186
14.3. Formulation de quelques problèmes d'optimisation	191
14.4. Problèmes de compétition	194
14.4.1. Cas d'un puits et d'un utilisateur unique	195
14.4.2. Cas de deux utilisateurs	198
15. <u>CHAPITRE XV - LÉGISLATION, AGENCES, REDEVANCES</u>	202
15.1. Législation et administration de l'eau	202
15.2. Les agences financières de bassin	205
15.3. Les redevances	206
<u>BIBLIOGRAPHIE</u>	209

Chapitre I

INTRODUCTION

L'eau fait partie de la nature. Elle contribue à modifier chaque jour le visage de la terre par l'érosion, le transport et la sédimentation des matériaux. Elle est aussi un facteur écologique, toujours important et souvent déterminant pour les peuplements animaux et végétaux. Dans la nature, nous rencontrons l'eau sous de très nombreuses formes. La pluie, le torrent, le fleuve, la mare, le lac, le glacier ou l'océan sont autant de qualités d'eaux ou de milieux. Si ces formes sont naturelles, bien que souvent profondément modifiées par les activités humaines, le point de vue social n'est pas absent de leur identification. L'étude scientifique de l'eau, en particulier par la pratique des bilans hydrologiques, a su reconnaître dans le cycle hydrologique la liaison et l'unité de ces formes (fig.1.1). Mais c'est dans leur spécificité qu'elles ont d'abord été connues, utilisées, subies et nommées par les peuples.

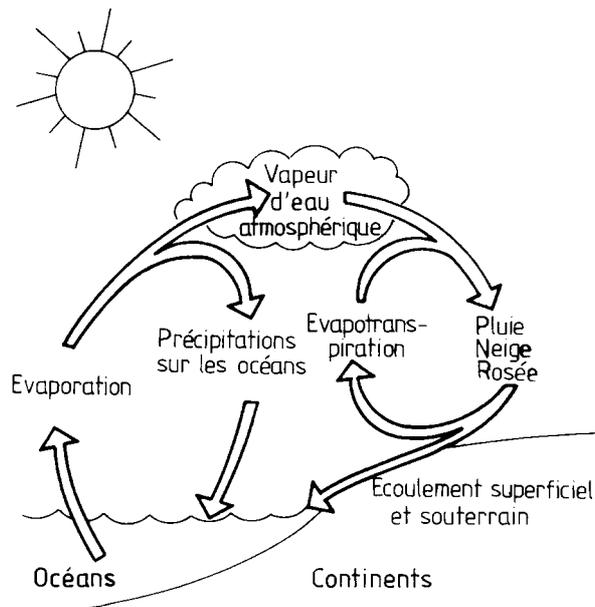


Fig. 1.1. Le cycle de l'eau.

Il est intéressant de constater combien le vocabulaire de l'eau est étroitement lié aux conditions concrètes du contact social avec l'eau. Alors que la langue eskimo (Mac Gregor, 1968) distingue une vingtaine de formes d'eaux solides, mais ignore les concepts de neige ou de glace, elle ne reconnaît qu'une catégorie de cours d'eau là où la langue française distingue au moins le ruisseau, le fleuve, la rivière et le torrent. C'est enfin à travers les diverses

formes de l'eau que s'est imposé partout un symbolisme puissant et multiforme, dont Bachelard (1942) nous a livré quelques clés.

On a fait des inventaires et des bilans des eaux qui circulent à la surface et dans les profondeurs de la terre (Lvovitch, 1970; Baumgartner et Reichel, 1975). L'essentiel des eaux se trouve dans les océans et la plus grande des eaux douces est emprisonnée dans les calottes glaciaires ou s'écoule dans les nappes d'eau souterraines. Les lacs, les rivières et la vapeur d'eau atmosphérique n'en constituent qu'une faible partie, mais la plus mobile (tab.1.1 et 1.2). De tels inventaires et bilans globaux n'indiquent cependant pas combien la répartition de l'eau est irrégulière, dans l'espace comme dans le temps. Cette répartition est une résultante du climat, qu'elle contribue en retour à former (Eagleson, 1982).

Tableau 1.1

Inventaire des eaux terrestres, d'après Lvovitch (1970)

Phases du cycle de l'eau	Volume 10 ³ km ³	Pourcentage %	Temps de séjour Années
Océans	1. 370.000	93,93	3.000
Eaux souterraines dont actives	60.000 (4.000)	4,12 (0,27)	5.000 (330)
Glaciers	24.000	1,65	12.000
Lacs	230	0,016	10
Humidité du sol	75	0,005	0,9
Vapeur d'eau	14	0,001	0,027
Eaux fluviales	1,2	0,0001	0,033

Tableau 1.2

Bilan hydrique des continents, d'après Lvovitch (1970)

$$P = ET + ES + EV; H = ES + EV$$

	Volume km ³ / an	Hauteur mm / an
P précipitations	108.400	730
ET écoulement terrestre	25.100	170
ES écoulement souterrain	12.000	80
H humectation du sol	83.300	560
EV évaporation	71.300	480

L'accomplissement du cycle hydrologique consomme et restitue des quantités d'énergie très importantes (Perrin de Brichambault, 1968). Pour fixer des ordres de grandeur l'ensemble terre-atmosphère, dont le bilan énergétique à l'échelle annuelle est nul, reçoit du soleil (dans les longueurs d'onde 0,3 à 5 microns) et émet vers l'espace (dans les longueurs d'onde 5 à 100 microns) environ 1100 kJ/cm²/an. L'atmosphère émet 1540 kJ/cm²/an, dont 1040 en direction du sol et 500 en direction de l'espace.

Ces 1540 kJ proviennent pour 160 de l'absorption du rayonnement solaire, pour 1080 de l'absorption du rayonnement terrestre et pour 300 de la convection des masses d'air et de la condensation de la vapeur d'eau atmosphérique. La place des phénomènes météorologiques dans le bilan énergétique du sol est du même ordre de grandeur. A elle seule, l'évaporation, qui selon Nace (1967) représente 420 000 km³ chaque année pour l'ensemble de la planète exige à 20° C, à raison de 585 calories par gramme, l'équivalent d'environ 200 kJ /cm²/ an. Exprimée dans les mêmes unités l'énergie hydraulique sauvage, partant d'une estimation de 26 kW par kilomètre carré terrestre (Mary et Janod, 1967), ne représente que 0,024 kJ / cm²/ an.

Le cycle de l'eau n'est pas aussi simple, aussi limpide, qu'il semble l'être à travers la plupart des représentations qu'on en donne. La figure 1.1 montre qu'à l'intérieur d'un cycle enveloppe parcourant successivement les océans, l'atmosphère et les continents, se développent de petits cycles localisés sur les océans et sur les continents, ou sur des parties d'entre eux. D'après les données du tableau 1.2 jusqu'à 65% des précipitations tombant sur les continents pourraient être autochtones. Mais de plus, le cycle de l'eau est le lieu de nombreux phénomènes physiques, chimiques et biologiques dont les effets se propagent dans de multiples directions, en se conjuguant ou en se contrariant. L'humidité atmosphérique distribue l'eau sur la surface de la planète. Le réseau hydrographique draine une partie des eaux vers les océans. Cette orientation de l'écoulement ne doit cependant pas masquer le fait que d'autres phénomènes, décisifs pour les milieux aquatiques et donc finalement pour l'écoulement lui-même, se propagent à contre - courant. L'érosion peut être progressive ou régressive (Loup, 1974). Dans ce dernier cas elle se propage d'aval en amont. Les perturbations piézométriques, lorsqu'elles sont la conséquence de l'abaissement du niveau de base ou de pompages, se propagent également dans le sens inverse de celui de l'écoulement. Les poissons, que l'on pense aux saumons, sont capables de remonter le courant des rivières. C'est en définitive l'ensemble des phénomènes qui s'y déroulent, et pas seulement l'écoulement, qui structurent et sont susceptibles d'affecter le cycle hydrologique. Ce sera en particulier le cas des différentes actions humaines: prélèvements, rejets, barrages, dont les effets ne sont pas nécessairement à l'aval de leur cause.

L'hydrographie occupe une grande place dans la géographie physique comme dans la géographie humaine (fig.1.2). La répartition de l'eau a en effet profondément influencé l'établissement des communautés humaines. Les déserts comme les océans ou les marécages constituent des milieux hostiles. Ils nécessitent de la part de leurs habitants, ou de ceux qui les parcourent, une adaptation très particulière où les points d'eau, ou la terre ferme, sont des points de séjour ou de passage obligés. Les grandes zones de peuplement se sont donc situées dans des régions plus équilibrées en matière d'eau. Mais là aussi, la structuration de l'espace social s'est appuyée sur le réseau hydrographique

(Guillaume, 1983). Les rives des lacs et des fleuves ont permis le développement des pôles de peuplement, à cause des ressources qu'elles procurent, l'eau bien sûr, mais aussi la nourriture grâce à la pêche et à l'agriculture sur les alluvions fertiles, ainsi que par les facilités de transport qu'elles offrent. *Que les cités apparaissent et se développent dans les vallées n'était pas un pur effet du hasard, et parallèlement au processus de croissance des cités, on voit intervenir les progrès de la navigation* (Munford, 1964). Ce rôle de liaison entre amont et aval ne doit cependant pas faire oublier que les cours d'eau séparent aussi deux rives, mais les moyens techniques de surmonter cette séparation, le bac ou le pont ont été eux aussi intimement liés au développement des cités.

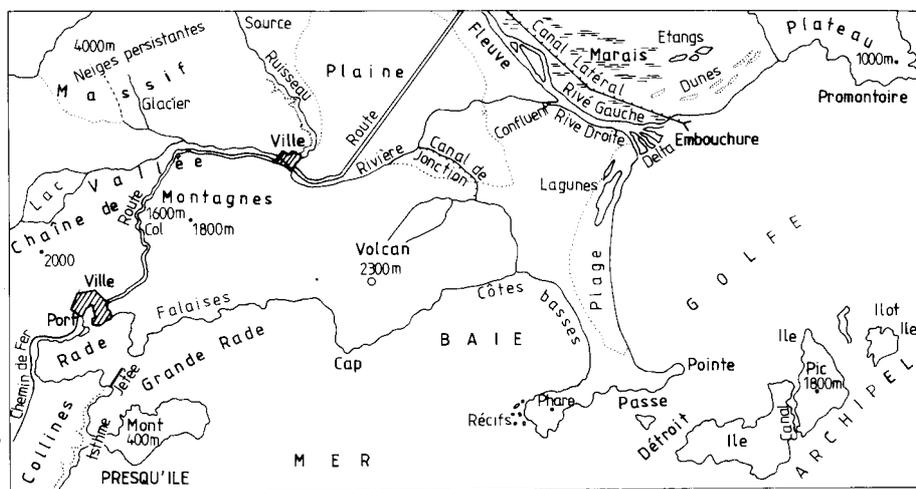


Fig. 1.2. «Espace inventaire, espace inventé: l'espace avec cette carte modèle qui, dans les anciennes éditions du Petit Larousse Illustré, représentait, sur 60 cm², quelque chose comme 65 termes géographiques, miraculeusement rassemblés, délibérément abstraits: voici le désert avec son oasis, son oued et son chott, voici la source et le ruisseau, le torrent, la rivière, le canal, le confluent, le fleuve, l'estuaire, l'embouchure et le delta, voici la mer. . . ». Georges Pérec (1974). La carte est extraite de Lemmonier, Schrader et Dubois (1906).

On retrouve ce rôle ambivalent de l'eau dans la notion de *frontière naturelle* qui recouvre aussi bien les lignes de partage des eaux que les grands fleuves.

L'histoire de nombreuses régions est intimement liée à l'existence et à l'utilisation d'un fleuve ou d'un lac. C'est le cas par exemple de l'Egypte, don du Nil, ou plus près de nous du bassin lémanique (Floret et Hubert, 1977). De nos jours, on retrouve ce rôle structurant de l'eau, même dans les pays développés, particulièrement à travers la production et le transport de l'énergie. Les torrents, comme les grands fleuves, sont harnachés d'équipements hydroélectriques (en

France, chaque goutte d'eau arrivant à la mer a été en moyenne turbinée trois fois). Les voies navigables transportent le charbon et les hydrocarbures. Enfin, seuls les grands fleuves, voire les mers, sont capables d'étancher l'immense soif des centrales thermiques et nucléaires.

La proximité des rivières ne présente cependant pas que des avantages. Les crues sont souvent dévastatrices par leur puissance et les inondations qui les accompagnent, souvent vecteurs d'épidémies. D'autre part, les rivières ne constituent qu'un espace limité, quelquefois isolé dans un milieu peu favorable. L'eau ne se trouve pas toujours où et quand on souhaiterait la trouver. Aussi, très tôt, les hommes ne se sont pas contentés de la répartition naturelle des eaux. Dès l'antiquité, en Chine, aux Indes, en Egypte, dans l'Empire romain, de très importants aménagements hydrauliques, souvent destinés à l'irrigation, ont permis de modifier la répartition de l'eau dans le temps par les barrages, ou dans l'espace par les canaux et les aqueducs.

Aucune phase du cycle de l'eau n'a été épargnée par les hommes dans leur volonté de maîtrise de l'eau. On a puisé l'eau des lacs et des rivières et recueilli l'eau de pluie dans des citernes. On a creusé des puits et des qanats (Goblot, 1979) pour exploiter les eaux souterraines (Les qanats d'Arabie et d'Iran, les foggaras du Sahara, sont des systèmes de puits très profonds, jusqu'à 250 mètres, et de galeries parfois très longues, jusqu'à 50 kilomètres, permettant l'exhaure des eaux souterraines par voie gravitaire). Des puits aériens ont même permis, utilisant l'inertie thermique d'amoncellements de pierres, de condenser l'humidité de l'air. Aujourd'hui, dans certains pays, on dessale l'eau de mer sur une grande échelle. Au titre des curiosités d'aujourd'hui, qui seront peut être opérationnelles (et rentables) demain, nous citerons enfin la fonte artificielle des glaciers obtenue en noircissant leur surface (Lliboutry, 1974) ou les projets de remorquage d'icebergs vers l'Arabie ou la Californie. Tout les moyens techniques ont été mis en oeuvre pour détourner, diriger ou stocker l'eau. Du parapluie au barrage, la gamme des outils et des aménagements utilisés est pratiquement infinie.

C'est donc très consciemment que les hommes ont transformé le cycle hydrologique, même si tous les effets des aménagements hydrauliques n'ont pas toujours été prévus ou se sont révélés difficiles à contenir. Ainsi, alors que le haut barrage d'Assouan permet bien d'irriguer de vastes étendues et de produire de grandes quantités d'électricité, il a anéanti les pêcheries de la région du delta du Nil et favorisé aux abords du lac de retenue la diffusion de la bilharziose, redoutable affection provoquée par un ver dont l'homme et un escargot aquatique, qui a trouvé là des conditions écologiques favorables, sont les hôtes successifs (Kashef, 1981; Pourriot, 1982). On peut également citer à ce propos les effets de subsidence, c'est-à-dire d'affaissement des sols, consécutifs à des prélèvements d'eaux souterraines (AIHS-UNESCO, 1969).

Mais il n'y a pas que les aménagements hydrauliques pour modifier le cycle hydrologique (Hansen, 1975). L'urbanisation en est un exemple frappant. Si l'on néglige les effets climatiques provoqués par les villes, celles-ci se caractérisent d'un point de vue hydrologique comme des zones plus imperméables que les terrains naturels. L'infiltration y est entravée par les édifices, les routes, les pistes d'aéroport. Le ruissellement par contre y est favorisé par l'imperméabilité des surfaces et le système artificiel d'écoulement (gouttières, caniveaux, égouts). En raison de l'appauvrissement des eaux souterraines, le chevelu hydrographique est simplifié (fig.1.3). Les phénomènes hydrologiques extrêmes sont renforcés. Les étiages deviennent plus longs et plus sévères, les crues plus soudaines et plus intenses. En milieu rural, la déforestation, la pratique du drainage peuvent provoquer des effets comparables.

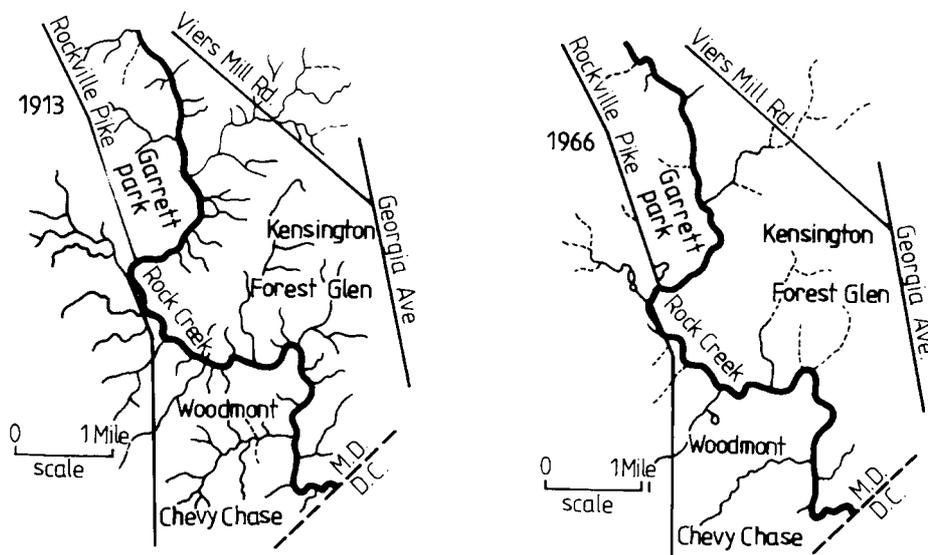


Fig. 1.3. Simplification du réseau hydrographique due à l'urbanisation dans la région de Washington (USA). Extrait de <<Hydrological effects of urbanization>>, référence UNESCO (1974), (c) UNESCO 1974, reproduit avec l'aimable autorisation de l'UNESCO.

L'eau est un facteur de production pour les sociétés humaines, qu'elle soit utilisée dans son milieu (navigation, hydroélectricité, pêche) ou hors de celui-ci au cours d'un cycle. A ce titre, l'accroissement démographique et le développement économique exigent d'importantes quantités d'eau (Durand-Dastes, 1977; Dezert et Frecaut, 1978). La correspondance entre l'activité sociale et la demande en eau est cependant loin d'être étroite. On peut le voir sur la figure 1.4 où sont reportées, pour les pays européens, en abscisse

les quantités d'eau prélevées (sauf pour l'irrigation qui dépend beaucoup des conditions climatiques particulières) et en ordonnée les quantités d'énergie électrique produites. Ces deux indicateurs de l'activité sociale varient globalement dans le même sens, mais on constate que pour une même production d'électricité la demande en eau peut varier dans une proportion de 1 à 10. Bien évidemment, une constatation symétrique pourrait être faite en lisant le diagramme en termes de production électrique à demande en eau constante.

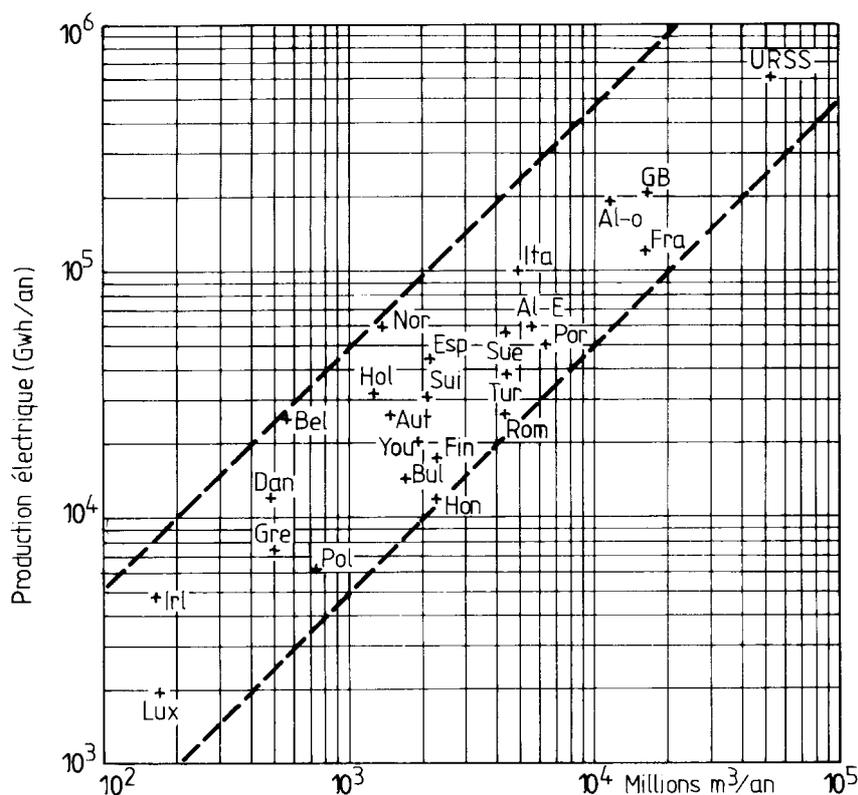


Fig. 1.4. Relation entre quantité d'eau prélevée et production électrique pour différents pays européens. Chiffres de 1968 cités par Van Der Leeden (1975) d'après US Federal Power Commission (1971).

Si nous rapportons à un troisième indicateur tel que le produit intérieur brut, nous pourrions déduire que certains économies sont prodigues en eau, comme d'autres le sont en énergie.

L'eau est abondamment utilisée par l'agriculture, l'industrie et les collectivités (tab.1.3). Nous étudierons plus loin en particulier chacune de ces utilisations, mais nous évoquerons ici les problèmes complémentaires de l'adduction et de l'assainissement.

Tableau 1.3

L'eau en France, d'après le Ministère de la qualité de la vie (1974) et Ministère de l'environnement (1991). (Les termes du bilan sont relatifs à une année moyenne, les prélèvements sont ceux qui ont été soumis à redevance en 1988).

	Volumes Millions de m ³
Bilan hydrologique	
Précipitations	440.000
Écoulements souterrains	110.000
Ruissellement	70.000
Évaporation	260.000
Prélèvements par usagers	
Réseaux et collectivités	5.910
Industries isolées	4.500
Centrales thermiques	22.480
Agriculture	2.520
Prélèvements par origine	
Eaux souterraines	5.550
Eaux de surface	29.860

Cette complémentarité ne date pas d'hier. Les Romains, gros utilisateurs d'eau - certains auteurs estiment à 700 litres par jour et par habitant la livraison d'eau dans la Rome antique alors que le Paris d'aujourd'hui en reçoit 500 - s'étaient dotés à la fois d'importantes et lointaines adductions et de systèmes d'égouts très modernes. Au contraire, la plupart des cités du moyen âge et même de l'âge moderne ont pratiquement fonctionné en circuit fermé. La ressource en eau la plus usitée y était le puits alors que les eaux usées étaient rejetées sur place. Cela explique la violence des épidémies de fièvre typhoïde ou de choléra que ces villes ont alors connues.

L'eau est prélevée dans le milieu naturel, rivières, lacs, nappes souterraines, souvent traitée, avant d'être transportée à son lieu d'utilisation. En aval de celui-ci les réseaux d'assainissement sont destinés à rassembler les eaux usées, échauffées et chargées de déchets, pour les rejeter dans le milieu naturel. Ces réseaux peuvent être ou non reliés à ceux destinés à évacuer les eaux pluviales (réseaux unitaires ou séparatifs). De plus en plus fréquemment, le rejet des eaux dans le milieu naturel est précédé d'une épuration. Cette épuration consiste, après une décantation, en une oxydation biologique des matières organiques. La station d'épuration, temple municipal de la lutte contre la pollution, ne résout cependant pas tous les problèmes. Son exploitation est délicate et son fonctionnement très sensible aux rejets toxiques. Elle produit des quantités

considérables de boues bien encombrantes. Enfin, elle rend aux rivières des eaux enrichies en éléments nutritifs susceptibles de provoquer en aval des proliférations d'algues et donc de nouvelles pollutions organiques. Des solutions nouvelles ou rénovées, utilisant sans doute davantage les capacités épuratrices des sols, devraient trouver une place plus importante.

L'humanité n'utilise pas seulement l'eau à des fins productrices. Dans la nature l'eau est un instrument d'agrément et le support matériel des imaginations (Litton et al., 1974). Dans la ville l'eau ne se réduit pas au réseau invisible des adductions et des égouts. C'est aussi un élément du paysage urbain qui n'a pas nécessairement d'aspect utilitaire. Que l'on songe que les très importantes machines hydrauliques du château de Versailles étaient bien plus destinées à alimenter les bassins et les jeux d'eau de ses jardins qu'à servir une hygiène dont on sait qu'elle était sommaire. De plus, à travers ses manifestations dans la ville, quais, bassins, jets d'eau, fontaines, piscines ou lavoirs, l'eau joue de toute évidence un rôle dans l'organisation de l'espace bâti et des rapports sociaux. Ce rôle, souvent négligé au profit d'une vision étroitement technicienne de l'hydraulique urbaine, mériterait qu'on lui accorde plus d'attention.

Enfin, nous voudrions évoquer pour terminer cette introduction les rapports de l'eau et de l'habitat, qui traduisent bien les préoccupations sociales concernant l'eau, eau dont on veut à la fois se protéger et se servir.

L'une des principales fonctions de l'habitation est de délimiter un espace à l'abri des vicissitudes de la météorologie. Sous cet aspect, l'habitation est conçue en première analyse comme un lieu sec. Toit, murs, portes et fenêtres doivent donc être étanches. Au-delà, la conception et l'organisation de ces éléments doivent permettre l'évacuation de l'eau qu'ils arrêtent. Mais l'habitation est également le lieu d'utilisations de l'eau, utilisations au demeurant fort diverses selon les lieux et les époques. Sans installation d'adduction et d'évacuation, les seuls équipements hydrauliques sont des récipients, bouteilles, brocs, jarres, outres, etc. Les seules utilisations domestiques sont alors la boisson, la cuisine, la toilette. Le lavage du linge, les bains, sont pratiqués hors de la maison, dans le milieu naturel ou dans des établissements spécialisés. La généralisation de l'eau courante et du tout-à-l'égout a permis de multiplier les usages domestiques de l'eau en ajoutant à la boisson, à la cuisine et à la vaisselle, la chasse d'eau des toilettes, le lavage du linge, les douches et les bains. Il faut noter que cet investissement de l'habitation par l'eau courante a conduit à la privatisation d'activités autrefois collectives telles que la lessive ou les bains. Cela nous renvoie à une réflexion sur le jeu des formes de l'eau et des rapports sociaux. A ces nouvelles utilisations correspondent de nouveaux lieux de l'espace habité, où l'eau est offerte ou dissimulée selon des formes différenciées qui en font la qualité: filet linéaire d'eau du lavabo, pluie de gouttelettes de la douche, volume de la

baignoire. C'est aussi un nouveau système, la plomberie, que le constructeur doit intégrer techniquement et esthétiquement dans son édifice (Milne, 1976 et 1979).

La gestion du cycle hydrologique, qui ne se confond pas avec l'hydrologie ou l'hydrogéologie, mais qui en utilisera abondamment les méthodes, a de nombreux problèmes à résoudre, problèmes d'échelles très diverses et qui ne sont pas tous des problèmes techniques. Nous allons maintenant en aborder quelques uns.

Chapitre II

L'EAU DANS LA NATURE

L'eau existe dans la nature sous de très nombreuses formes. Elle constitue un facteur physique et écologique important pour tous les milieux. Nous nous intéresserons ici aux milieux aquatiques définis comme les phases saturées en eau liquide du cycle hydrologique. Ces milieux aquatiques seront donc les rivières, les torrents, les lacs, les étangs mais aussi les nappes et les rivières souterraines. Le support matériel des phénomènes physiques, chimiques et biologiques qui se déroulent et s'enchevêtrent dans ces milieux est l'eau. Ces milieux forment avec les bassins qu'ils drainent ou qu'ils arrosent les unités, qui bien qu'assujetties par leur utilisation sociale, doivent constituer l'objet de la gestion des eaux. C'est pourquoi avant d'étudier l'organisation du contact entre l'hydrosphère et l'anthroposphère nous voudrions mettre en évidence quelques traits de la personnalité des milieux aquatiques.

Les quelques pages qui suivent ne constituent qu'une très brève introduction à l'écologie des milieux aquatiques, principalement destinée à mettre en évidence le rôle de quelques grandeurs physico-chimiques. On trouvera dans Descamps (1971), Dussart (1966), Hynes (1970), Hutchinson (1967), Fellrath (1980) des développements relatifs à cette matière.

Parmi les milieux aquatiques dulcaquicoles (eaux douces) de surface on a coutume de distinguer les milieux courants et les milieux stagnants. Les torrents et les rivières sont des milieux courants, les lacs et les étangs sont des milieux stagnants. On retiendra plus bas cette classification mais il importe d'en distinguer les limites. Il est bien délicat de définir, en terme de vitesse du courant, une limite entre les milieux courants et les milieux stagnants (qui sont malgré tout le siège de mouvements d'eau). D'autre part, les milieux aquatiques sont hétérogènes, dans le temps et dans l'espace, et l'on observera aussi bien des zones d'eaux stagnantes dans les rivières que des courants dans les lacs. C'est un autre type d'hétérogénéité, à l'intérieur de chaque milieu aquatique, qui conduit à distinguer les zones littorales et les zones d'eaux libres.

Les groupements écologiques des eaux douces comprennent des producteurs, des consommateurs et des décomposeurs plus ou moins spécialisés. Aux limites des milieux aquatiques le benthos, ensemble des animaux ou végétaux en relation avec le fond; le périphyton, ensemble des organismes de petite taille

vivant sur les végétaux et les pierres; et le neuston, ensemble des organismes vivant au voisinage de la surface. Au sein des eaux on distingue le plancton (plancton animal ou zooplancton et plancton végétal ou phytoplancton), ensemble des organismes, généralement de très petite taille, soumis aux mouvements de l'eau, et le necton, ensemble des organismes animaux capables de se déplacer de façon autonome ou du moins de résister aux mouvements de l'eau.

La photosynthèse ne peut se dérouler qu'en présence de lumière. Or l'eau absorbe les radiations lumineuses. Une épaisseur d'un mètre d'eau distillée absorbe près de 50% du rayonnement solaire incident. Les eaux naturelles contenant des matières dissoutes et des matières en suspension (y compris la matière vivante) absorbent encore davantage le rayonnement solaire. La zone trophogénique, c'est-à-dire la zone où vivent les producteurs, sera donc située au voisinage de la surface. En revanche, les différents déchets organiques (déjections ou cadavres), auront tendance à sédimenter sous l'action de la gravité. La zone tropholytique, c'est-à-dire la zone où agissent les décomposeurs sera donc essentiellement située au voisinage du fond. Dans les milieux peu profonds, ces zones peuvent se recouvrir, voire se confondre, mais dans les lacs profonds elles seront totalement séparées.

2.1. PRINCIPALES CARACTÉRISTIQUES DES MILIEUX COURANTS

La première caractéristique de ces milieux est bien entendu la vitesse de l'écoulement. Les écoulements naturels sont turbulents, et assurent donc un brassage permanent des eaux et une distribution relativement homogène des gaz et des sels dissous. C'est la vitesse du courant qui commande les capacités d'érosion, de transport solide et de sédimentation des cours d'eau (fig.2.1). La partie amont des cours d'eau, où les vitesses peuvent être importantes, est principalement un lieu d'érosion. Les fonds seront alors mobiles. La partie aval des cours d'eau, où les vitesses sont plus faibles est essentiellement un lieu de sédimentation. Les fonds seront alors déposés. Les conséquences sont importantes pour la faune et la flore qui trouveront des conditions difficiles sur les fonds mobiles, des conditions plus favorables sur les fonds déposés. Dans les cours d'eau, la profondeur et le débit, la vitesse du courant et le débit, varient dans le même sens mais selon une relation spécifique qui dépend du site. Le débit n'est donc pas lui-même un facteur écologique.

La seconde caractéristique des milieux courants que nous retiendrons est la température, principalement sous l'angle des amplitudes et des cycles de ses variations. En hiver, la température d'un cours d'eau diminue légèrement de l'amont vers l'aval.

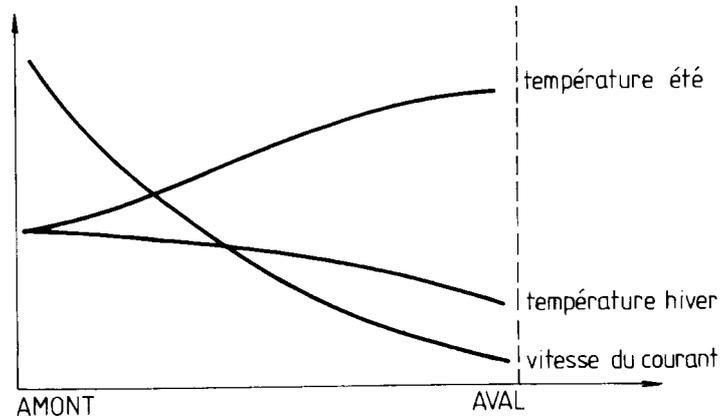


Fig. 2.1. Température et vitesse de l'eau le long d'un profil de rivière.

En été, au contraire, elle augmente beaucoup de l'amont vers l'aval (fig.2.1). Au cours du temps les amplitudes des variations thermiques en plaine (aval) sont importantes à l'échelle mensuelle mais faibles à l'échelle journalière (inférieures à 1°C). Au contraire, les amplitudes des variations thermiques en montagne (amont) sont faibles à l'échelle mensuelle mais importantes à l'échelle quotidienne (3° à 8°C) (fig.2.2). Ces thermopériodes sont importantes pour les peuplements car elles commandent de nombreux rythmes biologiques concernant en particulier le métabolisme et la reproduction.

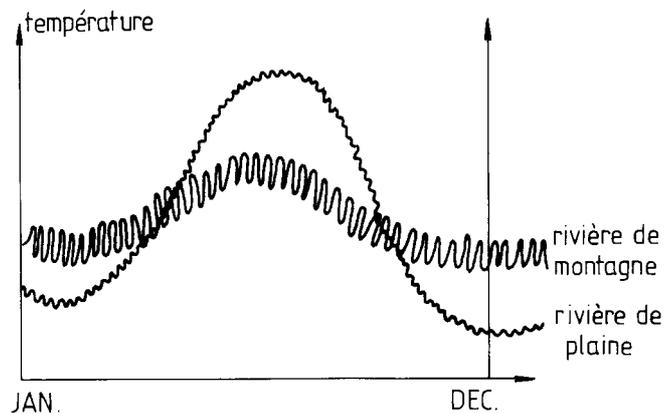


Fig. 2.2. Variations quotidiennes et saisonnières de la température d'un cours d'eau.

L'oxygène dissous est également une caractéristique importante des milieux lotiques. Les cours d'eau à l'état naturel sont des milieux généralement bien

oxygénés. Les sursaturations sont toujours liées à l'activité photosynthétique des végétaux et s'observent le jour. Les sous-saturations, liées à la respiration, s'observent la nuit. Mais la considération de l'oxygène dissous ne doit pas être dissociée de celle de la température. A cet égard il faut bien distinguer la concentration en oxygène dissous du taux de saturation en oxygène dissous. En effet, une concentration donnée en oxygène peut correspondre selon la température à une sous-saturation ou à une sursaturation puisque la concentration saturante diminue avec la température (fig.2.3). C'est en fait la quantité d'oxygène disponible qui importe aux organismes consommateurs d'oxygène, organismes dont l'activité métabolique, et donc en particulier la consommation d'oxygène, est multipliée par deux environ pour une augmentation de température de 10°C. Ainsi pour un milieu saturé (fig.2.4) où 200 organismes trouveraient largement assez d'oxygène à 5°C (point A), 50 organismes n'en trouveraient plus assez à 25°C (point B).

Les éléments que nous venons d'évoquer conduisent à l'existence, et à la succession le long des cours d'eau à l'état naturel, de plusieurs *qualités* de milieux, auxquels s'attachent des biocénoses (peuplements) particulières, adaptées aux conditions de ces milieux. Très schématiquement nous distinguerons ici deux types de milieux, le rhithron et le potamon.

Le rhithron sera constitué de la partie amont des cours d'eau, torrents, ruisseaux et petites rivières, aux fonds érodés souvent rocheux, à débit faible, à pente et à vitesse importantes, à température basse et dont les eaux sont fortement saturées en oxygène.

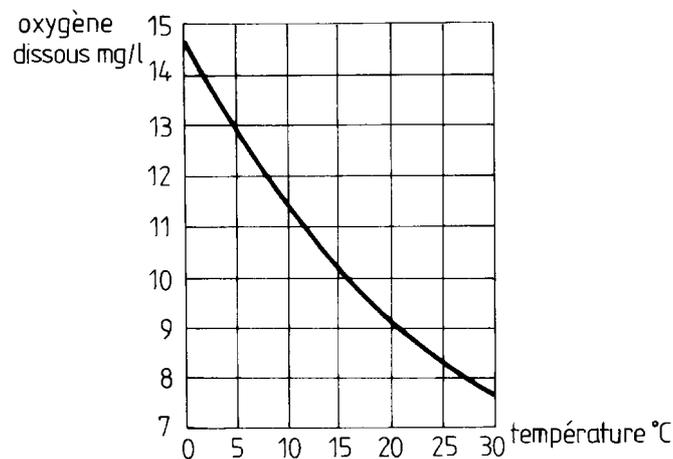


Fig. 2.3. Concentration saturante en oxygène dissous de l'eau en fonction de la température.

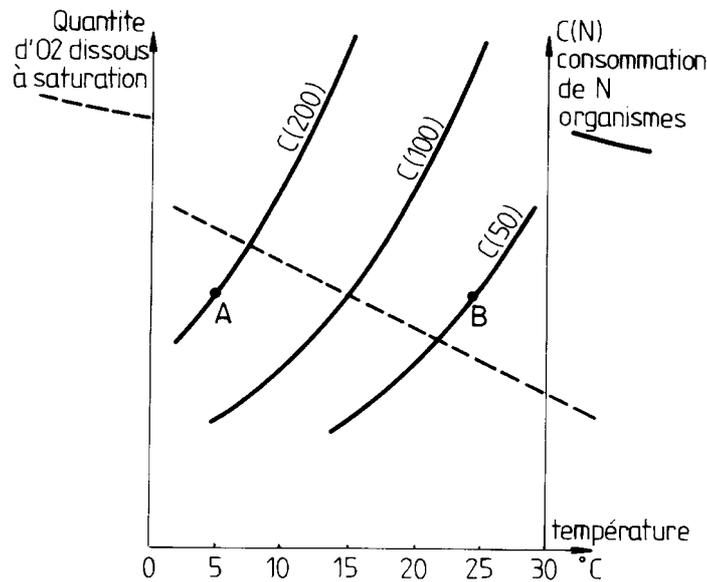


Fig. 2.4. Consommation d'oxygène d'organismes aquatiques en fonction de la température.

Les producteurs seront seulement des mousses et des algues encroûtantes. Les consommateurs primaires seront des invertébrés exigeants quant à l'oxygène et à la température, donc très sensibles aux pollutions, pouvant s'accommoder de la vitesse du courant (vers comme les planaires, ou larves d'insectes comme les éphémères). En ce qui concerne les poissons, le rhithron sera la zone salmonicole (rivières de première catégorie de la législation piscicole) et on y trouvera surtout les truites et les ombres.

Le potamon sera constitué de la partie aval des cours d'eaux, grandes rivières et fleuves aux fonds déposés, à débit important, à pente et à vitesse faibles, à température relativement élevée (moyenne du mois le plus chaud supérieure à 20°C) et dont les eaux sont faiblement saturées en oxygène dissous. En milieu sableux les peuplements benthiques seront faibles. On observera des protozoaires capables de se fixer sur les grains, des vers et quelques larves. En milieu limoneux ces peuplements seront comparables à ceux du rhithron mais en milieu vaseux, on trouvera des vers, des larves d'insectes et une abondante faune détritivore dont de nombreux crustacés. Des mollusques peuvent être observés de même que la présence d'un plancton, conférant au potamon une complexité plus grande que celle du rhithron. Le potamon est, du point de vue

piscicole, la zone cyprinicole (rivières de 2ème catégorie de la législation piscicole) et on y trouvera en particulier les barbeaux et les brèmes.

2.2. PRINCIPALES CARACTÉRISTIQUES DES MILIEUX STAGNANTS

Dans les milieux stagnants (nous parlerons surtout ici des lacs) la vitesse des courants est pratiquement négligeable devant celle des courants des cours d'eaux. C'est là la définition même de ces milieux. La première conséquence de ce fait est que les eaux, incapables de transporter une charge solide, abandonneront celle-ci qui sédimentera au fond du lac ou de l'étang. Mais surtout, cette relative immobilité des eaux va donner une importance primordiale à des phénomènes d'origine thermique, stratification et courants de convection, autour desquels s'organisera l'écosystème lacustre. En effet, la densité de l'eau présente un maximum pour une température proche de 4°C. En dessous de 4°C, la densité est une fonction croissante de la température, au-delà elle est une fonction décroissante de la température. Ces variations de la densité de l'eau en fonction de la température permettent l'établissement de stratifications thermiques directes, la température diminuant (jusqu'à 4°C) avec la profondeur, ou inverses, la température augmentant (jusqu'à 4°C) avec la profondeur.

La température d'une eau est la résultante des échanges thermiques auxquels elle participe. Naturellement c'est le rayonnement solaire, absorbé par l'eau, qui fournit la majeure partie de la chaleur reçue par les lacs. Les pertes de chaleur ont lieu par rayonnement, évaporation, conduction et convection. Examinons l'établissement d'une stratification thermique directe dans un lac supposé thermiquement homogène à 4°C. Si ce lac reçoit davantage de chaleur qu'il n'en perd, c'est par sa surface qu'il s'échauffe. Les vents, par les courants et la diffusion turbulente qu'ils provoquent, répartissent cette chaleur au voisinage de la surface, d'autant plus facilement que les gradients s'accroissent et une couche superficielle chaude (épilimnion) s'individualise, séparée d'une couche profonde froide (hypolimnion) par une zone de saut thermique (thermocline). Cette stratification sera détruite si le lac perd davantage de chaleur qu'il n'en reçoit. En effet c'est encore par la surface que l'essentiel des échanges thermiques auront lieu. Les eaux superficielles, en se refroidissant, deviendront plus denses que les eaux sous-jacentes, déterminant l'apparition de courants de convection. Ces courants s'accompagneront d'un mélange. Peu à peu l'épilimnion va s'épaissir mais en perdant sa spécificité. L'action des vents pourra ainsi se faire sentir plus profondément, conjuguant ses effets à ceux des courants de convection. Ce phénomène a reçu le nom de circulation. On aboutit finalement à une nouvelle homogénéité thermique. Selon les conditions climatiques de très nombreux cycles thermiques sont possibles et le nombre de circulations annuelles permet de classer les lacs selon leur micticité. Cette

distinction est fondamentale puisque le régime thermique d'un lac fournit la trame de sa vie biologique.

Les processus biologiques se développent surtout lorsque les températures s'élèvent, c'est-à-dire lors des périodes de stratification thermique directe. La photosynthèse ne pouvant s'effectuer que dans des eaux superficielles recevant la lumière solaire, la zone trophogénique se confond donc pratiquement avec l'épilimnion. C'est dans cette zone que l'on trouvera les producteurs, essentiellement des algues. Les déchets organiques locaux ou importés sédimenteront au fond de l'hypolimnion, qui sera donc confondu avec la zone tropholytique où seront confinés les micro-organismes décomposeurs.

La superposition de ces phénomènes biologiques au phénomène physique de la stratification tend à accuser celle-ci en conférant à l'épilimnion et à l'hypolimnion non seulement des caractéristiques thermiques mais aussi chimiques différentes. En effet la partie superficielle d'un lac (épilimnion-zone trophogénique) est principalement un lieu de consommation de gaz carbonique et de nutriments (surtout des composés azotés et phosphatés) et production d'oxygène. La partie profonde d'un lac (hypolimnion-zone tropholytique) est principalement un lieu de consommation d'oxygène et de production de gaz carbonique et de nutriments. On peut donc s'attendre à observer en période de stratification thermique directe un déficit de gaz carbonique et un excès d'oxygène en surface, un déficit d'oxygène et un excès de gaz carbonique en profondeur. En même temps, la zone superficielle s'appauvrira en nutriments. Lors des périodes de circulation une homogénéisation non seulement de la température mais aussi des sels et des gaz dissous s'opère généralement. Ces phénomènes sont cependant plus ou moins accusés selon le niveau trophique du lac, notion que nous allons définir.

De nombreux facteurs sont nécessaires à la production de matière vivante, en particulier la lumière, le gaz carbonique et les nutriments. C'est le facteur le plus rare qui limite la productivité d'un lac. On distingue à cet égard les lacs oligotrophes, pauvres en nutriments et faiblement productifs. Dans un lac oligotrophe le profil en l'oxygène dissous peut être pratiquement constant. Au contraire dans un lac eutrophe le contraste entre surface et fond est très marqué (fig.2.5). Les nutriments et en particulier le phosphore, constituent généralement le principal facteur limitant. L'eutrophisation d'un lac consiste en un enrichissement rapide en nutriments, provenant de rejets ou d'épandages, qui exalte l'activité des producteurs sans que les différents niveaux de consommateurs, dont les rythmes sont infiniment plus lents, puissent en profiter. La vie exubérante du phytoplancton en surface (fleurs d'eau) où l'on observe de très fortes saturations en oxygène, se résout en matière organique morte au fond où l'activité des décomposeurs entraîne d'importants déficits en oxygène pouvant aller jusqu'à sa disparition (anoxie).

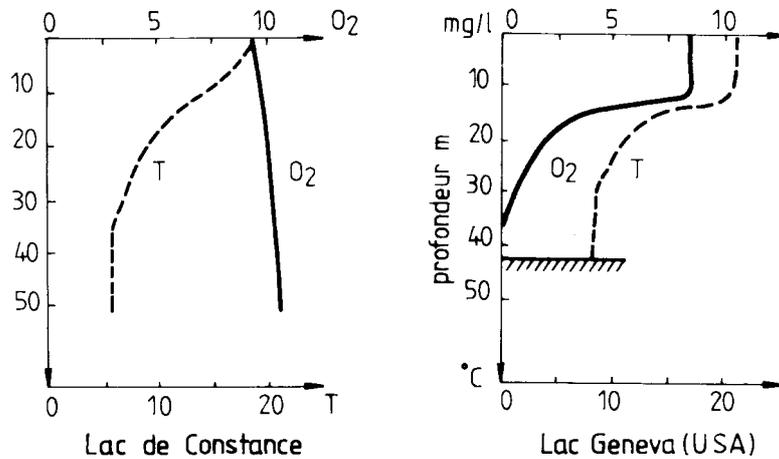


Fig. 2.5. Profils de température et d'oxygène dissous dans un lac oligotrophe (lac de Constance) et dans un lac eutrophe (lac Geneva). D'après Ruttner (1963).

2.3. LES MILIEUX SOUTERRAINS

Nous signalerons enfin pour mémoire les milieux aquatiques souterrains dont la vie n'est pas absente même si elle est discrète et souvent mal connue. Les producteurs y sont bien évidemment absents puisqu'il s'agit de milieux non éclairés mais des consommateurs et des décomposeurs peuvent s'y développer, à partir de matière organique importée.

2.4. QUALITÉ DES MILIEUX AQUATIQUES

La qualité d'un milieu aquatique procède de tous les facteurs écologiques agissant sur ce milieu. Il ne s'agit pas d'une grandeur mesurable grâce à on ne sait quel qualitomètre. Un peu d'étymologie devrait nous rappeler qu'il ne faut pas confondre, mais organiser, les concepts de qualité et de quantité (Hubert et de Séverac, 1979). Qualité vient du latin qualis, qui signifie quel. Quantité vient du latin quantus qui signifie combien. Cela dit il n'est pas interdit d'établir des correspondances entre une qualification et une ou des quantifications. C'est là un exercice auquel nous nous essayerons souvent mais il ne faut pas penser que la richesse synthétique sera nécessairement ou définitivement épuisée par l'abondance analytique.

Nous avons vu que les milieux aquatiques naturels sont colonisés par des peuplements animaux (fig.2.6) et végétaux. La nature et la structure de ces

peuplements résultent des effets conjugués des différents facteurs écologiques agissant sur ces milieux. Toute perturbation importante de ces facteurs écologiques par pollution, modification du régime hydrologique ou thermique, etc., peut se traduire par une modification des peuplements. Les espèces les plus fragiles disparaissent, alors que d'autres moins exigeantes ou moins fragiles peuvent se maintenir dans des conditions de concurrence moins sévères. Les peuplements sont donc de bons indicateurs de la qualité des milieux aquatiques, puisqu'ils intègrent, au niveau de leurs effets, l'ensemble des actions subies par les milieux.

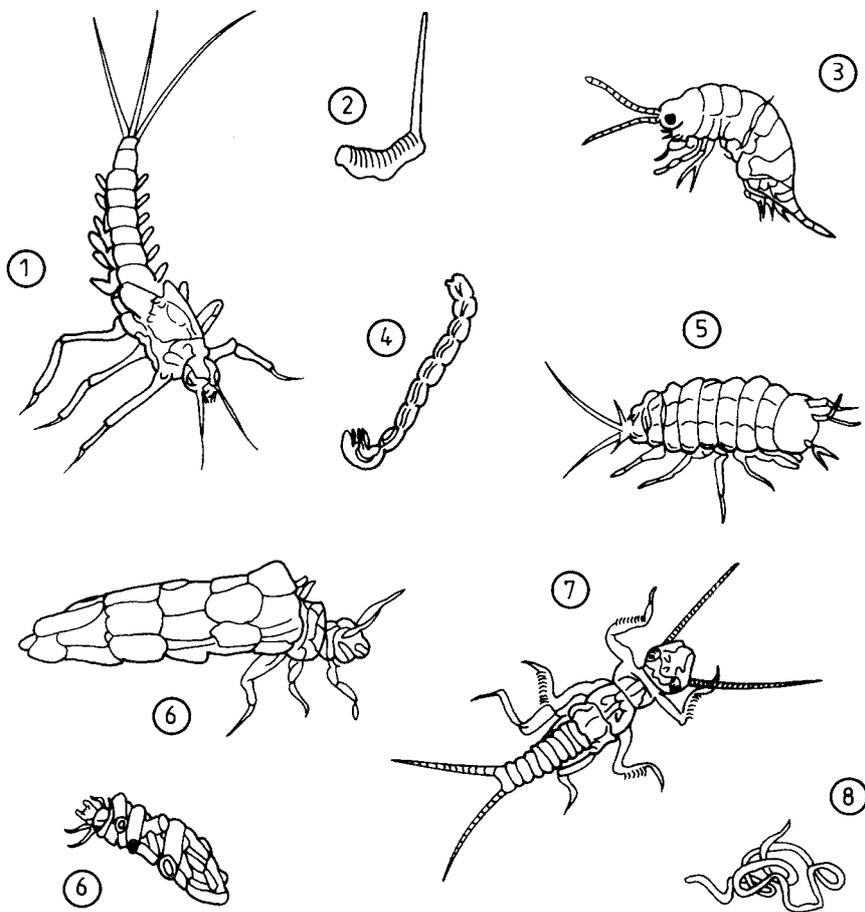


Fig. 2.6. Quelques macro-invertébrés des eaux courantes: (1) Larve d'éphémère (*) (2) Larve de diptère (3) Gammare (*) (4) Chironome (5) Aselle (6) Larve de Trichoptère (*) (7) Larve de perle (*) (8) Ver de vase. Les animaux marqués d'un astérisque sont particulièrement sensibles aux

pollutions; ils sont situés au sommet de la hiérarchie du tableau 2.1.

On a proposé de nombreuses méthodes destinées à déterminer la qualité biologique des milieux d'eaux courantes (Verneaux dans Pesson, 1987). Certaines, comme la méthode des saprobies, consistent à rechercher des organismes caractéristiques de tel ou tel état des cours d'eaux. Elles nécessitent des déterminations souvent complexes et ne s'appliquent qu'à un type de perturbation du milieu. Au contraire, les méthodes globales sont basées sur l'analyse biocénétique appliquée à l'ensemble des peuplements ou seulement à certains groupes d'organismes. Là, on s'appuie autant sur la présence que sur l'absence des organismes. C'est à cette famille de méthodes, qui ne sont pas limitées à l'analyse d'un type de perturbation, qu'il faut rattacher l'évaluation des indices biotiques (Verneaux et Tuffery, 1967) et plus récemment des indices de qualité biologique globale. La méthode des indices biotiques, fondée sur une hiérarchie des espèces de macro-invertébrés selon leur sensibilité, permet d'attribuer une note de 0 à 10 à une station d'un cours d'eau. Deux prélèvements biologiques normalisés sont effectués sur la station, l'un dans le courant (faciès lotique), l'autre en zone calme (faciès lentique). La valeur de l'indice des deux faciès est obtenue grâce à l'utilisation d'un tableau à double entrée (tab.2.1). La nature des groupes faunistiques observés permet de repérer la colonne. On fait ensuite la moyenne des indices lotique et lentique. Ces méthodes ne sont pas trop difficiles à mettre en oeuvre mais l'interprétation de leurs résultats n'est sûre que par comparaison entre des stations appartenant à un ensemble de mêmes caractéristiques physiographiques (Bournaud, 1979).

C'est le cas dans l'exemple de la figure 2.7 relatif à une campagne d'observations menée en 1972 par le service régional d'aménagement des eaux (SRAE) de Bretagne sur le Trieux (Côtes d'Armor).

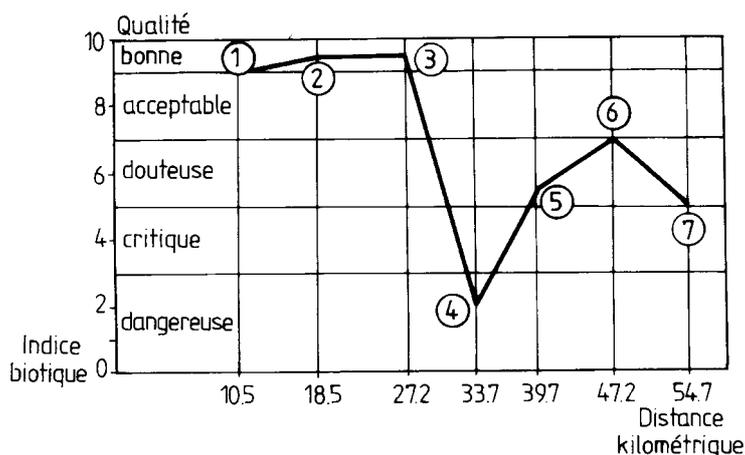


Fig. 2.7. Évolution d'amont en aval de l'indice biotique du Trieux (Côtes d'Armor).

Campagne d'observations menée en 1972 par le SRAE Bretagne.

Tableau 2.1

Grille de détermination d'un indice biotique, d'après Verneaux et Tuffery (1967)

Groupes faunistiques	Nombre d'unités systématiques dans le groupe faunistique le plus élevé		Nombre total des unités systématiques présentes dans l'échantillon				
	Code	Nombre d'unités systématiques	0-1	2-5	6-10	11-15	16 et plus
Plécoptères ou Ecdyonuridae	1-1 1-2	Plus d'une U. S. Une seule U. S.	5	7 6	8 7	9 8	10 9
Trichoptères à fourreaux	2-1 2-2	Plus d'une U. S. Une seule U. S.	5	6 5	7 6	8 7	9 8
Ancylidae	3-1	Plus de deux U. S.		5	6	7	8
Ephéméroptères (sauf Ecdyonuridae)	3-2	Deux ou moins de 2 U. S.	3	4	5	6	7
Aphelocheirus Odonates ou Gammaridae ou Mollusques (sauf Spheridae)	4-0	Toutes les U. S. ci-dessus absentes	3	4	5	6	7
Asellus ou Hirudinae ou Spheridae ou Hémiptères (sauf Aphelocheirus)	5-0	Toutes les U. S. ci-dessus absentes	2	3	4	5	
Tubicifidae ou Chironomidae des groupes Thumniplumosus	6-0	Toutes les U. S. ci-dessus absentes	1	2	3		
Eristalinae	7-0	Toutes les U. S. ci-dessus absentes	0	1	1		

La brusque chute entre les points 3 et 4 est due à l'influence des rejets de la ville de Guingamp.

Des problèmes du même ordre se rencontrent dans les lacs, où la présence et/ou l'abondance relative de certaines espèces dépendent de la qualité du lac, à savoir son niveau trophique (Vallentyne, 1974). La présence d'une algue, *Oscillatoria Rubescens*, est ainsi souvent considérée comme un signe d'eutrophisation. Un modèle tel que celui de Vollenweider est une tentative de traduire en termes purement quantitatifs l'état qualitatif d'un lac. Admettant que le phosphore est l'unique facteur limitant de l'eutrophisation on peut alors

déterminer l'état trophique d'un lac connaissant l'apport de phosphore (convenablement rapporté à son volume et à son renouvellement) qu'il reçoit annuellement (fig.2.8).

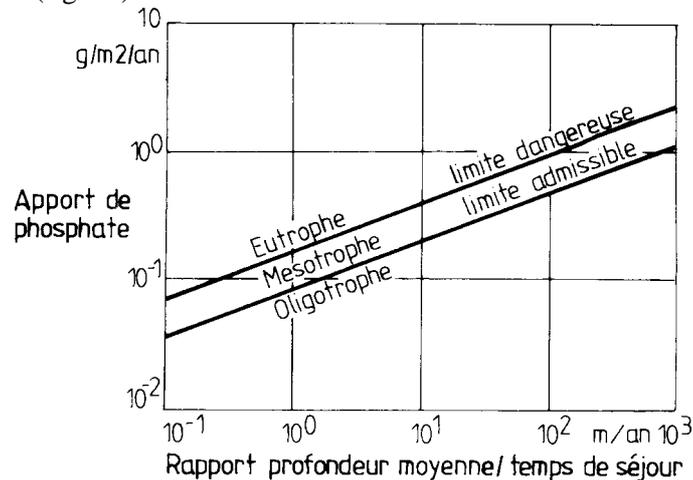


Fig. 2.8. Détermination du niveau trophique d'un lac en fonction de paramètres géométriques et hydrologiques d'une part, des apports de phosphore d'autre part. D'après Dillon (1975).

Malgré, ou plutôt à cause de ce dernier exemple, nous noterons pour en terminer qu'il ne faut pas confondre la qualité d'un milieu aquatique, repérable en dernière analyse par son peuplement, et la qualité de ses eaux repérée par leur analyse physico-chimique (Leynaud, 1977).

2.5. MILIEUX AQUATIQUES ET SANTÉ PUBLIQUE

Les milieux aquatiques peuvent présenter des dangers pour la santé humaine. Certaines maladies d'origine bactérienne ou virale trouvent dans l'eau le véhicule de la contagion. Nous les évoquerons dans le chapitre 8 consacré à l'utilisation domestique de l'eau. Nous voudrions nous intéresser ici à quelques maladies, actuellement le plus souvent répandues dans des régions tropicales, dont le vecteur se développe dans les milieux aquatiques, ce qui renvoie donc à l'écologie de ces milieux.

La schistosomiose (ou bilharziose) est une maladie chronique de l'homme (et d'autres mammifères) causée par des vers du genre schistosoma, provoquant de nombreux troubles en particulier urinaires et intestinaux et amoindrissant

considérablement les forces des individus atteints. On estime aujourd'hui que deux cents millions d'êtres humains sont infectés, la prévalence de la maladie pouvant dépasser 50% dans quelques zones d'endémie (OMS, 1972a). Habituellement les vers adultes vivent dans les vaisseaux sanguins de l'abdomen de l'hôte qui évacue leurs oeufs avec ses déjections. Ces oeufs éclosent dans l'eau, donnent naissance à des larves ciliées se déplaçant librement et devant trouver en quelques heures un hôte favorable, généralement un escargot aquatique. Durant un mois cette larve se multiplie et c'est finalement plusieurs milliers de larves à leur état final qui seront relâchées par l'escargot. Ces larves auront à leur tour une courte vie aquatique pour tenter de trouver un hôte humain. Les larves pouvant pénétrer dans leur hôte à travers la peau, l'infection peut résulter de n'importe quel contact avec de l'eau contenant des larves (boisson, baignade, traversée à gué d'une rivière).

La schistosomiase peut exister partout où le cycle peut s'accomplir et se reproduire. A cet égard la densité du peuplement humain est importante puisqu'elle influence la probabilité de clore le cycle. Il est également nécessaire que l'hôte intermédiaire aquatique existe et donc trouve des conditions écologiques favorables. Ces conditions se trouvent dans les eaux relativement stagnantes des régions tropicales, pourvu que ces eaux soient suffisamment minéralisées. C'est ainsi qu'à l'ouest du lac Victoria, où les eaux ont une basse conductivité, la maladie est absente alors qu'elle prévaut dans les régions avoisinantes (Rzoska,1976). De telles conditions favorables se rencontrent fréquemment dans des ouvrages artificiels comme les canaux d'irrigation qui peuvent donc favoriser la diffusion de la maladie ruinant au plan de la santé publique les efforts entrepris au plan de l'économie.

La dracunculose est une filariose (maladie parasitaire causée par des vers filaires). Cette maladie est provoquée par l'ingestion d'eau contenant de minuscules crustacés aquatiques, les cyclops, qui jouent ici le rôle d'hôte intermédiaire. Filariose également, l'onchocercose (cécité fluviale) est transmise à l'homme par les piqûres de petite mouches, les simulies, dont les larves trouvent dans les ruisseaux d'eau claire, au courant rapide et au fond rocheux leur biotope d'élection. Là encore des sites artificiels comme les déversoirs, les canaux cimentés, peuvent favoriser la diffusion de la maladie. C'est au contraire dans les eaux stagnantes que se développent les larves de nombreux moustiques (culex, anophèles, aedes) susceptibles de transmettre la malaria (causée par un hématozoaire), la fièvre jaune (causée par un virus) ou des filarioses. A cet égard le développement rapide et souvent désordonné de l'urbanisation dans les régions tropicales peut contribuer à développer l'extension de ces maladies, en offrant aux insectes un environnement favorable au milieu d'importantes concentrations humaines. L'absence d'assainissement ou l'évacuation des eaux usées à ciel ouvert, mais aussi les récipients

abandonnés procurent en effet les plans d'eau, même minuscules, nécessaires à la reproduction des insectes vecteurs.

On sait aujourd'hui que les stratégies de lutte fondées sur l'emploi de pesticides posent, à moyen terme, des problèmes aussi redoutables que ceux qu'ils contribuent à résoudre. On a vu que des aménagements ou leurs effets hydrologiques peuvent parfois être incriminés. Il est donc nécessaire que l'impact écologique des projets hydrauliques soit pris en compte dès le niveau de leur conception. Il est également nécessaire que les problèmes de santé publique trouvent leur place dans l'évaluation sociale des projets.

Chapitre III

LES INONDATIONS

Les cours d'eau pérennes, comme les fleuves et les rivières, ou intermittents, comme les oueds des régions arides, s'écoulent dans des lits situés au fond des vallées. Très grossièrement, nous distinguerons ici deux zones dans ces lits, le lit mineur où est cantonné l'écoulement lors des basses et des moyennes eaux et le lit majeur (qui inclut bien entendu le lit mineur), où l'eau s'écoule lors des hautes eaux. La différence entre ces deux lits, si elle existe, susceptible d'être submergée plus ou moins durablement et plus ou moins régulièrement, constitue la plaine d'inondation.

Nous avons parlé de basses et de hautes eaux. Généralement c'est la variation du débit d'un cours d'eau qui provoque la variation de la hauteur d'eau mais celle-ci peut avoir d'autres causes, telles que la formation en aval d'embâcles de glace ou d'amoncellements d'objets flottants. La variation de débit d'un cours d'eau dans le temps est un phénomène normal, la variation des hauteurs d'eau, avec les inondations qu'elle est susceptible de provoquer, le sera aussi. La plaine d'inondation apparaît donc d'abord comme un milieu naturel, dont l'étendue dépend essentiellement de la topographie de la vallée du cours d'eau auquel elle est attachée. Sa largeur peut aller de quelques mètres à plusieurs dizaines de kilomètres. Cela correspond à des pourcentages parfois importants des territoires. En France 3.5% du territoire est inondable (tab.3.1). Ce pourcentage s'élève à 23% en Hongrie et à 34% au Bangladesh (Larras,1977). Selon les conditions hydrologiques la submersion peut s'accompagner d'érosion ou de sédimentation. En tout cas, procédant à la fois du milieu terrestre et du milieu aquatique les surfaces inondables ont des caractéristiques très particulières dont tirent parti de nombreuses espèces animales et végétales (poissons, oiseaux etc.). Pour ces espaces, en tant que milieux naturels, l'inondation est une condition de leur pérennité. Pour de multiples raisons, qui ne sont évidemment pas celles des grenouilles ou des canards, les abords des cours d'eau ont également, très tôt, attiré un autre peuplement, le peuplement humain.

Tableau 3.1

Les surfaces inondables en France, d'après BCEOM (1970)

1) SUPERFICIE TOTALE DES SURFACES INONDABLES:	
19.000 km ²	
soit 3,5% du territoire national	
2) MODE D'OCCUPATION DES SURFACES INONDABLES:	
Prairies et pâturages	33%
Cultures annuelles	22%
Cultures pérennes	11%
Cultures maraîchères	4%
Zones urbaines	4%
Forêts	3%
Divers	23%
3) REPARTITION DES SURFACES INONDABLES PAR CIRCONSCRIPTION D'AGENCE:	
Rhône-Méditerranée-Corse	35%
Loire-Bretagne	28%
Adour-Garonne	16%
Seine-Normandie	11%
Rhin-Meuse	7%
Artois-Picardie	3%
4) LONGUEUR TOTALE DES BIEFS INONDABLES:	
15.000 km	

C'est parfois la qualité d'inondabilité de la plaine d'inondation qui a déterminé l'établissement du peuplement. C'est le cas lorsque les populations pratiquent leurs cultures, après l'inondation, sur un sol enrichi de dépôts de limon. L'homme se contente alors d'orienter la productivité biologique de la plaine d'inondation à son profit plutôt que de la laisser s'exprimer dans la vie sauvage. Ce fut bien évidemment le cas de la vallée du Nil dans l'ancienne Egypte. Rousselle et El Jabi (1977) citent un texte ancien. *Il est un temps fixe où toutes les sources de l'univers viennent payer à ce roi des fleuves le tribut auquel la providence les a assujetties envers lui, alors les eaux augmentent, elles sortent de leur lit, et elles arrosent la surface de l'Egypte pour y déposer un limon productif.* Les cultures de décrues, ou reposant sur une submersion contrôlée, se pratiquent encore. C'est le cas dans la vallée du Sénégal par exemple

(agriculture de Oualo), où il est prévu, en aval du barrage de Manantali qui doit régulariser le débit du fleuve et permettre la pratique de l'irrigation, de ménager une crue artificielle pendant une vingtaine d'années (Sokona, 1981).

Dans tous les cas, on observe là une adaptation aux conditions naturelles (que ce soit par impossibilité de les transformer où par volonté délibérée de les conserver est une autre histoire) qui se traduit dans l'agriculture bien sûr, mais aussi dans la répartition de l'habitat, dans les voies de communication et dans tous les aspects du mode de vie.

Plus souvent, c'est malgré l'inondabilité, et sans qu'il en ait vraiment été tenu compte au niveau de l'organisation de l'espace et du mode de vie, que les plaines d'inondations se sont peuplées. En se jetant ainsi dans la gueule du loup, les hommes s'exposaient à des déconvenues. Si les inondations fécondent quelquefois les terrains, elles peuvent aussi détruire les récoltes et éroder les sols. Elles coupent les voies de communication, nombreuses dans les vallées, détériorent ou détruisent les édifices et ce qu'ils contiennent. Enfin, et ce n'est pas le moins important, elles peuvent provoquer des victimes, que ce soit par noyade ou par épidémie.

Subissant régulièrement des dommages, et refusant de s'adapter aux conditions naturelles, il était logique que les populations intéressées cherchassent à modifier les conditions naturelles. Plusieurs types d'interventions ont ainsi été envisagés et réalisés. Elles peuvent être classés en deux grandes catégories, les protections rapprochées et les protections éloignées.

Les protections rapprochées se situent au niveau même des terrains que l'on désire protéger des inondations. Elles consistent toujours à contenir le débit de la rivière et/ou à accélérer son évacuation vers l'aval en améliorant les conditions de l'écoulement. Ces protections se concrétisent par des dragages, par des rectifications de cours, par la construction de digues, qui tendent à offrir à la rivière de meilleures conditions d'écoulement à l'intérieur de son lit mineur ou à limiter l'inondation. Certains de ces travaux sont très anciens, les premières levées de la Loire datent du XII^{ème} siècle (Dion, 1961). Ces protections ne sont cependant pas la panacée. Tout d'abord elles évacuent, en même temps que les eaux, les risques d'inondations vers l'aval, parfois en les aggravant. Ensuite elles modifient considérablement les conditions de l'érosion, du transport solide et de la sédimentation dans la rivière sans qu'il soit toujours possible de prévoir, et donc de maîtriser, ces modifications souvent grosses de nouveaux risques. Enfin, mais aucune solution ne peut écarter ce danger, elles ne sauraient protéger contre n'importe quelle crue. La protection ne vaut que par rapport à une crue de durée de retour déterminée, au-delà de laquelle elle devient inopérante.

Les protections éloignées consistent en la construction de barrages réservoirs, dont la capacité de stockage est utilisée, en tout ou en partie, pour écrêter les crues susceptibles d'entraîner des inondations. La commande de ces ouvrages,

jour par jour ou même heure par heure, est très délicate et doit s'appuyer sur un important réseau de mesure centralisé. Elles ne sont pas non plus à l'abri de crues exceptionnelles, ou même de crues normales mais consécutives, pour lesquelles elles n'ont pas été conçues.

Comme on peut s'en rendre compte, la protection contre les inondations, qu'elle soit rapprochée ou éloignée, exige d'importants travaux de génie civil. Ces travaux coûtent cher et il est bien évident que leur coût doit être comparé aux coûts des dommages causés par les inondations qu'ils sont censés combattre. Nous allons voir sur un exemple schématique, tiré de Ulmo et Bernier (1978) le principe d'une telle comparaison.

Soit à construire une digue, destinée à protéger une ville contre d'éventuelles inondations. Le seul choix à effectuer est celui de la hauteur h de la digue. Le coût de cette digue sera bien évidemment fonction de cette hauteur et nous admettrons qu'il lui est proportionnel. Le coût de l'investissement sera donc:

$$C_i(h) = kh.$$

Mais la digue, quelle que soit sa hauteur, ne procure par une protection absolue contre les inondations. Si la cote maximale d'une crue que l'on considérera comme une variable aléatoire X dépasse h , l'inondation aura lieu, entraînant des dommages. Nous admettrons que ceux-ci peuvent s'exprimer comme:

$$C_d(h) = 0 \quad \text{si} \quad X \leq h,$$

$$C_d(h) = K(X-h) \quad \text{si} \quad X > h.$$

Le coût total, investissement plus dommages sera donc égal à:

$$C(h) = kh + \int_h^{\infty} (x-h) f(x) dx,$$

où $f(x)$ est la fonction densité de probabilité de la variable aléatoire X puisqu'il faut prendre en compte, avec sa probabilité, l'occurrence de tout pointe de crue supérieure à h .

Si la fonction $f(x)$ est de type exponentiel:

$$f(x) = \frac{1}{\theta} e^{-x/\theta},$$

alors:

$$C(h) = kh + \frac{K}{\theta} \int_h^{\infty} (x-h) e^{-x/\theta} dx,$$

soit en intégrant:

$$C(h) = k h + K \theta e^{-x/\theta}.$$

Si l'on désire minimiser ce coût on choisira h tel que la dérivée de $C(h)$ par rapport à h soit nulle:

$$\frac{dC(h)}{dh} = 0 \quad \text{soit} \quad h^o = \theta \log \frac{K}{k}.$$

Si l'on choisit h inférieur à h^o , le coût marginal des dommages est supérieur au coût marginal de la protection. Si l'on choisit h supérieur à h^o , le coût marginal de la protection est supérieur au coût marginal des dommages. Pour $h = h^o$, c'est-à-dire à l'optimum, ces deux coûts marginaux sont égaux (fig.3.1). D'autres calculs permettraient de déterminer la hauteur de digue nécessaire à la protection contre une crue de durée de retour arbitrairement fixée (crue de projet).

Pratiquement ce genre de calcul est très difficile à pratiquer non pas à cause de difficultés mathématiques mais à cause de l'incertitude concernant ses données. D'une part la loi de probabilité des débits ou des hauteurs d'une rivière n'est pas aussi bien définie que dans notre exemple, surtout en ce qui concerne les grands débits.

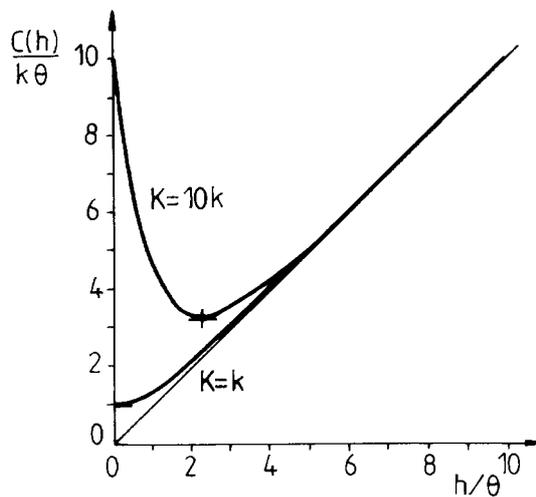


Fig. 3.1. Coût total réduit en fonction de la hauteur réduite de la digue pour deux valeurs du rapport K/k . L'utilisation de variables adimensionnelles permet d'établir un graphique de

portée générale.

D'autre part les dommages ne peuvent pas s'exprimer comme une simple fonction, même non linéaire, des hauteurs d'eau. La durée de submersion, mais aussi la saison où elle a lieu (surtout en ce qui concerne l'agriculture) sont également des variables à prendre en compte (fig.3.2).

Il faut par ailleurs noter l'hétérogénéité de dommages (dommages directs ou indirects, manques à gagner, pertes de temps, sans parler des pertes en vies humaines impossibles à quantifier en termes monétaires). On trouvera sur le tableau 3.2 un exemple de calcul de dommages dus à deux crues de la Seine (les dommages sont évalués en francs de 1965). Le calcul économique est encore compliqué par le fait que certaines protections sont aussi destinées à permettre l'utilisation de nouvelles surfaces antérieurement soumises à des inondations régulières. Il faut alors évaluer les bénéfices escomptés de ces futures implantations.

On retrouve ces difficultés d'évaluation économique dans le calcul des indemnités parfois versées aux victimes des inondations et plus encore dans celui des contributions demandées à chacun pour le financement des ouvrages de protection. A cet égard l'Agence Financière de Bassin Loire-Bretagne a tenté mais encore sans succès de mettre en place une redevance pour services rendus, qui seraient prélevée auprès de ceux qui bénéficieraient des travaux de protection contre les inondations financés par l'Agence de Bassin.

Paradoxalement, malgré la mise en place de nombreuses protections, les dommages dus aux inondations croissent continuellement. Rousselle et El Jabi (1977) en donnent un exemple relatif aux Etats-Unis et à la région de Montréal. Les raisons de cette croissance sont multiples.

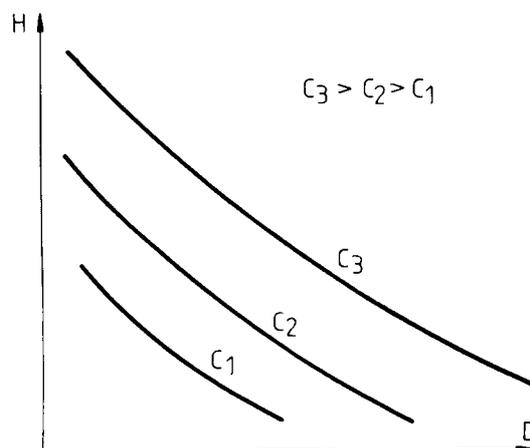


Fig. 3.2. Coût des dommages en fonction de la durée (en abscisse) et de la hauteur (en ordonnée) de

submersion.

Tableau 3.2

Évaluation des dommages et préjudices causés dans la Région parisienne par les deux crues de 1965 et 1966, d'après BCEOM (1967) et AFB Seine-Normandie (1978 b), document agence de l'eau Seine-Normandie.

Nature des dommages	Détail des dommages	Dépenses (en milliers de F)	
		1955	1965-1966
Personnes et biens privés	1. Secours	3800	
	2. Bien mobilier et immobiliers	71200	200
	Total	75000	200
Activité économique	1. Chômage partiel	740	PM
	2. Préjudice aux entreprises	20000	4200
	Total	20740	4200
Infrastructure	1. Voirie	6430	155
	2. Assainissement	1340	1497
	3. Ponts-berges	2088	1263
	4. Dispositifs de défense	5543	694
	5. Bâtiments publics	465	PM
	6. RATP-SNCF	1252	109
	7. EDF-GDF-P et T	526	125
	Total	17644	3843
Transports	1. Circulation automobile	15000	4800
	2. Navigation commerciale	1000	1360
	3. Navigation touristique	344	544
	4. Transports ferroviaires	3056	PM
	5. RATP	105	PM
	Total	19505	6704
Total général arrondi à		133000	15000
Note: La crue de 1955 a atteint la cote 7,12 m à l'échelle d'Austerlitz pour un débit d'environ 2100 m ³ /s. La crue de 1965 - 1966 a atteint la cote 4,15 m à la même échelle pour un débit de 1415 m ³ /s.			

L'augmentation générale des prix en est une, mais il faut également citer l'accroissement de l'occupation des surfaces inondables, souvent stimulée par une surestimation du niveau de protection apporté par les aménagements. La réalisation d'ouvrages ou de travaux de protection est trop souvent comprise comme une libération définitive de la servitude d'inondation, alors qu'elle ne fait que la rendre moins probable. L'implantation sur ces surfaces d'installations portuaires, d'usines, de logements ou d'équipements publics étend le champ potentiellement dommageable.

La modification du régime des cours d'eaux est également un facteur à prendre en compte. Il ne s'agit pas nécessairement de modifications dues à une évolution du climat, difficiles à mettre en évidence sur quelques dizaines d'années, mais de modifications dues à la transformation des bassins versants du fait de l'activité sociale. Nous avons déjà signalé dans l'introduction comment l'urbanisation pouvait modifier le régime hydrologique des cours d'eau, dans le sens d'une aggravation des phénomènes extrêmes. Certaines transformations des bassins versants ruraux conduisent aux mêmes effets. C'est le cas de la déforestation, dont les conséquences sur le bilan hydrique annuel sont encore très controversées, mais dont les conséquences sur l'aggravation des crues sont reconnues. C'est aussi le cas de la destruction de structures telles que le bocage, consécutive au remembrement des terres agricoles. La réponse à un même intrant pluviométrique est très différente dans un bassin ouvert et dans un bassin bocager comme on peut le voir pour deux bassins versants du Morbihan (fig.3.3).

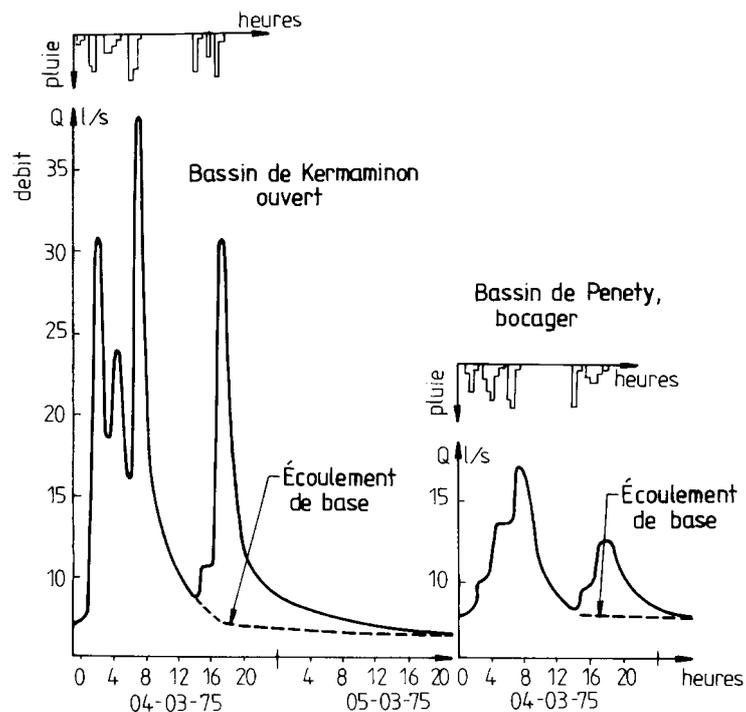


Fig. 3.3. Comparaison du comportement d'un bassin versant bocager et d'un bassin versant ouvert. Les deux bassins ont la même superficie (32 hectares). Leurs caractéristiques géologiques et géomorphologiques sont très comparables. Proches l'un de l'autre (moins de 4 kilomètres) ils sont pratiquement soumis aux mêmes précipitations. Extrait de Mérot (1977) avec son autorisation.

Dans tous les cas c'est la capacité de rétention des bassins versants qui est diminuée et que l'on tente souvent de reconstituer au moyen de barrages réservoirs.

On voit clairement qu'entre protections et dommages un cercle vicieux risque de s'établir. Cette constatation oriente, dans de nombreux pays, la politique en matière d'inondations vers la réglementation, au moins autant que vers la mise en place d'ouvrages de protection. Cette réglementation peut concerner le plan d'occupation des sols (zonage), peut obliger les usagers des zones inondables à contracter des assurances plus ou moins contrôlées par la puissance publique (car les compagnies d'assurances classiques n'assurent pas contre ce risque) ou peut enfin modifier les normes de construction en fonction des risques spécifiques encourus.

Chapitre IV

L'ÉNERGIE HYDRAULIQUE

Au cours de son parcours terrestre, l'eau engendre un travail mécanique, produit de son poids par la hauteur de sa chute. Cette énergie hydraulique sauvage procède de l'énergie solaire, puisque c'est le rayonnement solaire qui permet l'évaporation des eaux superficielles (en particulier celles des océans), puis leur élévation et enfin leur condensation et leur chute dans l'atmosphère sous forme de pluie ou de neige. Dans la nature le travail mécanique des eaux sauvages se résout en énergie cinétique (qui participe aux processus d'érosion et de transport de sédiments) et en énergie calorifique, issue des frottements internes et externes.

On peut estimer, non sans quelques approximations et d'importantes incertitudes, la puissance hydraulique sauvage développée sur la surface de la terre (tab.4.1).

Tableau 4.1

**L'énergie hydraulique sauvage dans le monde,
d'après Mary et Janod (1967)**

Région	Superficie 10^6 km^2	Altitude moyenne m	Energie sauvage 10^9 kwh/an	Puissance sauvage 10^3 MW	Puissance sauvage spécifique kw/km^2
Asie	45	940	9000	1030	23
Afrique	30	420	6200	710	24
Amérique du Nord	20		6000	690	35
Amérique du Sud	18	610	5300	610	34
Europe	10	290	2100	240	24
Océanie	9	-	1400	160	18
Total	132	680	30000	3440	26

Cette puissance peut s'exprimer comme l'intégrale:

$$P_S = \int_0^H g\rho Q(h) dh,$$

où:

- P_S est la puissance hydraulique sauvage (en W);
- H - l'altitude du point culminant de la terre (en m);
- g - l'accélération de la pesanteur (en m/s^2);
- ρ - la masse volumique de l'eau (en kg/m^3);
- $Q(h)$ - le débit cumulé, à l'altitude h , de l'ensemble des cours d'eau terrestres (en m^3/s).

Il y a un peu plus de deux mille ans que les hommes ont commencé à domestiquer cette énergie sauvage. Ce fut d'abord grâce à des roues à aubes ou à augets qui actionnaient des moulins, des scieries, des taillanderies dont la puissance n'excédait pas quelques kilowatts. Au début du siècle dernier, avec l'introduction de la turbine, les puissances ont augmenté considérablement mais l'énergie produite, sous forme mécanique, devait toujours être utilisée sur place. Ce n'est qu'au début de ce siècle que la transformation en énergie électrique, transportable à grande distance, de l'énergie mécanique produite par les turbines devait donner un formidable essor à l'exploitation de ce que l'on a appelé la houille blanche (Cavailles, 1929).

Aujourd'hui, à l'échelle mondiale, un peu moins de 10% de l'énergie hydraulique sauvage est effectivement récupérée sous forme de travail et/ou d'électricité. Les réalisations vont de la petite hydraulique (micro-centrales de quelques kw de puissance) à laquelle le renchérissement des coûts de l'énergie a récemment donné un regain d'intérêt (Monition, Le Nir et Roux, 1981; Cuinat et Roussel, 1981) jusqu'aux gigantesques aménagements de Grand Coule aux Etats-Unis, de Bratsk en URSS ou de la Baie James au Québec, aménagements dont la puissance installée se mesure en millions de kw et dont la production se mesure en milliards de kwh (1 kilowatt heure est le travail fourni par une source d'énergie de 1 kilowatt pendant 1 heure, soit 3600 kilojoules). La production d'électricité hydraulique dépend de l'hydraulicité, c'est-à-dire en définitive de l'importance des précipitations. Pour donner un ordre de grandeur, elle a été en France de 60000 Gwh en 1975 (1 Gigawatt heure est égal à 1 million de kilowatts heure) et de 48000 Gwh en 1976, pour un potentiel sauvage moyen d'environ 270000 Gwh. Cette production représente en moyenne 400 milliards de mètres cubes turbinés par an, soit plus du double de l'écoulement (De Beauregard, 1970).

Une installation hydroélectrique permet de récupérer sous forme mécanique, puis électrique, une partie de l'énergie normalement dissipée entre deux points, un point haut et un point bas d'un cours d'eau. L'énergie récupérable entre le

point haut et le point bas est proportionnelle au produit de leur différence d'altitude H (chute) par le débit de la rivière Q . Schématiquement une telle installation comprend:

- Un ouvrage de captage amont. Cet ouvrage permet généralement de relever le plan d'eau et assure souvent une fonction de stockage (barrage);
- Une amenée d'eau où les pertes de charges sont réduites au minimum qui conduit l'eau dérivée jusqu'à l'endroit choisi pour utiliser la chute disponible;
- Une conduite forcée où l'énergie potentielle de l'eau due à la dénivellation est transformée en énergie de pression;
- Une turbine, le plus souvent couplée à un alternateur, transformant l'énergie potentielle de pression de l'eau en énergie mécanique, puis en énergie électrique;
- Un ouvrage aval de restitution de l'eau turbinée au milieu naturel.

Ce schéma doit bien évidemment être adapté et selon les circonstances, tel ou tel élément peut être atrophié ou hypertrophié.

Un gisement d'énergie hydraulique comprend un site et un débit. Le site, et donc la hauteur de chute, sont invariants, au moins à l'échelle humaine, alors que le débit subit des variations continues plus ou moins régulières. Deux choix sont à faire concernant ce débit, celui du débit d'équipement et celui de son éventuelle régularisation. Le débit d'équipement est le débit que les divers organes de l'installation (conduites, turbines etc.) sont capables de traiter et correspond donc, pour une hauteur de chute donnée, à la production maximale de l'installation. Tant que le débit réel du cours d'eau est inférieur au débit d'équipement on peut théoriquement le traiter complètement. Au-delà, la différence entre le débit réel et le débit d'équipement ne pourra être détournée et l'énergie correspondante ne pourra donc pas être récupérée. Si l'on dispose, au niveau de l'ouvrage de captage amont d'une capacité de stockage il devient possible d'éviter partiellement ce *gaspillage* d'énergie en régularisant le débit du cours d'eau. On retiendra de l'eau lorsque le débit naturel sera supérieur au débit d'équipement, et on lâchera de l'eau lorsque le débit naturel sera inférieur au débit d'équipement. Le degré de régularisation dépend évidemment du régime du débit naturel et du volume de stockage disponible. Mais la disponibilité d'un ouvrage de stockage permet également d'adapter la production d'énergie à la demande d'énergie en stockant pendant les heures ou les saisons creuses (du point de vue de la demande en énergie) des réserves d'eau qui seront turbinées pendant les heures de pointe ou durant les saisons critiques. La constitution d'une capacité de stockage, qui est une réponse à la variabilité des débits naturels et à leur inadéquation à la demande en énergie, renvoie à la qualité du site du gisement d'énergie hydraulique qui peut être plus ou moins propice à sa réalisation.

Les installations de taille industrielle s'intéressent évidemment aux gisements susceptibles de fournir d'importantes quantités d'énergie, c'est-à-dire celles où

le produit $Q \cdot H$ du débit par la chute est suffisamment grand. Pour que cette condition soit réalisée, il est nécessaire qu'au moins l'un de ces deux facteurs soit important. Nous observerons donc deux types extrêmes d'usines, toutes les solutions intermédiaires étant évidemment possibles.

Si le débit est important, ou s'accommode d'une faible hauteur de chute. Il s'agit alors d'usines de plaine dont les capacités de stockage, modestes voire nulles en raison de l'absence de sites propices (usines au fil de l'eau ou usines d'éclusées), seront gérées sur une échelle de temps horaire ou journalière.

Si la hauteur de chute est importante, on peut se contenter d'un débit modeste. Il s'agit alors d'usines de montagne, qui en raison de la nature des sites pourront généralement être accompagnées d'importants volumes de stockage (usines de lac) gérés sur une échelle de temps annuelle. On peut rapprocher de ce dernier type d'usine les usines de pompage dont le volume de stockage n'est pas alimenté par la ruissellement de son bassin versant mais par de l'eau pompée en aval dans une rivière ou un réservoir. Une telle installation permet d'absorber aux heures ou saisons où la demande est faible la production excédentaire de sources difficilement modulables telles que les centrales nucléaires, et de la restituer si la demande est forte avec la souplesse spécifique des usines de lac.

Dans le cadre de systèmes intégrés comme celui d'Electricité de France, ces différents types ont des fonctions particulières. Participation à la base du diagramme de charge pour les usines au fil de l'eau, à la pointe pour les usines d'éclusées, aux saisons critiques et à la pointe pour les usines de lac et pour les usines de pompage.

Cette dernière remarque doit attirer notre attention sur le fait que la rationalité de l'aménagement et de la gestion des ressources énergétiques des cours d'eau se trouve au niveau de l'ensemble du système national de production et de distribution d'énergie électrique. Cette rationalité est économique et financière. Au plan économique un projet hydroélectrique ne se justifie que si le coût du kwh produit est inférieur au coût du kwh d'une usine thermique de référence susceptible de fournir qualitativement et quantitativement la même énergie. Au plan financier, il faut remarquer que l'énergie hydroélectrique doit pratiquement être payée d'avance au niveau de l'investissement, les frais de fonctionnement étant peu importants, alors qu'une part notable du coût de l'électricité d'origine thermique, le coût du combustible, se paye au fur et à mesure de sa production. C'est à partir de cette problématique qu'il n'y a pas si longtemps, évoquant la baisse du prix du fuel qui était alors d'actualité on a pu s'interroger sur l'utilité de certains aménagements hydroélectriques (Thibault, 1970).

La rationalité du producteur d'électricité n'a a priori aucune raison de concorder avec celle de la gestion intégrée d'un ensemble hydrologique qui doit se préoccuper de l'ensemble des demandes, souvent contradictoires, adressées au milieu, y compris celle de sa conservation! A l'encontre d'aménagements uniquement orientés vers la production hydroélectrique comme ceux de la

Haute Dordogne devenue un escalier hydraulique, la réalisations d'ouvrages à buts multiples comme ceux de Serre Ponçon, est une tentative de prendre en compte et de surmonter ces contradictions.

Nous avons souligné plus haut que la houille blanche procède d'un site et d'un débit, c'est-à-dire d'un milieu. Cela doit être rappelé avant d'évoquer les impacts de l'exploitation de l'énergie hydraulique. En effet, ce sont essentiellement les milieux, plutôt que l'eau elle-même, qui les subissent. Le passage de l'eau dans une turbine n'en modifie pas la caractéristiques chimiques. En cela l'exploitation de l'énergie hydraulique n'est pas polluante. Mais cette exploitation implique une coupure entre amont et aval, qui s'applique aussi bien aux espèces animales telles que les poissons (Bachelier, 1970) qu'aux activités sociales telles que la navigation. On tente parfois d'atténuer les effets de cette coupure par des aménagements complémentaires particuliers comme des échelles à poissons ou des écluses. Il n'en demeure pas moins qu'à partir d'un milieu naturel, on crée deux milieux artificiels. Ces transformations sont particulièrement évidentes dans le cas des usines de lac.

Le milieu aval est physiquement inchangé mais le régime des débits et des températures du cours d'eau risque d'être profondément modifié (Cuinat et Demars, 1982), avec des conséquences au niveau de son fonctionnement physique et biologique mais aussi de son utilisation. Les vidanges périodiques des retenues nécessaires pour procéder à d'indispensables visites de sécurité et à l'évacuation des sédiments, provoquent en aval des perturbations qui peuvent prendre la dimension d'une catastrophe. Ce fut le cas de la chasse du barrage de Génissiat dans le Haut Rhône en 1978. Le milieu amont est quant à lui complètement bouleversé puisqu'à la place d'une rivière ou d'un torrent il y a désormais un lac de retenue. Cela implique d'abord une perte de terrains et souvent des déplacements de population qui peuvent être douloureux. Au-delà, ce type de milieu est soumis à des risques spécifiques (eutrophisation) et à des contraintes d'exploitation (marnage, c'est-à-dire variation du niveau de l'eau) qui doivent être maîtrisés tant en ce qui concerne l'usage de l'eau en aval (prélèvements divers...) que l'usage du lac lui-même (plaisance, pêche,...) (Benedetti-Crouzet et Dussart, 1979).

Pour terminer cette présentation de l'utilisation de l'énergie hydraulique, nous voudrions dire quelques mots de son cadre juridique qui n'est pas sans influence au niveau de la gestion des eaux. L'utilisation de l'énergie hydraulique s'est développée au début du 20^e siècle et, très vite, elle a été réglementée. En France, la loi du 16 Octobre 1919 pose en principe que nul ne peut disposer de l'énergie des marées, des lacs et des cours d'eaux, quel que soit leur classement, sans une concession ou une autorisation de l'Etat. Le régime de l'autorisation préfectorale s'applique aux installations de faible puissance, celui de la concession qui est beaucoup plus complexe s'applique aux installations de taille

industrielle. La limite entre ces deux types d'installations a été portée de 500 kw à 4500 kw en 1980.

Chaque concession est soumise à un cahier des charges bâti sur un modèle type. Nous citerons trois de ses clauses, en nous référant sur le schéma de la figure 4.1. L'article 5 du cahier des charges définit le débit maximum dérivable par le canal de dérivation et le débit minimum à maintenir dans la rivière en aval de la prise d'eau. Ce débit minimum est le débit réservé. Il revêt une importance fondamentale pour le concessionnaire, pour les éventuels utilisateurs situés en aval, et pour la qualité du milieu aquatique. Malgré cela son mode de détermination dans chaque cas particulier reste très empirique (Laverty, 1983). L'article 21 détermine les volumes d'eau que le concessionnaire mettra à la disposition d'autres utilisateurs sur le canal de dérivation ainsi que les conditions de livraison de ces volumes. Ces deux articles correspondent donc à des contraintes pour le concessionnaire. Enfin l'article 50 est relatif aux prélèvements éventuels en amont de la prise d'eau et a donc pour fonction de protéger le concessionnaire. L'Etat peut donner toute concession pourvu qu'il n'en résulte aucun dommage pour le concessionnaire (c'est le cas si un prélèvement est suivi d'une restitution en quantité égale). De plus l'Etat se réserve de concéder le droit à prélèvement, sans indemnisation du concessionnaire, jusqu'à concurrence d'un débit maximum spécifié.

L'article 21 n'a qu'une portée locale, mais les articles 5 et 50 concernent l'ensemble du bassin, en aval ou en amont. Leur application peut entraîner des restrictions, qui peuvent être sévères, à l'exploitation d'un cours d'eau en tant que ressource en eau. Il s'agit là d'un point important sur lequel nous reviendrons à propos de l'identification et de l'évaluation des ressources des milieux aquatiques.

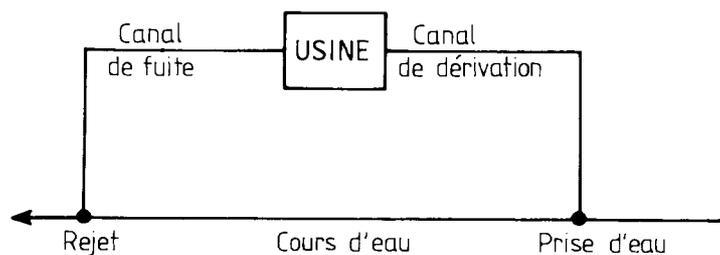


Fig. 4.1. Schéma d'une installation hydroélectrique.

Chapitre V

LES ACTIVITÉS RÉCRÉATIVES

Outre les activités industrielles dont nous venons de parler, les milieux aquatiques sont impliqués dans un certain nombre d'activités sociales dont le but n'est pas, pour ceux que les pratiquent, la production de biens ou de services. Tels sont la baignade, le nautisme, la pêche, la contemplation des paysages, que nous nous risquons à définir comme des catégories d'activités récréatives. Si nous parlons de nous risquer c'est qu'il n'apparaît pas toujours possible ou légitime d'individualiser ces catégories, ni de tracer une frontière nette entre elles et les activités productives. Peut-on en effet séparer facilement les joies de la baignade de celles dues à la beauté d'un site, ou toujours distinguer le plaisir de la pêche de la quête de nourriture?

L'Humanité a probablement toujours entretenu des rapports ludiques, esthétiques et symboliques avec l'eau mais leur constitution en activités séparées, auxquelles est affectée une partie du temps de non-travail, est relativement récente. Sans doute faut-il chercher les sources de ce fait dans les effusions du 18^e siècle devant la nature (Jean-Jacques Rousseau, Bernardin de Saint-Pierre) puis dans le besoin d'évasion et d'espaces naturels des romantiques au 19^e siècle (le Lac de Lamartine!). C'est en tout cas à cette époque que le tourisme est né, d'abord en tant que pratique prestigieuse de l'aristocratie et de la bourgeoisie, avant de devenir la pratique du plus grand nombre, dans la seconde moitié du 20^e siècle, sous la forme du tourisme de masse que nous connaissons dans les pays industrialisés.

Non productives, les activités récréatives auxquelles nous nous intéressons ici ne sont pas pour autant à l'extérieur de la sphère économique, où elles apparaissent comme consommatrices de biens et de services. C'est le cas à travers le transport depuis le lieu de résidence jusqu'au site de récréation, le séjour sur ce site, et même l'exercice des activités récréatives proprement dites qui peuvent exiger un matériel important et / ou coûteux. De plus, ces activités constituent un usage, et donc une usure, de l'espace aquatique élargi à son environnement. Il est donc important de situer ces activités comme pratique sociale et de ne pas confondre hâtivement, comme c'est souvent le cas, les exigences de leur exercice avec celles de l'objectif social que peut constituer la protection des milieux aquatiques.

La pratique des activités récréatives liées à l'eau exige bien évidemment de pouvoir accéder aux milieux aquatiques. Cet accès peut être limité, de façon absolue par l'appropriation privée des rives et des eaux, ou de façon relative par le nombre et la nature des voies d'accès. Il peut être gratuit ou onéreux, directement (plage privée) ou indirectement (permis de pêche). De plus, certaines activités récréatives aquatiques peuvent exiger, pour être praticables, des aménagements parfois importants (ports). Il est enfin nécessaire que le milieu aquatique lui-même ait des caractéristiques chimiques, physiques, bactériologiques et biologiques telles que l'exercice de telle ou telle activité soit possible.

De toutes les activités récréatives liées à l'eau la baignade est la seule qui entraîne un contact physique, intime et prolongé, avec l'eau. C'est la seule activité pour laquelle des normes ont été proposées, bien que l'interprétation des données épidémiologiques disponibles, qui fondent les avis d'experts, aille rarement de soi (O'Kane, 1983). On sait cependant que c'est le contact entre l'eau et les muqueuses pulmonaires qui est à l'origine des désagréments pouvant résulter de la baignade. En 1976, la Communauté Economique Européenne a élaboré des directives applicables dans un délai de 10 ans à l'ensemble des eaux de baignade (mers, lacs, rivières) des pays de la communauté (tab.5.1).

Tableau 5.1

Directives du Conseil des communautés européennes concernant la qualité des eaux de baignade, CEE (1976), document AFB - Seine-Normandie (1976, b)

	Valeurs guide	Limite impérative
Coliformes totaux/100ml	500	10.000
Coliformes fécaux/100ml	100	2.000
Streptocoques fécaux/100ml	100	
Salmonelles par litre		ZERO
Enterovirus PFU/10 l		ZERO
pH		6-9
Huiles minérales mg/l	≤ 0, 3	pas de film visible en surface, absence d'odeur pas de mousse persistante
Substances tensio-actives réagissant au bleu de méthylène (mg/l Lauryl-sulfate)	≤ 0, 3	
Phénols mg/l	≤ 0, 005	aucune odeur spécifique
Transparence m	2	1
Oxygène dissous % saturation O ₂	80-120	
Résidus goudronneux et matières flottantes (bois, bouteilles plastiques et tous débris)	absence	

Pratiquement, ces directives définissent les eaux de baignade comme les eaux naturelles où la baignade n'est pas expressément interdite. Les limites impératives sont des normes à ne pas dépasser, les valeurs guides étant considérées comme pleinement satisfaisantes (CEE, 1976). La qualité de l'eau ne suffit cependant pas à faire une zone de baignade. Cette activité suppose des eaux libres, plus ou moins profondes, et une base terrestre, la plage, d'accès commode. Ces dernières exigences limitent les sites propres à la baignade ou demandent, pour être satisfaisantes, l'aménagement du milieu et des rives qui sera nécessairement une perturbation du milieu naturel.

Pour une autre activité récréative, la pêche, la principale exigence vis-à-vis du milieu aquatique est que ce dernier recèle du poisson. Le poisson étant au sommet des chaînes alimentaires des milieux aquatiques, il s'agit là d'une exigence concernant l'ensemble des équilibres écologiques du milieu. Par contre les exigences concernant les bases terrestres ou l'aménagement sont pratiquement inexistantes.

En ce qui concerne le nautisme, il y a lieu de préciser sa nature. Il est en effet bien difficile de confondre la voile, le canoë et le motonautisme, créateur de nuisances spécifiques (hydrocarbures, bruit). Selon les cas, tel ou tel type de milieu aquatique (lac ou torrent) sera préféré ou imposé, et les voies d'accès comme les bases terrestres pourront être lourdes.

L'activité de contemplation est beaucoup plus délicate à cerner. Elle suppose bien entendu des voies d'accès et de déplacement mais il est difficile, et sans doute vain, de définir quantitativement ses exigences. Pourtant un certain nombre de systèmes de quantification de la qualité esthétique des vallées ont été proposés essentiellement en Amérique du nord. Nous nous attarderons sur l'un deux car il nous semble très caractéristique. Le tableau 5.2 rassemble les facteurs pris en compte par Hamill (1974) et la grille de notation de chacun de ces facteurs. La note globale d'un site est la somme des notes relatives à chaque facteur. Un tel système n'offre, à travers une douteuse alchimie quantitative, que les apparences d'une approche scientifique. Il y aurait beaucoup à dire d'abord sur la pertinence et l'indépendance des facteurs retenus, ensuite sur les échelles de valeur choisies. Y-a-t-il beaucoup de torrents dont le lit soit vaseux? Pourquoi une rivière large serait-elle préférable, au plan de l'esthétique, à une rivière étroite? On pourrait facilement multiplier ce genre de questions. Au-delà que signifie l'addition de 31 chiffres relatifs à des catégories très dissemblables dont certaines (flore, faune) sont déjà très synthétiques. On obtient finalement une note qui ne signifie à peu près rien, et dont la seule vertu, d'ordre fétichique, est d'être un nombre. Un tel exemple, involontairement caricatural, montre bien les limites de la quantification. N'est-il pas plus simple, et finalement plus utile, de quantifier un site par un adjectif tel que beau, laid, insignifiant, exceptionnel, catégories autour desquelles existe, malgré tout, un assez large consensus.

Tableau 5.2

Grille de notation de l'esthétique d'une vallée, d'après Hamill (1974)

	Notes				
	1	2	3	4	5
Facteurs physiques					
Largeur de la rivière à l'étiage (pied)	< 3	3 - 10	10 - 30	30 - 100	> 100
Profondeur de la rivière à l'étiage (pied)	< 0,5	0,5 - 1	1 - 2	2 - 5	> 5
Vitesse du courant (pied/seconde)	< 0,5	0,5 - 1	1 - 2	2 - 5	> 5
Type de cours d'eau	Eaux calmes				Torrent
Matériaux de fond du lit	Vase-Silt	Sable	Sable-Graviers	Graviers	Galet-Rochers
Pente de la rivière (pied/pied)	< 0,0005	0,005 - 0,001	0,001 - 0,005	0,005 - 0,1	> 0,01
Surface du bassin versant (mille carré)	< 1	1 - 10	10 - 100	100 - 1000	> 1000
Ordre du cours d'eau	< 1-2	3	4	5	6
Largeur du fond de la vallée (pied)	< 100	100 - 300	300 - 500	500 - 1000	> 1000
Profondeur de la vallée	< 250	250 - 500	500 - 1000	1000 - 2500	> 2500
Qualité de l'eau					
Couleur de l'eau	Brune		Verte		Incolore
Turbidité	< 25	25 - 150	150 - 1000	1000 - 5000	> 5000
Aspect de l'eau	Médiocre		Bon		Excellent
Algues	Très abondantes				Absentes
Faune	Absente				Très variée
Signes de pollution	Visibles				Absents
Détritus (nombre/100 pieds)	> 50	10 - 50	5 - 10	2 - 5	< 2
Utilisation et intérêt					
Diversité de la flore terrestre	Faible				Grande
Etat de la flore terrestre	Mauvais				Bon
Commande artificielle (barrages etc.)	Totale				Nulle
Accessibilité	Route				Sauvage

Diversité du paysage	Nulle				Grande
----------------------	-------	--	--	--	--------

Tableau 5.2 (suite)

Perspective	Absente				Lointaine
Horizon	Confiné				Ouvert
Utilisation du sol	Urbanisation	Intensive	Pâturage	Forêts	Sauvage
Aménagements apparents	Nombreux				Absents
Altération	Importante				Nulle
Potentiel de rétablissement	Faible				Fort
Urbanisation	Constr.nbses				Non construit
Caractère	Aucun				Exceptionnel
Intérêt historique	Aucun				Exceptionnel

De très nombreuses études psycho-sociologiques, fondées sur des enquêtes, ont essayé de saisir les attitudes et les opinions du public sur l'utilisation récréative des milieux aquatiques et pour tenter là aussi de dégager des indicateurs sociaux quantifiés propres à orienter et/ou à évaluer les politiques en cette matière. Il ressort de ce type d'enquêtes que le public, quelle que soit l'utilisation qu'il en ait, attache de l'importance à la pureté de l'eau et se sent en mesure de l'apprécier. Cette pureté est définie à partir d'éléments sensibles (transparence, couleur, présence ou absence d'algues ou de corps flottants, odeur). Il est par contre très rare que les éléments toxiques ou les bactéries pathogènes soient évoqués dans la définition de cette pureté (David, 1971). Il y a donc une distance entre les critères spontanés du public et les critères sanitaires, distance qui peut se traduire par l'incompréhension, voire le rejet, de certaines mesures telles que les interdictions de baignade. Il faut par ailleurs noter que la spontanéité du public dépend non seulement de ses perceptions mais de leur amplification, ou de leur minimisation, par les médias. Cela dit, les réactions du public sont rationnelles, mais dans le cadre de son système de référence. Ainsi dans une étude comparative des lacs d'Annecy et du Bourget (INRA, 1976) les eaux sont perçues comme pures par respectivement 84% et 22% des personnes interrogées et les baigneurs constituent respectivement 82% et 40% des échantillons. Nous avons rapporté ici la rationalité du public à son comportement. Dans une étude canadienne (Parkes, 1973) pourtant sur des bases récréatives de la Saskatchewan, du Québec et de la Nouvelle Ecosse, cette rationalité est rapportée à la volonté de payer pour améliorer les choses. Il faut toujours préciser de quelle rationalité on parle...

Le traitement des enquêtes psycho-sociologiques par des techniques telles que l'analyse factorielle des correspondances permet d'associer des variables socio-économiques et / ou écologiques à chaque type d'activité récréative et d'identifier leurs antagonismes ou leurs complémentarités. Dans l'étude déjà citée relative aux lacs d'Annecy et du Bourget, on peut constater que l'activité

PECHE est essentiellement liée à des variables de qualité de l'eau et des abords. Les activités BAIGNADE et PROMENADE se définissent un peu par opposition à l'activité PECHE. L'opposition entre PECHE et BAIGNADE se situe au niveau des désirs concernant l'aspect, sauvage ou non, des rives (roselières, urbanisation). L'opposition entre PECHE et PROMENADE se situe au niveau de l'information de ses pratiquants et de l'appréciation de la facilité d'accès aux rives. L'activité VOILE, dans un splendide isolement, n'est liée à aucune variable écologique mais seulement à des variables socio-économiques (jeunes, sports). Comme on le voit, ce type d'étude ne met clairement en évidence que ce l'on pouvait supposer a priori et la valeur des résultats est souvent loin d'être à la hauteur de la complexité des méthodes d'analyse.

La récréation aquatique sous toutes les formes que nous avons évoquées fait l'objet d'une demande du public. Réciproquement, les villes ou les régions, à travers leurs syndicats d'initiative ou leurs offices du tourisme offrent leurs rivières, leurs lacs, leurs plans d'eau artificiels ou leurs sites. Malgré l'existence d'une offre et d'une demande, le marché de la récréation aquatique est largement fictif car l'utilisation des milieux aquatiques, c'est-à-dire la rencontre de l'offre et de la demande, ne s'accompagne généralement pas d'une transaction monétaire. Les méthodes économétriques traditionnelles ne trouvent donc pas là leurs données habituelles et leur utilisation pour mesurer la valeur (monétaire) d'un plan d'eau ou la rentabilité d'un aménagement relève parfois du funambulisme. C'est en effet toujours la consommation de biens et de services, en amont et en aval des actes d'utilisation récréative des milieux, qui sert de base à l'élaboration d'indices de fréquentation ou de satisfaction (Desportes, 1972). Il convient donc de distinguer une pseudo-valeur d'échange du milieu en tant que tel de sa réelle valeur d'usage à des fins récréatives, valeur d'usage dont la pérennité apparaît avant tout comme une exigence de nature politique.

Chapitre VI

NAVIGATION, GRAVIERES, PECHE, GÉOTHERMIE

Il ne nous est pas possible dans le cadre restreint de cet ouvrage d'étudier en détail toutes les utilisations des milieux aquatiques. Nous nous contenterons ici, après l'hydroélectricité et les activités de loisir, d'en évoquer quelques autres qu'il est impossible de passer sous silence. Certaines d'entre elles concernent les eaux de surface, d'autres les eaux souterraines.

6. 1. NAVIGATION

La navigation est sans doute le plus ancien moyen de transport s'appuyant sur une technologie. Selon les lieux et les époques, les besoins, les matériaux et les techniques, les embarcations les plus diverses, ingénieuses ou pittoresques ont pu voir le jour (Hornell, 1946). A la navigation s'apparente le flottage, encore largement utilisé pour le transport du bois dans de nombreux pays.

La navigation intérieure a, la première, permis des transports lourds. Elle existait déjà sur le Nil trente siècles avant notre ère. Elle avait la même puissance que la navigation maritime d'alors et présentait infiniment moins de risques. La propulsion des embarcations pouvait être assurée par le vent ou la rame, comme en mer, mais aussi par halage depuis les rives. Partout les cours d'eau naturels, fleuves ou lacs, ont constitué d'importantes voies de communication et d'échange, alors que les transports terrestres étaient difficiles. Ces facilités ont permis l'implantation et le développement de nombreux établissements humains.

Les cours d'eau naturels présentent cependant des limitations. D'abord tous ne sont pas navigables (cette propriété d'un cours d'eau ne dépendant d'ailleurs pas seulement du cours d'eau mais aussi des embarcations utilisées), leur localisation ne correspond pas nécessairement aux besoins qui se manifestent en matière de transport, enfin l'indépendance des bassins hydrographiques peut imposer des ruptures de charge et donc des transbordements au cours d'un transport.

Ces différents problèmes ont été résolus peu à peu, par l'aménagement des cours d'eau naturels ou par le creusement de cours d'eau artificiels parfois fort

importants (le canal impérial reliant Pékin à Hang Tchéou achevé au début du 14ème siècle avait une longueur de 1800 km). En Europe le développement des canaux a été marqué, à partir du 16e siècle par l'invention de l'écluse à sas, attribuée à Léonard de Vinci, qui permit la réalisation de canaux latéraux de rivières à forte pente, puis par celle de canaux à bief de partage qui permettent le franchissement de seuils. A partir du 19e siècle sont apparus des modes de propulsion autonomes (machine à vapeur puis moteur diesel) qui permettent de se libérer du halage.

Le gabarit d'une voie d'eau est l'expression de sa qualité du point de vue de la navigation. Ce gabarit dépend des caractéristiques géométriques de la voie d'eau (fig.6.1). Les bateaux utilisent la partie de chenal délimitée par le rectangle abcd. Il est donc nécessaire que le tirant d'eau du bateau (T_e) soit inférieur au mouillage (m) et que le tirant d'air (T_a) soit inférieur à la hauteur libre sous les divers ouvrages, en particulier les ponts, qui franchissent la voie d'eau. Mais ce sont généralement ses écluses qui limitent le gabarit d'une voie d'eau, une écluse étant définie par une largeur utile, une longueur utile et un mouillage. Ces différentes grandeurs se traduisent par une taille de bateau et plus ou moins directement par un tonnage. On emploie souvent les termes de petit et de grand gabarit. Le premier s'applique à des voies d'eau accessibles à des bateaux de moins de 350 tonnes, le second à des bateaux de plus de 1350 tonnes. Seuls ces derniers ont aujourd'hui une réelle importance économique et ils réalisent l'essentiel du trafic de la navigation intérieure (Morice, 1968). En France les cours d'eaux navigables (et flottables) constituent les cours d'eaux domaniaux, c'est-à-dire appartenant au domaine public de l'état.

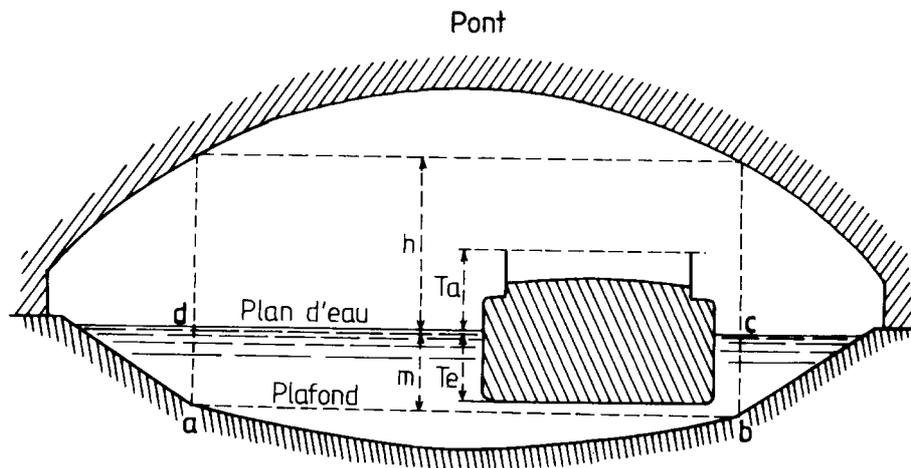


Fig. 6.1. Schéma d'une voie d'eau et ses principales caractéristiques

de navigabilité. Document AFB Seine-Normandie (1978, b).

La navigation n'a pas d'exigence en ce qui concerne les caractéristiques physiques, chimiques ou biologiques de l'eau mais elle entraîne un certain nombre de rejets, en particulier d'hydrocarbures. Par contre, la navigation est à l'origine d'une demande en eau non négligeable, eau nécessaire pour maintenir un mouillage suffisant mais également pour compenser les éclusées et les pertes par infiltration et évaporation dans les canaux. Une écluse de voie navigable à grand gabarit, d'une longueur de 180 m et d'une largeur de 12 m exige, lorsqu'elle travaille au voisinage de la saturation, environ 1 mètre cube d'eau par seconde et par mètre de dénivelé (les techniques d'ascenseur à bateau ou de la pente d'eau, plus économes en eau sont par contre plus prodigues en énergie). On admet généralement que pour une voie à grand gabarit moderne, équipée de revêtements d'étanchéité les autres pertes sont de l'ordre de 1 mètre cube d'eau par jour et par mètre de canal. On peut finalement évaluer la demande globale d'eau pour la navigation en France à environ 2 milliards de mètres cubes par an, qui ne correspondent pas à une consommation nette mais à une quantité d'eau introduite en tête des ouvrages, quantité qui pour l'essentiel rejoint en aval le cycle hydrologique naturel.

6.2. GRAVIERES

Le lit des cours d'eau et leur voisinage immédiat est souvent constitué de matériaux alluvionnaires tels que des sables ou des graviers. Ces matériaux sont abondamment utilisés pour la fabrication du béton et pour les travaux routiers (25 millions de tonnes par an en France). Le fait que des dépôts alluvionnaires puissent être considérés comme une ressource exploitable dépend de nombreux facteurs (de Séverac et Streiff, 1978). Le premier de ces facteurs est bien entendu la nature de ces dépôts. Les matériaux durs et anguleux, riches en silice, sont les plus appréciés. Mais la puissance et l'étendue du gisement, l'épaisseur des sols et surtout la proximité des pôles de consommation et de voies de transport jouent un rôle important (il est généralement admis que 50 km en camion doublent le prix de revient des granulats).

L'extraction de ces matériaux a un impact sur les milieux aquatiques de surface. Extraits du lit lui-même ils modifient le profil des rivières ce qui peut entraîner des réactions en chaîne et parfois menacer la sécurité de certains ouvrages (affouillement des piles de pont). Dans tous les cas ces matériaux doivent être lavés, ce qui entraîne le rejet en rivière d'importantes quantités de matières en suspension dont le transport, le dépôt et la remise en suspension perturbent la vie aquatique. L'extraction de granulats est l'une des préoccupations majeures des hydrobiologistes. Enfin, les sites d'extraction abandonnés posent souvent un délicat problème de réhabilitation. Or ces sites

sont nombreux, il suffit pour s'en convaincre d'observer sur une carte topographique ou une photo aérienne la dentelle qui borde le cours de la Seine, de l'Yonne ou du Loing. Leur utilisation en base de loisirs ou en refuge pour la vie sauvage (en particulier l'avifaune), parfois réalisée, nécessite souvent d'importants aménagements lorsqu'elle n'a pas été prise en compte au stade de la planification de l'exploitation.

6.3. PÊCHE

La pêche n'est pas seulement une activité de loisir. C'est parfois une activité productive. La pêche industrielle concerne uniquement les océans et se trouve donc hors de notre propos, mais la pêche artisanale est souvent pratiquée sur les grands fleuves et sur les grands lacs. Dans certains pays ou régions, cette pêche fournit des ressources alimentaires non négligeables. Il faut alors tenir le plus grand compte de cette activité lors de l'utilisation et/ou de la transformation des cours d'eau. Faute d'un tel souci des indiens de l'Ouest de l'Ontario (Canada), vivant essentiellement du produit de leur pêche, ont été récemment contaminés par des rejets de mercure issus d'usines de pâte à papier (Hargous, 1979).

En France, la pêche artisanale a un poids économique plus que modeste. Localement, elle peut cependant revêtir une certaine importance. Par exemple une centaine de pêcheurs professionnels travaillent sur la partie française du lac Léman; mais des conditions d'accès à la profession très strictes, ainsi que l'eutrophisation du lac et ses conséquences piscicoles, posent le problème de la survie de cette profession. Outre son objet propre, il faut remarquer que la pêche professionnelle entraîne une présence sur les grands lacs, en tous lieux et en toutes saisons, présence dont la valeur pour la sécurité des baigneurs ou des plaisanciers a été maintes fois démontrée.

6.4. GÉOTHERMIE

On sait que la dissipation d'énergie à l'intérieur du globe terrestre est à l'origine de phénomènes volcaniques et sismiques, mais, également à l'existence d'un flux géothermique (de 1,2 à 1,5 microcalories par seconde et par centimètre carré) et d'un gradient géothermique (1°C pour 30m en moyenne). Le flux géothermique est trop faible pour être exploitable mais il peut être possible de récupérer une partie de la chaleur sensible des roches profondes et des eaux qu'elles contiennent éventuellement. Cette récupération ne peut se faire qu'à la faveur d'une circulation naturelle ou artificielle d'eau (Goguel, 1975). La géothermie haute énergie récupère de l'eau à haute température, souvent sous forme de vapeur, utilisable pour la production d'électricité. Elle

est liée à des sites privilégiés où le gradient géothermique est très supérieur à la normale ou nécessite des forages très profonds dont l'intérêt économique n'est pas encore démontré. La géothermie basse énergie récupère de l'eau à température modérée (inférieure à 100°C) utilisable uniquement à des fins de chauffage. Par contre les réservoirs géothermiques peuvent alors être de vaste dimension. L'utilisation de l'énergie géothermique à basse énergie (Maget, 1976) s'est beaucoup développée ces dernières années et elle est susceptible de devenir à terme la principale utilisation de certaines nappes souterraines profondes des grands bassins sédimentaires (bassin parisien, bassin aquitain).

La contrainte majeure de l'exploitation d'un site géothermique en France est la nécessité quasi générale de réinjecter dans le réservoir les eaux géothermales après leur refroidissement (de Marsily, 1976). Le système d'exploitation prend donc la forme d'un doublet géothermique (fig.6.2). La réinjection a pour objet de maintenir la pression du réservoir géothermique et de se débarrasser d'eaux souvent salées, impropres à la plupart des utilisations et indésirables dans le réseau de surface. Des conflits d'utilisation pourraient cependant apparaître dans le cas de nappes souterraines douces, comme celle de l'Albien dans le bassin parisien, qui seraient sollicitées à la fois pour la géothermie et pour l'alimentation en eau des collectivités et des industries.

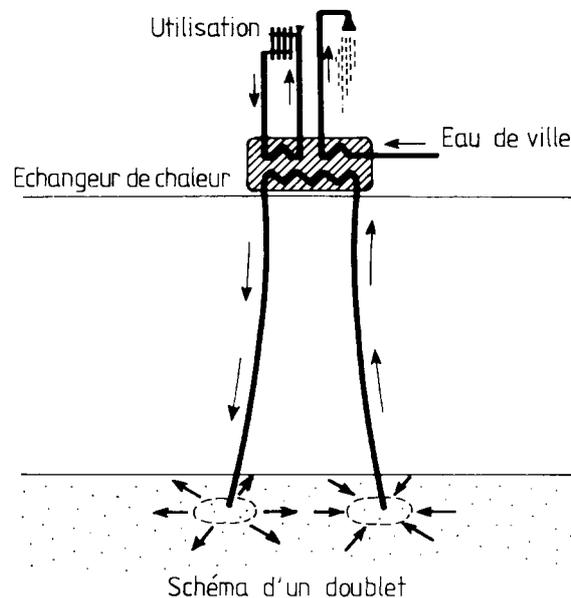


Fig. 6.2. Schéma d'un doublet géothermique, d'après de Marsily (1976).

6.5. HÉLIOGÉOTHERMIE

Des recherches (Iris, 1980) ont mis en évidence la possibilité d'utiliser les nappes phréatiques à des fins énergétiques, par exemple en y stockant de la chaleur. Les expériences, menées dans le Gard, ont consisté à injecter en été dans la nappe de l'eau préalablement pompée dans celle-ci et chauffée (à 40°C) par énergie solaire et pompe à chaleur.

L'opération symétrique de récupération en hiver a permis de récupérer à une température moyenne de 20°C environ 20% des calories injectées pendant l'été. Au-delà, il est apparu que les nappes phréatique stockent naturellement de la chaleur à très basse température (10 à 15°C) sous l'effet de l'infiltration des précipitations et du flux géothermique. Elles peuvent donc constituer des sources froides bien adaptées à l'utilisation de pompes à chaleur puisque leur température est constante au cours de l'année. L'eau prélevée et refroidie au cours de l'hiver est réinjectée dans la nappe. Cette eau est de nouveau prélevée et réchauffée par passage dans des capteurs solaires en été avant d'être réinjectée dans la nappe. Ce dispositif de doublet héliogéothermique permet de préserver à la fois le potentiel hydraulique et thermique des nappes superficielles et dispose donc d'une durée de vie a priori illimitée. Il permet à l'heure actuelle de chauffer un groupe de 220 logements à Aulnay-sous-Bois en utilisant la nappe des sables de l'Yprésien (Iris et de Marsily, 1982).

6.6. CONCLUSIONS

Les diverses activités que nous venons de citer dans ce chapitre et dans ceux qui le précèdent, utilisent les milieux aquatiques en tant que tels. Nous définirons ces activités comme des utilisations de l'eau *in situ* par opposition aux utilisations de l'eau captatrices que nous étudierons plus bas. Les exigences des utilisations captatrices peuvent généralement se définir, plus ou moins précisément, en termes de débit (ou de volume) et de caractéristiques physiques, chimiques ou biologiques de l'eau. Ces grandeurs peuvent être importantes pour les utilisations d'eau *in situ* mais d'autres aspects, éventuellement peu ou pas quantifiables, relatifs au site, à la flore, à la faune ou à l'environnement des milieux aquatiques sont parfois déterminants pour ces utilisations.

La distinction entre utilisations *in situ* et utilisation captatrices, si elle est souvent commode, n'est cependant pas exempte d'ambiguïtés. Le prélèvement d'eau dans un milieu aquatique est déjà une utilisation de ce dernier, d'autant qu'il nécessite souvent son aménagement (réservoirs de stockage ou de régularisation, ouvrages de captage). Certaines utilisations captatrices sont si intimement liées à un milieu aquatique qu'il est difficile de les en dissocier (centrales thermiques en circuit ouvert). Enfin, il ne faut pas oublier que

l'utilisation d'un milieu aquatique et l'utilisation des eaux de ce milieu pratiquement toujours suivie de la restitution d'eaux usées, peuvent être exclusives.

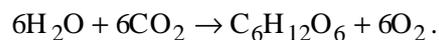
Chapitre VII

L'EAU ET L'AGRICULTURE

La spécificité du problème de l'eau pour l'agriculture est liée au rôle de l'eau dans la croissance et le développement des végétaux. C'est sur ce point que nous nous apesantirons. Nous citerons cependant pour mémoire la demande en eau des activités fermières (laiterie, nettoyage) et celle nécessitée par l'abreuvement des animaux. Ces différentes demandes doivent ou devraient être satisfaites par de l'eau potable, que l'alimentation en eau soit autonome ou qu'elle provienne d'un réseau de distribution.

7.1. BILAN EN EAU D'UNE CULTURE ET IRRIGATION

L'eau assure tout d'abord le contact entre le sol et les racines des plantes. C'est à travers elle que les plantes prélèvent dans le sol les éléments minéraux dont elles ont besoin. Elle est elle-même absorbée par les plantes, mais il faut noter que l'absorption d'eau et l'absorption de matières dissoutes sont deux phénomènes largement indépendants. L'eau est présente en abondance dans les tissus végétaux (jusqu'à 95% de leur poids). Elle maintient leur turgescence et assure le transport et les échanges de matières dissoutes à l'intérieur des plantes. L'eau est également partiellement métabolisée puisqu'elle est, avec le gaz carbonique, l'une des matières premières des réactions photosynthétiques.



Enfin, les plantes transpirent, c'est-à-dire qu'elles cèdent à l'atmosphère de l'eau sous forme de vapeur. Ce processus, s'il assure une certaine régulation thermique et active la circulation de la sève, apparaît essentiellement comme un phénomène parasite des échanges gazeux opérés entre les plantes et l'atmosphère, échanges indispensables à l'exercice de la respiration et de la photosynthèse. La transpiration sera d'autant plus abondante que les échanges gazeux seront intenses et que le pouvoir évaporant de l'atmosphère sera plus élevé.

On trouvera sur le tableau 7.1 le bilan en eau d'une culture de maïs (170 quintaux de matière sèche à l'hectare) sous un climat tempéré. Plus généralement on peut admettre que la *fabrication* d'un kilogramme de matière végétale sèche exige environ 500 litres d'eau en climat tempéré, 700 litres d'eau en climat méditerranéen, 1000 litres d'eau en climat semi-aride.

Tableau 7.1

Bilan en eau d'une culture de maïs en climat tempéré, d'après Robelin (1968)

	Eau métabolisée	Eau de constitution	Eau transpirée
m ³ / ha	20	55	5300
Hauteur (mm)	2	5,5	530

La transpiration des plantes dépend essentiellement des conditions climatiques et bien évidemment des disponibilités en eau. On admet généralement que cette transpiration ne peut dépasser une valeur limite, l'évapotranspiration potentielle, définie comme l'évaporation d'un plan d'eau libre ou d'une végétation dense toujours bien alimentée en eau. C'est ainsi qu'une culture de luzerne évapore 6000 m³/ha/an en Hollande, 6200 m³/ha/an en Champagne et 15000 m³/ha/an en Basse Egypte (Bethemont, 1977).

La comparaison au niveau annuel des précipitations (P) et de l'évapotranspiration potentielle (ETP) permet de distinguer des zones de déficit et des zones de surplus, selon que la différence P-ETP est négative ou positive. Il y a bien entendu lieu de distinguer si déficits ou surplus sont permanents ou saisonniers. Ces données brutes fixent certaines grandes lignes des capacités agricoles d'une région, mais doivent être complétées par des données pédologiques et agronomiques. En effet, les plantes ne peuvent prélever dans le sol que des eaux relativement libres. La teneur limite à partir de laquelle les racines d'une plante donnée ne peuvent prélever l'eau d'un sol donné définit un point de flétrissement. Au contraire, un sol complètement saturé en eau ne permet pas la survie de la plupart des plantes cultivées (à l'exception notable du riz), et demande donc à être drainé.

C'est en définitive l'humidité du sol qui devra être gérée, afin que ce réservoir alimenté de façon discontinue, voire aléatoire, puisse fournir à chaque instant l'eau dont les plantes ont besoin. Cette gestion peut être effectuée à plusieurs niveaux et nous distinguerons principalement les cultures sous pluies (parfois abusivement qualifiées de cultures sèches) et les cultures irriguées.

Les cultures sous pluies ne peuvent être pratiquées que si les précipitations sont supérieures à l'évapotranspiration potentielle pendant au moins quelques mois mais il est possible de chercher à retenir l'humidité par des pratiques culturales appropriées (dry farming). L'irrigation est nécessaire lorsque le déficit en eau est permanent. Elle fournit alors l'essentiel, sinon la totalité, des

besoins en eau des cultures. L'eau est amenée au contact du sol selon différentes techniques (irrigation gravitaire, irrigation par aspersion, apports localisés ou goutte à goutte) plus ou moins économes en eau et plus ou moins faciles à mettre en oeuvre. Le choix des techniques d'irrigation doit être, bien entendu, adapté au contexte climatique et social. L'irrigation peut être également pratiquée à titre d'irrigation de complément jusque dans des régions humides afin d'augmenter les rendements (en France, l'intensité de l'irrigation va de 2000 m³/ha/an dans les régions humides à 4000 m³/ha/an dans le midi méditerranéen)

L'irrigation peut consister en la simple utilisation des eaux des crues et des alluvions que celles-ci déposent dans le lit majeur des cours d'eau. Elle peut, à l'opposé, consister en un système d'irrigation et de drainage entièrement artificiels, irrigation et drainage devant souvent être combinés afin de maîtriser non seulement l'humidité des sols, mais également l'évolution de leur salinité (Kovda, Van den Berg et Hagan, 1973). En effet, les végétaux n'exportent que des quantités limitées de matières minérales du sol et encore celles-ci sont-elles très particulières. Au contraire, les végétaux transpirent des volumes d'eau considérables qui abandonnent nécessairement sur place leur charge dissoute. Dans le cas de cultures sous pluies, celle-ci est minime, mais dans le cas de cultures irriguées, ces charges, provenant d'eaux de surface ou d'eaux souterraines, peuvent être importantes. Si le lessivage naturel des sols est insuffisant, on doit nécessairement avoir recours au drainage pour prévenir une salinisation progressive des sols qui conduisent à leur stérilisation.

La salinisation est sans doute le principal risque encouru par les terrains irrigués, principalement en climat aride. Il peut être apprécié par la conductivité électrique des eaux d'irrigation. Un autre risque majeur est celui d'alcalinisation des sols par suite d'échanges ioniques, concernant surtout le sodium, le calcium et le magnésium, entre l'eau et les argiles du sol. De fortes teneurs en sodium modifient la structure des sols et leur perméabilité. Ce risque peut être apprécié par le coefficient d'absorption du sodium (CAS, en anglais SAR Sodium absorption ratio) défini comme:

$$CAS = \frac{[Na^+]}{\sqrt{\frac{[Ca^{++}] + [Mg^{++}]}{2}}}$$

où les concentrations sont exprimées en milli-équivalents par litre (me/l).

Les risques de salinisation et d'alcalinisation ne sont pas indépendants. Ce dernier est d'autant plus grand que la salinité est importante. Le diagramme de Riverside (fig.7.1) permet de faire une première classification des eaux selon leur aptitude à l'irrigation. Si les eaux de la catégorie 1 peuvent être utilisées sur presque n'importe quel sol et pour n'importe quelle culture, celle des catégories

2 et 3 doivent être utilisées avec précaution, et celles de la catégorie 4 doivent pratiquement être toujours rejetées.

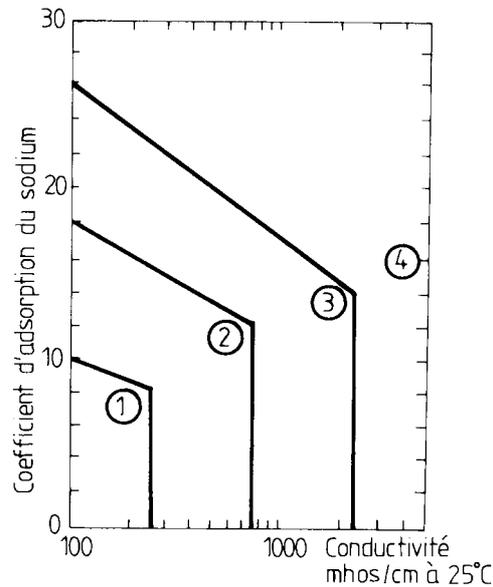


Fig. 7.1. Diagramme de Riverside, d'après US Salinity Laboratory Staff (1954). Le risque de salinisation est mesuré, en abscisse, par la conductivité; le risque d'alcalinisation, en ordonnée, par le coefficient d'absorption du sodium.

Il ne s'agit cependant là que de grandes lignes et non de normes précises. D'autres espèces chimiques, comme les bicarbonates, les chlorures, le bore peuvent revêtir une grande importance. De plus, ces divers éléments doivent toujours être examinés en liaison avec les variables pédagogiques, agronomiques et climatiques.

Les sols peuvent également être irrigués par des eaux résiduaires, dont ils assurent alors l'épuration (épandage). Ces eaux contiennent des matières en suspension, des matières en solution et des micro-organismes. Les matières en suspension sont rapidement arrêtées par les pores du sol, de même que les bactéries. La microflore du sol, très nombreuse, très diversifiée et susceptible de s'adapter à de nombreux substrats, oxyde les matières organiques solides ou dissoutes, et livre une compétition efficace aux micro-organismes des eaux résiduaires. La présence dans les eaux résiduaires épandues de sels en quantités importantes, ou de toxiques, peut cependant présenter des inconvénients notables.

L'agriculture, irriguée ou non, n'a pas à proprement parler d'eaux résiduaires, au moins au sens où on l'entend pour les utilisations industrielles ou domestiques d'eau, ou pour les élevages intensifs modernes. Cependant, elle influence de façon certaine la composition des eaux. En effet, les eaux de pluie ou l'irrigation ruissellent sur les sols et percolent à travers eux entraînant, en suspension ou en solution, des sels, des engrais et des pesticides que l'on retrouvera en aval dans les eaux de drainage, dans les cours d'eaux et dans les eaux souterraines. Il n'y a pas ici d'épuration artificielle possible; c'est seulement dans le choix et dans le mode d'utilisation de ces produits, c'est-à-dire au fond grâce à une technologie propre, que ce problème peut être résolu.

7.2. ASPECTS ÉCONOMIQUES

Pour l'agriculture irriguée, l'eau est un facteur de production fondamental, au plan technique bien sûr, mais souvent également au plan économique puisque la mise à disposition de l'eau implique un travail et donc, directement ou indirectement, un coût. Parallèlement, le rendement de l'irrigation décroît à mesure que celle-ci devient plus importante et finirait même par devenir négatif au-delà d'une certaine valeur. Cela peut être illustré par l'exemple du tableau 7.2 concernant quatre cultures de tomates, l'une témoin sous pluie, les autres recevant respectivement 60, 80 et 100% de l'évapotranspiration.

Tableau 7.2

**Rendement d'une culture de tomates
selon l'intensité d'irrigation d'après Bethemont (1971)**

	Traitement % ETM	Récolte t/ha	Gain de récolte A-B etc, t/ha	Eau reçue m ³ /ha	Supplément d'eau A-B, etc m ³ /ha	Rendement kg/m ³
A	100	71,7	2,1	6065	796	2,6
B	80	69,6	4,4	5269	905	4,3
C	60	65,2	28,5	4364	1789	15,9
D	-	36,7	-	2575	-	-

Nous aborderons le problème de la valorisation de l'eau pour l'agriculture irriguée à travers l'exemple théorique suivant qui nous permettra cependant de voir comment utiliser de façon optimale des ressources limitées.

Considérons, sous un climat aride, un périmètre irrigable dont la surface est S^o . Un volume d'eau Q^o est disponible annuellement. On suppose, pour une culture donnée, que la fonction de revenu à l'hectare, r (exprimée en unités monétaires ou en valeur calorifique par unité de surface), en fonction de l'intensité d'irrigation q (rapport du volume d'eau à la surface irriguée) est connue (fig.7.2). Cette fonction,

nulle à l'origine, est d'abord croissante, passe par un maximum pour $q=q''$, et décroît au-delà. Quelle est alors la meilleure utilisation des ressources disponibles, à savoir Q^o et S^o ? En d'autres termes, pour quelles valeurs de Q et de S obtient-on un revenu maximum? Ce problème consiste à maximiser le revenu R égal à:

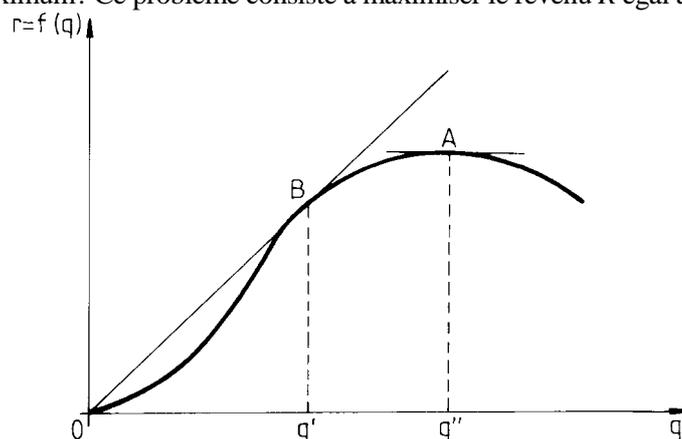


Fig. 7.2. Revenu spécifique en fonction de l'intensité d'irrigation.

$$R = S \cdot r = S \cdot f\left(\frac{Q}{S}\right),$$

avec les contraintes:

$$Q \leq Q^o,$$

$$S \leq S^o,$$

ou encore, transformant les inégalités en égalités, grâce à l'introduction de deux inconnues auxiliaires.

$$\text{Max} \left[S f\left(\frac{Q}{S}\right) \right],$$

avec les contraintes:

$$Q + \theta^2 = Q^o,$$

$$S + \omega^2 = S^o,$$

où θ et ω sont les deux inconnues auxiliaires.

Introduisons le lagrangien L relatif à ce programme:

$$L(S, Q, \theta, \omega, \lambda, \mu) = Sf\left(\frac{Q}{S}\right) + \lambda(Q + \theta^2 - Q^0) + \mu(S + \omega^2 - S^0),$$

où λ et μ sont les multiplicateurs de Lagrange relatifs aux contraintes.
On peut remarquer que lorsque les deux contraintes sont satisfaites:

$$L(S, Q, \theta, \omega, \lambda, \mu) = Sf\left(\frac{Q}{S}\right).$$

Ceci étant noté, on sait qu'une condition nécessaire pour que la fonction L qui dépend de plusieurs variables atteigne un extremum est que l'ensemble de ses dérivées partielles premières soient nulles, c'est-à-dire que:

$$\frac{\partial L}{\partial S} = f\left(\frac{Q}{S}\right) - \frac{Q}{S} \frac{df\left(\frac{Q}{S}\right)}{dq} + \mu = 0,$$

$$\frac{\partial L}{\partial Q} = \frac{df\left(\frac{Q}{S}\right)}{dq} + \lambda = 0,$$

$$\frac{\partial L}{\partial \lambda} = Q + \theta^2 - Q^0 = 0,$$

$$\frac{\partial L}{\partial \mu} = S + \omega^2 - S^0 = 0,$$

$$\frac{\partial L}{\partial \theta} = 2\lambda\theta = 0,$$

$$\frac{\partial L}{\partial \omega} = 2\omega\mu = 0.$$

D'après les troisième et quatrième équations, à l'optimum de L les deux contraintes posées sont satisfaites et L est donc égal au revenu comme nous l'avons vu plus haut. Le problème de la recherche de l'optimum du revenu sous contraintes, problème que nous ne savons a priori pas résoudre, se confond donc avec la recherche de l'optimum du Lagrangien, problème que nous savons résoudre.

Si nous éliminons les deux inconnues auxiliaires et les multiplicateurs de Lagrange entre les six équations annulant les dérivées partielles que nous venons d'écrire, il vient:

$$\frac{df\left(\frac{Q}{S}\right)}{dq} \sqrt{Q^o - Q} = 0. \quad (7.1)$$

$$\left[f\left(\frac{Q}{S}\right) - \frac{Q}{S} \frac{df\left(\frac{Q}{S}\right)}{dq} \right] \sqrt{S^o - S} = 0. \quad (7.2)$$

Pour qu'un produit soit nul, il suffit que l'un de ses facteurs soit nul. L'équation (7.1) s'annule lorsque:

$$Q = Q^o,$$

ou lorsque:

$$\frac{df(q)}{dq} = 0 \quad \text{soit lorsque} \quad q = \frac{Q}{S} = q''.$$

De la même façon, l'équation (7.2) s'annule lorsque:

$$S = S^o$$

ou lorsque:

$$f(q) - q \frac{df(q)}{dq} = 0$$

soit lorsque:

$$q = \frac{Q}{S} = q' \neq q''.$$

En effet, la droite OB est tangente en B , d'abscisse q' , à la courbe représentative de la fonction f (fig.7.1). La pente de la droite OB est donc alors égale à la dérivée de la fonction f :

$$\frac{f(q)}{q} = \frac{df(q)}{dq}.$$

Annulons (7.1) en faisant $Q/S = q''$. Alors, l'équation (7.2) sera nécessairement annulé par $S = S^o$ puisque q' est différent de q'' . Il est

cependant nécessaire que $Q = q''S^0$ soit inférieur à Q^0 pour que la quantité sous le radical de l'équation (7.1) soit positive.

Donc, si $q''S^0$ est inférieur à Q^0 , c'est-à-dire si Q^0 / S^0 est supérieur à q'' la solution optimale sera:

$$S = S^0,$$

$$Q = q''S^0.$$

La surface cultivable est le facteur limitant, elle est entièrement utilisée, alors qu'une partie de l'eau disponible ne l'est pas.

Annulons maintenant l'équation (7.2) en faisant $Q / S = q'$. Alors, l'équation (7.1) sera nécessairement annulé par $Q = Q^0$ puisque la dérivée de f en q' est différente de zéro. Il est cependant nécessaire que $S = Q / q'$ soit inférieur à S^0 pour que la quantité sous le radical de l'équation (7.2) soit positive. Donc, si Q^0 / q' est inférieur à S^0 , c'est-à-dire si Q^0 / S^0 est inférieur à q' , la solution optimale sera:

$$S = Q^0 / q',$$

$$Q = Q^0.$$

Le volume d'eau disponible est le facteur limitant, il est entièrement utilisé, alors qu'une partie de la surface disponible ne l'est pas.

Enfin, il est possible d'annuler les équations (7.1) et (7.2) en faisant $Q = Q^0$ et $S = S^0$. Ce sera la solution optimale si Q^0 / S^0 est supérieur à q' et inférieur à q'' . Dans ce cas, l'ensemble du périmètre est irrigué avec la totalité de l'eau, il y a donc pas de facteur limitant. L'ensemble des résultats est récapitulé dans le tableau 7.3.

Tableau 7.3

Récapitulation des résultats

Q^0 / S^0	Q	S	$q = Q / S$
$< q'$	Q^0	Q^0 / q'	q'
$> q'$ et $< q''$	Q^0	S^0	Q^0 / S^0
$> q''$	$q'' S^0$	S^0	q''

Chapitre VIII

LES RÉSEAUX D'ADDUCTION D'EAU POTABLE ET L'ÉPURATION DES EFFLUENTS DOMESTIQUES

En milieu urbain, et de plus en plus fréquemment en milieu rural, l'eau est livrée aux utilisateurs sous pression grâce à un réseau de distribution. L'eau ainsi distribuée sert à la satisfaction de la demande domestique (correspondant à différents usages: boisson, cuisine, hygiène, lavage etc...) mais aussi de demandes municipales (nettoyage des rues, lutte contre l'incendie, jets d'eau et fontaines etc...), de demandes collectives (hôpitaux, écoles) et éventuellement de demandes industrielles ou agricoles. Les réseaux d'adduction qui répartissent l'eau entre les différents usages se prolongent le plus souvent en aval des lieux d'utilisation par des réseaux d'assainissement qui rassemblent et évacuent les eaux usées.

Les réseaux de distribution d'eau constituent l'un des premiers exemples d'automatisation à l'échelle industrielle. Ils ont en particulier remplacé les porteurs d'eau dont l'activité était essentiellement orientée vers les utilisateurs susceptibles de rémunérer leurs services. A Paris ils disparurent en 1875. Le prix du mètre cube d'eau livré à domicile est ainsi passé d'environ 25 fois le salaire horaire d'un manoeuvre en 1856, à environ 0,2 fois le salaire horaire d'un manoeuvre en 1950 (Fourastié, 1968).

Le portage, sinon les porteurs d'eau, se manifeste sous une forme nouvelle à travers la vente d'eaux embouteillées, minérales ou de table. Plus de deux milliards de litres d'eau en bouteille sont vendus chaque année en France. Cette eau est utilisée en tant qu'eau potable et il est intéressant de noter que son prix est près de mille fois supérieur à celui de l'eau potable des réseaux de distribution.

La réalisation et la conduite d'un ensemble d'adduction et d'assainissement, véritable réseau hydrographique artificiel, entre un ou plusieurs sites de captage de l'eau dans le milieu naturel et un ou plusieurs points de rejet dans le milieu naturel, posent de très nombreux problèmes de nature très diverses (Koch, 1966; Imhoff, 1974). Nous n'aborderons ici que quelques aspects normatifs ou statistiques de ces problèmes.

La qualité de l'eau distribuée est dans doute l'un principaux problèmes posés. Les exigences et les tolérances concernent les caractéristiques physiques,

chimiques et bactériologiques de l'eau distribuée sont très diverses selon les usages auxquels elle est destinée. Il est à cet égard fondamental de bien distinguer usages et utilisateurs de l'eau (Erhard-Cassegrain et Margat, 1983). Comme c'est une même eau qui sera distribuée par le réseau, il est nécessaire qu'elle soit satisfaisante pour l'ensemble des usages. Le seul compromis possible est l'alignement sur les normes de potabilité, nécessaires pour la boisson, la cuisine et les soins corporels et suffisantes, souvent très largement, pour la plupart des autres usages.

En raison des coûts de production d'eau potable à partir d'eau brute, on a souvent proposé l'implantation d'un double réseau, l'un d'eau potable destinée à satisfaire les usages nobles (boisson etc.), l'autre d'eau plus sommairement traitée destinée à satisfaire les usages moins nobles (chasses d'eau etc.). Cette solution se heurte à des obstacles économiques (il faudrait créer et entretenir deux réseaux au lieu d'un) et sanitaires car il serait dangereux d'introduire dans les habitations une source potentielle de contamination. Lorsqu'elle a été adoptée (à Paris et à Lille par exemple), le réseau d'eau non potable est strictement limité aux utilisations municipales ou industrielles.

Qu'est-ce qu'une eau potable? Selon l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS, 1972), l'eau destinée à la consommation urbaine ne doit contenir en quantités dangereuses, ni substances chimiques, ni germes nocifs pour la santé, et doit en outre être aussi agréable à boire que les circonstances le permettent. Cette définition doit être traduite en termes permettant de déterminer si une eau est potable ou non. C'est là l'objet des normes de potabilité, approche quantitative de la notion qualitative de potabilité. Ces normes s'appliqueront à un certain nombre de grandeurs jugées pertinentes en la matière.

Les éléments chimiques majeurs présents dans les eaux sont rarement dangereux pour la santé humaine, au moins aux concentrations où ils se trouvent habituellement. Bontoux (1983) cite une limite physiologique de 8 g/l pour la minéralisation des eaux destinées à la boisson mais il faut noter que les propriétés organoleptiques de telles eaux (en particulier leur goût) les feraient le plus souvent rejeter. Il faut faire cependant une mention particulière pour les nitrates qui au-delà d'une concentration de l'ordre de 100 mg/l peuvent provoquer la méthémoglobinémie infantile. Une certaine minéralisation est cependant souhaitable pour l'eau de boisson (l'eau distillée est dangereuse à boire!). Il faut noter qu'une corrélation statistique inverse a été notée dans plusieurs pays entre la dureté de l'eau et les taux de mortalité imputables aux maladies cardio-vasculaires (OMS, 1972a). La tendance actuelle est de rechercher, au-delà des normes, des niveaux-guides, c'est-à-dire des concentrations considérées comme pleinement satisfaisantes. Cela peut être illustré par les effets de l'iode ou du fluor qui peuvent provoquer des troubles en raison de leur absence ou de leur surabondance, troubles concernant respectivement la glande thyroïde et les dents.

Les métaux lourds (plomb, mercure, cadmium) et les micropolluants organiques (pesticides) proviennent de rejets industriels, d'épandages agricoles ou même des ordures ménagères (piles électriques notamment). Ils peuvent affecter la santé humaine même s'ils sont présents dans les milieux aquatiques en faible concentration. Ces matières sont en effet susceptibles de s'accumuler dans l'organisme humain. Cet effet d'accumulation s'observe également le long des chaînes alimentaires du milieu aquatique et l'empoisonnement provient souvent d'avantage de la consommation de poissons par exemple que de la consommation d'eau. Si l'on connaît les effets extrêmes de certaines de ces matières (saturnisme pour le plomb, maladie de Minamata pour le mercure, itaï-itaï pour le cadmium), leur action à long terme, en particulier leurs éventuels effets cancérigènes ou tératogènes, il reste très délicat de décréter des normes concernant ces matières parce que ces normes ne s'appliquent qu'à des concentrations, alors que ce sont les doses absorbées qui sont importantes et que de plus l'eau n'est pas, loin de là, le seul vecteur de ces polluants.

Les fièvres entériques (fièvre typhoïde, fièvres paratyphoïdes) sont des affections provoquées par des bactéries du genre *Salmonella*. La fièvre typhoïde est une maladie très grave, dont la mortalité peut atteindre 10 à 20%. Les fièvres paratyphoïdes sont moins graves, plus courtes et moins meurtrières. Les déjections des individus atteints sont la source primaire de la contamination, l'eau en est le véhicule, directement ou par contamination de la nourriture, des ustensiles de cuisine, etc. Ces bactéries sont résistantes et peuvent survivre plusieurs semaines dans les eaux naturelles (alors que les stations d'épuration réduisent considérablement la plupart des populations bactériennes, les salmonelles sont peu touchées). L'effet du traitement des eaux distribuées au public (filtration, chloration) sur l'occurrence des fièvres entériques est abondamment prouvé depuis bien longtemps (fig.8.1).

Le choléra est également causé par une bactérie. Celle-ci est du genre *Vibrio*. C'est une maladie d'origine essentiellement hydrique, ainsi que cela a été prouvé depuis les investigations menées à Londres en 1854 lors de l'épidémie de *Broad Street Pump*. La mortalité peut atteindre 50%. Quoique de nombreuses bactéries très proches du vibron du choléra existent dans les sols et les eaux, il semble probable que l'homme seul perpétue la maladie et que le vibron du choléra ne peut survivre longtemps hors de son hôte humain. La survie du vibron du choléra est variable, plus courte dans les eaux polluées que dans les eaux pures, dans les eaux chaudes que dans les eaux froides. Au laboratoire, pour des températures de 10 à 20°C, 99,9% des vibrions cultivés dans des eaux de rivières périssent en moins d'une semaine.

On ne contrôle généralement pas la présence des bactéries pathogènes dans les eaux. Elles ne sont éventuellement présentes qu'en petit nombre et il est difficile de les mettre en évidence.

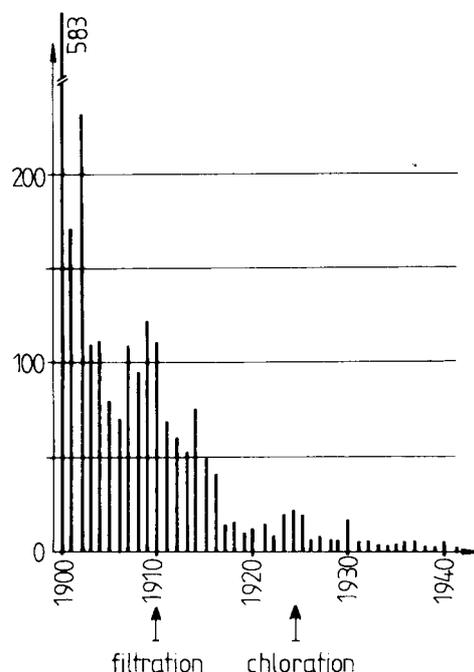


Fig. 8.1. Taux de fièvre entériques par 10000 habitants à Portsmouth (G-B) de 1900 à 1940, d'après Taylor (1958).

On recherche plutôt des preuves de pollution fécale, pollution à laquelle les bactéries pathogènes sont toujours associées lorsqu'elles sont présentes. Le principal indicateur de pollution fécale utilisé est une bactérie coliforme, *Escherichia coli*, et c'est généralement à cet indicateur que s'appliquent les normes de potabilité.

Des maladies telles que la dysenterie amibienne, la dracunculose, la schistosomiase sont également intimement liées à l'eau (cf. chapitre 2) et sont causées par des protozoaires ou des helminthes. Ces maladies ne sont pas seulement dues à l'absorption d'eau contaminée et doivent être combattues sur un plan plus large, mais leurs vecteurs doivent bien entendu ne pas être présents dans l'eau potable.

Les normes de potabilité sont diverses selon les pays (CEE, 1975; OMS, 1972; OMS, 1971; Santé Canada, 1974). Cette diversité ne doit pas étonner puisque les normes ne sont qu'une approche de la potabilité, approche qui dépend évidemment des moyens (médicaux, analytiques, économiques...) disponibles à un moment et en un lieu donné. En France, les normes de potabilité applicables sont désormais celles édictées en 1975 par la Communauté Economique Européenne (tab.8.1). La fabrication d'eau potable à partir d'eau brute (rivière, nappe) exige souvent l'utilisation de techniques

(filtration, floculation, chloration etc.) destinées à les amener au niveau désiré (Degremont, 1972). Malgré les efforts déployés, en raison notamment d'une surveillance insuffisante des réseaux, la qualité de l'eau distribuée demande encore à être améliorée, même dans les pays développés, particulièrement dans les régions rurales (James et al., 1981).

Nous venons d'examiner le problème de la qualité de l'eau distribuée par les réseaux. Sans sous-estimer cet aspect des choses, il faut bien se convaincre que disposer d'eau en quantité suffisante apparaît bien souvent comme un impératif supérieur à celui de disposer d'eau de très bonne qualité (Bontoux, 1983). Il est donc également nécessaire d'examiner le problème des débits et des volumes nécessaires à la satisfaction des différentes demandes et nous remarquerons au passage que l'eau représente le principal élément du bilan matière des villes modernes. Nous définirons tout d'abord les termes du bilan volumétrique d'un réseau.

Tableau 8.1

Normes de potabilité des eaux, CEE (1975), document AFB Seine-Normandie (1976 b)

Variables	Niveau guide	Concentration maximale admissible	Concentration minimale requise
Ph	6,5-8,5	9,5	6,0
Conductivité $\mu\text{S/cm}$	400	1250	
Minéralisation totale résidu sec mg/l		1500	
Dureté totale degrés français	35		10
Calcium mg/l	100		10
Magnésium mg/l	30	50	5
Sodium mg/l	< 20	100	
Potassium mg/l	≤ 10	12	
Aluminium mg/l		0,05	
Alcalinité mg/l COH_3	30		
Sulfates mg/l SO_4	5	250	
Chlorures mg/l Cl^-	5	200	
Nitrates mg/l NO_3		50	
Nitrites mg/l NO_2		0,1	
Ammoniaque mg/l NH_4^+	0,05	0,5	
Substances extractibles au Chloroforme mg/l	0,1		
Oxygène dissous	5		
Oxydabilité mg/l KMnO_4	1	5	
DBO ₅ mg/l		50% teneur initiale en O_2 dissous	

Tableau 8.1 (suite)

Argent µg/l		10	
Arsenic µg/l		50	
Baryum µg/l		100	
Cadmium µg/l		5	
Cyanures CN ⁻ µg/l		50	
Chrome total µg/l		50	
Cuivre µg/l		50	
Fluor µg/l		700 - 1500	
Fer µ g/l	100	300	
Mercure µg/l		1	
Manganèse µg/l	20	50	
Nickel µg/l	5	50	
Phosphore µg/l	300	2000	
Plomb µg/l		50	
Sulfure d'Hydrogène S ⁻ µg/l		absence	
Antimoine µg/l		10	
Sélénium µg/l		10	
Zinc µg/l		100	
Huiles minérales µg/l		10	
Hydrocarbures aromatiques µg/l		0,2	
Indice phénol C ₅ H ₆ OH µg/l		0,5	
Détergents anioniques Lauryl-Sulfates µg/l		100	
Pesticides totaux µg/l		0,5	

Facteurs microbiologiques:

Variables	Concentrations maximales admissibles (eaux désinfectées)
Coliformes totaux/100ml	0
Coliformes fécaux/100 ml	0
Streptocoques fécaux/100 ml	0
Clostridium sulfite réducteurs/20 ml	2
Salmonelles/5000 ml	0
Staphylocoques pathogènes/100 ml	0
Bactériophages fécaux/100 ml	0
Virus antéropathogènes	0
Protozoaires	absence

Le volume produit, souvent abusivement désigné comme le besoin en eau, est le volume extrait du milieu naturel. Le volume de la demande est le volume effectivement livré aux différents utilisateurs. Ces volumes sont différents en raison des pertes parfois très importantes se produisant au niveau de la production et surtout à celui de la distribution (fuites des réseaux). On exprime souvent ces

volumes par habitant et par unité de temps. Le mètre cube par an et par habitant ou le litre par jour et par habitant sont des unités commodes. Les valeurs moyennes présentées dans les tableaux statistiques ne doivent pas faire oublier les fluctuations journalières et saisonnières de la demande. Le rapport entre la pointe et le creux au niveau journalier est de l'ordre de cinq et peut atteindre deux entre l'été et l'hiver.

Il n'est pas possible de fournir des normes précises de production ou de demande en eau. Les valeurs relevées varient énormément selon de nombreux facteurs parmi lesquels il faut noter la taille des agglomérations, leur industrialisation et l'état des réseaux. Les chiffres des tableaux 8.2 et 8.3 doivent donc être compris comme des repères ou des ordres de grandeurs. Dans les pays en voie de développement, l'approvisionnement est beaucoup plus faible (tab.8.4) atteignant 5l/j/habitant dans sept pays, ce qui semble être le minimum nécessaire au maintien de la vie.

Tableau 8.2

Ordres de grandeur de la demande en eau en France selon la taille des agglomérations. Les valeurs minimales et maximales sont exprimées en m³/an/hab., d'après anonyme (1965)

Population de l'agglomération		Demande				Pertes	Production
		Domestique	Collective	Industrielle	Municipale		
5. 000	min	10	0	0	0	2	12
	max	30	5	5	10	10	50
10. 000	min	10	0	0	0	4	24
	max	30	5	5	10	12	62
20. 000	min	15	5	5	5	5	30
	max	40	10	10	20	15	75
100. 000	min	15	5	5	5	7	42
	max	40	10	10	20	17	87

Tableau 8.3

Demande en eau de diverses ville européennes, d'après Commission Economique pour l'Europe (1974)

Localité	Nombre d'habitants (en milliers)	Demande moyenne (l/hab/jour)	Pourcentage d'habitants raccordés au réseau
2	3	4	5
Amsterdam	870,0	177	100
Athènes	1800,0	128	90
Barcelone	1660,0	262	98
Belgrade	740,0	248	95
Berlin Est	1065,0	293	97

Tableau 8.3 (suite)

2	3	4	5
Berlin Ouest	2177,0	186	100
Berne	170,0	400	99
Birmingham	128,0	655	100
Bratislava	258,5	348	93
Brno	322,8	259	90,5
Bordeaux	254,0	310	90
Bruxelles	1187,4	132	99,5
Dublin	726,0	227	100
Edimbourg	468,0	275	100
Essen	731,0	188	99,8
Glasgow	1050,0	369	100
Hambourg	1853,0	191	97
Helsinki	517,0	404	90
Istanbul	1600,0	156	94
Copenhague	710,9	215	100
Leipzig	585,6	194	99
Lisbonne	900,0	160	90
Londres	6249,5	263	-
Madrid	2464,3	305	100
Milan	1671,4	530	90
Munich	1165,8	337	98
Moscou	6300,0	600	96
Oslo	485,6	593	99
Paris	2811,0	500	-
Pilzen	141,0	320	93,9
Stockholm	805,0	375	89
Varsovie	1222,0	235	83,8
Turin	1100,0	360	100
Vienne	1550,0	300	94
Zagreb	518,0	175	-
Zurich	444,0	443	-

Tableau 8.4

Approvisionnement en eau des pays en voie de développement, valeurs en l/j/habitant, d'après OMS (1973)

Région OMS	Mini	Maxi
Afrique	15	35
Asie du sud-est	30	70
Pacifique Occidental	30	95
Méditerranée Orientale	40	85
Algérie, Maroc, Tunisie	20	65
Amérique Latine et Antilles	70	100

Tableau 8.4 (suite)

Moyenne mondiale des pays		
---------------------------	--	--

en voie de développement	35	90
--------------------------	----	----

Ces chiffres traduisent une pénurie qui est le reflet de l'insuffisance notoire des réseaux (Saunders et Warford, 1976) et ils justifient les efforts actuellement déployés dans le cadre de la décennie de l'eau potable. Cette pénurie et la mauvaise qualité de l'eau utilisée rappellent la situation qui existait dans de nombreuses régions de France au cours du 19^{ème} siècle (Weber, 1983).

Les pertes évoquées au niveau de la production existent également au niveau des utilisateurs. Une enquête des services techniques de la ville de Paris (Anonyme, 1979) signale 38% de pertes dans les immeubles, 61% dans les bureaux, 75% dans les écoles (pourcentage par rapport à la demande de ces établissements).

Il n'est pas possible de différencier les usages de l'eau pour les utilisateurs industriels, agricoles ou municipaux reliés aux réseaux, usages qui dépendent trop de conditions particulières. Par contre, quelques enquêtes permettent d'aborder cette différenciation pour les utilisations domestiques.

Pour revenir aux considérations économiques que nous évoquions au début de ce chapitre, le prix de l'eau distribuée par les réseaux présente des fluctuations qu'il est difficile d'expliquer par des différences de coût de production et de distribution, et auxquelles se sont intéressées aussi bien les associations de consommateurs (UFC, 1978) que l'administration. Le problème doit être replacé dans le contexte institutionnel de la distribution de l'eau. Celle-ci est de la responsabilité des communes qui peuvent néanmoins en confier plus ou moins complètement l'exercice à des compagnies privées par divers types de contrats (concession, affermage, gérance, régie intéressée). Plus de la moitié des français sont desservis par des réseaux gérés par ces sociétés privées et deux grands groupes, la Compagnie Générale des Eaux (CGE) et la Société Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage (SLEE) contrôlent près de 85% de ce secteur (Bodelle et Margat, 1980). Bien de consommation locale, pratiquement impossible à transporter sur de longues distances pour des raisons de coût, l'eau potable est un produit qui échappe aux lois habituelles du marché. Il faut enfin noter qu'en raison probablement de son (relativement) faible prix, on n'observe guère d'élasticité de la demande relativement au prix, ce qui ne permet pas au tarif d'orienter le comportement des utilisateurs, à l'encontre de ce que l'on observe par exemple pour l'électricité.

Généralement, une faible fraction de l'eau livrée aux utilisateurs est consommée, c'est-à-dire non restituée au réseau d'assainissement situé en aval des utilisateurs. Par contre, après utilisation, la qualité de l'eau est profondément modifiée. L'eau usée est généralement échauffée et contient des sels et surtout des matières organiques. Les matières organiques contenues dans les eaux usées sont susceptibles de se dégrader par oxydation biologique ou

chimique. Deux grandeurs sont couramment utilisées pour apprécier ce potentiel de consommation d'oxygène.

La demande biochimique en oxygène (DBO) est la quantité d'oxygène consommée par les bactéries aérobies qui décomposent les matières organiques contenues dans l'eau. On la mesure pendant cinq jours, au laboratoire, dans des conditions normalisées (absence de lumière, température maintenue à 20°C) par différence entre la teneur initiale et la teneur finale en oxygène dissous. Pour les eaux très chargées en matières organiques, on a recours à des dilutions préalables des échantillons. La DBO s'exprime en mg/l d'oxygène consommé en cinq jours.

La demande chimique en oxygène (DCO) est également mesurée au laboratoire, dans des conditions normalisées. Mais ici l'oxydation des matières contenues dans l'échantillon est réalisée grâce à un oxydant puissant (biochromate ou permanganate de potassium). Elle s'exprime également en mg/l d'oxygène consommé. Dans les eaux usées d'origine domestique la DCO est généralement de l'ordre du double ou du triple de la DBO5. Les agences de bassin évaluent à partir de la DBO5 et de la DCO les matières oxydables (MO) par l'expression:

$$MO = (2DBO5 + DCO) / 3 .$$

On mesure de plus couramment sur les eaux usées leur teneur en matières en suspension (MES).

L'équivalent-habitant est une estimation de la charge polluante, en termes de matières oxydables, de matières en suspension et de matières azotées ou phosphatées, rejetée chaque jour par un individu (Divet et Schulhof, 1980). Ce n'est pas une unité au sens où on l'entend en physique et il n'en existe pas d'étalon. Le bureau international des poids et mesures ne s'en plaindra pas! Sa définition a été précisée par un arrêté du 30 Décembre 1981 (AFB Adour Garonne, 1982) et il correspond à:

- 90 g/jour de matières en suspension (MES);
- 57 g/jour de matières oxydables (MO);
- 15 g/jour d'azote Kjeldahl (azote ammoniacal et organique);
- 4 g/jour de phosphore total.

L'équivalent-habitant se retrouvera dans les eaux usées véhiculées par les égouts, plus ou moins dilué selon la demande en eau spécifique. Les eaux d'égout brutes parvenant à la station d'Achères qui traite les eaux usées de la région parisienne, présentent des teneurs de l'ordre de 240 mg/l en DBO5 (AFB Seine - Normandie, 1978). En Amérique du nord, où la charge polluante per capita est comparable mais où la demande en eau spécifique est plus importante, ces teneurs seraient plus faibles.

Sur un total de 80 millions d'équivalents-habitants de pollution brute produite sur l'ensemble du territoire (comprenant les rejets domestiques et les rejets industriels), 65 transitent par les réseaux d'assainissement des communes et 30 font l'objet d'une épuration avant d'être rejetés dans le milieu naturel (Secrétariat à l'Environnement, 1983). Nous nous intéressons ici aux stations d'épuration classiques destinées à traiter, plus ou moins complètement, la charge surtout organique d'effluents urbains et industriels (fig.8.2).

Dans ce cadre la charge des effluents est rapportée à la teneur en matières en suspension (MES) qui comprennent des matières organiques et des matières non organiques et à la teneur en matières oxydables (MO) mesurées non décantables. L'épuration peut comprendre trois stades, primaire, secondaire et tertiaire auxquels il convient d'ajouter le traitement des boues.

Le traitement primaire ne fait appel qu'à des procédés de séparation physique et vise à un premier dégrossissage. Il débute généralement par un dégrillage où des grilles arrêtent les déchets les plus volumineux et se poursuit par une décantation sommaire destinée à séparer les éléments les plus denses qui se déposent (dessablement) et les éléments les plus légers qui flottent (écumage). Ces phases sont suivies d'une seconde décantation, beaucoup plus approfondie.

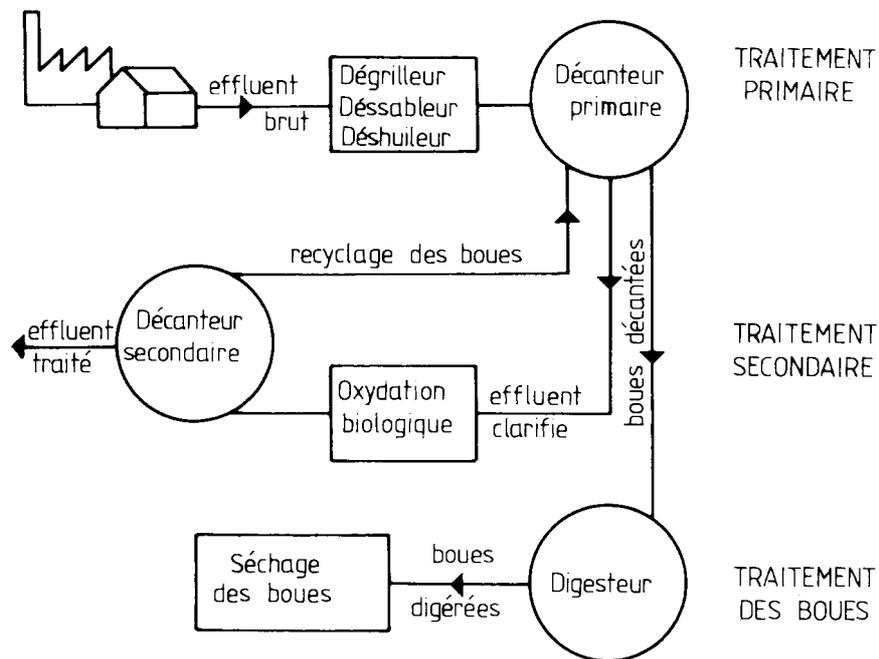


Fig. 8.2. Schéma d'une station d'épuration.

Elle a lieu dans le décanteur primaire où la vitesse de l'eau est pratiquement annulée compte tenu d'un important temps de séjour (plusieurs heures). Les boues primaires ainsi produites sont évacuées par gravité ou par raclage vers un traitement spécifique cependant que l'effluent clarifié est dirigé vers le traitement secondaire. Bien conduit, un traitement primaire peut éliminer jusqu'à 75% des matières en suspension et 35% des matières oxydables.

Le traitement secondaire est essentiellement une oxydation biologique des matières dissoutes. Les agents de cette oxydation sont des micro-organismes, en particulier des bactéries aérobies, susceptibles de se nourrir des matières organiques présentes dans les eaux usées. Les installations de traitement secondaire se présentent donc comme de très vastes cultures bactériennes où l'on met en contact une population bactérienne et l'effluent à traiter en présence d'oxygène. Deux familles de procédés sont utilisées pour ce type de traitement: le procédé des lits bactériens et le procédé des boues activées. Dans le procédé des lits bactériens l'effluent s'écoule sur un empilement de matériaux en grains ou en fragments, qui supportent les colonies microbiennes, en présence d'un contre courant d'air (ces dispositifs présentent quelques analogies avec les sols, qui possèdent un important pouvoir épurateur). Dans le procédé des boues activées les colonies microbiennes se développent au sein même du liquide qui doit être constamment agité et surtout abondamment aéré. Dans les deux procédés les bactéries cassent les molécules organiques complexes en molécules plus simples, en métabolisent une partie et en absorbent une autre sur leur surface. Ces amas de bactéries et de molécules absorbées constituent les boues qui se déposeront dans le décanteur secondaire et seront éventuellement recyclées au niveau du décanteur primaire.

Les boues, issues des traitements primaires et secondaires, sont des matières contenant une forte proportion d'eau et de la matière organique vivante ou morte. Ces matières doivent à leur tour être traitées, par oxydation (en milieu aérobie) ou par digestion (en milieu anaérobie) puis séchées ou incinérées. La valorisation de ces boues, notamment dans l'agriculture, demeure problématique et il faut le plus souvent, lorsqu'elles n'ont pas été incinérées, les stocker dans des décharges.

On désigne sous le terme général de traitement tertiaire tout traitement allant au-delà du stade secondaire. Il s'agit en pratique soit d'éliminer, au moins partiellement, les substances fertilisantes contenues dans l'effluent, soit de stériliser ce dernier. En effet l'épuration menée au stade secondaire fournit, lorsqu'elle est bien menée, un effluent qui a perdu l'essentiel de ses matières en suspension et jusqu'à 80% de ses matières oxydables. Par contre, il a gagné une certaine quantité de matière minérales issues des processus de dégradation de la matière organique. Rejeter dans le milieu naturel ces matières, phosphates et nitrates en particulier, qui sont directement assimilables par le phytoplancton, peut provoquer en aval des proliférations planctoniques génératrices de

nouvelles pollutions organiques. La station d'épuration n'aurait alors servi, et c'est que l'on observe quelquefois, qu'à déplacer vers l'aval le lieu de la pollution. C'est pour remédier à cela que l'on tente parfois, surtout en amont des milieux particulièrement sensibles que sont les lacs, d'éliminer par voie chimique les fertilisants. Les résultats sont généralement bons pour les phosphates mais très insuffisants pour les nitrates.

Les installations d'épuration que nous venons de décrire sommairement sont spécifiques aux rejets à dominante organique tels que les rejets urbains. Elle ne peuvent travailler que sur des effluents dont le rapport DCO / DBO est compris entre 2 et 3 environ. Il faut en effet que les bactéries trouvent dans l'effluent un substrat adéquat. De plus l'effluent ne doit pas contenir de substances toxiques susceptibles d'inhiber ou de détruire les bactéries, auquel cas l'épuration se réduirait à une simple décantation. Enfin le rendement des stations d'épuration est très sensible à toute variation du débit et de la composition de l'effluent à traiter. Tous ces éléments font des stations d'épurations des installations très fragiles où les incidents et donc les baisses de rendement sont fréquents. Elles ne peuvent fonctionner de façon satisfaisante que conduites par un personnel compétent et expérimenté disposant d'un système de contrôle efficace. Ce n'est malheureusement pas le cas pour un trop grand nombre d'installations, en particulier les plus petites.

Chapitre IX

LA DEMANDE EN EAU INDUSTRIELLE

Pour la plupart des industries, l'eau est un facteur de production. Elle peut être utilisée comme matière première, et être incorporée au produit fini, ou intervenir comme auxiliaire au cours du processus de fabrication. Les utilisations industrielles de l'eau sont extrêmement diversifiées. Les propriétés physiques et chimiques très particulières de l'eau y sont évidemment mises à profit, mais c'est souvent sa relative abondance et son coût modique qui déterminent son usage pour des utilisations qui ne sont pas nécessairement spécifiques. Il faut enfin noter que chaque usager industriel utilise généralement l'eau dans le cadre de différentes utilisations.

9.1. UTILISATIONS INDUSTRIELLES DE L'EAU

Nous citerons, sans bien entendu prétendre à l'exhaustivité, quelques utilisations industrielles de l'eau. L'eau est une matière première dans le textile, la papeterie, la chimie et les industries alimentaires. L'eau sert au transport de matériaux au cours du processus de fabrication, dans la papeterie par exemple. L'eau permet de trier des matières par flottation ou décantation. On utilise parfois les propriétés de solvant de l'eau, comme dans les sucreries où l'on extrait ainsi le sucre des betteraves. L'eau est utilisée dans les aciéries pour le trempage des métaux. L'eau liquide permet de fabriquer de la vapeur d'eau dans les chaudières, vapeur utilisée pour la production d'énergie mécanique ou le transport de calories. L'eau est utilisée à des fins de refroidissement en particulier dans les centrales thermiques où elle joue le rôle de source froide mais aussi dans les industries chimiques et sidérurgiques. L'eau enfin est utilisée pour de nombreux lavages et pour évacuer, vers le milieu naturel, des déchets organiques, minéraux ou caloriques.

Une utilisation donnée nécessite un volume ou un débit d'eau. Mais cette utilisation ne peut généralement pas s'accommoder de n'importe quelle eau. L'aptitude d'une eau à satisfaire une utilisation s'apprécie selon des critères physiques, chimiques ou bactériologiques propres à cette utilisation. Certaines utilisations sont très sensibles aux variations de la quantité ou de la qualité de

l'eau qui leur est fournie. Leurs exigences sont alors bien connues. C'est le cas de l'eau destinée à la production de vapeur dans les chaudières (tab.9.1). Pour d'autres utilisations, moins sensibles, les exigences sont souvent beaucoup plus floues. Ce sera le cas de l'eau de refroidissement des centrales thermiques, utilisation que nous étudierons plus bas en particulier.

Tableau 9.1

**Conditions à remplir par l'eau de chaudière,
avec l'aimable autorisation de la Société Degremont (1972)**

Pression de marche	jusqu'à 15 bars			de 15 à 30 bars			de 30 à 45 bars		de 45 à 75 bars		de 75 à 100 bars	
	A	B	C	A	B	C	B	C	B	C	B	C
Type de chaudière ¹												
pH à 25°C												
maxi	12	12	12	11,7	11,7	11,7	11,2	11,2	11,2	11,2	10,8	10,8
mini	11	11	11	11	11	11	10,6	10,6	10,6	10,3	10,3	10,3
TAC en degrés français												
maxi	140	120	100	120	100	80	60	60	30	15	4	3,5
mini	25	25	25	25	25	25	20	20	10	7	-	-
Na ₃ PO ₄ en mg/l												
mini	-	-	100	100	100	100	70	70	40	30	13	13
SiO ₂ en mg/l												
maxi	200	200	200	150	150	120	60	60	40	15	4	3
—SiO ₂ (mg/l												
maxi	2,5	2,5	2,5	1,5	1,5	1,5	1	1	1	1	-	-
TAC en degrés français												
NaOH libre (mg/l												
maxi	-	-	-	-	-	-	240	240	30	30	8	8
Sels totaux en g/l												
maxi	8	8	8	5	5	4	2,5	2	1,5	1	0,75	0,5

¹ A: Chaudière à tubes de fumées;
B: Chaudière à tubes d'eau à circulation naturelle;
C: Chaudière à tubes d'eau à circulation artificielle.

Considérant une utilisation prise isolément (fig.9.1) la demande D est satisfaite par un prélèvement P dans le milieu extérieur et par un recyclage R_y d'eau déjà utilisée au cours de l'utilisation. Une partie de l'eau est consommée. Cette consommation correspond rarement à une disparition de la molécule d'eau elle-même (c'est cependant le cas pour certaines électrolyses) mais se compose généralement de l'eau incorporée au produit ainsi que de l'eau échappant aux circuits, le plus souvent sous forme de vapeur, au cours du processus d'utilisation. Une partie de l'eau R_y est recyclée après utilisation, une autre R_j est rejetée dans le milieu naturel.

$$D = P + R_y ;$$

$$P = C + R_j .$$

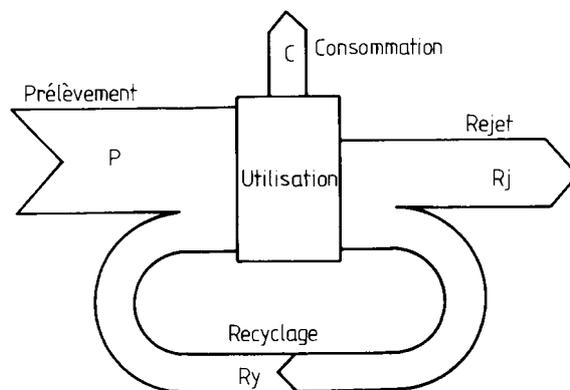


Fig. 9.1. Schéma de l'utilisation industrielle de l'eau.

On définit le taux de recyclage comme le rapport:

$$t = (D-P) / D.$$

Ce taux, nul lorsque le prélèvement est égal à la demande, tendrait vers 1 si le prélèvement tendait vers 0.

L'utilisation de l'eau dans l'industrie modifie, souvent profondément, ses caractéristiques physico-chimiques. On trouvera sur le tableau 9.2 une caractérisation générale des effluents de différentes industries. Les rejets, chargés de déchets organiques minéraux ou caloriques sont à l'origine de la pollution chronique des milieux aquatiques qu'il convient de ne pas confondre avec la pollution accidentelle, résultant de dysfonctionnements d'installations industrielles, de ruptures de circuits ou d'accidents de transport. En effet, même si ces deux types de pollution ont en commun de perturber plus ou moins gravement les écosystèmes aquatiques, ils ne le font pas de la même façon et surtout les moyens de lutter contre eux diffèrent considérablement.

Tableau 9.2

Caractéristiques des effluents des différents types d'industries et nature de produits rejetés, d'après Degrémont (1972), et AFB Seine-Normandie (1976 b), avec l'autorisation de Degrémont, document agence de l'eau Seine-Normandie

Industries	Caractères des effluents et produits polluants
Abattoirs	Forte concentration en matières organiques dissoutes et en suspension, sang, protéines, graisses.
Laiteries	Forte concentration en matières organiques dissoutes et principalement protéines, lactoses et graisses. Eaux très acides ou très alcalines.

Tableau 9.2 (suite)

Sucreries	Forte concentration en matières organiques dissoutes et en suspension (sucres et protéines).
Brasseries et distilleries	Teneurs élevées en matières organiques dissoutes contenant du sucre et de l'amidon fermenté. Matières azotées.
Levureries	Teneurs élevées en matières sèches (surtout organiques) et en DBO. Acidité forte.
Huileries et margarineries	Matières grasses abondantes, acidité et salinité élevées, DBO très élevée.
Féculeries	Teneurs élevées en DBO et en matières organiques dissoutes (amidon et sous-produits) , fortes teneurs en Potassium, Azote.
Industries chimiques et de synthèse	Argiles, limons et huiles provenant des opérations de lavage et des minerais. PH très acide, dérivés nitrés, forte DCO (fabrication de colorants et synthèse organique). Teneurs élevées en chlorures, forte DBO (fabrication de caoutchouc et polymères de synthèse).
Blanchisseries	Teneurs élevées en alcalinité et en matières organiques, détergents.
Industries textiles	Présence de solvants, colorants, sulfures, graisses, produits chimiques réducteurs: DBO très élevée. Eaux alcalines ou acides: éventuellement des pesticides.
Industries papetières	DCO et DBO élevées, matières organiques abondantes, matières en suspension abondantes, lignine, sulfites, fibres, alumine, titane, sels de Mercure, sulfures, produits phénoliques, mercaptans, dérivés de lignine. Eaux pouvant être très chargées en cyanures et en sulfures.
Sidérurgie	Graisses et huiles
Industrie mécanique	Eaux acides ou alcalines, chromatées, cyanurées, fluorées, Fer, Cuivre et Aluminium, tensio-actif, Cr, Cd, Cu, Pb, etc.
Traitement de surface des métaux	Acides, acide fluorhydrique, chlorure ferrique, matières en suspension, Fer, métaux lourds, Mercure.
Electronique	Mercure, Fluorures, SO ₂ , matières en suspension.
Electrochimie et électrometallurgie	

Tableau 9.2 (suite)

Energie nucléaire et matières radioactives	Eléments radioactifs, eaux chaudes
Raffineries, pétrochimie	Hydrocarbures aliphatiques et aromatiques, sulfures, matières en suspension peu de DBO.

La phénomène de pollution est multiforme. Il ne dépend pas que du rejet, mais aussi du milieu récepteur. Les nécessités administratives de la lutte contre la pollution, telle qu'elle est menée par les agences financières de bassin, ont cependant conduit à définir la pollution comme une grandeur. Subrepticement la qualité est devenue quantité. Cette grandeur est évaluée à partir de certaines caractéristiques des effluents. Nous avons déjà évoqué aux chapitres précédents les matières oxydables (MO), les matières en suspension (MES) et les matières azotées ou phosphorées. On y ajoute également:

- Les sels solubles. La teneur en sels solubles de l'eau rejetée est estimée par la mesure de la conductivité en mho/cm. La quantité de sels rejetée est représentée par le produit de cette conductivité par le volume d'eau rejeté.

- La toxicité mesurée en équitox. Par définition, une eau contient par mètre cube un nombre d'équitox égal au nombre de fois qu'il a fallu la diluer pour obtenir, dans des conditions normalisées, l'immobilisation en 24 heures de la moitié des daphnies (sorties de petits crustacés) qu'on y a introduites.

Ces différentes dimensions de la pollution ne recouvrent pas la totalité des sources de dégradation du milieu. Les rejets thermiques par exemple qui participent à la pollution considérée comme un phénomène, ne sont nulle part comptabilisés, du moins en France, dans la pollution considérée comme une grandeur.

Nous reviendrons au schéma de la figure 9.1 pour signaler qu'il pêche, lui aussi, par excès de simplicité. Il omet en effet les installations de traitement, destinées à amener l'eau à la qualité désirée pour l'utilisation, et les installations d'épuration destinées à limiter l'émission de rejets polluants. De plus, il isole arbitrairement une utilisation. Dans les usines, les réseaux d'eau sont souvent très complexes, les rejets d'une utilisation pouvant quelquefois servir à en alimenter une autre.

On observe, même pour une production précise, tant pour les volumes utilisés que pour les déchets rejetés, une très grande disparité entre usines. Un exemple en est donné sur les figures 9.2, 9.3 et 9.4, concernant le volume du prélèvement, le rejet de matières en suspension et le rejet de matières oxydables (prélèvement et rejets ramenés à une tonne de produit fini) pour trois productions de l'industrie papetière (d'après les données recueillies en 1972 auprès du Centre technique des papiers carton celluloses de Grenoble).

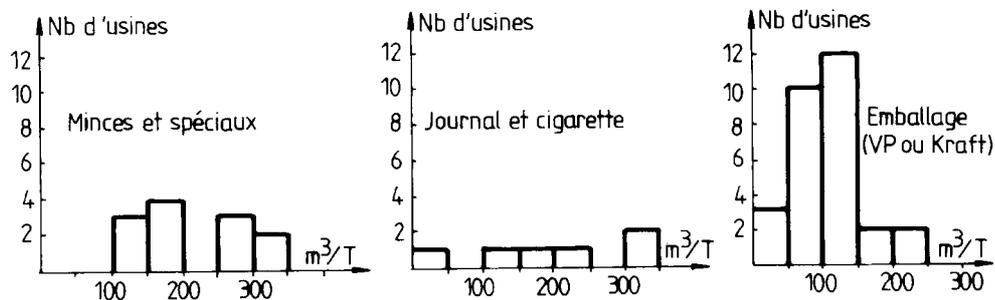


Fig. 9.2. Volume du prélèvement (en m³/tonne) pour différentes branches de l'industrie papetière.

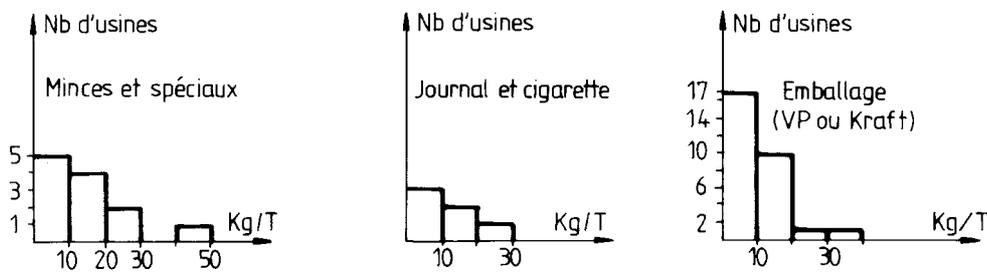


Fig. 9.3. Rejets de matières oxydables (en kg/tonne) pour différentes branches de l'industrie papetière.

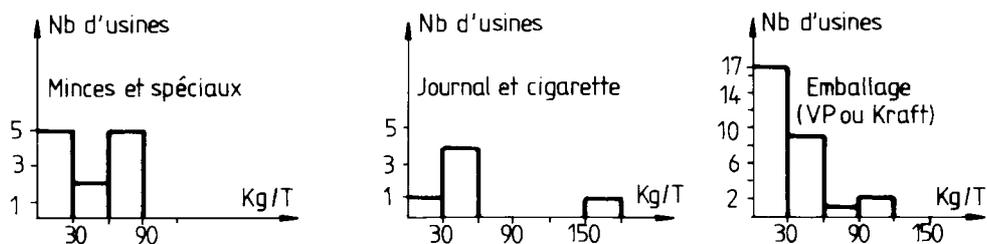


Fig. 9.4. Rejets de matières en suspension (en kg/tonne) pour différentes branches de l'industrie papetière.

On pourrait multiplier les exemples puisqu'on utilise de 2 à 350 m³ d'eau pour élaborer une tonne d'acier, de 1 à 12 m³ d'eau pour raffiner une tonne de pétrole brut.

Ces disparités s'expliquent par la diversité de procédés de fabrication, plus ou moins économes en eau, plus ou moins polluants. Elles sont aussi l'image d'une

évolution des technologies. On se préoccupe en effet de plus en plus des problèmes posés par l'alimentation en eau des industries et par l'évacuation de leurs eaux résiduaires. Cela est dû à la conscience de plus en plus aiguë de la nécessité de protéger les milieux aquatiques en tant que milieux naturels et/ou de rationaliser leur exploitation en tant que ressource.

Comme tout facteur de production, l'eau a un coût, correspondant au travail social nécessaire à son captage, à son transport et à sa transformation. Si le montant des investissements consacrés aux divers aménagements hydrauliques peut sembler considérable, il ne représente finalement qu'une part relativement faible des charges des industriels. Selon une étude de l'OTAM (1969), les redevances de prélèvement et de pollution, qui ne représentent il est vrai qu'une part des coûts liés à l'eau, ne s'élevaient dans l'industrie textile et papetière qu'un à deux pour cent de la valeur ajoutée réalisée par ces industries. Plus récemment (Erhard-Cassegrain et Margat, 1983) on cite des pourcentages allant de 0,005 à 2,58% des coûts de fabrication pour les coûts de l'eau employée dans les industries de l'acier, du savon, de l'essence, du carton et du sucre.

Après ce que nous venons de voir, il peut sembler hasardeux de vouloir définir d'une manière systématique tant les exigences en eau que les rejets des établissements industriels. Pour des problèmes précis, touchant à telle ou telle activité, on se reportera avec profit aux monographies spécialisées (Meinck, Stoff et Kolschütter, 1970; Degremont, 1972; Permo, 1981; AFB Seine Normandie, 1974). En ce qui concerne les évaluations administratives ou les études globales on est amené à considérer des situations et des valeurs moyennes. C'est par exemple ce qui a été réalisé par les agences de bassin dans l'élaboration de leurs tableaux de coefficients spécifiques de pollution, destinés à estimer forfaitairement la pollution des établissements industriels. On trouvera sur le tableau 9.3 ces coefficients spécifiques de pollution pour quelques activités industrielles, dont la papeterie, que nous avons évoquée plus haut.

C'est également ce que nous nous sommes risqués à faire dans le cadre d'une étude prospective relative à une demande en eau et aux rejets d'eaux usées dans le bassin Adour-Garonne (Dreyfus, Hubert et Romain, 1975 et 1976). Vingt deux branches industrielles ont été considérées, selon une division proche du classement de l'INSEE. Quatre utilisations de l'eau ont été reconnues; lavage, refroidissement, chaudière, fabrication. Les caractéristiques physico-chimiques de l'eau, tant en ce qui concerne les exigences à l'entrée que la description des rejets, ont été repérées selon quatre grandeurs: demande biologique en oxygène, matières en suspension, sels dissous, température. Les résultats de cette étude sont reproduits sur les tableaux 9.4 et 9.5. La demande en eau a été ramenée à l'emploi industriel.

Tableau 9.3

Fragment du tableau spécifiques de pollution pour l'estimation forfaitaire.

Document AFB Seine-Normandie

Catégories d'activités polluantes	N° d'ordre de l'activité polluante	Grandeur caractéristique de l'activité polluante (unité retenue)	Coefficients spécifiques de pollution	
			Matières en suspension totales	Matières oxydables
ÉQUARRISAGE - Procédé bouillon - Procédé à sec - Dégraissage des farines (sans aucun recyclage)	11.93	Kg de produit soumis à l'équarrissage	12	25
	11.94	Kg de produit soumis à l'équarrissage	1	2
	11.96	Kg de produit soumis au dégraissage	4	4
L - Conserveries de produits animaux et végétaux				
<i>Conserveries de produits d'origine végétale</i>				
a) Conserveries de légumes:				
- cas de petits pois et légumes féculents	12.00	Kg de petits pois en grains ou kg de produits entrant en fabrication	5	15
- cas des autres légumes	12.02	Kg de produit entrant en fabrication	5	3
- choucrouterie	12.05	Kg de choucroute produite	0.8	22
b) Conserverie de fruits, production de confiture et fruits au sirop	12.04	Kg de produit entrant en fabrication	7	4
<i>Conserveries et transformation de produits d'origine animale</i>				
a) Conserveries de viandes et usines de salaisons:				
1. Conserves de viande	12.20	Kg de carcasse entrant en fabrication	2	13

Tableau 9.3 (suite)

2. Salaisons	12.21	Kg de carcasse	2	5
--------------	-------	----------------	---	---

b) Ateliers polyvalents de boyauderie-triperie		entrant en fabrication		
1. Lavage et rinçage des produits	12.22	Kg de produit de boyauderie triperie entrant en fabrication	13	6
2. Échaudage, épilage et grattage	12.23	Kg de produit de boyauderie-triperie entrant en fabrication	52	36
3. Opérations complètes	12.24	Kg de produit de boyauderie-triperie entrant en fabrication	65	42
c) Conserveries de poissons. Préparation de poissons frais ou congelés en vue de la conserve (étêtage, éviscération, lavage, décongélation)	12.25	Kg de poissons entrant en fabrication	13	16
M - Industries alimentaires diverses				
INDUSTRIES ALIMENTAIRES DIVERSES				
- Confiserie, chocolaterie	13.05	Kg de produit fini	2.5	5.5
- Condiments	13.02	Emploi	1500	1500
- Café soluble	13.03	Emploi	3000	5000
- Activités non mentionnées ci-avant, correspondant aux n ^{os} I. N. S. E. E. 455, 456...	13.04	Emploi	100	50
N - Industrie et transformation du bois. Fabrication de papiers et cartons				
FABRICATION DE PÂTE A PAPIER				
<i>a) Avec destruction de liqueurs noires</i>				
- Pâte kraft écrue	14.00	Kg de pâte produite à 90% de siccité	10	40
- Pâte kraft blanchie. Pâte mi-chimique et pâte de paille	14.01	Kg de pâte produite à 90% de siccité	40	90

Tableau 9.3 (suite)

- Pâte au bisulfite	14.02	Kg de pâte produite à 90% de siccité	50	250
<i>b) Sans destruction des liqueurs noires</i>				

- Pâte kraft écrue	14.03	Kg de pâte produite à 90% de siccité	20	240
- Pâte kraft blanchie. Pâte mi-chimique et pâte de paille	14.04	Kg de pâte produite à 90% de siccité	50	290
- Pâte au bisulfite	14.05	Kg de pâte produite à 90% de siccité	60	450
FABRICATION DE PAPIERS ET DE CARTONS				
A partir de pâte kraft, de pâte au bisulfite, de pâte mi-chimique, de pâte de paille et de produits de récupération (papiers et chiffons):				
- Papier et carton kraft	14.10	Kg de produit fini	10	10
- Autre types de papiers et de cartons	14.11	Kg de produit fini	30	10
- Fabrication de papiers et de cartons à partir de pâte mécanique y compris les opération de fabrication de la pâte	14.12	Kg de produit fini	0	10
- Toutes les activités, non mentionnées,ci-anant, correspondant au no. I.N.S.E.E. 545	14.13	Emploi	100	50
INDUSTRIE DU BOIS				
- fabrication de panneau de fibre par procédé humide	14.20	Kg. de panneaux fabriqués	50	100
O - Industrie textile				
LAVAGE, DÉGRAISSAGE ET DÉSUINTAGE DE LA LAINE				
- Délainage à l'échauffe et lavage à dos	15.20	Kg de peau lainée sèche mise en oeuvre	80	80

Tableau 9.3 (suite)

- Délainage au sulfure et lavage à dos	15.21	Kg de peau lainée sèche mise en oeuvre	60	190
- Lavage de laines en colonnes				
a) Avec utilisation de				

détergent, sans récupération de suintine:				
1. Lavage de laine de délainage, type Mazamet	15.22	Kg de freinte ¹	350-15z ²	1000
2. Lavage de tous autres types de laine	15.23	Kg de freinte ¹	350-15z ²	450
b) Avec utilisation de savon, sans récupération de suintine:				
1. Lavage de laine de délainage, type Mazamet	15.24	Kg de freinte ¹	350-15z ²	1400
2. Lavage de tous autres types de laine	15.25	Kg de freinte ¹	350-15z ²	630
c) Récupération de suintine	15.26	Kg de suintine récupérée	----	----
			1000	1200
Carbonisage de laine	15.27	Kg de laine carbonisée séchée 17% d'humidité produite	23	13
FABRICATION DE FIBRES ARTIFICIELLES ET SYNTHÉTIQUES				
- Fabrication de viscose	15.00	Kg de matière produité	28	35
- Fabrication d'autres fibres synthétiques	15.01	Kg de matière produité	9.5	7.5
ROUISSAGE DU LIN ET DU CHANVRE	15.10	Kg de lin et de chanvre soumis au rouissage	70	200
TEINTURE ET BLANCHIMENT				
Impression et apprêt (sauf apprêt mécanique à sec).Code I.N.S.E.E.486:				
- Opération de blanchiment, teinture et apprêts sans désencollage	15.33	Kg de produit sortant de fabrication	15	20

Tableau 9.3 (suite)

- Avec désencollage	15.34	Kg de produit sortant de fabrication	30	40
<i>Impressionsur étoffe</i>				
- au rouleau	15.35	Kg de produit sortant de	50	65

- au cadre	15.36	fabrication Kg de produit sortant de	100	130
<i>Apprêt mécanique et sec</i>	15.37	fabrication Emploi	100	50
<i>Blanchisserie industrielle</i>	15.40	Kg de linge sec soumis au lavage	10	15
<i>Activités non mentionnées dans le paragraphe O et correspondant aux n^{os} I.N.S.E.E. 472 à 475, 478, 482 à 486</i>	15.90	Emploi	100	50

1. Définition de la *freinte*: la freinte est la différence entre le poids de la laine *mise aux machines*, diminué de 2% et de la somme de tous les produits commercialisés à l'exclusion de la suintine et des poussières de barrage.

2. z est le rapport du poids de laine *mise aux machines* au cours du mois d'activité maximale sur le poids de freinte de ce même mois.

Cette façon de procéder, un peu brutale il est vrai, permet cependant de traduire immédiatement en termes de demande en eau des prévisions économiques réalisées en termes de structure de l'emploi.

Tableau 9.4

**Demande en eau de différentes activités industrielles
selon différents usages, d'après Dreyfus, Hubert et Romain (1976)**

No	Activité	Demande en eau (m ³ / jour / emploi)				
		Lavage	Refroidissement	Chaudière	Fabrication	Total
3	Ind. agricoles	0,29	1,30	0,21	0,58	2,38
4	Mines	0,65	2,60	0,00	0,00	3,25
5	Gaz, électricité	0,65	2,60	0,00	0,00	3,25
6	Pétrole	0,65	2,60	0,00	0,00	3,25
7	Mat. construction	0,34	0,02	0,00	0,02	0,38
8	Verre	7,04	1,00	0,00	0,00	8,04
9	Sidérurgie	0,00	1,69	0,00	0,00	1,69
10	Métaux non ferreux	0,20	1,48	0,00	0,00	1,68

Tableau 9.4 (suite)

11	Métaux ferreux	0,31	1,33	0,03	0,03	1,70
12	Mécanique	0,92	0,31	0,00	0,46	1,69
13	Electricité	0,92	0,31	0,00	0,46	1,69
14	Automobile	1,35	0,34	0,00	0,00	1,69
15	Aéronautique	0,75	0,94	0,00	0,00	1,69
16	Chimie	6,78	0,99	0,04	0,19	8,00
17	Textile	0,91	0,06	0,03	0,30	1,30

18	Habillement	0,91	0,06	0,03	0,30	1,30
19	Cuir	0,80	0,05	0,10	0,35	1,30
20	Bois	0,59	1,17	0,59	0,00	2,35
21	Papier	0,44	0,55	0,04	1,32	2,35
22	Presse	0,00	2,34	0,00	0,00	2,34
23	Divers	0,00	2,34	0,00	0,00	2,34
24	Bâtiments T. P.	0,00	0,00	0,11	0,26	0,37

Tableau 9.5

**Exigences qualitatives et caractérisation des rejets
de quatre usages de l'eau, d'après Dreyfus, Hubert et Romain (1975)**

	Lavage		Refroidissement		Chaudière		Fabrication	
	Entrée	Sortie	Entrée	Sortie	Entrée	Sortie	Entrée	Sortie
MOX (g/m ³)	≤40	40	≤40	5	≤40	40	≤4	500
MEST(g/m ³)	≤50	120	≤30	50	≤5	5	≤20	120
Sels (g/m ³)	≤5000	5000	≤500	500	≤150	150	≤500	500
T° (°C)	≤25	25	≤25	30	≤25	80	≤25	25
Restitution	0,95		0,99		0,95		0,95	

Face à la diversité des situations industrielles, un élément facilite beaucoup l'approche des problèmes de l'eau au niveau d'un bassin. Il s'agit de la concentration des prélèvements et des rejets industriels. Pour étudier cette concentration, dans le cadre géographique de l'agence Adour-Garonne au début des années 1970, nous avons construit les diagrammes de la figure 9.5. Voyons par exemple comment nous avons établi le diagramme 9.5, a relatif aux rejets toxiques. Nétablissements industriels dont les rejets contiennent des substances toxiques ont été recensés. Ces établissements ont été classés par rejets toxiques décroissants et deux nombres ont alors été calculés pour chacun des N établissements:

$$f_n = n / N \quad n=1, 2, \dots, N,$$

fraction des établissements industriels dont les rejets toxiques sont supérieurs ou égaux à ceux du nième établissement.

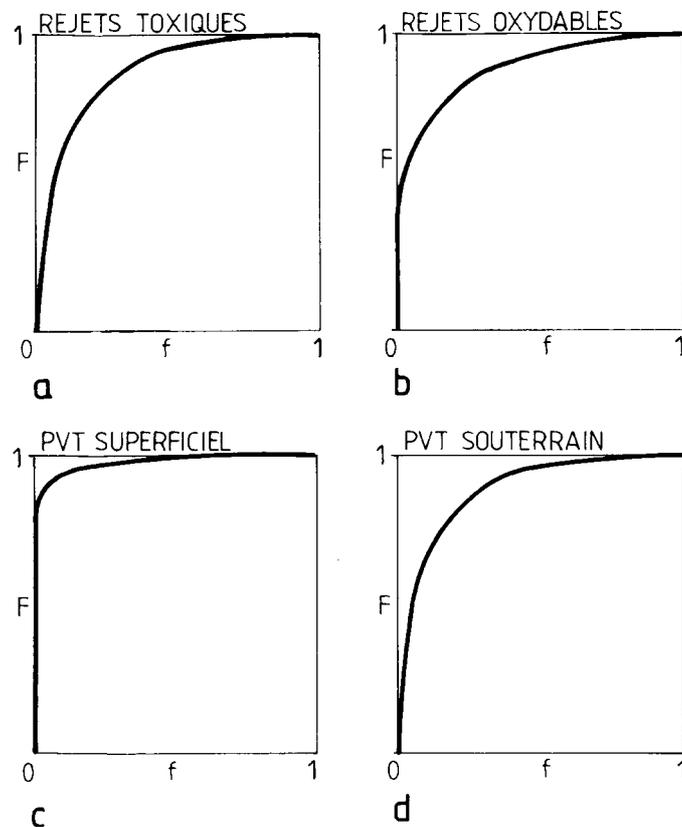


Fig. 9.5. Concentration des rejets et des prélèvements des établissements industriels du bassin Adour-Garonne vers 1974.

$$F_n = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} R_i}{\sum_{i=1}^{i=N} R_i} \quad n=1, 2, \dots, N$$

fraction des rejets toxiques provenant d'établissements industriels dont les rejets toxiques sont supérieurs ou égaux à ceux du nième établissements. Ces deux nombres permettent de repérer un point sur un diagramme où f est porté en abscisse et F est porté en ordonnée (f et F sont bien évidemment compris entre 0 et 1).

On observe sur les quatre diagrammes tracés sur la figure 9.5 relatifs:

- a) aux rejets toxiques;
- b) aux rejets de matières oxydables;
- c) aux prélèvements en eaux superficielles;

d) aux prélèvements en eaux souterraines des établissements industriels (y compris les centrales thermiques) du bassin Adour-Garonne une très importants concentration:

10% des établissements réalisent 94% des prélèvements superficiels;

10% des établissements réalisent 73% des rejets oxydables;

10% des établissements réalisent 66% des prélèvements souterrains;

10% des établissements réalisent 63% des rejets toxiques;

(Il ne s'agit évidemment pas des mêmes établissements dans les quatre cas).

Certaines industries sont alimentées par les réseaux de distribution d'eau. D'autres, généralement celles dont la demande en eau est la plus importante, s'alimentent de façon autonome. Ces industries isolées prélèvent chaque année environ 4 milliards de mètres cubes en France. De la même façon certaines industries sont raccordées aux réseaux d'assainissements municipaux où certains effluents industriels posent des problèmes épineux, alors que d'autres traitent et déversent elles-mêmes leurs effluents.

9.2. REFROIDISSEMENT DES CENTRALES THERMIQUES

Un moteur thermique est une machine permettant la transformation partielle d'énergie calorifique en énergie mécanique. On peut réaliser un tel moteur en faisant subir à un fluide de travail un cycle de Carnot. Au cours de ce cycle, le fluide reçoit d'abord, à la température absolue T_1 , une quantité de chaleur Q_1 d'une source chaude. Il fournit ensuite un travail mécanique W et cède enfin, à la température absolue T_2 , une quantité de chaleur Q_2 à une source froide. Puisqu'il s'agit d'un cycle, Q_1 est égal à $(W+Q_2)$ et le rendement du cycle, rapport de l'énergie mécanique recueillie à la chaleur fournie, est égal à W/Q_1 . Selon le théorème de Carnot, ce rendement ne peut dépasser pour un cycle réversible une valeur théorique égale à:

$$\rho = \frac{T_1 - T_2}{T_1}.$$

Dans les centrales thermiques on utilise toujours l'eau comme fluide de travail. C'est là une première source de besoin en eau des centrales thermiques, relativement négligeable au niveau volumétrique, mais très exigeante au niveau de la qualité de l'eau (tab.9.1). La source chaude se situe au niveau d'une chaudière ou d'un échangeur où l'eau est vaporisée. La chaleur utilisée provient directement ou par l'intermédiaire d'un fluide caloporteur, de la combustion de charbon ou de fuel dans les centrales classiques ou de réactions de fission nucléaire dans les centrales nucléaires. Le travail mécanique est recueilli sur

l'arbre d'une turbine à travers laquelle la vapeur de l'eau est détendue. Cet arbre entraîne un alternateur qui transforme cette énergie mécanique en électricité. L'énergie calorifique non transformée en travail sera restituée à la source froide. Il existe des centrales destinées à une production mixte, électricité et fluide à haute température (cogénération), mais lorsque le fonctionnement d'une centrale est uniquement orienté vers la production d'électricité, comme c'est le cas pour les centrales d'EDF, la température de la source froide doit être aussi basse que possible. La source froide est alors située au niveau d'un condenseur qui sera maintenue à une température proche de l'ambiance grâce à une circulation d'eau.

Compte-tenu des températures des sources chaudes utilisées (500-600°C pour les centrales classiques, 300°C pour les centrales nucléaires) et des irréversibilités des cycles thermodynamiques réels, les rendements globaux obtenus sont de l'ordre de 0,45 pour les centrales classiques et de 0,35 pour les centrales nucléaires. Les quantités de chaleur à évacuer seront donc de l'ordre de 1100 kcal par kWh produit pour les centrales classiques, de 1700 kcal par kWh pour les centrales nucléaires. Cette évacuation se fait actuellement selon deux grandes catégories de technologies, la réfrigération en circuit ouvert et la réfrigération en circuit fermé.

Dans la réfrigération en circuit ouvert (fig.9.6), l'eau destinée à refroidir le condenseur est prélevée dans le milieu naturel (rivière, lac, mer ou estuaire), échauffée au contact du condenseur et enfin rejetée dans le milieu naturel. Les échauffements généralement pratiqués sont de l'ordre d'une dizaine de degrés. Les débits correspondants sont alors considérables, en raison de la puissance des centrales.

Considérons par exemple une centrale nucléaire d'une puissance de 900 MW électriques. (On parle de la puissance électrique d'une centrale, par opposition à sa puissance thermique environ trois fois plus élevée compte-tenu de son rendement). Si le rendement électrique est égal à 0,34, elle doit donc évacuer 1670 mth/kwh. L'échauffement de l'eau de refroidissement étant limité à 10,5°C, on peut alors calculer le débit d'eau de refroidissement nécessaire, qui est de l'ordre de 40 mètres cubes par seconde.

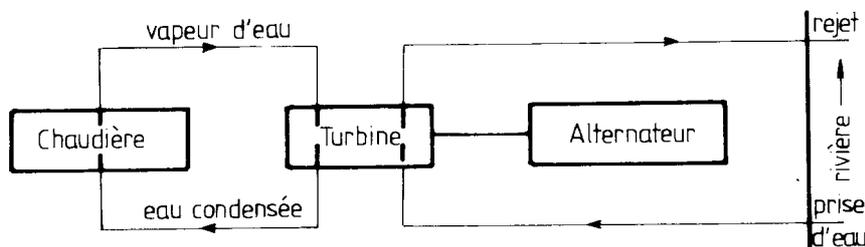


Fig. 9.6. Réfrigération en circuit ouvert.

Les chiffres de 150 l/kwh pour un échauffement de 7,5°C et de 157 l/kwh pour un échauffement de 10,5°C (respectivement pour les centrales classiques et nucléaires) ont été retenus par l'EDF et les agences de bassin pour servir de base à l'évaluation forfaitaire des prélèvements d'eau des centrales à refroidissement en circuit ouvert. En réalité les prélèvements sont nettement plus importants. Les deux premières tranches nucléaires de Saint-Laurent-des-Eaux prélèvent plus de 200 litres par kwh produit (60 m³/s pour 1000MW électriques). Le comportement des rejets thermiques fera l'objet d'un développement particulier, signalons seulement ici que l'échauffement des eaux entraîne en aval du rejet un accroissement de l'évaporation qui fait aussi l'objet d'une évaluation forfaitaire (tab.9.6).

Tableau 9.6

Evaluation forfaitaire des volumes d'eau utilisés aux fins de refroidissement dans les centrales thermiques, d'après Moulin et al. (1978)

Usines	Réfrigération en circuit ouvert				Réfrigération en circuit fermé		
	Energie rejetée mth/kwh	Rendement électrique	Débit circulé l/kwh	Evaporation l/kwh	Energie rejetée mth/kwh	Rendement électrique	Evaporation l/kwh
Classiques ΔT=7,5°C	1090	0,44	150	1,00	1140	0,43	1,35
Nucléaires ΔT=10,5°C	1670	0,34	157	1,55	1740	0,33	2,10

Disposer en permanence de tels débit impose aux centrales de quelque importance de se trouver à proximité immédiate d'importantes ressources en eau, en principe au bord d'une rivière ou en bord de mer. Si les débits sont importants, les exigences en matière de qualité de l'eau sont faibles, la température devant être aussi basse que possible! Cependant, les problèmes de corrosion, d'entartrage ou de développement de micro-organismes dans les circuits de refroidissement imposent souvent un traitement préalable de l'eau (Giron et Al, 1983).

Lorsque les ressources en eau de refroidissement sont limitées, on doit recourir à une technologie plus économe en eau, celle de la réfrigération en circuit fermé (fig.9.7). L'eau réchauffée au condenseur est alors envoyée en tête d'une tour de refroidissement où elle ruisselle face à un contre courant d'air. Une partie de l'eau est vaporisée, entraînant la chaleur latente de vaporisation correspondante (590 calories par gramme à 10°C). On doit compenser les pertes par évaporation grâce à un prélèvement. De plus, l'enrichissement, par évaporation, de l'eau en matières minérales dissoutes impose des purges du circuit de refroidissement et donc l'apport d'un appoint qui se situe, selon la

qualité des eaux utilisées entre 3 et 23 litres par kwh produit. Signalons enfin, pour mémoire, la réfrigération directe à l'air qui jusqu'alors n'a pu être employée que pour des centrales relativement de faible puissance (jusqu'à 50 MW électriques).

La production électrique française d'origine thermique a été en 1975 de 118622 Gwh. Cette production comprend la production EDF (92695 Gwh) et celle d'autres producteurs comme les houillères. Nous avons pu recenser le mode d'utilisation de l'eau dans 53 usines représentant 93% de la production. L'application du barème forfaitaire du tableau 9.6 à cette production conduit pour l'eau douce à un prélèvement (comprenant les appoints en circuit fermé) de 9,6 milliards de mètres cube et à une évaporation de 99 millions de mètres cube, pour l'eau de mer à un prélèvement de 4, 1 milliards de mètres cube. Ces chiffres (qui sont des évaluations et non des mesures) placent les centrales thermiques au premier rang des utilisateurs d'eau, avec près de la moitié des prélèvements effectués en France. Cette importance est accentuée par les nuisances (pollution thermique) qu'elles font subir aux milieux aquatiques récepteurs. Ces nuisances sont dues à l'élévation de la température du milieu qui entraîne corrélativement une diminution de la teneur saturante en oxygène dissous et une accélération de la consommation de cet oxygène dissous au cours des oxydations biologiques.

On a parfois tenté d'évaluer les rejets thermiques en termes de consommation d'oxygène dissous et/ou d'équivalents habitants (DFI, 1971). Ce calcul se fonde sur la diminution de la teneur saturante en oxygène dissous de l'eau avec la température.

Supposons par exemple une centrale de 900 MW refroidie par un flux de $40 \text{ m}^3/\text{s}$ d'eau dont la température s'élève de 10°C au condenseur. En été, si l'eau de refroidissement supposée saturée en oxygène est à la température de 20°C à l'entrée du condenseur, la perte en oxygène dissous sera de:

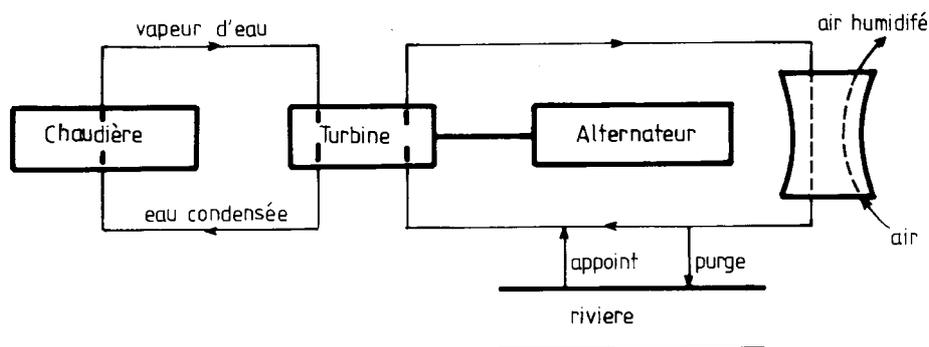


Fig. 9.7. Réfrigération en circuit fermé.
9,17 mg/l (concentration saturante à 20°C)

moins 7,63 mg/l (concentration saturante à 30°C)

soit 1,54 mg/l, ce qui représente une perte de 5300 Kg/j d'oxygène dissous ou la consommation d'oxygène dissous nécessaire à la dégradation des rejets d'une population d'environ 90000 habitants (en se basant sur une consommation de 57g/jour d'oxygène dissous). En hiver, si l'eau de refroidissement saturée en oxygène est à la température de 2°C à l'entrée du condenseur, la perte en oxygène dissous sera de:

13,84 mg/l (concentration saturante à 2°C)

moins 10,83 mg/l (concentration saturante à 12°C)

soit 3,01 mg/l, soit environ 8700 kg/j d'oxygène dissous ou 150000 équivalents habitants.

Ces évaluations sont sans doute criticables parce qu'elles ne s'intéressent qu'au rejet et non au milieu récepteur, et parce qu'elles supposent que l'eau de refroidissement est saturée en oxygène ce qui n'est hélas pas souvent le cas. (La première de ces critiques pourrait également s'appliquer à l'évaluation des rejets de matières organiques par les collectivités et les industries). Elles permettent cependant de donner une image de la charge polluante d'une centrale et d'esquisser quelques comparaisons.

L'utilisation des effluents de centrales thermiques par l'agriculture ou la pisciculture est possible et a déjà donnée lieu à de nombreuses études et à quelques réalisations (Cormary et Wacquant, 1978). Il existe cependant une importante disproportion entre les modestes besoins de ces utilisations, qui devraient être localisées à proximité des centrales, et les énormes volumes des rejets concernés.

Chapitre X

LES REJETS EN EAU DE SURFACE

Les villes, l'agriculture et l'industrie rejettent, volontairement ou accidentellement, de manière concentrée ou répartie, d'importantes quantités de matière et de chaleur dans les eaux de surface, en particulier dans les rivières. On cherche généralement ainsi à évacuer et à disperser des déchets. Il est souvent bien difficile de faire la part du naturel et de l'artificiel dans des cours d'eau soumis depuis des siècles à l'influence humaine. Cette influence ne se manifeste d'ailleurs pas seulement par des rejets d'eaux usées mais aussi, par exemple, par la transformation physique des bassins versants et du lit des rivières. Certaines circonstances exceptionnelles permettent cependant de mesurer la pression exercée sur les cours d'eau du fait de l'activité humaine. Ainsi la grève générale des mois de Mai et Juin 1968 se traduit-elle par une importante diminution de la teneur en chlorures des eaux du Rhin (fig.10.1).

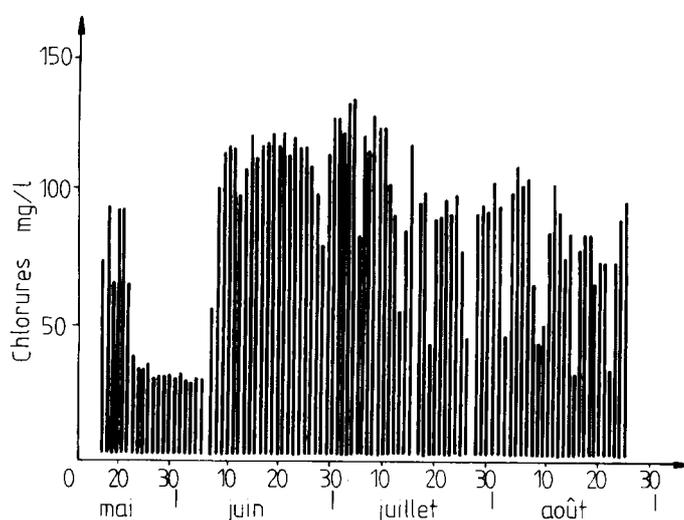


Fig. 10.1. Evolution de la teneur en chlorures des eaux du Rhin en 1968 près de Wiesbaden (RFA), d'après Haberer (1970). Une évolution analogue dans le Rhin à Lobith (frontière germano-hollandaise) a fait l'objet d'une note de Venhuizen (1968).

10.1. RELATION ENTRE QUALITÉ DE L'EAU ET ACTIVITÉ ÉCONOMIQUE

Certains auteurs ont tenté d'établir des relations entre l'utilisation sociale d'un bassin versant et la composition de l'eau de la rivière drainant ce bassin. Nous citerons ici l'approche et les résultats de Zoeteman (1973). Considérant un bassin versant fermé en un site donné, Zoeteman définit un indice de pollution potentiel (ne tenant pas compte de l'épuration éventuellement pratiquée) relatif à ce site pour une année donnée par l'expression:

$$I = \frac{N \cdot R}{Q},$$

où:

- N* est le nombre d'individus vivant sur le bassin versant considéré;
- R* - le revenu brut par tête et par an (exprimé en dollars américains) pour le bassin versant considéré;
- Q* - le volume d'eau écoulé (exprimé en millions de mètres cubes) au site considéré pendant l'année considérée.

Dans son enquête, Zoeteman a rassemblé pour 160 sites, les données économiques, démographiques et hydrologiques, ainsi que les moyennes annuelles d'une cinquantaine de grandeurs physiques, chimiques et biologiques. Admettant que les bassins versants où le revenu brut par tête et par an est inférieur à mille dollars sont à l'état naturel, on peut établir une relation empirique entre l'indice naturel et le rapport de la surface du bassin au volume d'eau écoulé annuellement à son exutoire (fig.10.2).

On peut alors mettre en évidence le degré de pollution (en tant que phénomène social) d'un bassin. Conventionnellement Zoeteman classe les rivières en rivières faiblement, modérément ou fortement polluées selon que *I* est respectivement inférieur à 5, compris entre 5 et 50, ou supérieur à 50 fois l'indice naturel calculé plus haut (fig.10.3).

On peut enfin étudier les relations existant entre les valeurs de l'indice *I* et les valeurs de grandeurs particulières (fig.10.4). La grandeur la plus sensible aux variations de l'indice *I* est la concentration en bactéries coliformes; mais on observe également de bonnes correspondances avec les concentrations en orthophosphates, en nitrates ainsi qu'avec la dureté totale. Un certain nombre de grandeurs semblent insensibles aux variations de l'indice *I* tant que celui-ci ne dépasse pas la valeur 10. C'est le cas de la concentration en cuivre, en manganèse, en chlorures et en fluor, mais surtout de la demande biologique en oxygène (DBO) et de la concentration en fer et en zinc.

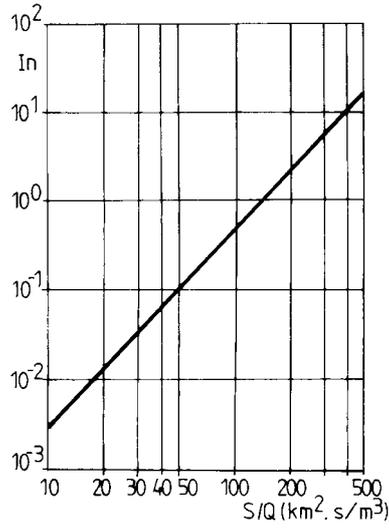


Fig. 10.2. Relation entre l'indice naturel I_n et S/Q pour les rivières à l'état naturel, d'après Zoeteman (1973).

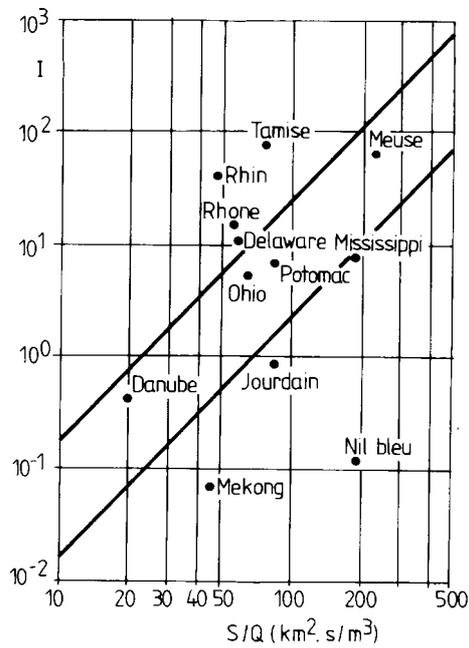


Fig. 10.3. Indice de pollution de quelques rivières du monde, d'après Zoeteman (1973).

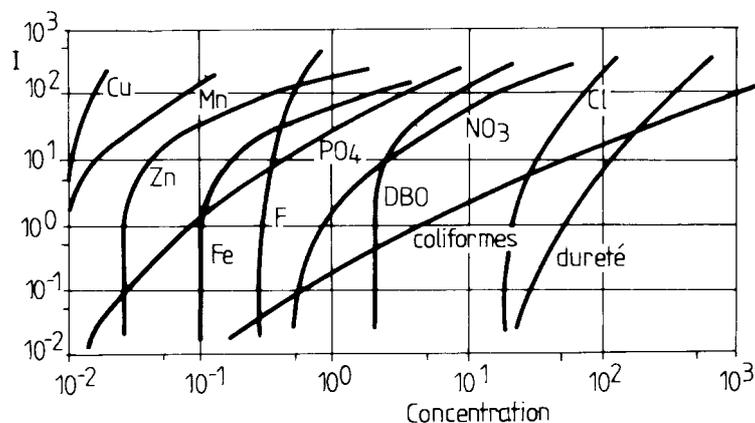


Fig. 10.4. Relation entre l'indice de pollution et quelques concentrations d'espèces chimiques ou bactériologiques. Les concentrations sont en mg/l (mg de CaCO₃ pour la dureté) sauf en ce qui concerne les Coliformes pour lesquels la concentration est exprimée en Coliformes par millilitre. D'après Zoeteman (1973).

Quoique de très importants écarts puissent être observés d'une rivière à l'autre, un tel diagramme permet d'observer de grandes tendances, en particulier l'existence d'un seuil qualitatif. De plus, il peut être utilisé pour définir des normes (qui doivent être reliées à l'état naturel des rivières), ainsi que pour guider l'élaboration des programmes sanitaires et d'épuration.

10.2. DILUTION DES EFFLUENTS DANS LES EAUX SUPERFICIELLES

Les matières ou l'énergie rejetées dans les eaux de surface participent de façon spécifique aux processus physiques, aux réactions chimiques et aux cycles biologiques qui se développent dans le milieu récepteur, exerçant donc nécessairement une influence sur ce dernier. On distingue généralement dans les rejets les éléments conservatifs et les éléments non conservatifs. Un élément conservatif ne subit pas d'action physique, chimique ou biologique dans les conditions du milieu récepteur. Il reste identique à lui-même dans ce milieu, ce qui ne signifie nullement qu'il n'y exerce pas d'influence. L'ion chlorure, conservatif par excellence, affecte par exemple la teneur saturante en oxygène dissous jouant par là un rôle biologique non négligeable. Un élément non conservatif est susceptible de subir des actions physiques, chimiques et/ou biologiques dans les conditions du milieu récepteur. C'est le cas par exemple des matières en suspension, qui peuvent se déposer, si la vitesse du courant

devient insuffisante, mais qui peuvent ensuite être remises en suspension. C'est aussi le cas des nitrates qui peuvent être assimilés par les végétaux, et des matières organiques qui seront dégradées par les micro-organismes. C'est enfin le cas de la chaleur (qui n'est pas un élément, mais que l'on traite de façon analogue) qui participe à l'équilibre énergétique du milieu.

Le mélange des rejets avec les eaux des rivières (Fischer et al., 1979) dont l'écoulement est turbulent, est un processus de dispersion. Ce processus, dû aux mouvements aléatoires des particules fluides, peut se décrire dans un repère lié au fluide en mouvement par des équations analogues à celles de la diffusion moléculaire (loi de Fick). Ces équations font intervenir un ou plusieurs coefficients de dispersion, dont la détermination est très largement empirique. Quelles que soient les conditions particulières, le coefficient de dispersion, qui intègre de très nombreux phénomènes dispersifs, est une fonction croissante de la vitesse d'écoulement. Le mélange d'un effluent et d'une rivière, ou de deux rivières, sera donc d'autant plus rapide que la vitesse du courant sera plus grande. Si un effluent de débit q et de concentration c se déverse dans une rivière de débit Q et de concentration C , la concentration résultante après mélange, sera de:

$$C_r = \frac{Q \cdot C + q \cdot c}{Q + q}. \quad (10.1)$$

On peut noter que dans les rivières, les modifications de débit jouent à deux niveaux: d'abord au niveau des mélanges puisqu'une augmentation de débit, qui s'accompagne d'une augmentation de la vitesse d'écoulement, entraînera une homogénéisation plus efficace des eaux; ensuite au niveau de la dilution, la concentration résultante étant évidemment d'autant plus basse que le débit récepteur sera important.

Alors que dans les rivières, les phénomènes de dilution peuvent souvent être traités en régime permanent, il n'en est pas de même dans les lacs (et plus généralement dans les réservoirs) où il est nécessaire d'étudier leur évolution au cours du temps. Soit par exemple, un lac de volume V dont la concentration en un certain élément conservatif est $C(0)$ à l'instant $t=0$. Ce lac est alimenté par un débit constant dont la concentration en l'élément considéré varie au cours du temps. On suppose que les eaux de cet affluent se mélangent parfaitement et instantanément aux eaux du lac. Si le niveau du lac reste constant, l'émissaire aura un débit constant égal au débit d'entrée et sa concentration sera celle du lac que l'on suppose toujours homogène. On se propose de calculer à chaque instant la concentration $C(t)$ du lac (Kiraly et Kubler, 1972).

Effectuons un bilan de l'élément considéré pendant un temps dt . La différence entre ce qui est entré et ce qui est sorti se traduit par une modification du stock et donc de la concentration de l'élément dans le lac.

$$QC_E(t)dt - QC(t)dt = VdC,$$

où:

- V est le volume du lac;
- Q - le débit transitant à travers le lac;
- $C(t)$ - la concentration du lac et de son émissaire;
- $C_E(t)$ - la concentration de l'affluent du lac.

Ce qui peut s'écrire:

$$\frac{dC(t)}{dt} + \frac{Q}{V}C(t) = \frac{Q}{V}C_E(t), \quad (10.2)$$

Q/V est l'inverse du temps de renouvellement (ou temps de séjour moyen) des eaux du lac. Si la concentration à l'entrée est constante et que $C(0)=0$, l'intégration de l'équation différentielle linéaire (10. 2) donne:

$$C(t) = C_E(1 - e^{-t/\tau}), \quad (10.3)$$

$\tau = \frac{V}{Q}$ est le temps de renouvellement du lac.

On peut voir que tant que t est petit devant le temps de renouvellement, le lac diluera très convenablement l'affluent, mais qu'au bout d'un temps suffisamment long, la concentration du lac tendra vers celle de l'affluent (tab.10.1). Le temps de renouvellement d'un lac, donnée purement quantitative définit donc en première approximation une base de temps à l'évolution au cours du temps de la qualité de ses eaux.

Tableau 10.1

Evolution au cours du temps de la dilution dans un lac soumis à un échelon de concentration

t/τ	$C(t)/C_E$
0,1	0,01
1	0,63
5	0,99

Si la dispersion des éléments contenus dans les rejets au sein du milieu récepteur est souvent observée, elle n'est cependant pas le cas général. On peut,

au contraire, enregistrer une concentration de certains éléments dans les organismes vivants ou dans la phase particulaire du milieu récepteur. C'est souvent le cas des métaux lourds (Ramade, 1972) et des pesticides. Il ne nous est pas possible d'aborder ici l'étude de ces phénomènes très spécifiques. Nous étudierons seulement le comportement de deux types de rejets non conservatifs, les matières organiques et la chaleur qui revêtent, au moins par leur volume, une importance particulière. L'échelle de temps des phénomènes de mélange évoqués plus haut étant généralement beaucoup plus courte que celle de la dégradation des matières organiques ou des échanges thermiques avec l'atmosphère, nous étudierons ce comportement dans un milieu supposé homogène.

10.3. DÉGRADATION DES MATIÈRES ORGANIQUES LE MODÈLE DE STREETER ET PHELPS

Lorsque des matières organiques mortes sont rejetées dans des eaux, elles participent à toute une série de réactions biologiques grâce à l'action de micro-organismes, en particulier de bactéries (Klein, 1962). En milieu oxygéné, certaines bactéries sont susceptibles de briser des molécules organiques complexes, d'en métaboliser une partie et d'en minéraliser une autre sous forme de composés stables, inodores et nécessaires à la vie aquatique (nitrates, phosphates, gaz carbonique). En absence d'oxygène, d'autres bactéries se développeront aux dépens de la matière organique morte mais en produisant des composés chimiquement actifs, odorants et toxiques pour la vie aquatique (méthane, ammoniac).

Le modèle de Streeter et Phelps (1925) décrit globalement les phénomènes de consommation d'oxygène dissous et de réaération des cours d'eau grâce à deux grandeurs, la demande biochimique en oxygène dissous et le déficit en oxygène dissous. La version que nous présentons ici s'applique à un tronçon de rivière très schématique, homogène dans chaque section, de débit et de température constants, et où on supposera pouvoir négliger tout phénomène de dispersion longitudinale.

10.3.1. OXYGÉNATION DES EAUX

Deux facteurs sont à l'origine de la présence d'oxygène sous forme dissoute dans les eaux de surface: la dissolution de l'oxygène atmosphérique et la production d'oxygène due à la photosynthèse. Dans le modèle de Streeter et Phelps, ce dernier terme est négligé.

Dans les conditions physico-chimiques du milieu aquatique considéré, il existe une concentration saturante en oxygène dissous. Si la teneur effective

présente un déficit, on admet que la dissolution d'oxygène atmosphérique dans l'eau est alors, à chaque instant, proportionnelle au déficit en oxygène, différence entre la teneur saturante et la teneur effective. Si D est le déficit en oxygène, on a alors:

$$\frac{dD}{dt} = -k_2 D, \quad (10.4)$$

k_2 étant un coefficient de réaération.

Ce coefficient varie évidemment selon les rivières. Il dépend des facteurs qui affectent la turbulence au voisinage de la surface de l'eau, mais aussi de la qualité de l'eau. La présence d'hydrocarbures ou de détergents par exemple affecte défavorablement la dissolution de l'oxygène atmosphérique. De nombreuses études, surtout empiriques, ont été réalisées pour l'exprimer en fonction des paramètres de la rivière et de l'écoulement. Généralement les expressions proposées ont une valeur très locale. La formule de Parkhurst et Pomeroy (1972) que nous présenterons ici a le mérite de mettre en évidence quelques grandeurs importantes quant au processus de réaération.

$$k_2(20^\circ C) = \frac{0,96}{h} (1 + 0,17 Fr^2) (\bar{u})^{0,0375},$$

k_2 est exprimé en heure puissance moins un;

h - hauteur d'eau, en m;

u - vitesse moyenne, en m/s;

i - pente de la ligne d'énergie;

g - accélération de la pesanteur, en m/s^2 .

$Fr = \bar{u} / \sqrt{gh}$, nombre de Froude.

Il faut noter la présence de h , hauteur ou profondeur de l'eau au dénominateur de cette expression. La réaération sera d'autant plus efficace que la profondeur sera faible ou, en d'autres termes, que la surface d'échange sera plus importante par rapport au volume d'eau concerné.

On peut aussi se contenter d'évaluations plus sommaires fondées sur des appréciations purement qualitatives du milieu (tab.10.2). De toutes manières, le coefficient de réaération varie selon la température comme:

$$k_2(T) = k_2(20)\theta_2^{(T-20)},$$

T est exprimé en $^\circ C$;

θ_2 - une constante souvent estimée à 1.016 (de 1.000 à 1.150).

Ce modèle de réoxygénation, qui est généralement adopté, risque d'être inexact en milieu très productif, où la consommation d'oxygène par respiration la nuit et la production d'oxygène par photosynthèse le jour, dues au phytoplancton, peuvent affecter de façon importante le comportement de l'oxygène dissous.

Tableau 10.2

**Coefficients de réaération de milieux aquatiques à 20°C,
d'après Hann et Willey (1972)**

Milieu	k_2 (20°C) en jour ⁻¹
Mare	0,12-0,23
Lac	0,23-0,34
Rivière à vitesse faible	0,34-0,46
Rivière à vitesse moyenne	0,46-0,69
Rivière à vitesse forte	0,69-1,15
Rapides, chutes	>1,15

10.3.2. CONSOMMATION D'OXYGÈNE DISSOUS

Examinons maintenant le processus de la consommation de l'oxygène dissous. Si l'on isole de l'air un échantillon d'eau contenant des matières organiques oxydables, on constate que la teneur en oxygène dissous diminue avec le temps. C'est là une conséquence de l'activité des bactéries aérobies. Cette teneur peut s'annuler ou tendre asymptotiquement vers une limite après quelques dizaines de jours. Si une limite est atteinte, on peut ainsi mesurer la demande biologique ultime en oxygène, quantité d'oxygène nécessaire par unité de volume pour assurer l'oxydation biologique des matières contenues dans l'échantillon. On admet que la consommation d'oxygène est à chaque instant proportionnelle à la demande en oxygène restant à satisfaire. En fait, les phénomènes sont un peu plus complexes, marqués par au moins deux étapes successives d'oxydation: oxydation des chaînes carbonées d'abord, nitrification ensuite. Nous en tenant à la seule consommation due à l'oxydation des chaînes carbonées, on peut écrire, si L est la demande en oxygène:

$$\frac{dL}{dt} = -k_1 L, \quad (10.5)$$

k_1 est un coefficient de désoxygénation.

Le coefficient de désoxygénation dépend surtout de la température et de la nature des matières organiques oxydées (tab.10.3). La variation de ce coefficient avec la température s'exprime comme:

$$k_I(T) = k_I(20)\theta_I^{(T-20)},$$

Tableau 10.3

Coefficients de désoxygénation à 20°C correspondants à différents types de matières oxydables, d'après Hann et Willey (1972)

Nature des matières oxydables	k_I (20°C) en jour ⁻¹
Déchets peu dégradables (cellulose)	0,10 - 0,20
Rejets domestiques épurés	0,20 - 0,25
Déchets très dégradables (sucres, protéines)	0,25 - 0,50

T est exprimé en °C,

θ_I est une constante souvent estimée à 1.047 (de 1.047 à 1.140).

L'équation (10.5) peut s'intégrer en:

$$L(t) = L_0 e^{-k_I t}, \quad (10.6)$$

où L_0 est la demande ultime en oxygène.

On mesure généralement au laboratoire la teneur en oxygène dissous initiale et la teneur en oxygène dissous au bout de 5 jours. La différence est la DBO_5 (demande biologique en oxygène dissous au bout de 5 jours) qui s'exprime en mg/l comme les teneurs en oxygène dissous. La valeur de la DBO_5 permet, grâce à l'équation (10.6) d'atteindre la demande ultime en oxygène.

$$DBO_5 = L_0 - L(5) = L_0 \left(1 - e^{-5k_I}\right).$$

Si la teneur en oxygène dissous d'un échantillon s'annule, cela signifie que la quantité d'oxygène présente initialement dans l'eau est insuffisante pour mener à terme les oxydations biologiques. On attribue cependant une DBO à de tels échantillons grâce à des dilutions successives qui placent finalement l'échantillon dans des conditions aérobies pendant toute la durée de l'expérience. Il est nécessaire de mesurer le caractère approximatif de la DBO_5 en tant que grandeur. Bien qu'elle s'exprime en mg/l, il ne s'agit en aucune façon d'une quelconque *substance* présente dans l'eau mais seulement d'une consommation potentielle d'oxygène, déterminée au laboratoire dans des

conditions expérimentales très précises. C'est néanmoins une grandeur fort utile, car c'est le seul estimateur des matières organiques biodégradables dont nous disposons.

10.3.3. BILAN D'OXYGÈNE

Si nous rapprochons les équations (10.4), (10.5) et (10.6) on peut écrire à chaque instant, tant que la teneur en oxygène dissous ne s'annule pas, le bilan de l'oxygène dissous comme:

$$\frac{dD}{dt} = k_1 L - k_2 D, \quad (10.7)$$

équation différentielle linéaire qui s'intègre en:

$$D(t) = \frac{k_1 L_0}{k_2 - k_1} \left[e^{-k_1 t} - e^{-k_2 t} \right] + D_0 e^{-k_2 t}, \quad (10.8)$$

où:

- $D(t)$ est le déficit en oxygène à l'instant t ;
- k_1 et k_2 - les coefficients de désoxygénation et de réaération;
- L_0 - la demande ultime en oxygène;
- D_0 - le déficit en oxygène à l'origine.

En milieu peu pollué, le déficit à l'origine est voisin de zéro. Le rejet de matières oxydables entraîne alors une diminution progressive de l'oxygène dissous, donc une augmentation du déficit, si la respiration l'emporte sur la réaération. On peut aboutir à la disparition totale de l'oxygène dissous (auquel cas des conditions anaérobies s'instaurent) ou, au contraire, passer par un maximum de déficit au-delà duquel la réaération l'emporte sur la respiration. S'il existe un tel maximum, il sera atteint au bout d'un temps que l'on peut calculer en annulant la dérivée de la fonction (10.8). Ce temps ne correspond à un maximum effectif que si sa valeur est positive.

La teneur en oxygène dissous actuelle s'obtient aisément en retranchant le déficit calculé plus haut de la teneur saturante. Le courbe représentative de la teneur en oxygène dissous présente généralement un minimum en aval d'un rejet. Sa représentation graphique est souvent qualifiée de courbe en sac.

Nous avons vu que les paramètres de désoxygénation et de réaération augmentent avec la température. On admet souvent que le coefficient de désoxygénation qui traduit la cinétique des réactions biochimiques, augmente plus vite que le coefficient de réaération. Si tel est le cas, la température joue un rôle favorable en ce qu'elle permet une minéralisation et une métabolisation

plus rapide des matières organiques (ce que l'on nomme auto-épuration) mais joue un rôle défavorable en ce qu'elle conduit localement à des déficits en oxygène dissous du milieu plus accusés. Ce dernier point est d'autant plus important à noter que l'activité métabolique des espèces des écosystèmes aquatiques, et donc leurs besoins en oxygène, augmentent avec la température dans les mêmes proportions que la constante de désoxygénation.

On pourrait penser qu'une augmentation du débit de la rivière recevant l'effluent, aurait nécessairement des effets favorables, en permettant une plus grande dilution mais aussi en accélérant les processus de dispersion et surtout de réaération. Cela est vrai à l'origine du rejet. Mais, comme les processus d'auto-épuration se déroulent au cours du temps il est possible qu'un plus grand débit, qui implique une plus grande vitesse d'écoulement et donc un temps de séjour plus court ainsi qu'une augmentation de la profondeur du cours d'eau, se traduise à une certaine distance du rejet par une augmentation du déficit en oxygène dissous.

10.3.4. GÉNÉRALISATION. LE MODÈLE DE LA SEINE

Le modèle de Streeter et Phelps tel qu'il vient d'être exposé fournit un canevas qui peut être généralisé. C'est le cas du modèle de la Seine de Montereau (à une certaine de kilomètres à l'amont de Paris) à Poses (limite de l'estuaire de la Seine) développé à l'agence financière de bassin Seine-Normandie (Lesoueff et André, 1982).

La Seine est découpée en biefs limités par des barrages ou par des confluences avec des affluents ou des rejets importants. Dans chaque bief, on suppose les sections homogènes, la température constante, l'écoulement permanent et on néglige les effets de dispersion longitudinale. Une vitesse d'écoulement est déterminée dans chaque bief qui permet d'établir une correspondance entre le temps écoulé et la distance parcourue.

La demande en oxygène est décomposée en une demande irréductible due à la respiration des algues qui est de l'ordre de 2 mg/l, et en une demande exogène, due aux rejets polluants, à laquelle s'applique l'équation de Streeter et Phelps. On introduit de plus la nitrification comme phénomène susceptible de consommer de l'oxygène dissous:



et on admet que les concentrations en ammonium et en nitrate obéissent aux équations suivantes:

$$[\text{NH}_4] = [\text{NH}_4]_0 e^{-k_{NR}t}, \quad (10.10)$$

$$[\text{NO}_3] = [\text{NO}_3]_0 + 3,44[\text{NH}_4]_0 \left(1 - e^{-k_N t}\right), \quad (10.11)$$

$[\text{NO}_3]_0$ et $[\text{NH}_4]_0$ sont les concentrations à l'origine;

- k_{NR} - un coefficient de disparition de l'ammonium;
- k_N - un coefficient de nitrification.

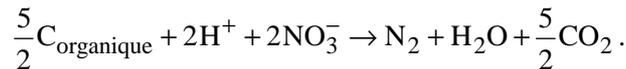
Le facteur 3,44 est dû au fait que la nitrification de 18 g d'ammonium fournit 62 g de nitrate (10.9). On remarque que le coefficient de disparition de l'ammonium est différent du coefficient de nitrification car à côté de la nitrification, l'assimilation biologique est également une cause de disparition de l'ammonium (parmi d'autres encore mal élucidées). Le bilan en oxygène dissous s'écrit alors:

$$\frac{dD}{dt} = -k_2 D + k_1 L + 3,56 k_N [\text{NH}_4]. \quad (10.12)$$

Le facteur 3,56 est dû au fait que 64g d'oxygène sont nécessaires à la nitrification de 18 g d'ammonium (10.9). L'équation différentielle (10.12) s'intègre, en tenant compte des équations (10.6) et (10.10) en:

$$D(t) = \frac{k_1 L_0}{k_2 - k_1} \left(e^{-k_1 t} - e^{-k_2 t} \right) + \frac{3,56 k_N [\text{NH}_4]_0}{k_2 - k_{NR}} \left(e^{-k_{NR} t} - e^{-k_2 t} \right) + D_0 e^{-k_2 t}. \quad (10.13)$$

Enfin, on admet que lorsque la concentration en oxygène dissous descend sous un seuil pris égal à 1,5 mg/l, l'oxygène nécessaire est fourni par dénitrification.



L'ensemble des équations qui viennent d'être établies sont écrites pour chaque bief. A l'origine de chacun de ceux-ci les valeurs du déficit, de la demande ultime, des concentrations en ammonium et nitrate sont réactualisées en tenant compte des affluents, des rejets et/ou de l'aération procurée par les barrages. Les différents coefficients sont déterminés par calage sur les valeurs observées (fig.10.5). L'utilisation de ces coefficients doit cependant être prudente, en particulier dès que l'on s'éloigne des conditions du calage, et doit être accompagnée, ce qui n'est pas propre à ce modèle, de méticuleuses études de sensibilité. Un tel modèle, susceptible de simuler le comportement de quatre variables fondamentales dans l'appréciation de la qualité des rivières (oxygène, DBO, ammonium et nitrate) s'est révélé un instrument efficace pour guider les

choix relatifs au traitement des rejets, malgré les difficultés liées à l'évaluation des constantes.

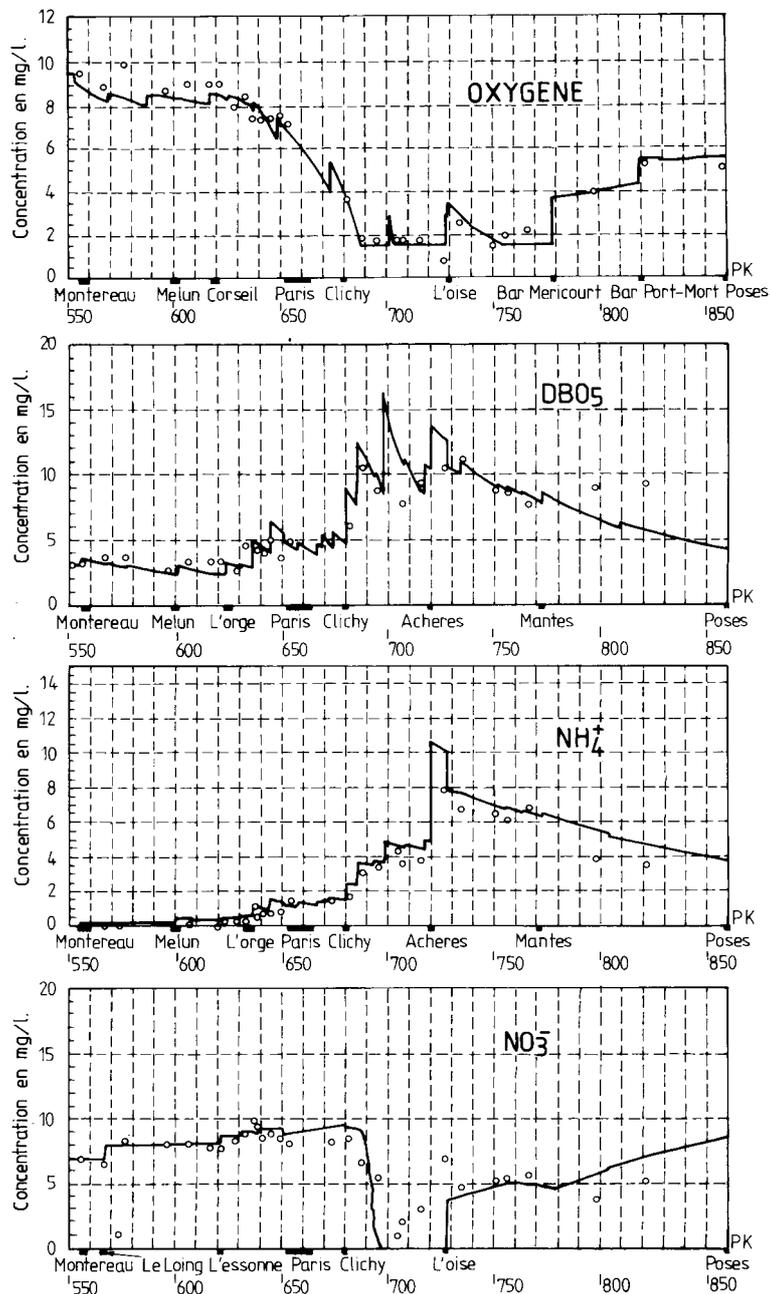


Fig. 10.5. Calage du modèle Seine, d'après les valeurs mesurées en étiage de 1972 à 1976 (débit de référence de $82 \text{ m}^3/\text{s}$ à Suresnes). Extrait de Lesouëf et André (1982)

avec l'aimable autorisation des auteurs.

10.3.5. COMMENTAIRES

A l'issue des processus décrits par les modèles que nous venons de décrire, les matières organiques mortes rejetées se retrouvent d'une part sous forme de matière organique vivante (à cause de la prolifération des micro-organismes), d'autre part sous forme de matières minérales.

Celles-ci, en particulier les nitrates et les phosphates (nutriments), peuvent être assimilées par le phytoplancton et réintégrer ainsi la matière vivante. Cette matière organique vivante peut être soit assimilée par des consommateurs, soit mourir si elle n'est pas consommée et si elle ne trouve plus dans le milieu les conditions de son développement.

On est alors ramené au *cas précédent* puisqu'une nouvelle charge de matière organique morte devra de nouveau être métabolisée et minéralisée. L'eutrophisation des lacs et des rivières (Vollenweider, 1968) est ce déséquilibre entre les processus de production et de consommation dû à l'importation de matières fertilisantes et au décalage existant entre le rythme de développement des producteurs (échelle de l'heure ou de la journée) et le rythme de développement des consommateurs (échelle du mois ou de l'année). Elle se traduit en particulier par de grandes fluctuations de l'oxygène dissous. On observe alors de fortes sursaturations aux lieux et périodes de production intense, et d'importants déficits aux lieux et périodes de décomposition, ces déficits pouvant aller jusqu'à la disparition de l'oxygène et donc à l'instauration de processus de décomposition anaérobies. Ce phénomène prend un caractère très particulier dans les lacs, milieux stratifiés, où les processus de production se développent en surface et les processus de décomposition en profondeur, la redistribution des nutriments et de l'oxygène dissous ne se faisant qu'à la faveur des périodes de circulation.

10.4. DÉGRADATION DES REJETS THERMIQUES

La température naturelle des eaux de surface est le résultat de très nombreux processus se déroulant au sein du milieu aquatique ou entre le milieu aquatique et les milieux environnants. Sans qu'il s'agisse d'une liste exhaustive, on peut citer:

- la diffusion moléculaire et la diffusion turbulente de la chaleur dans l'eau;
- l'échauffement dû aux frottements internes (viscosité);
- le rayonnement thermique de l'eau;

- le rayonnement ondes courtes du soleil et du ciel;
- le rayonnement ondes longues de l'atmosphère (contre-rayonnement);
- l'évaporation ou la condensation;
- les échanges par convection à l'interface air-eau;
- le refroidissement ou l'échauffement dû aux précipitations;
- les échanges thermiques avec le lit du cours d'eau ou le fond du lac.

Si nous nous intéressons particulièrement aux fleuves et aux rivières, les termes de diffusion conduisent à l'homogénéisation du cours d'eau, phénomène que nous avons déjà évoqué précédemment. L'échauffement dû aux frottements internes correspond à la transformation en chaleur de l'énergie potentielle de l'eau lorsque celle-ci s'écoule gravitairement. Cet apport thermique sera toujours négligeable. Restent donc les termes d'échanges énergétiques entre le cours d'eau et les milieux environnants, qui sont d'importances très inégales. La plupart des auteurs (Gras, 1969; DFI, 1971; Jakman et Yotsukura, 1977) ne retiennent comme significatifs que cinq termes, qui seront exprimés plus bas en $\text{kcal/m}^2/\text{jour}$.

H_w : rayonnement thermique émis par l'eau;

H_s : rayonnement ondes courtes du soleil et du ciel reçu par l'eau;

H_g : rayonnement des ondes longues de l'atmosphère reçu par l'eau;

H_v : perte ou gain en chaleur par évaporation ou condensation;

H_a : échange thermique entre l'air et l'eau.

Ces différents termes sont positifs s'ils correspondent à une quantité de chaleur reçue par l'eau, négatifs dans le cas contraire. Il faut remarquer que H_s et H_g ne dépendent que de la situation météorologique, que H_w ne dépend que de la température du cours d'eau, alors que H_v et H_a dépendent à la fois des conditions météorologiques et de l'état du cours d'eau. On a rassemblé, sur le tableau (10.4) les plages de variation de ces différentes composantes des échanges thermiques entre rivière et milieux environnants, selon diverses situations météorologiques caractéristiques.

Tableau 10.4

**Composantes du bilan thermique d'une masse d'eau
dans diverses situations météorologiques, d'après DFI (1971)**

Situation météorologique	Composantes du flux thermique exprimé en $\text{kcal. m}^{-2}. \text{j}^{-1}$					Flux thermique global en $\text{kcal. m}^{-2}. \text{j}^{-1}$
	H_w	H_s	H_g	H_v	H_a	H total
Bise en hiver, ciel couvert.	-6000	+500	+6000	-1000	-500	-1000

Temps hivernal froid, ciel clair, sans vent	-6000	+1500	+4500	0	0	0
Arrivée d'air chaud à la fin de l'hiver, ciel couvert, vent fort	-6500	+500	+7000	0	+1000	+2000

Tableau 10.4 (suite)

Foehn au printemps, ciel légèrement couvert, vent fort	-7000	+5500	+4500	-3000	+1000	+1000
Beau temps d'été, sans nuages, légère brume, vent faible.	-9000	+7000	+5000	-2500	0	+500
Arrivée d'air froid en automne, ciel très couvert, vent fort	-8000	+4000	+6000	-2500	-1000	-1500

10.4.1. ÉQUATION DU BILAN THERMIQUE D'UN TRONÇON DE COURS D'EAU

Compte tenu des hypothèses formulées jusqu'ici, nous pouvons écrire le bilan thermique d'un volume W d'eau correspondant à un tronçon de la rivière en mouvement, pendant un temps dt (Martin, 1975):

$$\rho CW \frac{dT}{dt} = HS, \quad (10.14)$$

où:

- ρ est la masse spécifique de l'eau;
- C - la chaleur spécifique de l'eau;
- T - la température de l'eau;
- S - la surface de contact entre l'air et le tronçon;
- W - le volume de tronçon;

et: $H = H_w + H_s + H_g + H_v + H_a$.

Si A est la section droite du tronçon du volume W , L sa longueur, l sa largeur et Y sa profondeur moyenne (fig.10.6).

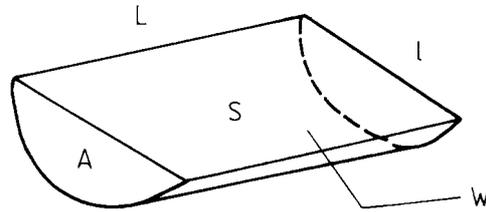


Fig. 10.6. Schéma d'un tronçon d'une rivière.

$$\frac{W}{S} = \frac{A \cdot L}{l \cdot L} = \frac{A}{l} = Y.$$

On peut alors réécrire (10.14) sous la forme:

$$\frac{dT}{dt} = \frac{H[T(t), M(t)]}{\rho C Y(t)}. \quad (10.15)$$

10.4.2. MODÉLISATION DE L'ÉCHAUFFEMENT D'UN COURS D'EAU

Nous avons défini T comme la température d'un élément de la rivière en mouvement, qui ne dépend alors que du temps. H dépend du temps par l'intermédiaire de T et des conditions météorologiques M . Y , profondeur moyenne de l'élément considéré, dépend lui aussi du temps, puisque cet élément se déplace dans une rivière de géométrie variable. La masse spécifique et la chaleur spécifique de l'eau sont des constantes. Si la rivière ne subit aucun rejet thermique, la température T est la température naturelle de la rivière. Mais si la rivière reçoit un rejet thermique, nous considérerons alors que la température T est la somme de la température naturelle et d'un échauffement résultant de l'effet du rejet thermique.

$$T = T_N + T_E,$$

où:

T est la température actuelle;

T_N - la température naturelle;

T_E - l'échauffement.

Si nous choisissons l'origine du temps au moment où l'élément de volume de la rivière subit un échauffement, cet échauffement sera la différence entre la température de l'élément après et avant échauffement. Plus généralement, on admettra que si une quantité de chaleur Q est rejetée par unité de temps dans une rivière de débit D .

$$T_E(o) = \frac{Q}{\rho C D}, \quad (10.16)$$

où:

ρ est la masse spécifique de l'eau;

C - la chaleur spécifique de l'eau.

L'équation (10.15) peut être écrite pour la température naturelle et pour la température actuelle (température naturelle plus échauffement):

$$\frac{dT_N}{dt} = \frac{H[T_N(t), M(t)]}{\rho C Y(t)}, \quad (10.17)$$

$$\frac{dT}{dt} = \frac{dT_N}{dt} + \frac{dT_E}{dt} = \frac{H[T(t), M(t)]}{\rho C Y(t)}. \quad (10.18)$$

La différence entre (10.18) et (10.17) peut donc s'écrire:

$$\frac{dT_E}{dt} = \frac{\{H[T(t), M(t)] - H[T_N(t), M(t)]\}}{\rho C Y(t)}. \quad (10.19)$$

Or H est la somme de cinq termes dont deux, le rayonnement du soleil et du ciel (H_s) et le rayonnement de l'atmosphère (H_g) ne dépendent que de la situation météorologique. Ces termes qui sont donc identiques dans la situation naturelle et dans la situation modifiée disparaissent dans l'équation (10. 19) qui peut alors s'écrire:

$$\frac{dT_E}{dt} = \frac{\{H_W[T] - H_W[T_N] + H_V[T, M] - H_V[T_N, M] + H_A[T, M] - H_A[T_N, M]\}}{\rho C Y(t)}. \quad (10.20)$$

Cela procure une grande simplification puisque les données relatives au rayonnement solaire et atmosphérique ne sont plus nécessaires. En revanche, l'objet du calcul devient l'échauffement, écart entre la température actuelle et la température naturelle, mais c'est bien là une grandeur fondamentale qui mesure à chaque instant l'impact thermique sur le milieu d'un rejet de chaleur.

Le rayonnement thermique de l'eau s'exprime facilement comme:

$$H_W(T) = \sigma \varepsilon (T + 273,16)^4,$$

où:

σ est la constante de Boltzmann = $5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2/\text{K}^4$;
 ε - l'émissivité de l'eau # 0,970;
 T - la température de l'eau en °C.

Les termes d'échange thermique entre l'air et l'eau et de perte ou de gain de chaleur dus à l'évaporation ou à la condensation sont beaucoup plus difficiles à approcher de façon rigoureuse. On peut admettre (Jackman et Yotsokura, 1971; Poulain, 1980), si la température actuelle de l'eau reste dans un voisinage suffisamment restreint de la température naturelle, une approximation linéaire, fonction de l'échauffement, des trois différences intervenant dans l'équation (10.20). On écrira alors:

$$\frac{dT_E(t)}{dt} = -\frac{U[M(t)]}{\rho CY(t)} T_E(t). \quad (10.21)$$

U joue le rôle d'un coefficient global d'échange thermique. Il dépend des conditions météorologiques régnant au temps t , au lieu où se trouve l'élément de volume du cours d'eau que nous étudions. Ses variations sont cependant assez faibles. D'après une revue de littérature (DFI, 1971) ses valeurs seraient comprises entre 300 et 1000 kcal/m²/jour/°C. $Y(t)$ est la profondeur moyenne de la rivière au lieu où se trouve l'élément de volume considéré au temps t et sa valeur est donc de l'ordre de quelques mètres. Si nous posons:

$$\tau(t) = \frac{\rho CY(t)}{U[M(t)]}.$$

L'équation (10.21) peut s'écrire:

$$\frac{dT_E(t)}{dt} = -\frac{T_E(t)}{\tau(t)},$$

ce qui s'intègre en:

$$T_E(t) = T_E(o) \exp\left[-\int_0^t \frac{dt}{\tau(t)}\right],$$

le temps t étant le temps écoulé depuis l'échauffement artificiel.

Dans des conditions particulièrement favorables, où l'on aurait constamment:

$$U = 1000 \text{ kcal/m}^2/\text{jour}/\text{°C} \quad \text{et} \quad Y = 1 \text{ m}$$

avec:

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3 \quad \text{et } C = 1 \text{ kcal/kg}$$

alors:

$$\tau = 1 \text{ jour et } T_E(t) = T_E(0) e^{-t/\tau} \text{ si } t \text{ est exprimé en jours.}$$

pour que l'échauffement soit réduit de moitié il faudrait alors un temps tel que:

$$\frac{T_E(t_p)}{T_E(0)} = \frac{1}{2} = e^{-t_p/\tau} \quad \text{soit } t_p = 0,69 \text{ jour.}$$

Ce temps peut être traduit en distance si l'on connaît la vitesse du courant. Avec une vitesse relativement faible de 2 km/h, la distance correspondante serait:

$$x_p = 33 \text{ km.}$$

En réalité les conditions sont évidemment variées, et souvent moins favorables. On peut s'en rendre compte sur la figure 10.7 où est représentée l'évolution de l'échauffement sur une rivière des Etats-Unis pour deux périodes de l'année.

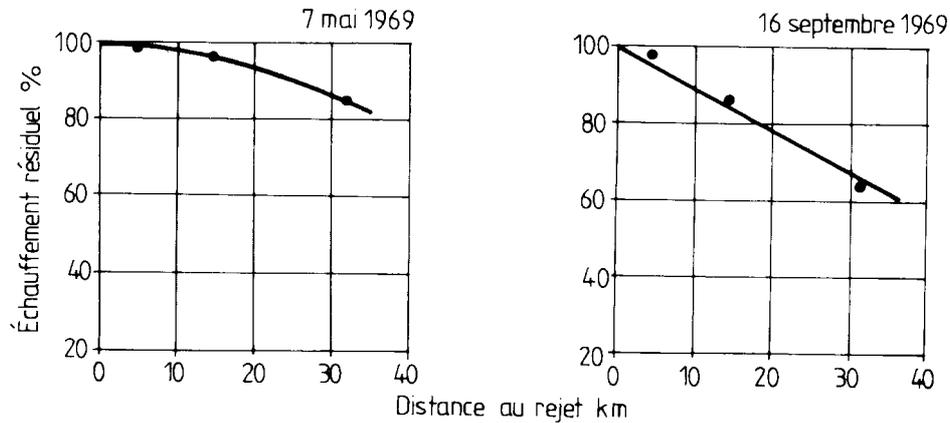


Fig. 10.7. Evolution d'un rejet thermique sur la rivière Dan (Caroline du Nord, USA), d'après Jackman et Yotsukura (1977).

10.4.3. CAS DES LACS ET DES RÉSERVOIRS

Nous avons, jusqu'ici, évoqué le comportement thermique de rivières supposées homogènes. C'est l'ensemble des eaux de la rivière qui est supposé participer aux échanges thermiques avec l'extérieur à travers la surface libre. Dans les lacs, cette hypothèse n'est plus recevable dès qu'ils atteignent une profondeur telle qu'une stratification puisse se mettre en place. Dans une équation telle que (10.21), Y ne représente plus la profondeur du lac, mais la hauteur d'eau impliquée dans les échanges thermiques avec la surface (au maximum l'épilimnion en période de stratification). De plus, le modèle unidimensionnel que nous avons développé doit être remplacé par un modèle bi ou même tridimensionnel. Il faut, en effet, tenir compte des échanges thermiques entre la couche superficielle et la couche profonde (Gaillard, 1981).

L'hétérogénéité du milieu lacustre complique singulièrement le problème de la prise et du rejet des eaux destinées au refroidissement, surtout s'il existe des risques d'eutrophisation. En effet, en période de stratification, on observe en surface un épilimnion (zone trophogénique) dont les eaux sont chaudes, et où sont consommés les nutriments. Une barrière thermique isole cette couche de l'hypolimnion (zone tropholytique) dont les eaux sont froides et où l'action des décomposeurs produit des nutriments. Du point de vue du refroidissement, ce sont les eaux profondes qui sont les plus intéressantes puisque plus froides, alors que les eaux rejetées resteront ou reviendront en surface puisque plus chaudes. Le résultat risque d'être doublement défavorable. D'une part, la température des eaux de surface augmentera. De plus, à la faveur d'un prélèvement en profondeur suivi d'un rejet, on importera en surface des nutriments qui n'y auraient normalement pas été disponibles. Ces deux facteurs favorisent l'activité biologique en surface et apparaissent donc comme des facteurs d'eutrophisation.

10.4.4. NORMES D'ÉCHAUFFEMENT

La notion d'échauffement figure implicitement parmi les critères de classification des cours d'eau proposés par une commission de la Communauté Economique Européenne (CEE, 1978) puisqu'il y est indiqué que la température mesurée en aval d'un point de rejet, à la limite de la zone de mélange, ne devrait pas dépasser la température naturelle de plus de $1,5^{\circ}\text{C}$ pour les eaux classées salmonicoles ou 3°C pour les eaux classées cyprinicoles. L'échauffement d'une rivière est donc défini, en un point et à un instant donnés, comme la différence de sa température actuelle, qui dépend en particulier d'un ensemble de rejets thermiques, et de sa température naturelle, température qu'elle aurait en l'absence de tout rejet thermique. Or les deux termes de cette différence ne sont pas de même nature. La température actuelle est une

grandeur mesurable sur le terrain alors que la température naturelle ne peut être atteinte que par le calcul, grâce à un modèle de simulation. L'échauffement lui-même, tel qu'il vient d'être défini, ne peut donc pas être mesuré et résulte nécessairement d'un calcul ou plutôt d'une modélisation telle que celle que nous venons de présenter.

L'échauffement des rivières est essentiellement dû à l'utilisation de leurs eaux comme source froide dans les centrales thermiques, qu'elles soient à combustible fossile ou nucléaire (chapitre 9). Le fonctionnement de ces centrales est bien entendu soumis à une réglementation et, en particulier, la température de l'effluent doit être inférieure à 30°C (avec une tolérance de dépassement pour de courtes périodes). Nous avons voulu voir quel serait l'impact sur le fonctionnement des centrales de l'imposition d'une norme concernant l'échauffement des rivières (Poulin et Hubert, 1982).

Utilisant un modèle simple de calcul de l'échauffement, nous avons élaboré une méthode utilisant la programmation linéaire, permettant d'optimiser au jour le jour la production d'un parc de centrales thermiques. On suppose que l'ensemble des rejets thermiques reçus par une rivière provient des centrales de ce parc. On suppose de plus que toutes ces centrales sont placées sous l'autorité d'un organisme unique dont l'objectif est de maximiser la production électrique tout en s'efforçant de respecter une certaine norme d'échauffement, ce qui peut nécessiter, selon les conditions hydrométéorologiques, de diminuer voire d'interrompre la production d'une ou de plusieurs centrales.

Cette méthode a été appliquée au Rhin, du Fessenheim en Alsace à Lobith (frontière germano-hollandaise). Nous avons utilisé les données hydrométéorologiques de l'année 1970. Le parc de centrales thermiques pris en compte correspond approximativement aux prévisions d'équipement de l'an 2000 et nous avons supposé que toutes les centrales fonctionnaient en circuit ouvert. La puissance nominale électrique installée est donc de 29,3 GW, ce qui correspond en circuit ouvert à une puissance maximale de rejet de 51,8 GW thermiques. Nous avons alors calculé pour différentes normes (de 1 à 7°C par pas de 1°C) le taux de production garanti pendant une fraction donnée de l'année (fig.10.8).

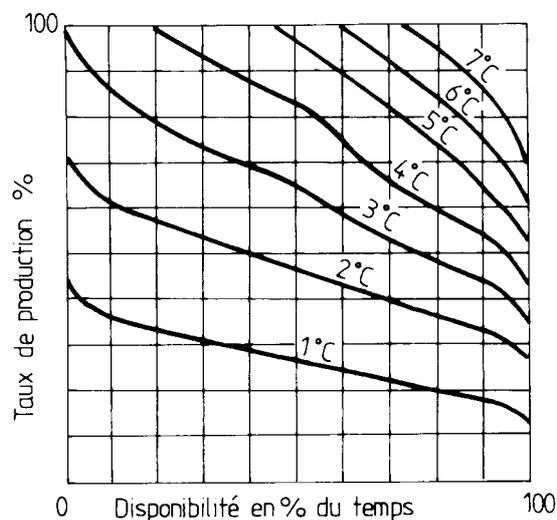


Fig. 10.8. Courbes de productions relatives classées pour différents normes d'échauffement, d'après Poulin et Hubert (1982).

Les courbes de cet abaque sont en fait des courbes de production classée. On peut par exemple y lire que les capacités de production n'auraient été utilisables à plus de 25% que pendant moins de 50% du temps pour une norme d'échauffement de 1°C (avec les conditions hydrométéorologiques de l'année 1970). Ce n'est qu'à partir d'une norme d'échauffement de 4°C qu'il aurait été possible d'utiliser complètement les capacités de production installées, mais seulement pendant moins de 20% du temps.

Ce petit exemple montre que l'utilisation d'un milieu aquatique et une norme régissant cette utilisation ne peuvent être pensées indépendamment l'une de l'autre. Une norme d'échauffement de rivière salmonicole (1,5°C) conduirait à fermer les deux tiers des centrales thermiques situées sur le Rhin. Au cas bien improbable où une telle norme serait décrétée, il est évident qu'elle resterait lettre morte. C'est au niveau de la planification qu'il faut confronter les exigences de nature économique (ici la production électrique) et les exigences de nature écologique (ici l'échauffement) qui sont incommensurables et contradictoires. Dans le cadre d'un compromis, la norme exprime alors que l'écologique cède à l'économique mais aussi ce que l'économique assure à l'écologique.

Chapitre XI

ASPECTS DE LA NOTION DE RESSOURCE EN EAU

Nous avons examiné ou évoqué plus haut un certain nombre d'utilisations, directes ou indirectes, des milieux aquatiques. Telles sont la production d'énergie hydroélectrique, la navigation fluviale, la pêche commerciale, les activités récréatives, la géothermie mais aussi le prélèvement de granulats, d'eau ou encore la dilution et l'évacuation de déchets organiques, chimiques ou thermiques. Ces actes d'utilisations ont pour but, littéralement, de rendre les milieux aquatiques utiles, c'est-à-dire susceptibles de satisfaire des besoins ou des demandes (Mc Donald et Maidment, 1978; Tate, 1978), ressentis ou exprimés par des individus, des groupes ou par la société dans son ensemble.

Nous distinguerons le besoin, ni substituable ni compressible, de la demande, substituable et / ou compressible. Cette distinction ne doit cependant pas être faite hors d'un contexte géographique, climatique, technologique et social. Quelques litres d'eau par jour sont nécessaires à la survie d'un être humain. C'est le besoin absolument incompressible et non substituable. Un auteur du 19ème siècle (Dumas, 1856) estimait que *pour qu'une habitation soit largement fournie d'eau il faut journellement 10 litres d'eau par personne, tant pour le besoin guttural que pour les ablutions*. Dans la France d'aujourd'hui, il serait difficile de fixer le seuil des besoins en eau domestique à moins de cinquante ou cent litres par jour et par personne. Entre ces deux époques l'idée de confort a évolué et surtout s'est concrétisée dans des équipements ménagers dont le fonctionnement exige souvent de l'eau et qui est donc à l'origine d'un authentique besoin. Ces exemples, domestiques, montrent bien le caractère relatif du besoin en eau. Que dire alors de la demande? A un moment donné, dans un contexte donné, ou pourrait la définir comme la somme du besoin en eau, du gaspillage, des pertes dues à de mauvais fonctionnements (fuites) et des *besoins* engendrés par l'utilisation de technologies désuètes.

Il peut sembler paradoxal de parler de besoins et de demandes en eau dans un chapitre consacré aux ressources en eau. En fait les deux questions sont intimement liées. La disponibilité de l'eau dépend non seulement des conditions géographiques et climatiques mais également des usages qu'on en a, qui s'adaptent à leur tour à la disponibilité de l'eau. On introduira plus bas la notion de système de ressources et d'utilisations destinée à résoudre cette dualité.

Il est caractéristique, alors que l'eau est utile aux individus et aux collectivités depuis la nuit des temps, que le concept de ressource, voisin de ceux de matière première et de produit de base, ait été appliqué à l'eau relativement récemment. Il émerge très naturellement dans les pays industrialisés lorsque l'eau, ou l'eau de bonne qualité, devient rare, c'est-à-dire quand les diverses utilisations des milieux aquatiques rencontrent des limites qui, bien souvent, sont dues aux autres utilisations. A cet égard, la contradiction entre l'utilisation des milieux aquatiques comme sources d'eau pure d'une part et comme réceptacles et véhicules de déchets d'autre part est sans doute la plus criante.

Les premiers à utiliser et à illustrer théoriquement le concept de ressources en eau furent des ingénieurs et des économistes à travers de très nombreux travaux concernant la valorisation de l'eau ou la rentabilité des aménagements hydrauliques (Massé, 1946; Mass et al., 1962). La ressource en eau est alors identifiée à l'ensemble des eaux naturelles. Cette ressource limitée doit être affectée de telle sorte que son efficacité économique soit maximale. On comprend dès lors pourquoi les pratiques dérivées de la recherche opérationnelle ont été si largement utilisées dans ce domaine. Son langage et ses méthodes sont effectivement bien adaptés à cette problématique. La recherche opérationnelle permet de simuler un monopole public réalisant l'aménagement et l'allocation de la ressource. L'optimum est atteint grâce à un système de tarification de l'eau qui doit conduire les agents économiques à prendre des décisions rationnelles (optimum et rationalité sont ceux, purement économiques, de la théorie néoclassique élaborée au début du siècle par Walras et Pareto et développée après la seconde guerre mondiale par Massé, Allais, Le Soune...).

Mais l'eau n'est pas seulement une ressource au sens économique de ce terme. Elle fait partie des milieux naturels, en particulier des milieux aquatiques et ceci indépendamment de toute activité sociale. Pour ces milieux, l'eau est un des éléments les plus actifs en raison de son volume, de sa répartition, de sa circulation et des nombreuses fonctions que ses propriétés lui permettent d'assurer. Ce rôle est particulièrement déterminant pour le fonctionnement et la reproduction de la biosphère. Nous avons vu plus haut quelques uns des impacts subis par les milieux aquatiques du fait de leur utilisation. La protection et la conservation des écosystèmes aquatiques est donc une autre limite, perçue plus tardivement, aux utilisations des milieux aquatiques, qui subissent et transmettent les effets de ces utilisations. Il convient donc, comme l'indique Gleizes (1977) *plutôt que de situer toute l'activité humaine par rapport à l'eau, de se placer en marge de ce cycle et ne considérer comme ressources en eau qu'une partie limitée des quantités disponibles*. Nous noterons au passage que le concept de ressource naturelle, souvent utilisé, rend très imparfaitement compte de la dualité ressource-milieu puisqu'il considère

implicitement l'ensemble des eaux comme ressource, la nature n'étant qu'un appendice qualitatif.

Nous reviendrons sur ces problèmes à propos de la typologie des ressources en eau. Mais pour les éclairer nous voudrions tout d'abord examiner quelques facettes du concept traditionnel de ressource en eau.

11.1. LE CADRE GÉOGRAPHIQUE

Un système de ressources et d'utilisations est inséparable d'un espace géographique. Etant donné les deux pôles du système considéré, les ressources et les utilisations, les frontières de cet espace évolueront entre des frontières tracées selon des critères hydrologiques (bassin versant) ou sociaux (région économique) selon les poids respectifs de ces pôles. En cette matière, il faut prendre garde à l'hydrocentrisme. De même qu'il est absurde de vouloir faire entrer de force l'utilisation de l'eau, par l'industrie ou l'agriculture, dans le carcan de sa valorisation optimale, les découpages pertinents de l'espace ne sont pas nécessairement hydrologiques. Cela est particulièrement vrai pour l'aire d'influence de grandes métropoles, où le système hydrologique naturel peut devenir de peu d'importance face aux réseaux artificiels d'adduction et d'assainissement. Il doit être entendu que l'espace ainsi délimité doit être un espace de gestion des milieux aquatiques. Cette gestion se confond, dans le respect des contraintes imposées, avec la construction, l'entretien et la modification du système de ressources et d'utilisations afférent à cet espace.

11.2. RESSOURCES RENOUVELABLES ET RESSOURCES NON RENOUVELABLES

Les différentes phases (ou réservoirs) du cycle de l'eau, océans, lacs, rivières, nappes renferment chacune un certain volume d'eau. Le mouvement du cycle hydrologique se traduit par le passage d'eau de l'une à autre de ces phases. Chaque phase est ainsi caractérisée par un stock et par un flux, étroitement imbriqués et dont le rapport, suivant le sens dans lequel on le considère, est un taux ou un temps de renouvellement. Le taux de renouvellement est élevé (et le temps de renouvellement est faible) pour des réservoirs tels que la vapeur d'eau atmosphérique ou les fleuves. Par contre, il est faible et peut même s'annuler (le temps de renouvellement est alors important voire infini) pour des réservoirs tels que les océans ou certains aquifères profonds.

En matière de ressources, les notions de flux et de stock se traduisent en termes de ressources renouvelables et de ressources non renouvelables. Il est certain que ce n'est qu'à court terme qu'il est possible de tirer d'un réservoir une ressource dont le débit serait supérieur au flux moyen traversant naturellement

le réservoir, mais ce court terme hydrologique peut être un long terme social. Une exploitation partiellement minière d'un réservoir peut donc parfois être envisagée.

Il faut cependant noter que l'exploitation d'une fraction du flux de renouvellement d'un réservoir a nécessairement des conséquences sur les réserves de ce réservoir. Considérons par exemple un réservoir quelconque, qui pourrait être un lac ou une nappe, le débit Q issu de ce réservoir étant une fonction biunivoque et croissante du volume V stocké dans ce réservoir (fig.11.1). Dans un régime permanent naturel (fig.11.2) le débit sortant Q_I est égal au débit Q_E et le niveau du réservoir s'établit donc à un niveau V_I tel que $Q_I = f(V_I)$. Si nous prélevons dans le réservoir un débit q inférieur à Q_E (fig.11.3) un nouveau régime permanent s'établira.

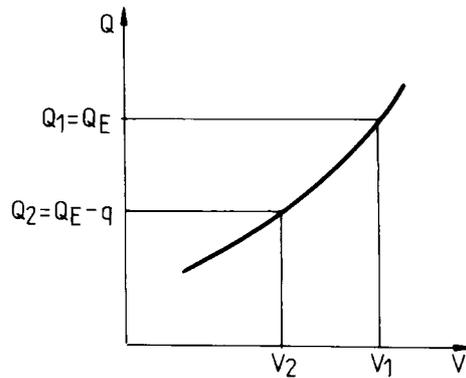


Fig. 11.1. Relation entre le volume d'un réservoir et son débit à l'exutoire.

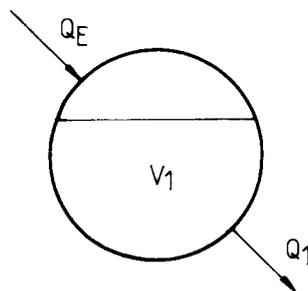


Fig. 11.2. Réservoir en régime permanent initial.

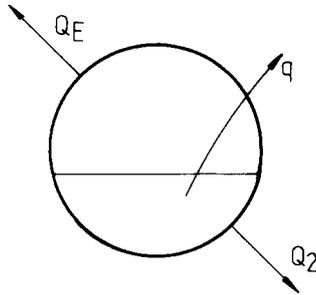


Fig. 11.3. Réservoir en régime permanent avec prélèvement.

Le débit sortant Q_2 sera égal à la différence $(Q_E - q)$ et le niveau du réservoir s'établira donc à un niveau V_2 inférieur à V_1 , tel que $Q_2 = f(V_2)$. On voit clairement sur cet exemple que flux et stock ne sont pas indépendants. Nous noterons de plus que la notion de surexploitation, souvent associée à toute diminution du stock naturel, doit être maniée avec la plus grande prudence (Margat, 1977).

Les flux et les stocks auxquels nous venons de nous intéresser ne sont généralement pas constants au cours du temps et l'amplitude de leurs variations peut être considérable. Ce fait a naturellement des conséquences au niveau de leur utilisation en tant que ressources en eau. On distinguera les ressources permanentes et les ressources variables. Un risque de défaillance devra cependant être associé aux ressources *permanentes*, probabilité qu'un débit ou un volume soit inférieur à une valeur garantie pendant une durée donnée. En ce qui concerne les eaux de surface, les ressources permanentes sont définies à partir d'un débit d'étiage bien caractérisé (fréquence, durée...). Le débit moyen indique quant à lui la borne supérieure des ressources permanentes, que l'on pourrait obtenir avec une régularisation parfaite. Nous reviendrons plus loin sur la régularisation artificielle mais nous dirons ici quelques mots sur la régularisation naturelle des flux par les stocks, qui vaut pour les eaux de surface (lacs, biefs) comme pour les eaux souterraines (nappes).

Pour cela reprenons l'exemple précédemment traité et supposons, pour la commodité des calculs que la relation entre le débit sortant d'un réservoir et le stock de ce dernier soit linéaire.

$$Q_S(t) = \alpha V(t).$$

Supposons de plus qu'à un instant t^0 , où un régime permanent est établi, le débit entrant passe de la valeur Q_1 à la valeur Q_2 (fig.11.4).

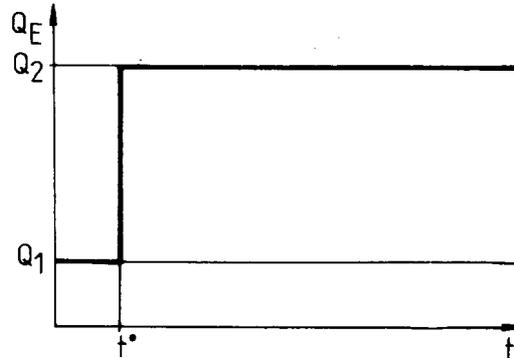


Fig. 11.4. Echelon sur le débit entrant.

Le régime permanent est détruit et désormais Q_S et V deviennent fonction du temps t . Pendant un intervalle de temps dt on peut écrire le bilan du réservoir:

$$dV(t) = Q_2 dt - Q_S(t) dt,$$

soit en tenant compte du fait que:

$$\begin{aligned} dQ_S(t) &= \alpha dV(t), \\ \frac{dQ_S(t)}{dt} + \alpha Q_S(t) &= \alpha Q_2. \end{aligned}$$

Cette équation différentielle linéaire se résout aisément. Son intégrale valable pour t supérieur à t^0 est:

$$Q_S(t) = Q_1 e^{-\alpha(t-t^0)} + Q_2 \left[1 - e^{-\alpha(t-t^0)} \right],$$

fonction dont l'allure est représentée sur la figure 11.5. Egal à Q_1 au temps t^0 , le débit Q_S tend vers Q_2 lorsque le temps augmente indéfiniment, réalisant ainsi un nouveau régime permanent. Le volume stocké dans le réservoir suit une évolution analogue. La présence du réservoir a pour effet d'amortir l'échelon auquel il été soumis en emmagasinant une partie de son alimentation. On pourrait calculer de la même façon la réponse à une impulsion, suite de deux échelons d'amplitudes égales et de sens contraires (fig.11.6 et 11.7).

Les relations entre le débit sortant et le volume emmagasiné des différents réservoirs que l'on peut rencontrer dans la nature (sols, lacs, biefs, aquifères) sont généralement plus complexes que celles que nous avons admises.

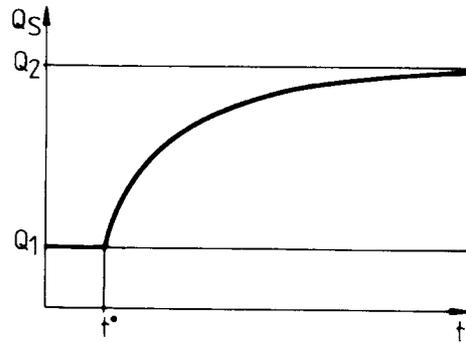


Fig. 11.5. Réponse du réservoir à un échelon sur le débit entrant.

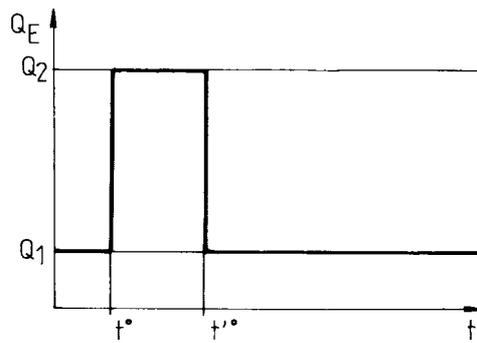


Fig. 11.6. Impulsion sur le débit entrant.

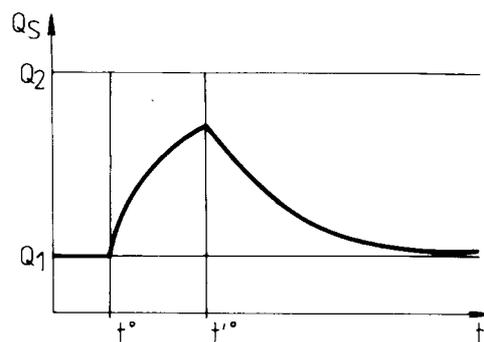


Fig. 11.7. Réponse du réservoir à une impulsion sur le débit entrant.

Ces réservoirs assurent cependant la régularisation naturelle (laminage) d'apports hydrologiques souvent discontinus, en particulier les précipitations, et parfois violents.

11.3. RESSOURCES SUPERFICIELLES ET RESSOURCES SOUTERRAINES

Au cours de l'accomplissement de son cycle, l'eau emprunte des chemins très divers. L'eau liquide des continents s'écoule soit à la surface du sol, soit à travers les pores ou les fissures du sous-sol. Selon le cas, les écoulements peuvent être quasiment indépendants, comme dans le cas des aquifères captifs des bassins sédimentaires qui n'ont aucune relation avec le réseau hydrographique de surface, ou étroitement imbriqués, comme dans le cas des rivières accompagnées d'une nappe alluviale. Le schéma du tableau 11.1 illustre les rapports des composantes superficielles et souterraines de l'écoulement. Il est important dans la présentation des bilans de bien préciser de quoi l'on parle et de distinguer soigneusement l'infiltration, l'écoulement souterrain qui se retrouvera dans les rivières et le sous écoulement qui restera dans le milieu souterrain. Un prélèvement sur l'écoulement souterrain se fera au détriment de l'écoulement de surface en aval, ce qui ne sera pas le cas d'un prélèvement sur le sous écoulement. Selon le cas, l'additivité des ressources superficielles et des ressources souterraines sera donc nulle, s'il n'y a pas de sous écoulement, ou totale, si aucune résurgence de l'infiltration n'est observée.

Tableau 11.1

Relations entre eaux superficielles et eaux souterraines

	Apport (flux entrant)	Ecoulement (flux sortant)		
Eaux superficielles	Ruissellement	Ecoulement superficiel	Ecoulement des cours d'eau	Ecoulement total
Eaux souterraines	Infiltration	Ecoulement souterrain		
		sous écoulement		

Un attitude très répandue consiste à séparer radicalement et systématiquement l'écoulement superficiel et l'écoulement souterrain. Cette hydroschizophrénie, bien que stigmatisée par plusieurs auteurs, en premier lieu par Llamas (1977), continue pourtant d'exercer ses ravages, au niveau scientifique, où l'hydrologie et hydrogéologie s'ignorent trop souvent, au niveau administratif, par des partages de compétences parfois sans aucun lien

avec la réalité physique, au niveau de l'aménagement de la ressource enfin, où cette attitude a généralement pour corollaire une sous estimation et un sous emploi des eaux souterraines. Sans doute on trouve l'eau à coup sûr en rivière alors que les forages sont parfois infructueux. Il ne faut cependant pas ignorer les avantages spécifiques des eaux souterraines. Elles sont le plus souvent présentes dans un espace à deux dimensions, alors que les eaux superficielles sont présentes selon des lignes, ce qui peut éliminer, ou limiter, le transport de l'eau par canalisation. De plus, les eaux souterraines offrent naturellement, lorsque le stock du réservoir souterrain est important, une plus grande sécurité d'approvisionnement qui ne peut souvent être obtenue en rivière qu'au prix de stockages saisonniers dans des barrages réservoirs. Enfin, les eaux souterraines sont généralement de meilleure qualité que les eaux de surface. Il est nécessaire, en particulier lorsque l'écoulement superficiel et l'écoulement souterrain sont en relation, de fonder le choix d'exploiter la ressource sous telle ou telle de ses formes sur une analyse globale des avantages et des inconvénients respectifs de ces formes relativement à leur utilisation.

11.4. LES RESSOURCES NON CONVENTIONNELLES

Par opposition aux ressources conventionnelles prélevées dans le réseau hydrographique ou dans les nappes souterraines selon des techniques éprouvées et répandues, les ressources non conventionnelles sont obtenues par des techniques nouvelles ou marginales. Au titre des techniques nouvelles, nous citerons essentiellement le dessalement de l'eau dont le taux de progression est très important. (Les chiffres du tableau 11.2, s'ils donnent une idée des diverses répartitions des unités de dessalement, devraient donc aujourd'hui être très largement dépassés). Les ressources en eau issues du dessalement de l'eau de mer s'ajoutent aux ressources continentales traditionnelles.

La récolte des pluies dans des citernes est une très ancienne technique. En France environ 1,5% du territoire est bâti (Ministère de la Qualité de la Vie, 1974). Il tombe donc, en année moyenne, 5 milliards de mètres cubes d'eau sur les toits. La récolte des pluies peut être avantageuse en milieu rural sous tous les climats et peut devenir irremplaçable lorsqu'il n'existe ni réseau de surface, ni nappe souterraine comme c'est le cas dans certaines régions d'Afrique ou d'Australie. A grande échelle, cette technique consiste, sur un bassin versant, à favoriser au maximum le ruissellement par divers moyens (imperméabilisation des surfaces, création de chenaux d'écoulement) pour recueillir l'eau de ruissellement dans un réservoir ou la diriger directement vers des périmètres d'irrigation.

Tableau 11.2

**Le dessalement dans le monde en 1970,
d'après Van der Leeden (1975)**

	Nombre d'usines	Capacité 10 ³ m ³ /j
Par régions		
Moyen Orient	78	262
USA	315	202
Europe Continentale	97	120
Caraïbes	31	91
Afrique	50	75
Royaume Uni / Irlande	63	48
URSS	9	48
Amérique du Nord (sauf USA)	12	32
Asie	27	16
Amérique du Sud	23	16
Australie	7	5
Monde entier	712	927
Par procédés		
Distillation	662	879
Membrane	47	47
Congélation	3	1
Par taille des usines		
< 2000 m ³ /j	662	262
2000 - 20000 m ³ /j	83	494
> 20000 m ³ /j	7	171

Dans ce dernier cas, on réalise un véritable multiplication des précipitations (dans un rapport au maximum égal au quotient de la surface du bassin versant par la surface des parcelles irriguées) qui permet d'utiliser à des fins agricoles des précipitations de l'ordre de 50 à 80 millimètres par an (NAS, 1974). Il faut noter que les ressources ainsi mobilisées ne s'additionnent que partiellement aux ressources traditionnelles puisque si l'on entrave l'évaporation, on entrave également l'infiltration et donc la recharge des eaux souterraines.

Nous citerons enfin pour mémoire dans ce paragraphe la réutilisation des eaux usées. Ici non plus, il ne s'agit pas de procédés totalement nouveaux puisqu'il existe par exemple des champs d'épandage relativement anciens, mais de procédés dont les applications ont été jusqu'alors limitées en particulier à cause de contraintes concernant la santé publique. Du point de vue de la gestion d'un ensemble hydrologique ces procédés ont l'immense avantage de préserver

les milieux aquatiques, y compris dans leur dimension de ressource, à deux niveaux. D'une part ils permettent de limiter les prélèvements qui y sont réalisés, d'autre part ils permettent de limiter les rejets qui y sont effectués. La rareté des ressources dans certaines régions ainsi que la possibilité de valoriser des déchets ont conduit ces dernières années à reconsidérer les aspects techniques et économiques de ces procédés (Valiron, 1983).

11.5. LA QUALITÉ DE LA RESSOURCE

Un mètre cube d'eau n'est pas nécessairement égal à un mètre cube d'eau. Sa localisation dans le temps et dans l'espace est un premier facteur d'inégalité, ce qu'on appelle sa qualité en est un second. Nous avons déjà discuté de la notion de qualité d'un milieu aquatique et de qualité de l'eau à propos de l'écologie des milieux aquatiques et des utilisations de l'eau en tant que matière première, Nous reprendrons et résumerons ces discussions en commentant d'abord le libellé de l'étiquette d'une eau minérale bien connue. La qualité, ou plutôt les qualités, prêtées à cette eau sont affirmées par quatre adjectifs: l'eau d'Evian est minérale, naturelle, pure et légère. Ces appréciations qualitatives font référence à l'origine et à la composition de l'eau d'Evian. La pureté et la légèreté s'appuient sur l'analyse chimique quantitative de l'eau qui, à son tour, justifie ses usages potentiels.

(Selon la législation française, une eau minérale est une eau dont les propriétés thérapeutiques ont été reconnues par l'administration compétente. La dénomination d'eau minérale est donc un peu malheureuse car dans le langage courant, la minéralisation d'une eau fait plus référence à la quantité de sels dissous qu'à leur nature).

La caractérisation de la qualité des eaux dont l'expression s'appuie le plus souvent sur des grandeurs a toujours un double aspect: celui d'une description intrinsèque de l'eau et celui d'un potentiel d'usage. Mais une définition qualitative est généralement plus riche que la traduction quantifiée qu'on en donne. On risque en effet d'une part de négliger certaines grandeurs, d'autre part de ne pas maîtriser leurs relations. La traduction quantifiée sera donc toujours approchée et révisable.

La tableau 11.3, élaboré par l'administration (Lefrou et Brachet, 1973), propose quatre grandeurs pour apprécier la salinité de l'eau et vingt-quatre caractéristiques (dont l'expression est quantitative ou qualitative) pour apprécier sa qualité générale. Cette grille permet de repérer vingt classes de qualité (tab.11.4) en croisant cinq classes de salinité (S0, S1, S2, S3, S4) et quatre classes de qualité générale (1A, 1B, 2, 3, 4).

Tableau 11.3

Critères d'appréciation de la qualité générale de l'eau

		S0	S1	S2	S3	S4
I	1. Conductivité S/cm à 20°C	400	750	1500	3000	>3000
	2. Dureté totale ° français	15	30	50	100	> 100
	3. Cl mg / l	100	200	400	1000	>1000
	4. Capacité d'absorption du Na (1)	2	4	8	≥8	

		1.A	1.B	2	3
II	5. Température	< 20°	20 à 22°	22 à 25°	25 à 30°
III	6. O ₂ dissous en mg/l (2) O ₂ dissous en % sat	7 ≥ 90%	5 à 7 70 à 90%	3 à 5 50 à 70%	milieu aérobie à maintenir en permanence
	7. DBO ₅ eau brute mg O ₂ /l	≤ 3	3 à 5	5 à 10	10 à 25
	8. Oxydabilité mg O ₂ /l	≤ 3	3 à 5	5 à 8	
	9. DCO eau brute mg O ₂ /l	≥ 20	20 à 25	25 à 40	40 à 80
IV	10. NO ₃ mg/l			44	41 à 100
	11. NH ₄ mg/l	≤ 0.1	0.1 à 0.5	0.5 à 2	2 à 8
	12. N total mg/l (Kjeldahl)				
V	13. Saprobies	oligosaprobe	β mésosaprobe	α mésosaprobe	mésosaprobe
	14. Ecart de l'indice biotique par rapport à l'indice normal (3)	1	2 ou 3	4 ou 5	6 ou 7
VI	15. Fer total mg/l précipité et en sol	≤ 0.5	0.5 à 1	1 à 1.5	
	16. Mn total mg/l	≤ 0.1	0.1 à 0.25	0.25 à 0.50	
	17. Matières en susp. totales mg/l (4)	≤ 30	≤ 30	≤ 30 (m dec ≤ 0.5 ml/l)	30 à 70 (mdec ≤ 1ml/l)
	18. Couleur mg Pt/l	≤ 10	10 à 20 (absence de coloration visible)	20 à 40	40 à 80
	19. Odeur	non perceptible		ni saveur ni odeur anormales	Par d'odeur perceptible à distance du cours d'eau

Tableau 11.3 (suite)

	20. Subst. extractibles au chlorof. mg/l	≤ 0.2	2 à 0.5	0.5 à 1.0	>1
	21. Huiles et graisses	néant		traces	présence

	22. Phénols mg/l	≤ 0.001	0.001 à 0.05	0.05 à 0.5
	23. Toxiques	norme permmissible pour la plus exigente et en particulier pour préparation d'eau alimentaire		Traces inoffensives pour la survie du poisson
	24. pH	6.5 - 8.5 6.0 - 8.5 si TH<5°l	6.5-8.5 6.0-8.5 si TH 5°fr 6.5-9.0 photosynthèse active	5.5-9.5
VIII	25. Coliformes/100 ml		<5000	
	26. Esch. coli/ 100 ml		<2000	
	27. Strept. fec. /100 ml			
IX	28. Radioactivité	catégorie I de SCPRI	catégorie II du SCPRI	

(1) $CAS = \frac{Na\sqrt{2}}{\sqrt{Ca + Mg}}$ teneurs en mg/l; (3) L'indice normal est supposé égal à 10, s'il n'a pas été

déterminé;

(2) La teneur en O₂ dissous est impérative; (4) La teneur en MES ne s'applique pas en période de hautes eaux.

Tableau 11.4

Vocation des eaux selon leur salinité et leur qualité générale

QUALITÉ GÉNÉRALE DE L'EAU

	1A	1B	2	3
0	1A. SO	1B. SO	2. SO	3. SO
1	1A. S1	1B. S1 EAU POTABLE (traitement simple ou normal) INDUSTRIES ALIMENTAIRES	2. S1 IRRIGATION	3. S1

Tableau 11.4 (suite)

2	1A. S2	1B. S2	S. S2	3. S2
----------	--------	--------	-------	-------

		ABREUVAGE DES ANIMAUX	EAU INDUSTRIELLE eau potable (traitement poussé)	Irrigation
3	1A. S3	1B. S3 BAIGNADE LOISIRS POISSON (vit et se reproduit normalement)	2. S3 Abreuvement des animaux	3. S3 AUTOEPURATION NAVIGATION REFROIDISSEMENT
4	1A. S4	1B. S4	S. S4 Loisirs (contacts exceptionnels avec l'eau) Poisson (vit normalement mais sa production peut être aléatoire)	3. S4 Autoépuration Poisson (sa survie peut être aléatoire dans certaines circonstances)

Ces vingt-huit caractéristiques (on dit souvent mais à tort paramètres...) sont de natures très diverses ce qui n'exclut pas que certaines d'entre elles soient, au moins partiellement, redondantes. La plupart des caractéristiques retenues sont relatives à l'eau elle-même mais deux d'entre elles, l'indice des saprobies (13) et l'écart à l'indice biotique normal (14) sont inséparables du milieu aquatique puisqu'ils font référence à des peuplements animaux ou végétaux. Selon un autre éclairage nous distinguerons des caractéristiques physiques, comme la conductivité (1), la température (5) ou la radioactivité (28), des caractéristiques chimiques, comme la teneur en chlorures (3), en nitrates (10) ou le pH (24), des caractéristiques biologiques enfin comme la teneur en coliformes (25). Parmi les caractéristiques chimiques, certaines ne font référence qu'à une espèce chimique simple comme la teneur en oxygène dissous (6), alors que d'autres comme les substances extractibles au chloroforme (20) intéressent un ensemble de composés chimiques. Les résultats d'analyses chimiques, quoiqu'entachés d'une barre d'erreur, s'expriment en termes déterministes alors que parfois les résultats d'analyses bactériologiques s'expriment en termes statistiques (nombre le plus probable), les fluctuations d'échantillonnage pouvant alors devenir importantes. Il faut enfin remarquer que si la plupart de ces caractéristiques sont des grandeurs, quelques-unes comme l'odeur (19) ont une expression purement qualitative.

Certaines caractéristiques sont très étroitement liées à des fonctions ou à des usages de l'eau. C'est le cas de la demande biologique en oxygène de cinq jours (7), résultat d'une simulation, au laboratoire et dans des conditions normalisées du processus d'auto-épuration. La dureté (2) d'une eau est une caractéristique liée à une utilisation particulière de l'eau, le lavage. Selon Taylor (1958) *la*

dureté représente le pouvoir destructeur du savon et rien d'autre, et les tentatives faites en vue de déduire de la dureté des informations sur les quantités de sels de calcium ou de magnésium ont introduit bien des erreurs et causé bien des confusions. Les résultats des analyses bactériologiques (25, 26, 27) ont essentiellement pour objet de mesurer la qualité de l'eau relativement à la production d'eau potable. La capacité d'adsorption du sodium (4), déjà citée à propos de l'agriculture, ne prend une réelle signification que par rapport à l'irrigation.

Le tableau 11.3 apparemment très symétrique dissimule donc en réalité une très grande complexité mais aussi de nombreux points de vue. Les limites de la grille de qualité construite à partir de la salinité et de la qualité générale (tab.11.4) se révèlent lorsque l'on veut la confronter aux usages et fonctions de l'eau. On relève par exemple une confusion entre qualité de l'eau (eau potable...) et qualité du milieu (poisson...). On relève aussi des catégories trop générales pour être réellement opérationnelles (eau industrielle...), mais cela est inévitable en raison de la définition des classes de qualité qui rendent pour le moins délicate l'expression d'exigences spécifiques.

De nombreux auteurs ont tenté de définir un index unique de la qualité des eaux (Walski et Parker, 1974; Prati, Pavanello et Pesarin, 1971) par addition, combinaison, pondération des valeurs de caractéristiques et/ou de grandeurs *élémentaires*. Toutes souffrent des mêmes insuffisances. Voulant s'appliquer à tout elles finissent par ne s'appliquer à rien. Il semble plus judicieux, comme l'ont fait Lamontagne et Provencher (1978) de définir un ensemble d'indices relatifs à des fonctions et/ou des usages suffisamment différenciés de l'eau, à partir de caractéristiques intrinsèques dont l'indépendance est statistiquement prouvée. On retrouve bien là, mais sous forme de deux séries de grandeurs, opposables et complémentaires les deux aspects de la qualité de l'eau que nous signalions au début de cet exposé.

11.6. TYPOLOGIE DES RESSOURCES EN EAU

Nous avons vu au début de ce chapitre que des préoccupations de nature environnementale pouvaient conduire à ne considérer comme ressource qu'une partie des eaux naturelles. Se basant sur d'autres considérations, ou ayant en tête d'autres préoccupations, de nombreux auteurs ont été amenés, explicitement ou implicitement, à séparer les eaux en ressource et non ressource.

Selon des considérations purement hydrologiques, les auteurs de la monographie du bassin Seine-Normandie (AFB Seine-Normandie, 1976) retiennent trois acceptions de la notion de ressource en eau à savoir la quantité d'eau de précipitation, la différence entre les précipitations et la consommation

du complexe sol-végétation et les débits d'étiage issus des nappes souterraines, les deux dernières acceptions éliminant de la catégorie ressource une part des eaux naturelles.

Les concepts de ressources mobilisables, utilisables ou exploitables permettent également de séparer les eaux naturelles en catégories dont les caractéristiques d'occurrence, de régularité, de composition etc, contribuent ou non à en faire des ressources disponibles ou potentielles. Ces diverses caractéristiques, comme la diversité des utilités de l'eau expliquent l'utilisation courante de l'expression *ressources en eau*, au pluriel, opposable mais complémentaire à l'expression *ressource en eau*, au singulier qui exprime l'unité de l'eau à l'intérieur de son cycle. Les ressources mobilisables sont généralement définies comme la fraction des eaux du milieu qu'il est physiquement et techniquement possible de maîtriser. Klemes (1975) en donne indirectement une excellente définition, quoiqu'il les nomme ressources exploitables. *Pour la gestion des ressources en eau, la tâche fondamentale de l'hydrologie consiste à fournir les données sur la répartition dans la temps et dans l'espace de la partie des eaux superficielles qui est directement exploitable, c'est-à-dire qu'on peut redistribuer dans le temps et dans l'espace par des travaux tels que barrages, canaux, canalisations, pompes et autres ouvrages ou machines.* Les ressources utilisables semblent plutôt être définies sur la base de contraintes économiques. C'est à de telles ressources que pensent Brachet, Gaubet et Cheret (1966) lorsqu'ils écrivent *ce qui est rare, ce n'est pas l'eau, mais l'eau bon marché et de bonne qualité. (Cette expression) indique que l'étude des ressources en eau ne peut pas être séparée de la notion de prix de l'eau.* Dans ce contexte, les ressources exploitables sont les eaux que les contraintes techniques et financières permettent d'exploiter.

Ces diverses classifications, qui se veulent rigoureuses, utilisent des critères qui se révèlent flous, comme *l'étiage*, ou fluctuants, comme la faisabilité technique. Faisant appel à des rationalités différentes, elles ne sont pas homogènes. Enfin et surtout, elles négligent l'articulation des différents niveaux physiques, techniques, financiers, etc. . . qui font qu'une eau peut devenir, ou non, une ressource pour un utilisateur particulier. *Les contraintes physiques considérées absolues dans l'optique de définition des ressources mobilisables ne sont pas indépendantes des technologies connues à l'époque considérée et l'applicabilité de celles-ci n'est pas indépendante des disponibilités financières des utilisateurs ainsi que de leur volonté d'en disposer* (Margat, Erhard-Cassegrain et Hubert, 1979).

Une nouvelle interprétation de l'identification des ressources et de leur allocation peut alors être proposée. Les critères techniques, financiers, hydrologiques ou écologiques évoqués plus haut ne seront plus considérés comme absolus. Ils sont l'expression d'un point de vue, fonction des objectifs sociaux de chaque agent ou de chaque catégorie d'agents. Nous remarquerons à

ce propos que, quelles que soient les motivations invoquées pour justifier le point de vue de la protection de l'environnement, qu'il s'agisse de la protection de la nature pour elle-même ou de la sauvegarde de son utilité pour l'homme, ce point de vue apparaît comme l'expression d'un objectif social, en définitive homogène aux objectifs sociaux des utilisateurs de l'eau. Il faut noter qu'un point de vue concernant l'utilisation ou la non utilisation de tel ou tel milieu aquatique n'est qu'un élément, parmi d'autres, de la politique des acteurs visant à réaliser leurs objectifs généraux. Selon les acteurs l'eau et/ou le milieu aquatique seront fondamentaux ou marginaux, ce qui se répercutera au niveau des moyens techniques, financiers etc...qu'ils seront prêts à mettre en oeuvre pour en acquérir la maîtrise. Dans cette optique, la confrontation des agents économiques et sociaux est de nature politique puisqu'elle concerne les préférences collectives, l'aménagement du territoire etc...Elle doit donc être arbitrée comme telle, sa résolution ne pouvant résulter des seuls mécanismes économiques.

Dans un domaine connexe à celui des ressources en eau, celui des réserves de granulats alluvionnaires, une telle analyse a été appliquée au domaine géographique constitué par la vallée du Thérain (Oise). Quatre points de vue ont été pris en compte, celui des exploitants de gravières, celui des écologistes, celui des administrations et celui des collectivités locales. Il apparaît clairement dans cette étude que l'identification et l'évaluation des réserves en granulats, en raison des problèmes économiques et sociaux qu'elles soulèvent, sont plus le résultat de la confrontation des points de vue en présence, qu'une donnée purement technique (de Severac et Streiff, 1978).

Dans le domaine de l'eau, il faudra donc distinguer les utilités possibles de la ressource en eau, et mesurer les effets sur le milieu et sur la ressource de la mise en oeuvre de ces utilités. Il est clair, et nous en avons déjà donné de nombreux exemples, qu'une utilisation des eaux du milieu a des répercussions sur celui-ci en modifiant le régime des débits (prise d'eau, stockage et lâchers), la nature du lit ou des berges (gravières, canalisation des rivières), les caractéristiques physico-chimiques des eaux (rejets) etc...Cette modification peut d'ailleurs être une véritable transformation, d'une rivière en lac derrière un barrage, d'une nappe alluviale en plan d'eau dans une gravière. Nous avons également vu, de façon analogue, que telle ou telle utilisation de la ressource en eau exclut ou facilite telle ou telle autre utilisation de la ressource. Ces oppositions ou ces complémentarités sont toujours spécifiques, elles dépendent des utilisations, des ouvrages, et même de la gestion de ces ouvrages.

Nous en présenterons ici une illustration schématique mettant en scène trois utilisations du milieu aquatique, à savoir la production hydro-électrique, l'irrigation des cultures et les activités récréatives. Sur un même bassin versant, dont nous supposerons la partie amont montagneuse, le producteur d'électricité comme l'agriculteur s'efforceront de stocker une partie de l'écoulement du

printemps, dû à la fonte des neiges. Leurs utilisations de l'eau ne sont pas pour autant complémentaires. Le producteur d'électricité compte lâcher cette eau l'hiver suivant pour satisfaire des pointes de demande en courant électrique. A cette époque, les lachures ne sont d'aucune utilité pour l'agriculteur qui désire au contraire disposer de la réserve d'eau pendant l'été pour l'irrigation. Si les quantités d'eau disponibles sont limitées, une compétition s'instaurera nécessairement entre l'électricien et l'agriculteur. L'issue de cette compétition échappe totalement au domaine de l'eau. Elle dépendra soit des mécanismes du marché, soit d'un arbitrage public. Sous-produit du stockage de l'eau, les plans d'eau créés derrière les barrages peuvent être utilisés à des fins récréatives mais là aussi des discordances saisonnières peuvent poser un problème. La retenue agricole, à demi-vide pendant l'été aura une très médiocre valeur récréative alors que la retenue hydro-électrique de montagne, pleine durant l'été sera un milieu bien adapté aux exigences de la récréation. On pourrait d'ailleurs imaginer que la récréation devienne l'utilisation principale du milieu aquatique, hydroélectricité et/ou agriculture lui étant alors subordonnés.

On voit bien que c'est l'ensemble des relations entre le milieu et les utilisations et entre les utilisations elles-mêmes qui doit être analysé dans chaque situation concrète (fig.11.8). L'état du milieu, sa qualité au sens large, apparaît alors comme prémisses et comme résultats de l'ensemble des actes d'utilisation du milieu.

L'approche traditionnelle des ressources en eau, essentiellement fondée sur l'évaluation quantitative de certains postes du cycle hydrologique, ignore en fait les conditions concrètes des utilisations de l'eau. C'est pourquoi elle est théoriquement fragile, permet difficilement les comparaisons et se révèle finalement inopérante. Le véritable problème, de nature politique, qui consiste à savoir ce que la collectivité veut faire ou ne pas faire de ses milieux aquatiques, avec les choix et/ou les arbitrages que cela comporte, est éludé. *En conséquence les ressources sont alors définies réellement a posteriori, du seul fait de la demande ou de sa prévision, alors que paradoxalement, on ne projette d'agir du point de vue de l'aménagement des eaux que sur le volet ressource* (Margat et al., 1979). L'expression *accroissement des ressources en eau* utilisée par exemple par Vaillant (1977) illustre bien cette vision d'une ressource extensible...à la demande.

Dans une démarche vraiment opérationnelle, qui reste partiellement à définir et surtout à concrétiser, les choix politiques concernant la hiérarchisation des valeurs attribuées à la conservation du milieu comme à ses diverses utilisations, devraient contenir les choix techniques et financiers concernant l'aménagement des milieux et des utilisations (fig.11.9). Dans ce cadre, les ressources en eau ne se réduisent pas à un nombre, mesure d'un volume ou d'un débit disponible actuellement ou à terme, mais s'expriment surtout par un schéma traduisant l'organisation de l'exploitation des milieux aquatiques par l'aménagement de la

ressource et de la demande. Il n'y a aucune raison qu'un tel schéma soit unique ce qui laisse place, mais à ce niveau seulement, à des pratiques optimisatrices selon des critères à définir.

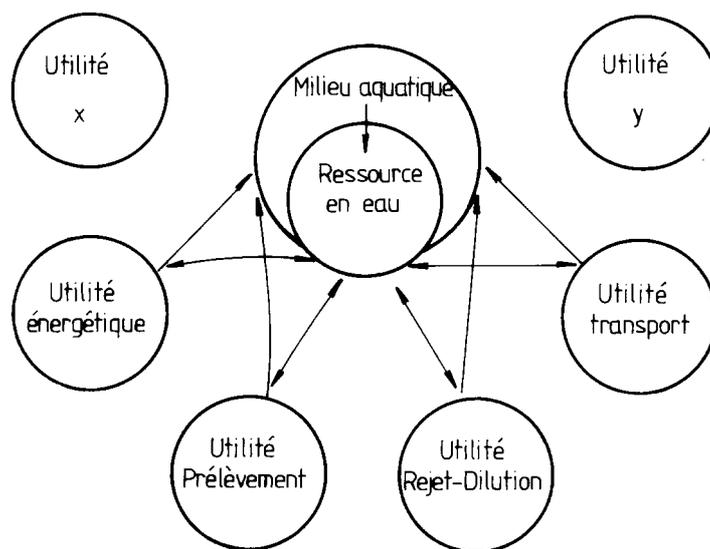


Fig. 11.8. Utilisation du milieu aquatique et ressource en eau.

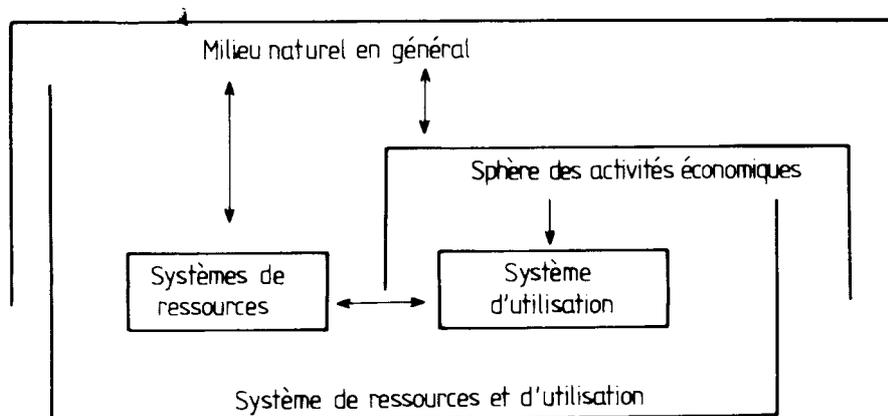


Fig. 11.9. Système de ressources et d'utilisations, d'après Margat et al. (1977).

Pour illustrer ces conceptions, nous nous reporterons à la figure 11.10. Elle représente un bassin versant drainé par deux rivières, *Rivière 1* et son affluent *Rivière 2*, elles mêmes alimentées par des nappes souterraines. Les eaux naturelles peuvent être caractérisées à l'échelle de ce bassin par le débit moyen annuel Q à l'exutoire. Nous supposerons que les contraintes externes se limitent

à un débit minimum Q_m à respecter à l'exutoire. Une contrainte interne également, la rivière 2 est protégée et seule la pêche et la baignade y sont autorisées.

Le choix politique est ici d'affecter la rivière 1 aux prélèvements industriels domestiques et agricoles et d'affecter la rivière 2 aux loisirs. Selon le cas, ce choix pourra être une décision administrative ou le résultat d'une concertation entre l'administration et les usagers. Dans ce cadre, toute organisation dans l'espace des prélèvements et des rejets est possible pourvu que les consommations d'eau soient inférieures à la différence entre Q et Q_m . Dans le cas représenté, l'usine, le périmètre irrigué et la centrale thermique prélèvent en rivière, cependant que la demande domestique est satisfaite par prélèvement d'eau souterraine.

Ce système de ressources et d'utilisations du milieu aquatique satisfait des demandes sociales diverses (prélèvement d'eau, évacuation de déchets, loisirs) qu'il est impossible de prendre totalement en compte par le traditionnel *bilan ressource demande*.

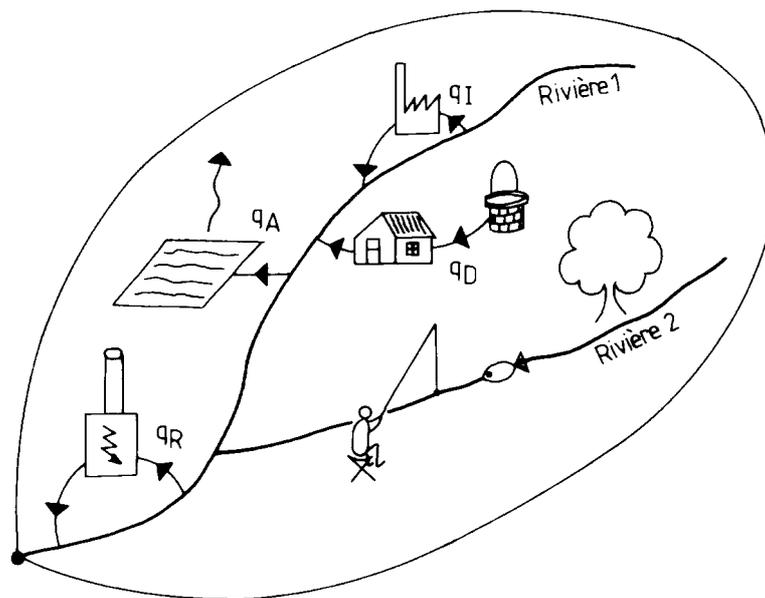


Fig. 11.10. Un hypothétique bassin versant.

La *ressource* serait ici une fonction du débit Q cependant que la *demande* se réduirait à la somme $Q_a + Q_i + Q_d + Q_r$ des prélèvements et on se poserait uniquement la question de savoir si Q est plus grand ou plus petit que la somme des prélèvements. Cette approche peut éventuellement sous-estimer les

possibilités d'utilisation des eaux du bassin car elle néglige les prélèvements en série.

C'est en fait un modèle, image du système de ressources et d'utilisations, que l'on s'efforcera de réaliser. Un tel modèle, plus ou moins détaillé selon le matériel disponible et selon le but poursuivi, constitue le meilleur moyen de rassembler et surtout d'organiser l'information dont on dispose. Il sera au-delà un excellent instrument d'aide à la prise de décision.

Chapitre XII

MODÈLES MATHÉMATIQUES ET OPTIMISATION

La recherche hydrologique, comme la gestion des ressources en eau, utilisent de plus en plus largement des modèles, en particulier des modèles mathématiques. Si les formes et les fonctions de ces modèles sont extrêmement variables, qu'ils soient utilisés à des fins de recherche ou dans le but de prendre des décisions, tous reposent sur une formalisation mathématique des phénomènes physiques, chimiques, biologiques, voire sociaux ou économiques. Cette formulation est explicite pour les modèles mathématiques, mais elle est à l'oeuvre, implicitement, dans les modèles réduits ou les modèles analogiques, puisque l'on justifie ceux-ci en démontrant que les phénomènes en *vraie grandeur* et les phénomènes *reproduits* sur le modèle sont régis par les mêmes équations, que ces phénomènes soient ou non de même nature. Il est important de noter que tout modèle mathématique est un instrument permettant d'atteindre un objectif grâce à des données. La nature de l'objectif, la quantité et la qualité des données disponibles tracent donc des limites à la validité et aux possibilités d'utilisation d'un modèle.

Nous avons vu dans les chapitres précédents et nous verrons dans les chapitres suivants plusieurs exemples de modèles mathématiques. Nous n'en ferons pas ici une étude théorique détaillée, nous contentant de donner quelques définitions.

Que peut-on figurer dans un modèle hydrologique? D'abord un cadre physique, c'est-à-dire des roches, des sols, une végétation, une topographie, etc...sans doute modelé par les conditions climatiques (en particulier par les conditions hydrologiques) comme par l'action sociale, mais présentant néanmoins une certaine stabilité. Ensuite des phénomènes hydrologiques, aussi bien physiques, chimiques que biologiques se déroulant au cours du temps dans ce cadre. Enfin, les éventuelles modifications d'origine sociale du cadre physique, volontaires ou non, directes ou indirectes, qui modifieront le cours des phénomènes hydrologiques.

De plus, ces éléments purement physiques peuvent faire l'objet d'appréciations ou d'évaluations en raison de leur valeur économique, des bienfaits ou des méfaits qu'ils exercent sur les activités sociales, productives ou

non. Ces appréciations et ces évaluations peuvent éventuellement trouver leur place, explicitement ou implicitement, dans des modèles hydrologiques.

Voyons très schématiquement comment ces éléments seront traduits dans un modèle mathématique. Le cadre physique sera traduit par des paramètres invariables au cours du temps (transmissivité d'un aquifère, volume d'un lac, surface d'un bassin-versant etc...). Les grandeurs hydrologiques seront traduites par des variables d'état fonctions du temps (hauteur piézométrique, débit, concentration en tel ou tel ion etc...). Les modifications apportées au cadre physique seront traduites par des variables de décision qui peuvent concerner l'implantation d'ouvrages (barrage, station d'épuration etc...) ou les règles d'exploitation de tels ouvrages (débit d'alerte pour un barrage écrêteur de crue, par exemple). Enfin, les appréciations économiques, écologiques ou autres se traduiront par des critères de performance (production hydroélectrique, coût d'un aménagement etc...) s'exprimant en fonction des variables d'état et des variables de décision. Ces critères de performance pourront éventuellement être des critères de choix. Il n'est pas obligatoire que toutes ces catégories se trouvent dans tous les modèles hydrologiques et, en particulier, les variables de décision et les critères de choix ou de performance peuvent être absents de tels modèles. Selon les formes ou les fins des modèles, la forme et le statut des paramètres des variables ou des critères pourront varier ainsi que nous le verrons plus bas.

Sans prétendre faire une typologie systématique des modèles mathématiques utilisés en hydrologie, nous signalerons tout de même quelques dichotomies particulièrement significatives telles que:

Conceptuel	vs	Empirique
Transitoire	vs	Permanent
Déterministe	vs	Stochastique
Maillé	vs	Global
Simulation	vs	Optimisation

Ces distinctions peuvent peut-être sembler académiques. Elles expriment cependant quelques uns des choix que doit réaliser le modélisateur et orientent la cueillette des données comme l'interprétation des résultats (Clarke, 1973).

Conceptuel VS empirique. Cette distinction renvoie au double rôle de la formalisation mathématique des phénomènes naturels dont nous avons parlé au début de ce chapitre. Dans un modèle conceptuel, on s'attache à reproduire dans les équations un ensemble de processus physiques, chimiques, biologiques, clairement identifiés. Dans un modèle empirique, on néglige ces processus et on considère le système auquel il doit s'appliquer comme une boîte noire. Cependant, des interprétations physique peuvent parfois être données aux paramètres de ces modèles. La distinction entre conceptuel et empirique

correspond donc plutôt à deux moments du travail scientifique (ni l'un ni l'autre ne constituent jamais un terme ultime), qu'à deux approches contradictoires.

Transitoire VS permanent. Un modèle transitoire (ou dynamique) est un modèle où le temps, et donc l'évolution des variables au cours du temps, sont explicitement pris en compte. De manière générale, les phénomènes hydrologiques naturels sont transitoires, mais si l'on s'intéresse à l'équilibre vers lequel ils tendent, s'ils sont stables à l'échelle de temps de l'étude, où si l'on peut se contenter de raisonner en termes moyens, il peut être avantageux de décrire un système hydrologique par un modèle permanent (ou statique) d'où la variable temps sera absente.

Déterministe VS probabiliste. Si certaines des grandeurs impliquées dans un modèle mathématique sont considérées comme des grandeurs aléatoires, se distribuant selon une loi de probabilité, le modèle sera dit probabiliste. Si aucune de ces grandeurs n'est considérée comme une grandeur aléatoire, le modèle sera par contre dit déterministe. Il est important de noter que le caractère de grandeur aléatoire peut s'appliquer aussi bien à des données qu'à des inconnues et qu'il peut provenir aussi bien du caractère aléatoire des phénomènes étudiés (pluies, débits par exemple) que de l'incertitude s'attachant à leur détermination (ce qui est particulièrement vrai pour certains paramètres).

Maille VS global. Lorsqu'un certain cadre géographique doit être représenté dans un modèle mathématique, deux options sont possibles. On peut estimer que les variations spatiales des paramètres et des variables d'entrée sont négligeables. On construit alors un modèle global. Au contraire, l'étendue ou hétérogénéité du cadre géographique comme la concentration ou la diversité spatiale des interventions sociales sur le système hydrologique peut conduire à faire une partition de l'espace étudié en unités plus petites à l'intérieur desquelles on pourra de nouveau négliger les variations spatiales des entrées et des paramètres. On construit alors un modèle maillé. Le maillage peut être arbitraire (mailles carrées, par exemple) ou fondé sur des divisions naturelles (découpages en sous-bassins).

Le problème de la discrétisation se retrouve, mais au niveau de la variable temps, dans la plupart des modèles dynamiques où l'on estime ou calcule leur moyenne sur un pas de temps.

La discrétisation, celle du temps comme celle de l'espace, conduit nécessairement à amortir les valeurs extrêmes des grandeurs considérées puisque l'on s'intéresse à leur moyenne sur un pas temporel ou spatial. Un choix judicieux des pas utilisés, adapté aux phénomènes étudiés, doit donc être effectué.

Simulation VS optimisation. Simulation et optimisation se distinguent par le statut de leurs variables mais surtout par le rôle dévolu au critère de performance en optimisation. Un modèle utilisé en simulation est destiné à reproduire des phénomènes ou à prévoir le comportement d'un système soumis

à des sollicitations données, telles que prise de décision concernant l'implantation d'un ouvrage, d'une prise d'eau, d'un pompage etc... Les paramètres du système, comme les variables de décision, sont alors connus et on calcule les variables inconnues (les sorties) en fonction des variables connues (les entrées), des paramètres et des décisions prises. Eventuellement, un ou plusieurs critères de performances peuvent être calculés, mais a posteriori. On peut donc dire que la simulation ignore les objectifs de la gestion. Elle indique seulement les conséquences d'un choix donné, en répondant à une question que l'on peut formuler comme *que se passe-t-il si tel ensemble de décisions est pris?*

Dans un modèle utilisé en optimisation au contraire, l'objectif de la gestion est primordial. Le critère de performances devient explicitement un critère de choix (fonction objectif). De plus, il devient possible d'imposer des contraintes aux variables. On recherchera alors quelles sont les variables de décision permettant d'obtenir la meilleure performance possible du système, relativement au critère retenu. Les paramètres et les entrées sont alors les données du problème, les sorties et les variables de décision étant inconnues. L'optimisation permet de répondre à une question que l'on peut formuler comme *quelles décisions faut-il prendre pour maximiser (ou minimiser) tel ou tel critère de performance?* L'optimisation semble a priori très séduisante pour l'aménagement et la gestion, puisqu'elle permet de déterminer la *meilleure* solution. Son utilisation se heurte cependant à deux types de difficultés.

Le premier type de difficultés est technique. Résoudre un problème d'optimisation consiste à obtenir une solution (ensemble de valeurs des inconnues) optimale, c'est-à-dire maximisant (ou minimisant) la fonction objectif. Selon la forme du problème d'optimisation (que l'on peut également appeler un programme) et les contraintes auxquelles sont soumises les solutions, il peut y avoir une ou plusieurs solutions maximisant la fonction objectif. Dans des problèmes très simples, comme ceux que nous avons étudiés plus haut (hauteur d'une digue au chapitre 3, valorisation optimale de l'eau au chapitre 7), le problème peut être résolu analytiquement. Dans la plupart des cas réels, il faut envisager une résolution numérique qui peut nécessiter des temps de calcul importants, voire prohibitifs. Tous les algorithmes d'optimisation procèdent en effet par itérations successives à partir d'une solution initiale, chaque itération devant améliorer la valeur de la fonction objectif. Lorsque les contraintes et la fonction objectif ne sont pas linéaires, il n'existe pas en général d'algorithme permettant de trouver à coup sûr la solution optimale. Si les algorithmes de programmation linéaire (lorsque les contraintes et la fonction objectif sont linéaires par rapport aux inconnues) permettent de traiter des problèmes comportant plusieurs milliers de contraintes et d'inconnues dans un temps raisonnable, les algorithmes de programmation non

linéaire ne permettent en général de traiter que des problèmes de taille beaucoup plus modeste.

Cependant, le second type de difficultés auxquelles on se heurte est beaucoup plus fondamental, car il a trait à la définition même de la fonction objectif, c'est-à-dire du critère de choix. Idéalement, ce critère devrait rendre compte de tous les aspects économiques, sociaux, écologiques et autres, relatifs à un ensemble hydrologique. Mais ces différents aspects sont hétérogènes, ne se mesurent pas dans les mêmes unités, quand ils peuvent se mesurer! Les méthodes classiques d'optimisation ne peuvent prendre en compte qu'une seule fonction objectif. Celle-ci aura donc souvent un caractère réducteur car il y a en général plusieurs points de vue, s'exprimant selon plusieurs critères, relatifs à un même ensemble hydrologique. Ces points de vue peuvent refléter diverses préoccupations d'un même acteur social ou refléter les intérêts, souvent contradictoires, de plusieurs acteurs sociaux. Les méthodes prenant en compte plusieurs objectifs permettent seulement de limiter l'éventail des choix possibles. Un autre problème se pose quand à l'expression des performances d'un système hydrologique, c'est celui du temps. Les coûts directs (construction des aménagements) sont en général bien connus et sont supportés immédiatement. Mais certains coûts (entretien, dommages) et les bénéfices dus à l'aménagement d'un système hydrologique ne sont engagés ou perçus qu'au cours du temps, pendant une période qui peut durer plusieurs dizaines d'années. Il est donc nécessaire d'actualiser les coûts et les bénéfices. Ce sont ces problèmes que nous allons maintenant aborder.

Les méthodes d'optimisation. Nous avons défini ce qu'est un problème d'optimisation, nous allons ici le formaliser. Parmi les grandeurs intervenant dans un tel problème (paramètres, variables d'entrée, variables de sortie, variables de décision), certaines sont données, d'autres sont inconnues. Soit $x_1, x_2, \dots, x_i, \dots, x_N$, les inconnues du problème. Adoptant une notation vectorielle, nous appellerons X le vecteur à N composantes $x_1, x_2, \dots, x_i, \dots, x_N$.

Le critère de choix, que nous appellerons ici la fonction objectif, est une fonction des inconnues du problème que l'on désire maximiser ou minimiser. Soit f cette fonction:

$$f(x_1, x_2, \dots, x_i, \dots, x_N),$$

ou plus simplement $f(X)$.

(Remarquons ici qu'il est équivalent de maximiser $f(X)$ ou minimiser $-f(X)$.)

Nous écrirons aussi des contraintes, exprimées elles aussi en fonction des inconnues, qui traduiront aussi bien les équations du modèle que des décisions non soumises à l'optimisation (respect d'une norme par exemple).

Nous écrirons donc:

$$g_j(x_1, x_2, \dots, x_i, \dots, x_N) = b_j, \quad j=1, 2, \dots, M$$

ou plus simplement:

$$g_j(X) = b_j, \quad j=1, 2, \dots, M$$

N'importe quelle contrainte, d'égalité ou d'inégalité, peut s'écrire sous cette forme, en faisant passer tous les termes variables dans le premier membre s'il s'agit d'une égalité, en introduisant une inconnue auxiliaire s'il s'agit d'une inégalité. Ainsi:

$$x_1^2 + x_2^2 > 2,$$

est équivalent à:

$$x_1^2 + x_2^2 - x_3^2 = 2.$$

Le problème d'optimisation le plus général peut donc s'écrire sous la forme:

$$\text{Min } f(X),$$

soumis à:

$$g_j(X) = b_j, \quad j = 1, 2, \dots, M.$$

On peut remarquer que les contraintes g déterminent, dans un espace à N dimensions (N étant le nombre d'inconnues), un ensemble de points (éventuellement réduit à l'ensemble vide) représentant les solutions réalisables, c'est-à-dire des points dont les coordonnées satisfont l'ensemble des contraintes. Il s'agit donc de déterminer, parmi ces solutions réalisables, quelle est la solution optimale, c, est-à-dire la solution pour laquelle la fonction f sera minimale. La résolution des problèmes d'optimisation fait l'objet de la recherche opérationnelle (Kaufmann, 1970; Faure, Boss et Le Garff 1961; Haimès, 1977). Le cas le plus simple est celui où les contraintes et la fonction objectif sont linéaires par rapport aux inconnues. Il s'agit alors d'un problème de programmation linéaire pour lequel existent des algorithmes efficaces (Simmonard, 1962; Solnik, 1969). Dans certains cas, la nature séquentielle des décisions permet d'utiliser les méthodes de la programmation dynamique (Bellman, 1957). Nous verrons plus bas (chapitre 13) des exemples d'application de ces méthodes.

Optimisation à objectifs multiples. Nous avons déjà évoqué la difficulté de définir avec précision le but d'un ouvrage ou d'un programme d'aménagement hydraulique, et plus encore de quantifier ce but. Pratiquement, les objectifs de l'aménagement et de la gestion des eaux sont multiples, et souvent

contradictaires. Par exemple, on peut espérer d'un barrage qu'il permettra de produire de l'électricité, d'irriguer des cultures, de soutenir des étiages, d'écrêter des crues etc...Chacun de ces objectifs, chacune de ces utilisations de la retenue, s'exprime et se mesure dans des termes particuliers, et la gestion correspondante de l'ouvrage sera donc spécifique. Une retenue destinée à écrêter les crues devra évidemment être maintenue aussi vide que possible, alors qu'une retenue destinée à soutenir les étiages devra être maintenue aussi pleine que possible. On peut donc être amené à placer en regard des contraintes qui expriment le modèle de l'ensemble hydrologique étudié non pas une, mais deux ou plusieurs fonctions objectifs. Mathématiquement, on pourra exprimer un tel problème comme:

$$\text{Min } f_k (X), \quad k = 1, 2, \dots, K$$

soumis à:

$$g_j (X) = b_j, \quad j = 1, 2, \dots, M.$$

X étant le vecteur dont les composantes $x_1, x_2, \dots, x_i, \dots, x_N$ sont les inconnues que l'on cherche à déterminer grâce à l'optimisation.

Une solution A sera dite supérieure à une solution B , si quel que soit k ,

$$f_k (X_A) < f_k (X_B),$$

à condition que:

$$g_j (X_A) = g_j (X_B) = b_j, \quad j = 1, 2, \dots, M.$$

On définirait de façon symétrique une solution inférieure à une autre, mais si ne serait-ce qu'une des fonctions-objectifs relatives à la solution A est supérieure à la fonction-objectif correspondante de la solution B , il devient impossible de conclure.

Le problème posé n'a généralement pas de solution unique, telle que nous avons pu en montrer l'existence dans le cas où une seule fonction-objectif est prise en compte. C'est-à-dire qu'il n'existe généralement pas de vecteur X^o tel que:

$$f_k (X^o) < f_k (X),$$

quel que soit k , et quel que soit X appartenant à l'ensemble des solutions réalisables défini par:

$$g_j (X) = b_j, \quad j = 1, 2, \dots, M.$$

On peut s'en convaincre en considérant non plus un problème à K fonctions-objectifs, mais les K problèmes à une fonction-objectif suivants:

$$\text{Min } f_k(X),$$

soumis à:

$$g_j(X) = b_j, \quad j = 1, 2, \dots, M.$$

Chacun de ces problèmes, à condition que l'ensemble des solutions réalisables défini par les contraintes g ne soit pas vide, admet généralement une solution X^k et les K solutions sont généralement différentes. La solution X^o ne pourrait être différente d'une de ces solutions puisqu'alors on aurait:

$$f_k(X^k) < f_k(X^o),$$

X^o ne peut non plus être l'une de ces solutions car si:

$$X^o = X^k,$$

il existerait une autre solution, relative à l'objectif l telle que:

$$f_l(X^l) < f_l(X^k).$$

Il est cependant possible d'introduire une nouvelle notion, celle de solution non inférieure, plus large que celle de solution optimale mais plus restrictive que celle de solution réalisable. Une solution non inférieure sera une solution réalisable telle qu'aucune autre solution réalisable ne lui soit supérieure.

Soit par exemple le problème suivant:

$$\text{Min } f_1(x) = x^2 - 2x + 2$$

$$\text{Min } f_2(x) = x^2 - 6x + 12 \quad (12.1)$$

soumis à:

$$0 \leq x \leq 5.$$

Ce problème comporte deux fonctions-objectifs, deux contraintes, mais une seule inconnue x , et il est bien évident que toute valeur de x appartenant à l'intervalle $(0,5)$ est une solution réalisable. La fonction 1 admet un minimum pour la valeur $x = 1$, la fonction 2 admet un minimum pour la valeur $x = 3$, ces deux valeurs étant des solutions réalisables. On peut voir (fig.12.1) que la solution $x = 1$ est supérieure à toute solution appartenant à l'intervalle $(0,1)$ puisque quel que soit x appartenant à cet intervalle:

$$f_1(I) < f_1(x)$$

$$f_2(I) < f_2(x).$$

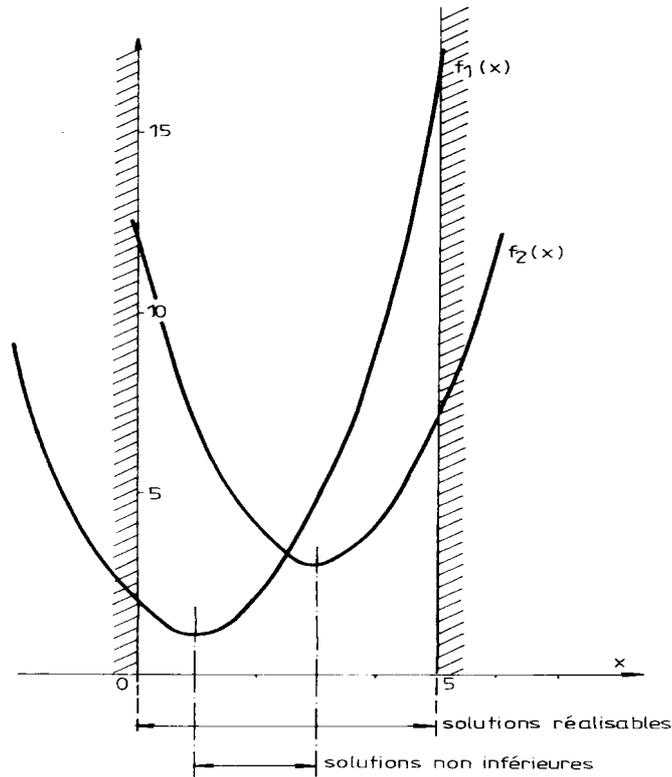


Fig. 12.1. Représentation graphique du problème (12.1).

Pour des raisons analogues, la solution $x = 3$ est supérieure à toute solution appartenant à l'intervalle $(3,5)$. Les solutions réalisables appartenant à l'ensemble des intervalles $(0,1)$ et $(3,5)$ sont donc inférieures, puisqu'il existe au moins une solution réalisable qui leur est supérieure. Par contre, quelle que soit la solution réalisable x appartenant à l'intervalle $(1,3)$, il est impossible de trouver une solution réalisable x' telle que l'on ait à la fois:

$$f_1(x') < f_1(x)$$

$$f_2(x') < f_2(x).$$

Les solutions appartenant à l'intervalle (1,3) sont donc des solutions non inférieures.

Dans l'espace fonctionnel (fig.12.2), nous avons représenté le lieu géométrique du point $M(x)$ dont les coordonnées sont les valeurs des fonctions 1 et 2, x variant de 0 à 5. On peut voir que dans le domaine des solutions inférieures, de $M(0)$ à $M(1)$ et de $M(3)$ à $M(5)$, les fonctions 1 et 2 varient dans le même sens, alors que dans le domaine des solutions non inférieures, de $M(1)$ à $M(3)$, les fonctions 1 et 2 varient en sens contraire.

Dans le cadre des hypothèses formulées jusqu'ici, il n'est pas possible d'aller plus loin que la détermination de l'ensemble des solutions non inférieures qui sont de même nature que l'optimum de Pareto défini en économie. Si l'on désire déterminer une solution *optimale* parmi les solutions non inférieures, il est nécessaire d'introduire de nouvelles hypothèses. Cela peut être réalisé en définissant une fonction d'utilité globale ou collective, selon que les fonctions objectives sont issues d'un ou de plusieurs décideurs telle que:

$$U = \psi(f_1, f_2, \dots, f_k, \dots, f_K),$$

dont l'illustration la plus simple est la pondération:

$$U = \alpha_1 f_1 + \alpha_2 f_2 + \dots + \alpha_k f_k + \dots + \alpha_K f_K.$$

Certains auteurs (Haines, Hall et Freedman, 1975) ont proposé des méthodes plus complexes où l'on compare, autour d'une solution admissible, la valeur attribuable à des variations de diverses fonctions objectifs. De telles méthodes sont très lourdes car elles exigent, outre un important arsenal mathématique et informatique, de perpétuels échanges entre l'analyste et le ou les décideurs.

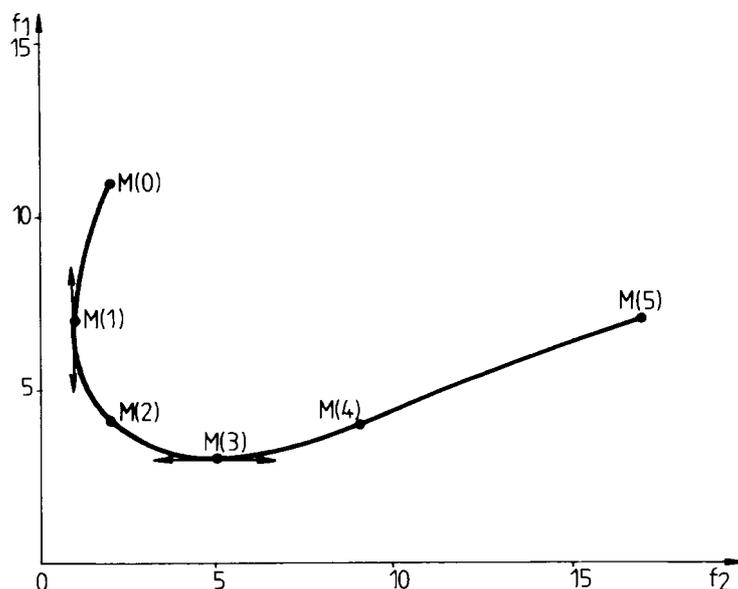


Fig. 12.2. Espace fonctionnel du problème (12.1).

Dans tous les cas, on est amené in fine à évaluer selon une mesure commune soit les fonctions-objectifs, soit leurs variations et l'on peut alors s'interroger sur l'utilité de la démarche multicritère.

L'actualisation. L'actualisation est le procédé permettant de comparer des évaluations monétaires en différents moments du temps (Babeau, 1980). Le calcul d'actualisation est toujours problématique et garde finalement un caractère subjectif traduisant la confiance (ou la défiance) en l'avenir de l'analyste. Fondamentalement le principe de l'actualisation consiste à dire que 1 franc aujourd'hui aura dans un an une valeur $(1+t)$ franc, t est le taux d'actualisation et on peut le rapprocher d'un taux d'intérêt. Actualiser un coût ou un bénéfice futur c'est calculer la valeur aujourd'hui de ce coût ou de ce bénéfice futur. Ainsi, la valeur actuelle V d'un coût C qui sera supporté dans n années sera, pour un taux d'actualisation t :

$$V = \frac{C}{(1+t)^n}.$$

L'influence du taux d'actualisation sur le classement de différentes solutions d'aménagement peut être considérable. Un taux faible favorise les solutions capitalistiques, c'est-à-dire exigeant d'importants investissements. Un taux fort les décourage. Pour s'en convaincre, considérons un exemple simple.

Pour produire de l'électricité, on peut construire un barrage et une usine hydroélectrique (solution 1) ou une centrale thermique (solution 2). On

supposera que ces deux solutions sont strictement identiques quant à leur utilité (même production d'électricité). La solution 2 exige un investissement I_2 , très inférieur à I_1 et des frais de fonctionnement annuels F (essentiellement coût du combustible) également très inférieurs à I_1 . Soit t le taux d'actualisation. Actualisons le coût de ces deux solutions sur une durée infinie, ce qui simplifie les calculs mais ne modifie pas les conclusions.

$$C_1 = I_1 ;$$

$$C_2 = I_2 + \sum_{i=0}^{i=\infty} \frac{F}{(1+t)^i}.$$

La somme intervenant dans C_2 se calcule aisément et est égale à :

$$\sum_{i=0}^{i=\infty} \frac{F}{(1+t)^i} = F \left(\frac{1+t}{t} \right).$$

Étudions alors le rapport $r = C_1 / C_2$. S'il est inférieur à 1, la première solution est préférable à la seconde. Au contraire, si ce rapport est supérieur à 1, c'est la deuxième solution qui sera préférable à la première. Or :

$$r = \frac{C_1}{C_2} = \frac{I_1}{I_2 + F \left(\frac{1+t}{t} \right)} = \frac{I_1 t}{F + (I_2 + F)t}.$$

Nous avons tracé la courbe représentative du rapport r en fonction du taux t sur la figure 12.3. C'est une branche d'hyperbole passant par l'origine et tendant vers une asymptote lorsque t augmente indéfiniment. L'ordonnée de cette asymptote est égale à :

$$l = \frac{I_1}{I_2 + F} \gg 1.$$

Il existe donc une valeur t^0 du taux t pour laquelle r est égal à 1.

$$t^0 = \frac{F}{I_1 - I_2 - F} \neq \frac{F}{I_1}.$$

Cette valeur sera nécessairement petite puisque F est petit devant I_1 . Un taux d'actualisation faible (c'est-à-dire inférieur à t^0) entraînera le choix de l'usine

thermique. L'exemple choisi est sans doute un peu caricatural, mais il montre cependant comment un taux d'actualisation oriente le choix d'une solution d'aménagement.

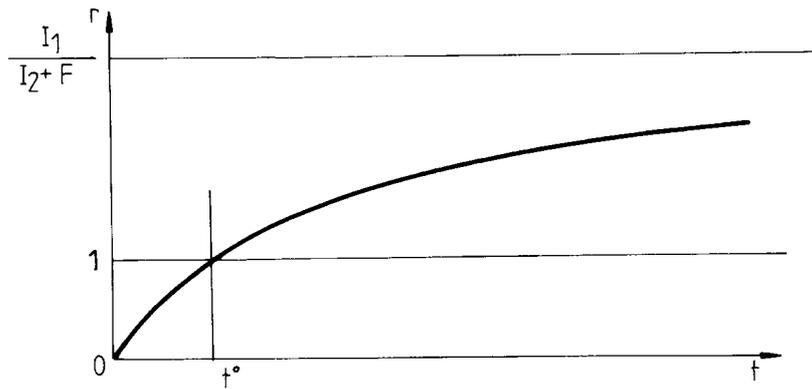


Fig. 12.3. Variation du rapport des coûts actualisés des solutions 1 et 2 en fonction du taux d'actualisation.

Chapitre XIII

UTILITÉ ET GESTION DES RÉSERVOIRS

D'un point de vue social, on peut identifier des situations de manque ou d'excès d'eau. Il y aura manque d'eau si les prélèvements destinés aux usages domestiques, industriels ou agricoles ne peuvent atteindre un niveau suffisant, si les débits ne permettent pas la production d'hydroélectricité dans de bonnes conditions, ou bien si la profondeur des cours d'eau interdit ou limite la navigation. Il y aura excès d'eau si les inondations accompagnant les crues perturbent la vie sociale (habitat, production, transport), ou si l'humidité de son sol empêche l'urbanisation ou l'utilisation agricole d'une surface.

Les notions de manque ou d'excès d'eau sont bien des notions sociales, car inséparables de l'utilisation de l'eau et/ou du milieu. Dans la mesure où l'on désire surmonter ces situations, la demande en eau ou aménagement du territoire étant imposés, il est nécessaire de modifier la répartition de l'eau dans le temps et/ou dans l'espace par le jeu d'importations, d'exportations, de stockages ou de déstockages d'eau.

Nous aborderons ici, à travers quelques exemples, l'étude d'un des moyens techniques de ces modifications, l'utilisation de réservoirs naturels ou artificiels, superficiels ou souterrains, tels que ceux aménagés derrière des barrages (ce sont ceux qui sont le plus couramment utilisés) ou ceux utilisant la perméabilité du sous-sol. Ces *ouvrages* modifient essentiellement la répartition de l'eau dans le temps, aux pertes près (évaporation, infiltration) qui assurent également une certaine redistribution spatiale. Le volume des réservoirs artificiels va de quelques dizaines de milliers de mètres cubes pour les retenues collinaires (Ministère de l'Agriculture, 1963) à plusieurs dizaines de kilomètres cubes. Le réservoir du haut barrage d'Assouan par exemple peut contenir 175 km³ d'eau soit presque deux fois le volume du Léman (Whittington et Guariso, 1983).

Grâce aux réservoirs, on cherche soit à augmenter des débits trop faibles, soit à diminuer des débits trop élevés. Comme il faut accumuler de l'eau pour prévenir les crues (eau qui devra être rejetée plus tard), et en fournir pour soutenir les étiages (eau qui devra avoir été préalablement accumulée), les deux tâches peuvent apparaître comme parfaitement complémentaires. En fait, elles sont largement indépendantes en raison des règles d'exploitation qui sont

contradictoires dans l'un et l'autre cas, la tendance de base étant de chercher à disposer d'un réservoir plein pour soutenir les étiages et de disposer d'un réservoir vide pour prévenir les crues.

Un grand nombre de paramètres peuvent mesurer certaines caractéristiques d'un réservoir particulier. En premier lieu, il faut citer ceux qui décrivent les contraintes de son fonctionnement hydraulique: capacité de rétention maximale, capacité d'évacuation de l'eau stockée (vannes et déversoirs d'un barrage, forages et pompes d'un réservoir souterrain, éventuellement capacité d'alimentation du réservoir (liée au bassin de réalimentation d'une nappe par exemple), et enfin échelle de temps de l'écoulement (qui peut être grande pour un stockage souterrain).

Bien d'autres paramètres, à dimension sociale, économique ou écologique, peuvent être définis. Nous en citerons quelques-uns pour des retenues superficielles:

V/C:

- rapport du volume du réservoir à son coût, qui caractérise l'investissement par unité de volume de stockage et permet de classer différents sites selon ce critère.

V/A:

- rapport du volume de la retenue à sa surface, égal à la profondeur moyenne du lac de retenue, est un paramètre important du fonctionnement hydrobiologique de ce lac et influencera donc la qualité des eaux stockées. Mais ce paramètre est également lié à l'importance des expropriations à effectuer par unité de volume de stockage.

B/V:

- rapport de la surface du bassin versant de la retenue au volume de la retenue, caractérisera, sous un climat donné, la facilité de remplissage de la retenue.

L'équation différentielle régissant le fonctionnement hydrologique d'un réservoir est particulièrement simple (équation d'emmagasinement):

$$Q - Q' = \frac{dS}{dt},$$

où:

S est le volume d'eau stocké dans la réserve;

Q - le débit entrant;

Q' - le débit sortant, cette équation pouvant être discrétisée selon un pas de temps convenable.

Deux contraintes s'appliquent toujours:

$$0 \leq S \leq V,$$

le volume stocké dans le réservoir devant, bien évidemment, être inférieur à la capacité du réservoir et ne pouvant devenir négatif. Eventuellement, des contraintes s'appliquent aux entrées Q (qui peuvent être totalement imposées dans le cas d'un réservoir à l'alimentation naturelle) et aux sorties Q' .

L'ensemble de ces contraintes caractérise techniquement l'ouvrage de stockage/ déstockage d'eau dans un cadre physique donné, et fait l'objet, une fois pour toutes, d'un choix d'aménagement. Un second type de choix reste cependant à faire, c'est de savoir comment se servir de l'infrastructure résultant du premier choix. Ce choix qui, à la différence du premier peut être modifié, est celui de la gestion de l'ouvrage et se traduit par des règles d'exploitation qui indiquent, par exemple, comment moduler les sorties en fonction de la saison et du niveau de remplissage du réservoir.

Les choix d'aménagement et les choix de gestion ne sont pas indépendants. L'un et l'autre doivent concourir à réaliser le ou les objectifs poursuivis (soutien d'étiage, laminage de crue, approvisionnement en eau, production hydroélectrique,...). Il faut souligner de plus qu'ils ne sont pas isolés et se situent dans des contextes physiques, biologiques et sociaux complexes qui les influencent et qu'ils influencent. Ces choix ont cependant une certaine autonomie, surtout les choix de gestion qui peuvent être modifiés a posteriori pour réorienter l'utilisation d'un ouvrage existant, dont la vie peut être fort longue, en fonction d'un nouvel objectif, dont la vie peut être plus éphémère (notion de résilience d'un aménagement).

L'étude de la gestion des réservoirs, isolés ou organisés en système, à buts simples ou multiples, a fait l'objet de très nombreux travaux qui font souvent appel à des concepts probabilistes ainsi qu'à la recherche opérationnelle (Bernier, 1965 et 1977; Mc Mahon et Mein, 1978). Nous aborderons ici cette étude à travers quelques exemples simples tirés de la littérature.

13.1. EXEMPLE DE RÈGLES D'EXPLOITATION D'UN BARRAGE

La figure 13.1 représente un barrage et diverses parties de son emmagasinement. La réserve inutilisable est essentiellement destinée à recevoir des sédiments, mais peut être vidangée grâce à un évacuateur inférieur. A la base de l'emmagasinement permanent, une conduite permet d'alimenter une turbine. Enfin l'emmagasinement temporaire comprend deux parties, l'une dont la vidange peut être commandée par des vannes, l'autre dont la vidange se fait automatiquement grâce à un déversoir. Si le niveau de l'eau devait atteindre le couronnement du barrage, le débordement qui en résulterait pourrait mettre en cause la sécurité de l'ouvrage.

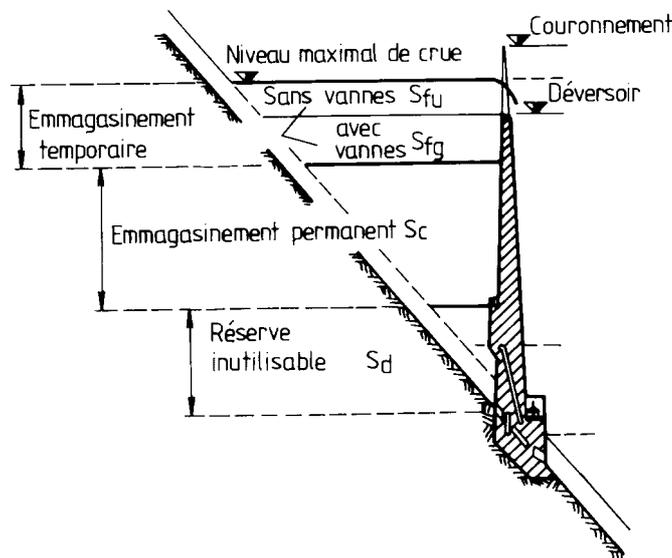


Fig. 13.1. Répartition typique de l'emmagasinement dans un barrage polyvalent. Extrait de Klemes (1975), avec l'aimable autorisation de l'OMM.

Deux débits sont attachés à ce barrage, un débit soutirable D et un débit limite F . Le débit soutirable est le taux minimal de lachure souhaité. C'est un débit de référence dont il a été tenu compte dans la résolution de l'équation d'emmagasinement. Il en est de même pour le débit limite qui devrait ne pas être dépassé. Il existe cependant un risque que le débit soutirable ne puisse être atteint et que le débit limite soit dépassé. La fiabilité de la régulation est la probabilité que ce risque n'advienne pas.

Le diagramme de la figure 13.2 permet de gérer la réserve au jour le jour, en faisant correspondre pour une date donnée un débit de lachure à un niveau de la réserve.

Dans la zone 1, c'est le débit soutirable qui sera lâché après avoir entraîné la turbine. Dans les zones 2 et 3 où la retenue est trop peu remplie (notion relative à la saison et donc aux apports futurs probables), une fraction seulement du débit soutirable sera relâchée, si cela est possible... Dans la zone 4, c'est le débit maximum turbinable qui est lâché. Dans la zone 5 on lâche le débit limite, éventuellement en utilisant les vannes. Enfin, dans la zone 6, on est contraint, afin de prévenir un débordement, de dépasser le débit limite et d'utiliser toutes les capacités d'évacuation (turbinage, vannes, déversoir et jusqu'à l'évacuateur inférieur).

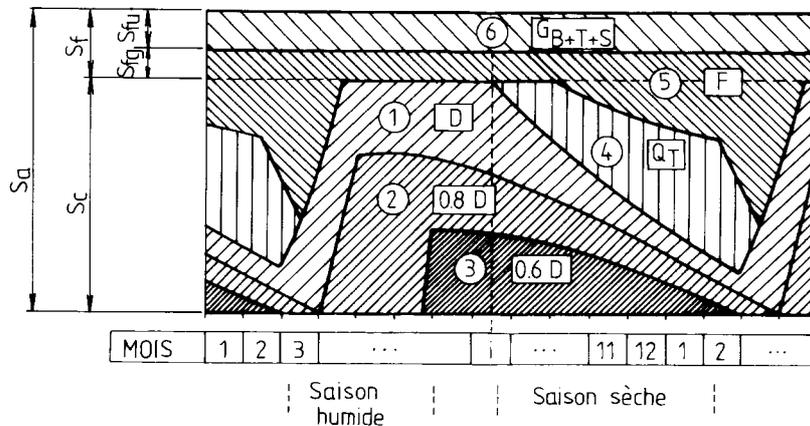


Fig. 13.2. Diagramme typique des consignes applicables aux lachures d'un barrage polyvalent. Extrait de Klemes (1975), avec l'aimable autorisation de l'OMM.

Nous venons de décrire des règles d'exploitation. Ces règles ont été déterminées en tenant compte de contraintes techniques et réglementaires, du régime des apports et surtout de l'objectif assigné à l'ouvrage, qui ici est multiple puisque l'on veut soutenir les étiages, écrêter les crues et produire de l'électricité. La gestion adoptée, dont nous n'avons pas précisé le mode de détermination, dépend bien entendu de la façon dont les performances de l'ouvrage ont été évaluées selon ces différents objectifs, et du point respectif qui leur a été attribué.

13.2. SIMULATION PROBABILISTE D'UN RÉSERVOIR (d'après Hubert, 1978)

13.2.1. DÉFINITION DE LA MATRICE DE TRANSITION

On dispose d'un réservoir de capacité de rétention V , dont la réserve, v , ne peut prendre que des valeurs discrètes:

$$v = 0, 1, \dots, V.$$

Dans un premier temps, nous considérons une période de temps élémentaire pour laquelle nous sommes en mesure de nous donner une loi de probabilité de l'apport naturel au réservoir. Cet apport peut prendre les valeurs:

$$a = 0, 1, \dots, A,$$

avec respectivement les probabilités:

$$P_0, P_1, \dots, P_a, \dots, P_A,$$

qui vérifient l'égalité:

$$\sum_{a=0}^{a=A} P_a = 1.$$

Nous nous proposons alors de calculer la probabilité que la réserve passe de la valeur r en début de période à la valeur s en fin de période. Soit $t(r,s)$ cette probabilité. Pour calculer $t(r,s)$, il faut donner la règle d'exploitation du réservoir. On désire assurer à l'aval du réservoir un débit au moins égal à un débit donné D . On essaiera donc, chaque fois que cela sera possible, d'assurer exactement le débit D à l'aval immédiat du réservoir. Cela ne pourra être réalisé s'il y a pénurie, c'est-à-dire si la réserve initiale, augmentée des apports de la période, est inférieure à la demande D . Le débit en aval du réservoir sera alors inférieur à D . Mais cela ne pourra pas non plus être réalisé s'il y a surabondance, c'est-à-dire si la réserve initiale, augmentée des apports de la période et diminuée de la demande, devient supérieure à la capacité totale de rétention du réservoir. Dans ce cas, le débit en aval du réservoir sera supérieur à D .

Examinons alors les différents cas pouvant se présenter, la réserve et les apports ne pouvant respectivement prendre que des valeurs de 0 à V et de 0 à A . Dans le cas général, c'est-à-dire lorsque s est différent de 0 et de V , l'équation d'emmagasinement s'écrit:

$$s = r + a - D,$$

donc l'apport a nécessaire pour passer de l'état initial r à l'état final s est tel que:

$$a = s + D - r,$$

a est un apport qui doit être compris entre 0 et A . Donc si:

$$s + D - r < 0,$$

ou:

$$s + D - r > A,$$

alors:

$$t(r, s) = 0.$$

Mais si:

$$0 \leq s + D - r \leq A,$$

$$t(r, s) = P_{s+D-r}.$$

Deux cas particuliers sont à examiner, s sera égal à 0 si et seulement si la réserve initiale r , augmentée de l'apport a est inférieure ou égale à la demande D .

$$r + a \leq D.$$

Donc si l'apport correspondant a été possible, c'est à dire si:

$$0 \leq D - r,$$

alors:

$$t(r, 0) = \sum_{a=0}^{a=D-r} P_a,$$

sinon:

$$t(r, 0) = 0,$$

s sera égal à V si et seulement si la réserve initiale r , augmentée de l'apport a et diminuée de la demande D est supérieure ou égale à la capacité V du réservoir.

$$r + a - D \geq V.$$

Donc, si l'apport correspondant est possible, c'est-à-dire inférieur à A :

$$V + D - r \leq A,$$

alors:

$$t(r, V) = \sum_{a=V+D-r}^{a=A} P_a.$$

Sinon:

$$t(r, V) = 0.$$

Connaissant la distribution des apports, la demande et la capacité de stockage de la réserve, soit:

$$P_a \text{ pour } a = 0, 1, \dots, A; D; V,$$

il est donc possible de déterminer tous les termes d'une matrice carrée que nous appellerons matrice de transition, de dimensions $(V+1)(V+1)$, dont le terme courant $t(r, s)$ est la probabilité pour que la réserve passe du niveau r en début de période au niveau s en fin de période (fig.13.3). La matrice de transition (T) jouit d'une propriété remarquable; la somme des termes de chacune de ses colonnes est égale à 1. La matrice de transition est une matrice stochastique:

$$\sum_{s=0}^{s=V} t(r,s) = 1, \quad \forall r, \forall s, \quad t(r,s) \geq 0$$

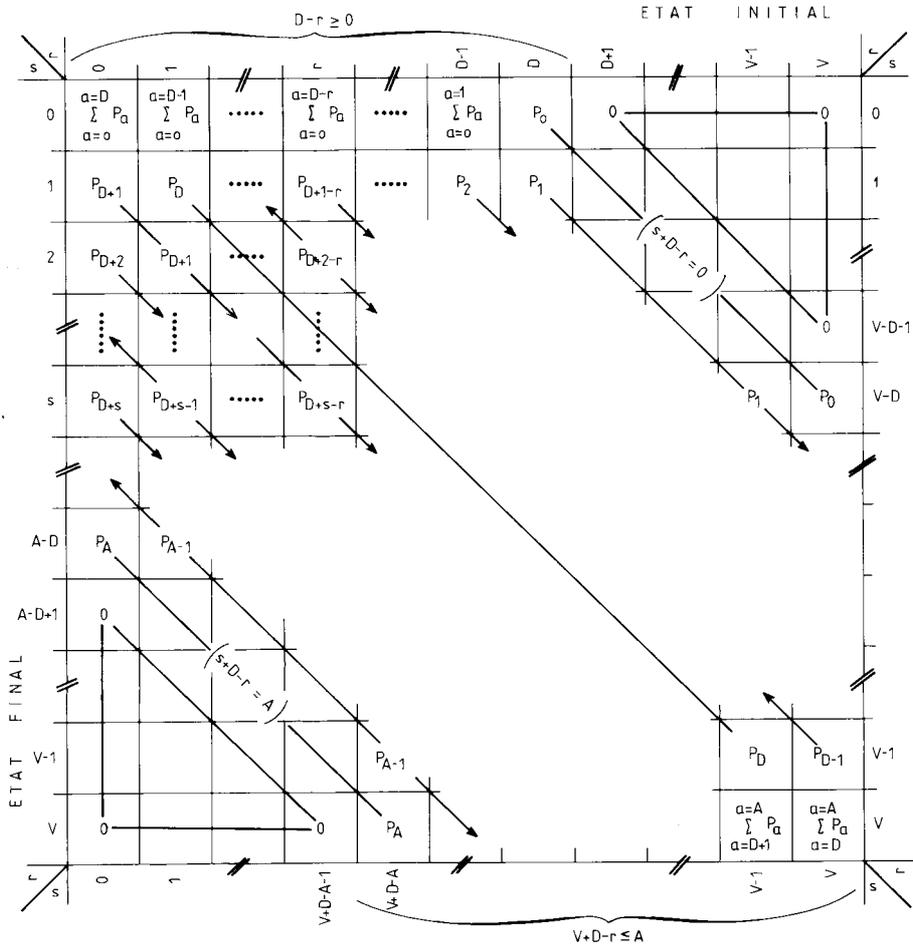


Fig. 13.3. Matrice de transition.

Cela peut être démontré en partant de l'expression $t(r,s)$, mais il est plus simple de remarquer que partant de l'état r en début de période, le niveau de la réserve en fin de période sera nécessairement 0 ou 1 ou etc. ou V .

Si nous notons P_r la probabilité que le réservoir soit au niveau r en début de période avec:

$$\sum_{r=0}^{r=V} P_r = 1,$$

et P_s la probabilité que le réservoir soit au niveau s en fin de période avec:

$$\sum_{s=0}^{s=V} P_s = 1, \quad s = 0, 1, \dots, V,$$

on peut écrire:

$$P_s = \sum_{r=0}^{r=V} t(r, s) P_r, \quad (13.1)$$

on en introduisant les deux matrices colonnes (P_s) et (P_r) :

$$(P_s) = (T) (P_r).$$

13.2.2. DÉTERMINATION DE LA LOI DE PROBABILITÉ DES NIVEAUX DU RÉSERVOIR

Envisagerons maintenant une succession de périodes telles que celle que nous venons de considérer en supposant d'une part que la loi de probabilité des apports est la même pour les périodes successives et d'autre part que les apports des périodes successives sont indépendants. Les lois de probabilité des niveaux de remplissage en début et en fin de période sont alors identiques, puisque toutes les périodes jouent le même rôle.

Si R est le niveau du réservoir en début de période et S le niveau du réservoir en fin de période:

$$Prob \{R = v\} = Prob \{S = v\} = P_v, \quad (13.2)$$

avec:

$$\sum_{v=0}^{v=V} P_v = 1,$$

reprenant la formulation de l'équation (13. 1), on écrira:

$$(P_v) = (T) (P_v)$$

ou encore:

$$(M) (P_v) = (0), \quad (13.3)$$

si $(M) = (T) - (I)$ où (I) est la matrice unité de dimension $(V+1) (V+1)$.

Le système (13.3) est un système linéaire homogène de $V+1$ équations à $V+1$ inconnues $P_0, P_1, \dots, P_v, \dots, P_V$ qui doivent en outre satisfaire l'équation (13.2). Ce système ne peut admettre une solution autre que la solution banale (où toutes les inconnues sont nulles) qui ne satisfait pas (13.2) que si son déterminant est nul. C'est effectivement le cas puisque la matrice (M) est singulière car obtenue en retranchant la matrice unité de la matrice (T) dont la somme des termes de chaque colonne est égal à 1. Le système (13.3) est donc indéterminé. On pourra généralement lever cette indétermination en remplaçant une ligne de (13.3) par l'équation (13.2), ce qui fournit un système tel que:

$$(N) (P_v) = (Q). \quad (13.4)$$

La solution de ce système est constituée des valeurs de la probabilité de chacun des niveaux possibles de la réserve au début, ou à la fin, de chaque période élémentaire.

Soit:

$$P_0, P_1, \dots, P_v, \dots, P_V .$$

Ces valeurs ne dépendant que de V , capacité de rétention du réservoir, de la loi de probabilité des apports, et bien entendu de la demande D . Ces grandeurs définissent complètement, dans le cadre des hypothèses formulées, le système de stockage.

13.2.3. FIABILITÉ DU SYSTÈME

La fiabilité que nous définirons mesure l'adéquation à l'objectif poursuivi de l'ouvrage et de la règle d'exploitation que nous nous sommes donnée. Cette fiabilité est bien évidemment liée à l'échelle de temps introduite par la durée de la période élémentaire choisie. Nous définirons la fiabilité comme la probabilité qu'il n'y ait pas de débit inférieur à D en aval de la retenue. Elle s'exprime comme:

$$\phi(P_a, V, D) = 1 - \sum_{v+a < D} R_v P_a .$$

Nous avons ainsi déterminé la fiabilité d'un système de stockage donné, doté d'une règle d'exploitation donnée: ce résultat, issu d'une simulation, ne doit pas être confondu avec la recherche d'une règle d'exploitation optimale.

13.2.4. APPLICATION

On considère un réservoir d'une capacité égale à 10 unités de volume. Les apports qu'il reçoit par période sont supposés être distribués normalement avec une moyenne de 10 et un écart-type de 3 unités de volume. Nous avons simulé le fonctionnement de ce réservoir lorsque la demande en aval prend les valeurs 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14 ou 16 unités de volume par période.

Les résultats sont portés sur le tableau 13.1. Si la demande est très inférieure à la moyenne des apports, le réservoir est presque toujours plein et la fiabilité est presque absolue. Si la demande augmente en restant inférieure ou égale à la moyenne des apports, la probabilité des hauts niveaux diminue, celle des bas niveaux augmente. La fiabilité diminue, mais pourrait augmenter si la capacité du réservoir était plus grande. Pour une demande supérieure à la moyenne des apports, la fiabilité ne peut que s'écrouler, mais cette notion n'a plus grand sens dans ce cas. En fait, le réservoir est alors presque toujours vide et fonctionne comme un écrêteur de crue.

Tableau 13.1

Probabilité des niveaux de remplissage du réservoir de stockage

besoin niveau	2	4	6	8	10	12	14	16
0	.000	.000	.000	.005	.187	.696	.921	.984
1	.000	.000	.000	.004	.063	.090	.037	.009
2	.000	.000	.000	.006	.068	.069	.021	.004
3	.000	.000	.000	.009	.072	.050	.011	.002
4	.000	.000	.001	.015	.073	.034	.005	.001
5	.000	.000	.002	.023	.074	.023	.002	.000
6	.000	.001	.005	.034	.073	.015	.001	.000
7	.000	.002	.011	.050	.072	.009	.000	.000
8	.001	.004	.021	.069	.068	.006	.000	.000
9	.002	.009	.037	.090	.063	.004	.000	.000
10	.998	.984	.921	.696	.0187	.005	.000	.000
Fiabilité	1.000	1.000	1.000	.997	.868	.412	.137	.035

**13.3. RECHERCHE DE RÈGLES D'EXPLOITATION OPTIMALES
D'UNE RETENUE**

Utilisation de données stochastiques en programmation linéaire (adapté de Thomas, 1962).

13.3.1. DÉFINITION

On considère un barrage de capacité utile V , alimentant des utilisateurs en série (toute l'eau fournie au premier d'entre eux est successivement utilisée par les suivants). Nous étudierons son fonctionnement pendant un certain temps T divisé en périodes repérées par l'indice i ($i = 1, 2, \dots, N$). Ces périodes seront par exemple des saisons. On connaît, pour chaque période, les apports naturels à la retenue sous forme probabiliste, les apports d'une période étant indépendants de ceux de la période précédente. Connaissant la fonction reliant les bénéfices des utilisateurs aux quantités d'eau qui leur sont livrées, on cherche à déterminer les règles d'exploitation optimales du système, c'est-à-dire celles qui maximiseront les bénéfices des utilisateurs.

Nous appellerons X le volume d'eau entrant dans le réservoir. Durant la période i :

$$Prob\{X^i = a\} = P_a^i, \quad a = 0, 1, \dots, A,$$

avec:

$$\sum_a P_a^i = 1. \quad (13.5)$$

Nous appellerons R le volume d'eau stocké dans la réserve en début de période. Au début de la période i :

$$Prob\{R^i = r\} = P_r^i, \quad r = 0, 1, \dots, V$$

avec:

$$\sum_r P_r^i = 1.$$

On en déduit immédiatement la probabilité pour que:

$$X^i = a \quad \text{et} \quad R^i = r$$

soit:

$$g_{a,r}^i = P_a^i \cdot P_r^i, \quad (13.6)$$

avec:

$$\sum_{a,r} g_{a,r}^i = 1.$$

Nous appellerons Y le volume soutiré à la réserve et S le volume stocké en fin de période. La probabilité pour qu'au cours d'une période le soutirage soit égal à c et que le volume stocké final soit égal à s sera noté:

$$h_{c,s}^i = Prob\{Y^i = c \text{ et } S^i = s\},$$

avec:

$$\sum_{c,s} h_{c,s}^i = 1. \quad (13.7)$$

Il est important de noter que les probabilités concernant les apports ne reflètent que les conditions naturelles alors que les autres probabilités dépendent des conditions naturelles et des décisions prises à chaque période.

13.3.2. FORMULATION DES CONTRAINTES

Le bilan de chaque période i devra être équilibré, soit:

$$R^i + X^i = Y^i + S^i = k.$$

Cette égalité doit être vérifiée en probabilité, c'est-à-dire que i étant fixé, la somme des probabilités telles que $R + X = k$ devra être égale à la somme des probabilités telles que $Y + S = k$, k pouvant prendre toutes les valeurs de 0 à $V+A$, Cela peut s'écrire:

$$Prob\{R^i + X^i = k\} = Prob\{Y^i + S^i = k\}, \quad \forall k$$

soit encore:

$$\sum_a g_{a,k-a}^i = \sum_c h_{c,k-c}^i \quad k = 0, 1, \dots, V+a. \quad (13.8)$$

De plus, par continuité, le volume de la réserve au début d'une période doit être égal au volume de la réserve à la fin de la période précédente. La probabilité pour que le volume de la réserve soit r au début de la période i a été définie. La probabilité que la réserve à la fin de la période $i-1$ soit égale à r se compose de toutes les probabilités h telles que $s = r$. Donc:

$$P_r^i = \sum_c h_{c,r}^{i-1}, \quad \forall r \quad (13.9)$$

Rassemblons les équations (13.6) à (13.9):

$$g_{a,r}^i = P_a^i \cdot P_r^i. \quad (13.6)$$

$$\sum_{c,s} h_{c,s}^i = 1. \quad (13.7)$$

$$\sum_a g_{a,k-a}^i = \sum_c h_{c,k-c}^i . \quad (13.8)$$

$$P_r^i = \sum_c h_{c,r}^{i-1} . \quad (13.9)$$

Nous pouvons éliminer P_r^i entre (13.6) et (13.9):

$$g_{a,r}^i = P_a^i \sum_c h_{c,r}^{i-1} , \quad (13.10)$$

puis éliminer $g_{a,r}^i$ entre (13.8) et (13.10):

$$\sum_a P_a^i \sum_c h_{c,k-a}^{i-1} = \sum_c h_{c,k-c}^i . \quad (13.11)$$

Nous obtenons finalement le système en h :

$$\sum_{c,s} h_{c,s}^i = I , \quad (13.7)$$

$$\sum_a P_a^i \sum_c h_{c,k-a}^{i-1} = \sum_c h_{c,k-c}^i , \quad (13.11)$$

(13.7) correspond à N équations, une par période puisque i est fixé. (13.11) relie les h de la période i à ceux de la période $i-1$. Nous bouclerons en disant que la période précédant la période 1 est la période N . (13.11) correspond à $N(A+V+I)$ équations puisque i et k sont fixés. N équations (13.11) sont cependant redondantes. On peut s'en convaincre en faisant la somme, k variant de 0 à $V+A$ des équations (13.8) d'où proviennent les équations (13.11).

$$\sum_k \sum_a g_{a,k-a}^i = \sum_k \sum_c h_{c,k-c}^i .$$

Cette équation est une identité $I = I$.

Nous avons donc dans le système $N(A+V+I)$ équations indépendantes. Pour chacune des inconnues h , l'indice c doit être inférieur ou égal à $A+V$, l'indice s doit être inférieur ou égal à V , la somme des indices $c+s$ devant être inférieure ou égale à $A+V$. Il y a donc $N((A+V+I)+(A+V)+\dots+(A+I))$ inconnues h . Comme il y a d'avantage d'inconnues que d'équations, le système linéaire (13.7) est généralement indéterminé, ce qui reflète l'infinité de gestions possibles de l'ensemble étudié. Le jeu optimal des probabilités h sera déterminé en adjoignant au système la fonction objectif:

$$E(U) = \sum_{i,c,s} U_c^i h_{c,s}^i, \quad (13.12)$$

où U est le bénéfice retiré d'un soutirage du volume c pendant la période i . $E(U)$ est ainsi l'espérance mathématique des bénéfices tirés de l'exploitation de la retenue sur un cycle de périodes. Cette fonction objectif, que nous chercherons à maximiser, étant linéaire l'ensemble constitué du système linéaire indéterminé et de la fonction objectif constitue un programme linéaire.

Un ensemble de valeurs h satisfaisant aux contraintes (c'est-à-dire vérifiant le système linéaire indéterminé) constitue une solution réalisable de ce programme. La solution optimale est la solution réalisable maximisant la fonction objectif. On sait, d'après des considérations théoriques que la solution optimale d'un tel programme ne peut comporter plus de $N(A+V+I)$ valeurs non nulles. D'autre part, si nous fixons i , numéro de période et $k = c+s$, volume d'eau disponible au début de cette période, l'une au moins des probabilités h dont la somme des indices $c+s$ est égale à k doit être non nulle, sinon la probabilité du passage à la période $i+1$ serait nulle. Comme il y a N période et $A+V+I$ valeurs de k possibles à chaque période, nous pouvons affirmer a priori qu'un et un seul des h tels que $c+s=k$ sera non nul (il sera d'ailleurs positif et inférieur à un pour satisfaire les contraintes et puisqu'il s'agit d'une probabilité).

Cette solution optimale devra être concrétisée grâce à des décisions de gestion qui constitueront la règle d'exploitation du système hydraulique considéré. Pour la période i et une disponibilité en eau k , on cherchera quel est le h (avec $c+s=k$) non nul. C'est alors le c correspondant qui constituera la meilleure décision de lachure.

13.3.3. APPLICATION

On suppose qu'il existe deux périodes ou saisons, la première sèche, la seconde humide. L'alimentation de la retenue, qui présente une capacité maximale de deux unités de volume est définie en probabilités (tab.13.2). L'eau soutirée au barrage est utilisée successivement pour la production hydroélectrique et pour l'irrigation. Pour un soutirage égal à c , évalué selon les mêmes unités que les apports ou le volume de la retenue, les revenus évalués en unités monétaires quelconques peuvent être mesurés de la façon suivante:

– Production hydroélectrique:

- en saison sèche:

$$U_H = 2 + 0, 3(c-1) \quad \text{si } c > 1$$

$$U_H = 2 + 3(c-1) \quad \text{si } c < 1$$

- en saison humide:

$$U_H = 4 + 0,3(c-2) \quad \text{si } c > 2$$

$$U_H = 4 + 3(c-2) \quad \text{si } c < 2$$

– Irrigation:

- en saison sèche:

$$U_{IR} = 2 + 0,2(c-2) \quad \text{si } c > 2$$

$$U_{IR} = 2 + 2(c-2) \quad \text{si } c < 2$$

- en saison humide:

$$U_{IR} = 0 \quad \forall c$$

De plus, en saison humide, des dommages résultant d'inondations peuvent être observés:

- en saison sèche:

$$U_{IN} = 0 \quad \forall c$$

- en saison humide:

$$U_{IN} = 0 \quad \text{si } c < 3$$

$$U_{IN} = -4 \quad \text{si } c = 3$$

$$U_{IN} = -5 \quad \text{si } c = 4$$

$$U_{IN} = -7 \quad \text{si } c = 5$$

Tableau 13.2

Probabilité d'alimentation de la retenue (a) selon la saison (i)

i \ a	0	1	2	3
P_a^1	0, 1	0, 7	0, 2	0, 0
P_a^2	0, 1	0, 3	0, 4	0, 2

On peut donc calculer pour chaque saison ($i=1,2$) les bénéfices, éventuellement négatifs, attachés aux lachures ($c=0, 1, 2, 3, 4, 5$). Ces données sont rassemblées sur le tableau 13.3. Le programme linéaire est résolu sur ordinateur grâce à un programme utilisant l'algorithme du simplexe (Kaufmann, 1970). Les résultats sont reportés sur les tableaux 13.4 (pour la saison sèche) et 13.5 (pour la saison humide). On constate bien qu'à chaque saison, pour chaque valeur de $k=c+s$ (repérée par une diagonale sur les tableaux), une seule valeur de h est différente de 0 (toutes les valeurs de h avec $c+s=5$ sont nulles, mais cette configuration est impossible puisqu'à la fin de la saison humide, la réserve

est au plus égale à 2 unités, alors que les apports de la saison sèche ne peuvent dépasser une valeur de 2 unités).

Tableau 13.3

Revenu global en fonction du soutirage (c) et selon la saison (i)

i \ c	0	1	2	3	4	5
1	-3	2	4,3	4,8	5,3	5,8
2	-2	1	4	0,3	-0,4	-2,1

Tableau 13.4

Valeurs optimale de $h_{c,s}^i$ en saison sèche (i=1)

s \ c	0	1	2	3	4	5
0	0,060	0,447	0	0	0	0
1	0	0,338	0,134	0	0	
2	0	0	0,021	0		

Tableau 13.5

Valeurs optimales de $h_{c,s}^i$ en saison humide (i=2)

s \ c	0	1	2	3	4	5
0	0,051	0,199	0,346	0	0	0
1	0	0	0,297	0	0	
2	0	0	0,103	0,004		

Les décisions correspondantes repérées sur le tableau 13.6 fournissent, sur un cycle de deux saisons, une espérance de bénéfice $E(U)=5,143$.

Tableau 13.6

Soutirage optimal en fonction de la disponibilité en eau (k) et selon la saison (i)

k \ i	c	
	saison sèche i=1	saison humide i=2
0	0	0
1	1	1
2	1	2
3	2	2
4	2	2
5	--	3

13.3.4. CONCLUSIONS

Le problème posé est résolu de façon relativement aisée grâce à l'emploi de la programmation linéaire. La solution fournit des cycles d'exploitation simples et faciles à mettre en oeuvre. Il serait possible, pour gagner en représentativité, d'augmenter le nombre de saison et/ou de diminuer le volume unité, puisque les codes de programmation linéaire actuels permettent de traiter des programmes linéaires comportant plusieurs milliers de contraintes et d'inconnues.

Par ailleurs, en utilisant successivement le même programme avec les mêmes données, mais en faisant varier la capacité de stockage de la retenue (V), il serait possible d'étudier la variation de l'espérance mathématique du bénéfice en fonction de ce paramètre, et donc de définir une capacité optimale (relativement aux utilisateurs) de la retenue. La détermination de la capacité économiquement optimale de la retenue devrait faire intervenir au niveau de la fonction objectif les coûts de construction et de maintenance de la retenue, coûts que nous avons négligé dans cet exemple.

13.4. DÉTERMINATION DES RÈGLES DE GESTION INTÉGRÉE D'UNE RETENUE ET D'UN AQUIFÈRE

Utilisation de la programmation dynamique (adapté de Buras, 1963).

On considère l'ensemble hydraulique schématisé sur la figure 13.4, constitué d'une retenue d'eau aménagée derrière un barrage et d'un aquifère susceptible d'être réalimenté artificiellement. La retenue, d'une capacité maximale égale à 100 unités de volume en reçoit naturellement chaque année 60. L'eau de cette retenue peut être utilisée pour irriguer un périmètre B d'une superficie égale à 25 unités de surface ou pour réalimenter l'aquifère. En cas de débordement, l'eau est évacuée sans être utilisée.

L'aquifère a une capacité maximale de rétention égale à 500 unités de volume. Il reçoit chaque année la recharge de l'année précédente, constituée d'un apport naturel de 20 unités, augmenté éventuellement de la réalimentation artificielle. La recharge totale est limitée à une valeur maximale égale à 60 unités de volume, et l'on n'admet pas de débordement de l'aquifère. L'eau de cet aquifère peut être pompée et être utilisée pour irriguer un périmètre A d'une superficie égale à 200 unités de surface.

On prendra de plus en compte les données économiques suivantes: le revenu annuel par unité de surface (exprimé en une unité monétaire quelconque) tiré de la parcelle B dépend du taux d'irrigation u (rapport du volume d'eau amené à la surface de la parcelle).

$$u = X_B / B,$$

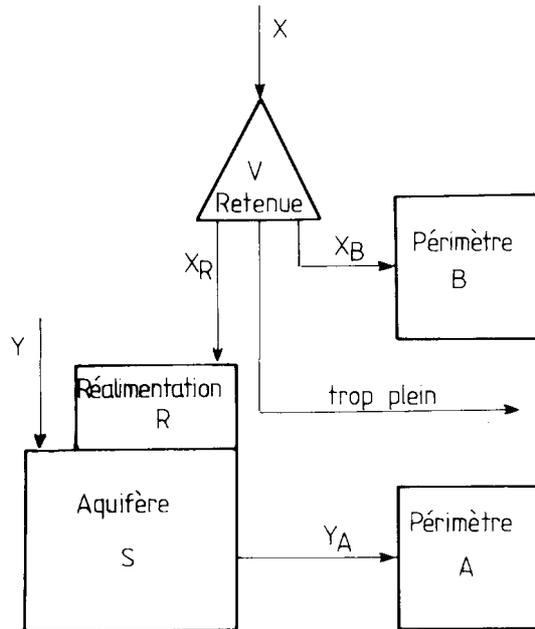


Fig. 13.4. Schéma du système étudié.

selon l'expression (fig. 13.5):

$$r_B = 9,94 + 51u - 7,35 u^2.$$

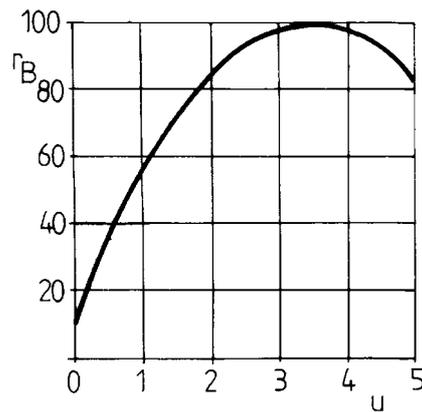


Fig. 13.5. Fonction de revenu du périmètre B, d'après Buras (1963).

Le revenu annuel par unité de surface tiré de la parcelle A dépend du taux d'irrigation v :

$$v = Y_A/A,$$

selon l'expression (fig. 13.6)

$$r_A = 0 \quad \text{si } v \leq 0,63$$

$$r_A = -294 + 545 v - 121,2 v^2 \quad \text{si } v > 0,63.$$

Le coût de pompage de l'eau de l'aquifère est proportionnel au volume pompé et dépend en outre des volumes d'eau en réserve dans l'aquifère en début et en fin d'année (repérés par les indices i et f):

$$C_P = [0,4 - 0,0003(S_i + S_f)]Y_A.$$

Enfin le taux d'actualisation (cf. chapitre 12) t est supposé égal à 10%.

On se propose de déterminer la gestion optimale de l'ensemble hydraulique qui vient d'être décrit. En d'autres termes on veut déterminer pour n'importe quel état initial, la séquence de décisions qui permettra de rendre maximum le revenu actualisé de l'ensemble hydraulique pour les N prochaines années. Notons qu'ici l'avenir est entièrement certain puisque nous supposons connaître parfaitement les apports hydrologiques futurs.

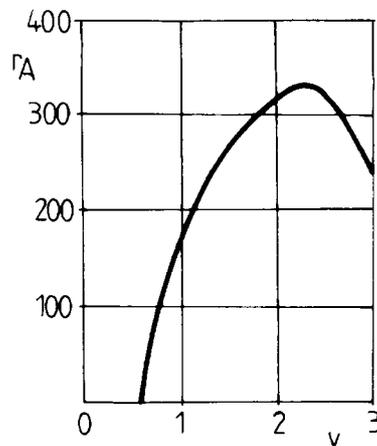


Fig. 13.6. Fonction de revenu du périmètre A , d'après Buras (1963).

Nous raisonnerons en discrétisant le processus de décision par pas d'une année. Au début de chaque année, le système est entièrement défini par un vecteur d'état E dont les trois composantes sont respectivement les volumes d'eau stockés dans la retenue, dans la recharge et dans l'aquifère. Chaque année, la politique adoptée sera repérée par un vecteur de décision D , dont les trois composantes seront respectivement les volumes d'eau puisés dans la retenue pour irriguer le périmètre B , puisés dans la retenue pour alimenter la recharge artificielle de l'aquifère et pompés dans l'aquifère pour irriguer le périmètre A . Le vecteur d'état définissant le système en fin d'année dépendra du vecteur d'état initial, du vecteur de décision appliqué au système cette année-là, ainsi que du vecteur Z des apports naturels au système.

Si:

$$E_i = [V_i, R_i, S_i];$$

$$D = [X_B, X_R, Y_A];$$

$$Z = [X, Y];$$

$$E_f = [V_f, R_f, S_f],$$

alors:

$$E_f = \phi(E_i, D, Z).$$

On peut expliciter cette dernière relation:

$$V_f = V_i + X - X_B - X_R;$$

$$R_f = Y + X_R;$$

$$S_f = S_i + R_i - Y_A.$$

Un certain nombre de contraintes doivent cependant être respectées. Ainsi le volume d'eau stocké dans la retenue ne peut pas devenir négatif et ne peut pas excéder la capacité maximale de l'ouvrage:

$$0 \leq V_f \leq V_M,$$

ce qui impose une contrainte aux variables de décision relatives à la réalimentation et à l'irrigation du périmètre B :

$$X_B + X_R \leq V_i + X.$$

De même la recharge ne peut excéder sa valeur maximale:

$$Y + X_R \leq Y_M,$$

ce qui impose également une contrainte à la variable de décision concernant la recharge:

$$X_R \leq Y_M - Y.$$

Enfin, on ne peut pomper dans la nappe que ce qui s'y trouve stocké en début d'année puisque la recharge n'est disponible qu'après un an:

$$Y_A \leq S_i$$

et la nappe ne doit pas déborder, soit:

$$S_i + R_i - Y_A \leq S_M,$$

c'est-à-dire en définitive:

$$S_i + R_i - S_M \leq Y_A \leq S_i.$$

Nous utiliserons ces éléments dans le cadre d'une procédure de programmation dynamique. Pour cela, on supposera dans un premier temps que le système ne sera amené à fonctionner que durant un an.

A chaque vecteur d'état initial $E=(V, R, S)$, on peut alors appliquer toutes les décisions compatibles avec les contraintes, chacune de ces décisions apportant un revenu:

$$f_I(D, E) = r_B \left(\frac{X_B}{B} \right) \cdot B + r_A \left(\frac{X_A}{A} \right) \cdot A - C_P(Y_A).$$

Parmi toutes valeurs de $f(D, E)$ correspondant au même vecteur d'état initial E , la plus grande correspond au vecteur décision optimal D^o . On notera:

$$F_I(E) = \max_D [f_I(D, E)] = f_I(D^o, E).$$

Pour un processus d'un an, il sera donc possible d'associer à tout vecteur d'état initial un vecteur décision optimal et la valeur du revenu correspondant, qui est le revenu maximum possible pour l'état initial considéré.

On peut alors considérer un processus de deux ans. On considérera les vecteurs d'états du système au début du processus, après un an de fonctionnement et après deux ans de fonctionnement. D'après le principe

d'optimalité de Bellman, (Bellman, 1957; Kaufman, 1970) pour que le cheminement entre le début et la fin du processus soit optimal, il est nécessaire que le sous-cheminement entre la fin de la première période et la fin de la seconde le soit aussi. Or ce sous-cheminement correspond à un processus d'un an dont nous savons déterminer le vecteur décision optimal et le revenu optimal correspondant. A chaque vecteur d'état initial E_0 , on appliquera toutes les décisions D_1 possibles. Chaque application fournit pour la première année un revenu:

$$f_1(D_1, E_0) = r_B \left(\frac{X_{1B}}{B} \right) \cdot B + r_A \left(\frac{Y_{1A}}{A} \right) \cdot A - C_P(Y_{1A})$$

et aboutit à un état repéré par le vecteur d'état E_1 . Nous savons qu'à partir de cet état E_1 , on peut obtenir au maximum un revenu $F_1(E_1)$ à condition de choisir le vecteur de décision optimal relativement à cet état. Le meilleur revenu possible pour deux années, partant de l'état E_0 et prenant la décision D_1 pour la première période est donc, en actualisant le revenu relatif à la seconde année:

$$f_2(D_1, E_0) = f_1(D_1, E_0) + \frac{1}{1+t} F_1(E_1).$$

Pour un état initial E_0 donné, il existe une décision D_1 particulière qui maximise la valeur de cette fonction.

$$F_2(E_0) = \max_{D_1} [f_2(D_1, E_0)] = f_2(D_1^0, E_0).$$

La politique optimale pour deux années se déterminera donc de la façon suivante: partant de l'état initial E_0 la valeur maximale du revenu est $F_2(E_0)$. Pour l'obtenir, il faut d'abord choisir la décision optimale relativement à l'état initial E_0 dans un processus de deux années. Cette décision conduit à un état E_1 en fin de la première année. Il faut alors choisir la décision optimale relativement à cet état initial E_1 dans un processus d'une année.

De proche en proche, nous saurons donc résoudre un processus de n années grâce à la relation de récurrence:

$$F_n(E_0) = \max_{D_1} \left[f_1(D_1, E_0) + \frac{1}{1+t} F_{n-1}(E_1) \right],$$

où E_1 est l'état résultant de la prise de décision D_1 à partir de l'état E_0 .

Nous avons programmé cet algorithme et calculé la politique optimale sur cinq ans, les volumes caractérisant l'état initial variant par pas de 20 unités (il y a donc 625 états possibles du système). Les résultats apparaissent sous la forme de cinq tableaux, correspondant aux politiques optimales de processus durant respectivement 1, 2, 3, 4, et 5 années, possédant 625 lignes. Le début du tableau correspondant à la politique optimale d'un processus d'une année est représenté sur le tableau 13.7. Les trois premières colonnes de ces tableaux (IO) permettent de repérer un état initial (dans l'ordre: barrage, nappe, recharge). Les trois suivantes (D) indiquent la décision optimale relative à l'état initial (irrigation B, irrigation A, recharge artificielle).

Tableau 13.7

Politique optimale pour un processus d'un an

*****	* IO	*****	***** D	*****	*****I	*****	* REVENU *
0	0	0	60	0	0	0	20
0	0	20	60	0	0	20	20
0	0	40	60	0	0	40	20
0	0	60	60	0	0	60	20
0	20	0	60	0	0	20	20
0	20	20	60	0	0	40	20
0	20	40	60	0	0	60	20
0	20	60	60	0	0	80	20
0	40	0	60	0	0	40	20
0	40	20	60	0	0	60	20
0	40	40	60	0	0	80	20
0	40	60	60	0	0	100	20
0	60	0	60	0	0	60	20
0	60	20	60	0	0	80	20
0	60	40	60	0	0	100	20
0	60	60	60	0	0	120	20
0	80	0	60	0	0	80	20
0	80	20	60	0	0	100	20
0	80	40	60	0	0	120	20
0	80	60	60	0	0	140	20
0	100	0	60	0	0	100	20
0	100	20	60	0	0	120	20
0	100	40	60	0	0	140	20
0	100	60	60	0	0	160	20
0	120	0	60	0	0	120	20
0	120	20	60	0	0	140	20
0	120	40	60	0	0	160	20
0	120	60	60	0	0	180	20
0	140	0	60	140	0	0	20
0	140	20	60	140	0	20	20
0	140	40	60	140	0	40	20

Tableau 13.7 (suite)

0	140	60	60	140	0	0	60	20	.785E+04
0	160	0	60	160	0	0	0	20	.151E+05
0	160	20	60	160	0	0	20	20	.151E+05
0	160	40	60	160	0	0	40	20	.151E+05
0	160	60	60	160	0	0	60	20	.151E+05
0	180	0	60	180	0	0	0	20	.219E+05
→0	180	20	60	180	0	0	20	20	.219E+05
0	180	40	60	180	0	0	40	20	.219E+05
0	180	60	60	180	0	0	60	20	.219E+05
0	200	0	60	200	0	0	0	20	.282E+05
0	200	20	60	200	0	0	20	20	.282E+05
0	200	40	60	200	0	0	40	20	.282E+05
0	200	60	60	200	0	0	60	20	.282E+05
0	220	0	60	220	0	0	0	20	.340E+05
0	220	20	60	220	0	0	20	20	.340E+05
0	220	40	60	220	0	0	40	20	.340E+05
0	220	60	60	220	0	0	60	20	.340E+05
0	240	0	60	240	0	0	0	20	.393E+05
0	240	20	60	240	0	0	20	20	.393E+05
0	240	40	60	240	0	0	40	20	.393E+05
0	240	60	60	240	0	0	60	20	.393E+05
0	260	0	60	260	0	0	0	20	.441E+05
0	260	20	60	260	0	0	20	20	.441E+05
0	260	40	60	260	0	0	40	20	.441E+05
0	260	60	60	260	0	0	60	20	.441E+05
0	280	0	60	280	0	0	0	20	.485E+05
0	280	20	60	280	0	0	20	20	.485E+05
0	280	40	60	280	0	0	40	20	.485E+05
0	280	60	60	280	0	0	60	20	.485E+05
0	300	0	60	300	0	0	0	20	.523E+05
0	300	20	60	300	0	0	20	20	.523E+05

Les trois colonnes (II) repèrent l'état du système à la fin de l'année après application de la décision optimale. Enfin la dernière colonne indique le revenu actualisé maximum pouvant être obtenu pour l'ensemble du processus, si chaque décision choisie est optimale.

Nous avons recherché la séquence de ces décisions, pour un processus de cinq années, pour deux états initiaux extrêmes: l'ensemble des ouvrages étant respectivement plein (tab.13.8) ou vide (tab.13.9). Dans un processus de N années, la décision à prendre la Pième année doit être cherchée dans le tableau relatif au processus de $N-P+1$ années. Ainsi la décision de l'année 5 du tableau 13.9 est lue sur la ligne indiquée d'une flèche du tableau 13.7 relatif au processus d'un an.

Il faut noter que la limitation à cinq ans du processus, ainsi que le fort taux d'actualisation entraîne un tropisme accusé pour le très court terme.

Tableau 13.8

**Séquence optimale de décisions pour un processus de cinq ans
les ouvrages étant initialement pleins**

Année N°	Etat initial			Décision		
	Barrage	Nappe	Recharge	Irr B	Irr A	Rech. Art.
1	100	500	60	60	280	40
2	60	280	60	60	260	40
3	20	80	60	40	0	40
4	0	140	60	60	0	0
5	0	200	20	60	200	0

Revenu actualisé. 111 E+06

Tableau 13.9

**Séquence optimale de décisions pour un processus de cinq ans,
les ouvrages étant initialement vides**

Année N°	Etat initial			Décision		
	Barrage	Nappe	Recharge	Irr B	Irr A	Rech. Art.
1	0	0	0	20	0	40
2	0	0	60	20	0	40
3	0	60	60	20	0	40
4	0	120	60	60	0	0
5	0	180	20	60	180	0

Revenu actualisé .198 E+05

Le fait que la *sixième* année n'est pas prise en compte dans le calcul économique entraîne la cinquième année une exploitation de la ressource qui ressemble à un pillage. L'aspect caricatural que peuvent revêtir les solutions trouvées n'est pas le fait d'une méthode (ici programmation dynamique, mais des observations analogues pourraient être faites par exemple sur des solutions déterminées grâce à la programmation linéaire), mais le fait du critère d'optimisation adopté.

Chapitre XIV

GESTION DES EAUX SOUTERRAINES

Nous avons dénoncé plus haut l'hydroschizophrénie, attitude qui consiste à séparer radicalement les problèmes de l'eau en problèmes de surface et problèmes souterrains. Cette dénonciation ne doit cependant pas faire oublier le caractère spécifique du gisement, de l'alimentation, de l'écoulement et de l'exploitation des eaux souterraines. C'est pourquoi nous consacrons un chapitre particulier à leur gestion, en nous limitant aux aquifères des milieux poreux ou des milieux qui leur sont assimilables au niveau de leur modélisation.

Les données nécessaires à la maîtrise des eaux souterraines sont de deux ordres. Il y a tout d'abord les données concernant la charge piézométrique régnant dans les nappes. Mesurées dans des puits d'observation ou piézomètres, elles permettent de repérer la présence et l'écoulement des eaux souterraines. Il y a ensuite les données concernant la température, la salinité et plus généralement la qualité des eaux souterraines. Ces deux types de données devront être traités successivement ou conjointement selon qu'il sera ou non possible de découpler les équations de conservation de l'eau et de la chaleur, ou du ou des solutés considérés. Le traitement mathématique des problèmes nécessitant un tel couplage (intrusion saline, stockage de chaleur en nappe) est relativement complexe. Nous ne l'aborderons pas ici où nous nous concentrerons sur les problèmes liés à la gestion de la piézométrie.

14.1. GESTION DES HAUTEURS PIÉZOMÉTRIQUES

La piézométrie d'une nappe dépend évidemment des conditions naturelles et de leurs fluctuations, mais c'est très souvent l'exploitation des eaux souterraines aux fins d'alimentation en eau qui est la cause principale de son évolution.

La figure 14.1 représente la piézométrie de la nappe captive du calcaire carbonifère à Roubaix de 1930 à 1980. Il est frappant de constater dans ce tracé l'empreinte de l'histoire économique et sociale des cinquante dernières années. La période de la deuxième guerre mondiale, de même que la crise économique de 1930, se traduisent par des remontées du niveau piézométrique.

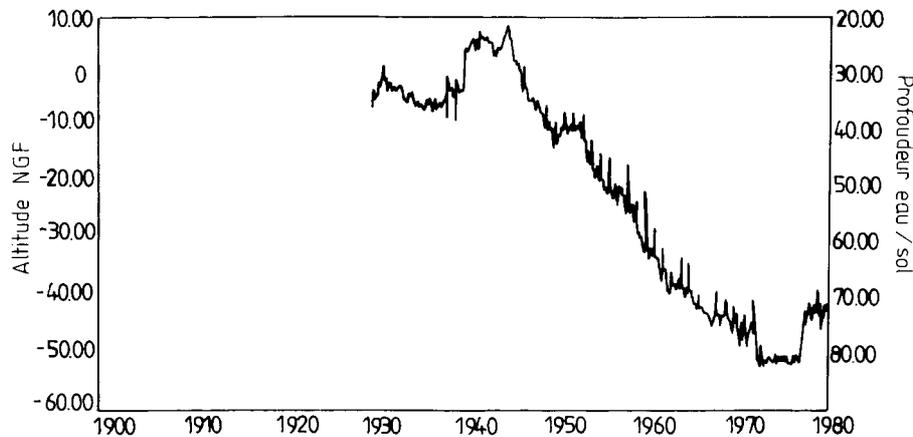


Fig. 14.1. Évolution de la piézométrie de la nappe du calcaire carbonifère dans un forage de Roubaix. Document aimablement communiqué par le BRGM (SGR Nord-Pas-de-Calais).

Au contraire, la période de croissance d'après guerre, jusqu'au début des années 70, est marquée par une baisse continue des niveaux piézométriques. On peut cependant observer une stabilisation de 1951 à 1953 qu'il est tentant d'attribuer au plan de...stabilisation Pinay. On peut de plus constater qu'à partir de 1937 on observe chaque été, sauf pendant la guerre, une remontée de quelques mètres des niveaux qui est évidemment une conséquence des congés payés. L'interprétation des dernières années du tracé est plus délicate car on sait qu'une recharge importante de la nappe à eu lieu, due à une fuite du lit de l'Escaut (accident de Kain). Cependant la récession économique de ces dernières années, qui a en particulier durement touché l'industrie du textile, n'est probablement pas étrangère à la remontée des niveaux piézométriques.

L'abaissement des surfaces piézométriques peut avoir, surtout dans le cas des nappes libres, des conséquences sur la végétation d'une région. Ces conséquences pourront selon les cas et les points de vue, être jugées néfastes ou bénéfiques mais ne devront pas être ignorées.

Nous voudrions également évoquer l'aspect social que peut comporter l'abaissement des surfaces piézométriques. L'utilisation des eaux souterraines nécessite la mise en oeuvre de technologies concernant aussi bien l'accès aux roches aquifères (puits, forages) que les moyens d'exhaure (treuils, pompes). La profondeur des puits traditionnels est limitée à quelques dizaines de mètres et leur mode de fonçage à la main ne permet généralement pas de pénétrer profondément dans le réservoir aquifère. Au contraire les forages modernes permettent d'atteindre des profondeurs de plusieurs centaines de mètres et

d'assurer de bonnes conditions de captage. L'effet et la sensibilité de ces deux types d'ouvrages seront très différents. Les puits traditionnels, en raison de conditions de captage et de moyens d'exhaure médiocres n'influencent que modérément les aquifères mais sont par contre très sensibles aux fluctuations piézométriques (Benamour, 1977). Cette sensibilité peut devenir extrême lorsque l'utilisateur tire parti d'un artésianisme naturel. Au contraire l'influence de forages bien équipés peut être considérable, alors que leur sensibilité aux fluctuations piézométriques peut être extrêmement faible. La gestion d'un système aquifère ne devra donc pas être élaborée sans tenir compte des capacités technologiques de chacun des utilisateurs, actuels ou potentiels, et le cas échéant des difficultés que leur diversité peut entraîner.

Il est nécessaire de prévoir à moyen et long terme les conséquences en termes de rabattements des prélèvements effectués afin, le cas échéant, de modifier ces derniers ou de faire appel à des solutions telles que la recharge artificielle (Bize et al., 1972). Nous disposons pour cela d'un instrument, la modélisation numérique des systèmes aquifères dont l'efficacité a été prouvée par de nombreuses applications. Elle a en particulier permis récemment de planifier l'exploitation de la nappe du calcaire carbonifère dont nous avons étudié plus haut l'évolution piézométrique (Beckelynck et al., 1983).

Un modèle de système aquifère permet de discrétiser, dans le temps et dans l'espace, puis de résoudre l'équation de diffusivité (de Marsily, 1981) régissant l'écoulement des eaux souterraines. Dans un tel modèle les entrées sont les débits d'alimentation naturels supposés connus, les sorties sont les hauteurs piézométriques et les débits des émergences, cependant que les variables de décision, qui constituent un facteur social, sont les débits extraits ou introduits artificiellement, définis par leur localisation dans le temps et dans l'espace. Incarné dans un ordinateur, cet ensemble peut être manipulé à loisir, ce qui n'est évidemment pas le cas de son homologue matériel. L'utilisation en simulation d'un tel modèle permet de connaître les sorties (par exemple la piézométrie) qui seraient consécutives à un ensemble donné de variables de décision (pompages et/ou réalimentations) si l'on suppose connus les entrées et les paramètres du système aquifère.

Un ensemble quelconque de décisions que nous appellerons solution, aura des conséquences hydrogéologiques, mais aussi sociales, économiques, etc. qui permettront généralement à un observateur d'apprécier cette solution. Si l'observateur est en mesure d'évaluer une solution, il peut alors comparer deux solutions et finalement classer un ensemble de solutions. Appréciation, évaluation, comparaison et classement ne sont pas absolus mais relatifs à l'observateur envisagé et dépendent de ses préférences et de son échelle de valeurs.

Généralement le décideur (c'est-à-dire le preneur de décisions) que nous identifierons à notre observateur recherche la solution la meilleure selon son point de vue. Les techniques de simulation lui permettront de la déterminer

aisément si le nombre de solutions envisageables est limité. Mais si le champ des solutions possibles est très vaste il devient préférable d'utiliser le modèle en optimisation (chapitre 12). Les techniques d'optimisation permettent d'atteindre la meilleure solution par une recherche directe, pour autant que les préférences de l'observateur puissent se traduire selon une fonction des variables d'état et des variables de décision du système considéré, éventuellement complétée par des contraintes appliquées à ces variables. Les équations différentielles linéaires de l'écoulement en milieu poreux se prêtent assez bien à l'utilisation de techniques d'optimisation simples, en particulier la programmation linéaire et la programmation quadratique.

14.2. FONCTIONS ET COEFFICIENTS D'INFLUENCE

Nous supposons disposer d'un modèle de simulation de nappe en régime transitoire utilisant une discrétisation spatiale en mailles carrées, tel que le modèle NEWSAM développé à l'école des Mines de Paris (Ledoux, 1975). Ce modèle nous permettra de déterminer les fonctions et coefficients d'influence (Maddock III, 1972; Illangasékaré et Morel-Seytoux, 1982).

Partant d'un régime permanent quelconque à partir duquel nous mesurerons les rabattements dans chacune des N mailles du modèle, nous appliquerons à partir du temps $t=0$, et nous maintiendrons indéfiniment dans une maille quelconque i un prélèvement égal à l'unité de débit (fig.14.2). Ce prélèvement provoquera dans toute maille j un rabattement fonction du temps qui tendra vers une limite pour autant qu'il existe dans le modèle au moins une maille à potentiel imposé (fig.14.3).

$a_{ij}(t)$ rabattement provoqué en j par un prélèvement en i .

$$a_{ij}(t) \rightarrow A_{ij} \quad \text{quand} \quad t \rightarrow \infty$$

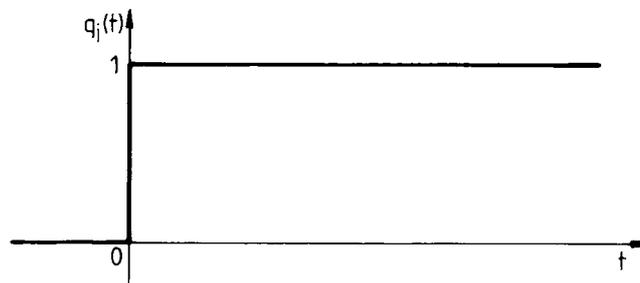


Fig. 14.2. Echelon unitaire de prélèvement.

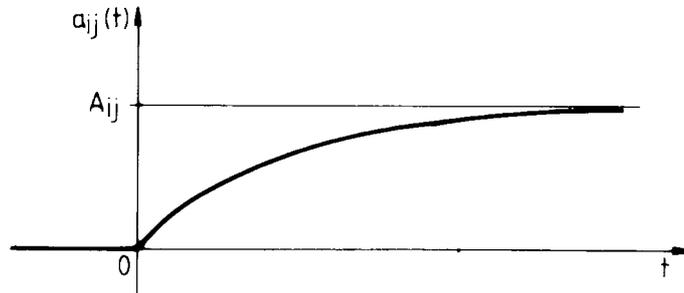


Fig. 14.3. Fonction d'influence relative à un échelon de prélèvement.

Nous appellerons ce rabattement fonction du temps la fonction d'influence de la maille i sur la maille j relative à un échelon unitaire de prélèvement. Cette fonction n'est a priori définie que pour t positif, mais on peut étendre son ensemble de définition en posant:

$$a_{ij}(t) = 0 \quad \text{si} \quad t < 0$$

A de i et de j est le coefficient d'influence de la maille i sur la maille j en régime permanent.

Si l'hypothèse de linéarité de l'écoulement peut être acceptée, c'est à dire si dans chaque maille la transmissivité est indépendante de la piézométrie, ce qui n'est en toute rigueur réalisé que dans le cas d'une nappe captive, le rabattement provoqué à chaque instant dans la maille j par un pompage dans la maille i défini par:

$$q_i(t) = 0 \quad \text{si} \quad t < 0$$

$$q_i(t) = Q_i \quad \text{si} \quad t \geq 0$$

où Q_i peut être positif ou négatif sera égal à:

$$r_{ij}(t) = a_{ij}(t)Q_i.$$

Plus généralement, et toujours sous réserve que l'hypothèse de linéarité soit acceptable, un ensemble de K prélèvements tels que:

$$q_i^k(t) = 0 \quad \text{si} \quad t < t_i^k$$

$$q_i^k(t) = Q_i^k \quad \text{si} \quad t \geq t_i^k$$

$$k = 1, 2, \dots, K$$

réalisés dans la maille i à partir de différents moments et poursuivis indéfiniment provoquera dans la maille j au temps t un rabattement:

$$r_{ij}(t) = \sum_{k=1}^{k=K} a_{ij} (t - t_i^k) Q_i^k . \quad (14.1)$$

Si nous sommes pour la maille j les effets des programmes de prélèvement de l'ensemble des N mailles du modèle il vient:

$$r_j(t) = \sum_{i=1}^{i=N} \sum_{k=1}^{k=K} a_{ij} (t - t_i^k) Q_i^k .$$

En régime permanent, c'est à dire lorsque t augmente indéfiniment, il vient

$$r_j(\infty) = \lim_{t \rightarrow \infty} r_j(t) = \sum_{i=1}^{i=N} A_{ij} \left(\sum_{k=1}^{k=K} Q_i^k \right) . \quad (14.2)$$

Considérons maintenant un prélèvement appliqué à partir du temps $t=0$, mais seulement pendant une petite durée de temps égale à Δt , dans une maille i quelconque (fig. 14.4). On peut considérer comme la somme de deux prélèvements:

$$q_i(t) = q_i'(t) + q_i''(t) ,$$

tels que:

$$q_i'(t) = 0 \quad \text{si} \quad t < 0 ;$$

$$q_i'(t) = 1 \quad \text{si} \quad t \geq 0 ;$$

$$q_i''(t) = 0 \quad \text{si} \quad t < \Delta t ;$$

$$q_i''(t) = -1 \quad \text{si} \quad t \geq \Delta t .$$

D'après l'équation (14.1), le rabattement dans une maille j quelconque au temps t consécutif à ce prélèvement dans la maille i sera égal à:

$$r_{ij}(t) = a_{ij}(t) - a_{ij}(t - \Delta t) .$$

On notera:

$$b_{ij}(t, \Delta t) = a_{ij}(t) - a_{ij}(t - \Delta t) , \quad (14.3)$$

et nous appellerons cette fonction la fonction d'influence de la maille i sur la maille j relative à un prélèvement unitaire de durée Δt (fig. 14.5).

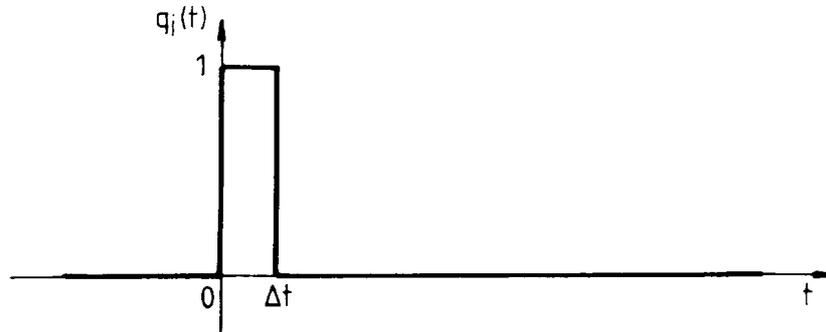


Fig. 14.4. Impulsion unitaire de prélèvement de durée Δt .

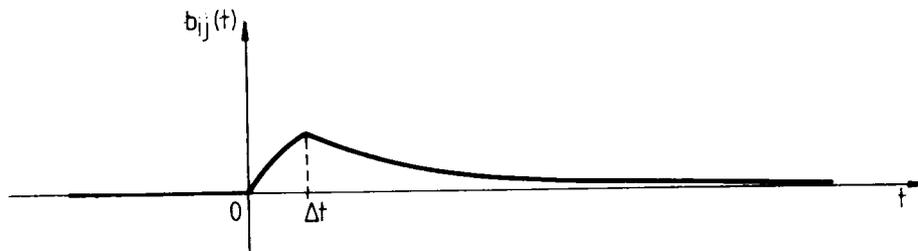


Fig. 14.5. Fonction d'influence relative à une impulsion unitaire de prélèvement de durée Δt .

Notons que:

$$b_{ij}(t, \Delta t) = a_{ij} \quad \text{si} \quad t < \Delta t$$

et donc en particulier que:

$$b_{ij}(t, \Delta t) = 0 \quad \text{si} \quad t < 0$$

et que:

$$b_{ij}(t, \Delta t) \rightarrow 0 \quad \text{quand} \quad t \rightarrow \infty \quad \forall \Delta t$$

Si nous envisagerons K prélèvements de ce type dans les mailles i définis comme:

$$q_i^k(t) = 0 \quad \text{si} \quad t < t_i^k$$

$$q_i^k(t) = Q_i^k \quad \text{si } t_i^k \leq t \leq t_i^k + \Delta t_i^k$$

$$q_i^k(t) = 0 \quad \text{si } t > t_i^k + \Delta t_i^k$$

Les Q peuvent être positifs ou négatifs. Alors le rabattement correspondant dans la maille j au temps t sera:

$$r_{ij}(t) = \sum_{k=1}^{k=K} b_{ij}(t - t_i^k, \Delta t_i^k) Q_i^k$$

et si nous sommes pour la maille j les effets des programmes de prélèvement de l'ensemble des N mailles du modèle il vient:

$$r_j(t) = \sum_{i=1}^{i=N} \sum_{k=1}^{k=K} b_{ij}(t - t_i^k, \Delta t_i^k) Q_i^k. \quad (14.4)$$

Pratiquement, si l'on dispose d'un modèle de simulation d'une nappe, les fonctions d'influence seront obtenue en réalisant autant de simulations qu'il y a de mailles dans le modèle mais en remarquant toutefois, ce que nous démontrerons pas ici, que:

$$a_{ij}(t) = a_{ji}(t).$$

Pour chaque simulation, on appliquera dans une maille un pompage unitaire (ou une alimentation), qui sera maintenu indéfiniment, et on calculera les rabattements obtenus dans toute les mailles pour un certain nombre de moments ainsi qu'en régime permanent, c'est-à-dire au bout d'un temps théoriquement infini. Il est nécessaire, au début de la simulation, que ces moments soient suffisamment rapprochés. Ils peuvent ensuite être de plus en plus espacés à mesure que l'on tend vers le régime permanent. Il est alors possible de calculer, a posteriori, la valeur de la fonction d'influence pour n'importe quelle valeur du temps par interpolation linéaire.

$$a(t) = a(t^{[n]}) + \frac{t - t^{[n]}}{t^{[n+1]} - t^{[n]}} \left[a(t^{[n+1]}) - a(t^{[n]}) \right].$$

Il est également possible à partir des points calculés de caler par optimisation une expression analytique empirique de la fonction d'influence. Ainsi l'expression:

$$a(t) = a_1 t + a_2 \operatorname{erfc} \left(\frac{a_3}{\sqrt{t + a_4}} \right),$$

où a_1, a_2, a_3, a_4 sont des paramètres à caler,
et erfc est la fonction d'erreur complémentaire.

permet, dans le domaine des durées usuelles, un bon ajustement à des fonctions d'influence telles que celles de la figure 14.6, calculées sur un exemple réel (Léon, 1983).

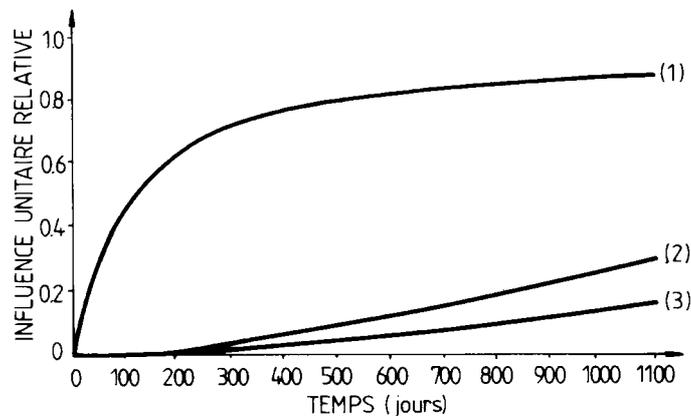


Fig. 14.6. Différentes allures de fonctions d'influence, d'après Léon (1983).

Les fonctions et coefficients d'influence contiennent la même quantité d'informations que les modèles dont ils sont issus. Ils peuvent être utilisés pour miniaturiser des modèles de nappes (Hubert et Léon, 1983) ou pour formuler certains problèmes d'optimisation.

14.3. FORMULATION DE QUELQUES PROBLEMES D'OPTIMISATION

On suppose toujours disposer d'un modèle maillé, pour lequel nous avons calculé les coefficients d'influence en régime permanent. Pour un régime permanent, nous écrivons l'équation (14.2) sous la forme:

$$r_i(\infty) = \sum_{j=1}^{j=N} A_{ij} Q_j, \quad (14.5)$$

où r est le rabattement en régime permanent observé dans la maille i à partir d'un régime permanent quelconque, et où Q_j est le débit (algébrique) extrait de la maille j . i et j varient de 1 à N , nombre total de mailles du modèle. Les A sont les coefficients d'influence en régime permanent. Si nous posons comme objectif de maximiser les débits extraits du système aquifère, la fonction objectif sera alors:

$$f' = \sum_{i=1}^{i=N} Q_i . \quad (14.6)$$

Des contraintes relatives aux rabattements devront être introduites. En particulier l'aquifère ne devra être dénoyé mais on peut de plus souhaiter imposer un rabattement très inférieur à la valeur critique de dénoyage. Ces contraintes s'écriront à partir de (14.5):

$$\sum_{j=1}^{j=N} A_{ij} Q_j \leq M_i^o , \quad i = 1, 2, \dots, N. \quad (14.7)$$

ou les M^o sont les rabattements maximaux admissibles.

Le problème d'optimisation posé est alors le suivant:

Maximiser :

$$f' = \sum_{j=1}^{j=N} Q_j , \quad (14.8)$$

sous les contraintes :

$$\sum_{j=1}^{j=N} A_{ij} Q_j \leq M_i^o , \quad i = 1, 2, \dots, N.$$

Les A et les M^o sont des données, les Q sont les variables de décision inconnues. Or la fonction objectif et les contraintes du système (14. 8) sont linéaires par rapport aux Q . Ce système constitue donc un programme linéaire que l'on peut résoudre par l'algorithme du simplexe (Kaufman, 1970) et dont la solution, si elle existe, est un ensemble de N valeurs:

$$Q'_1, Q'_2, \dots, Q'_N , \quad (14.9)$$

représentant l'intensité des pompages à appliquer aux N mailles du modèle pour en extraire en régime permanent le plus grand débit d'eau possible tout en respectant les contraintes imposées.

On pourrait poser un problème un peu différent, par exemple l'extraction d'un débit d'eau donné au moindre coût, tout en respectant les mêmes contraintes de rabattement. Dans ce cas, les contraintes de rabattement s'écrivent toujours de la même façon qu'auparavant (14.7) mais une nouvelle contrainte doit être introduite afin d'assurer que le débit extrait est supérieur ou égal à la valeur imposée, soit Q^o :

$$\sum_{j=1}^{i=N} Q_j \geq Q^o . \quad (14.10)$$

La fonction objectif représentera ici les dépenses liées à l'extraction de l'eau, dépenses se décomposant en un terme fixe et un terme variable. Le terme fixe comprend essentiellement l'amortissement des forages. Le terme variable est proportionnel au débit prélevé et la hauteur de pompage. Dans la maille courante la dépense relative au pompage d'un débit Q sera donc :

$$d_i = c_i + pQ_i Z_i , \quad (14.11)$$

où C est le terme fixe, Z la profondeur de la surface piézométrique dans la maille et où p , qui ne dépend pas de la maille, est un coût de pompage s'exprimant en unités monétaires par unité de débit et unité de longueur.

La profondeur Z relative à la maille i dépend du rabattement dans la maille i et donc de l'intensité des pompages dans toutes les mailles. Nous pouvons expliciter cette dépendance en remarquant que si la profondeur du niveau piézométrique du régime permanent initial (c'est-à-dire avant les pompages) est Z^o , le niveau piézométrique du régime permanent final (c'est-à-dire lorsque les pompages sont appliqués) s'exprime, d'après l'équation (14.5), comme :

$$Z_i = Z_i^o + \sum_{j=1}^{i=N} A_{ij} Q_j . \quad (14.12)$$

Rapprochant (14.11) et (14.12) il vient alors :

$$d_i = c_i + pZ_i^o Q_i + pQ_i \sum_{j=1}^{i=N} A_{ij} Q_j . \quad (14.13)$$

La fonction objectif à minimiser :

$$f'' = \sum_{i=1}^{i=N} d_i ,$$

peut donc s'écrire:

$$f'' = \sum_{i=1}^{i=N} c_i + p \sum_{i=1}^{i=N} Z_i^0 Q_i + p \sum_{i=1}^{i=N} Q_i \sum_{j=1}^{j=N} A_{ij} Q_j . \quad (14.14)$$

Le problème d'optimisation posé est alors le suivant:

Minimiser:

$$f'' = \sum_{i=1}^{i=N} c_i + p \sum_{i=1}^{i=N} Z_i^0 Q_i + p \sum_{i=1}^{i=N} Q_i \sum_{j=1}^{j=N} A_{ij} Q_j ,$$

sous les contraintes :

$$\sum_{j=1}^{j=N} A_{ij} Q_j \leq M_i^0 \quad i = 1, 2, \dots, N, \quad (14.15)$$

et:

$$\sum_{j=1}^{j=N} Q_j \geq Q^0 .$$

Les seules inconnues du programme (14.15) sont, comme celles du programme (14.8), les Q . Mais ici, si les contraintes sont encore linéaires par rapport aux Q , la fonction objectif ne l'est plus puisqu'elle contient des termes rectangles. Ce programme ne peut donc être résolu par les méthodes de la programmation linéaire. Il faudrait ici appel à la programmation quadratique pour obtenir, si elle existe, la solution optimale soit:

$$Q_1'', Q_2'', \dots, Q_i'', \dots, Q_N'' .$$

Il faut bien remarquer que cette solution est optimale relativement au programme (14.15) et qu'elle est différente de la solution optimale du programme (14.8) puisque les contraintes de ces deux programmes ne sont pas identiques et que leurs fonctions objectifs sont différentes.

On pourrait multiplier les exemples de fonctions objectifs utilisables. Il est par ailleurs possible d'aborder de cette manière l'exploitation en régime transitoire d'un système aquifère en utilisant non plus les coefficients mais les fonctions d'influence (Hubert et Levassor, 1977 et 1982).

14.4. PROBLÈMES DE COMPÉTITION

Dans les deux exemples que nous venons de citer, nous ne nous sommes pas intéressé au débit extrait ou au coût de l'eau pour une maille ou un forage particulier. La valeur d'une solution était mesurée, par un débit dans le premier cas, par un coût dans le second, au niveau de l'ensemble du système aquifère. Nous avons donc adopté implicitement le point de vue d'un organisme capable de prendre par lui-même, au nom de son propre intérêt, ou d'imposer aux autres, au nom de l'intérêt général, des décisions conduisant à l'optimalité. Bien souvent, il en est autrement. En France par exemple, le propriétaire du sol est théoriquement libre d'exploiter à sa convenance les eaux de son fond. Il existe certaines restrictions à l'exercice de cette liberté puisque l'exploitation de certains aquifères est soumise à une autorisation administrative (décret du 8 Août 1935; JO, 1974). Cependant les restrictions ne vont jamais jusqu'à l'imposition de quotas et c'est le propriétaire ou l'utilisateur d'un puits qui aura à prendre les décisions concernant l'exploitation de ce dernier. L'utilisation d'un même aquifère par plusieurs exploitants peut alors devenir une compétition dont nous étudierons quelques aspects (Levy-Lambert, 1965; Hubert, 1984).

14.4.1. CAS D'UN PUIT ET D'UN UTILISATEUR UNIQUE

Considérons un utilisateur d'eau souterraine disposant d'un puits unique. On admettra qu'en l'absence de prélèvement, la nappe s'écoule en régime permanent et que le niveau de l'eau dans le puits s'établit alors à une profondeur z^0 . On suppose que z^0 est positif, le forage n'étant pas artésien (fig.14.7). Si l'utilisateur prélève un débit q , un nouveau régime permanent s'établira pour lequel le niveau de l'eau dans le puits se situera à une profondeur:

$$z = z^0 + \alpha q, \quad (14.16)$$

α est un coefficient d'influence du puits sur lui-même.

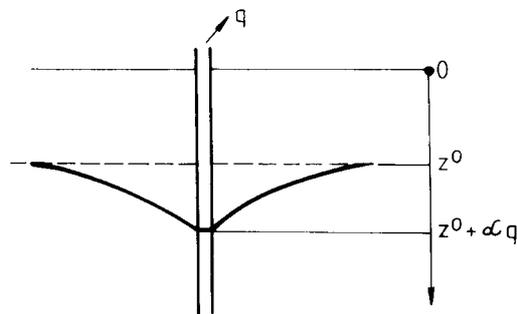


Fig. 14.7. Cône de rabattement dû à un pompage.

Comme précédemment, la proportionnalité du rabattement au débit prélevé n'est rigoureuse que dans le cas d'une nappe captive. Elle constitue cependant une bonne approximation lorsque les variations de la transmissivité sont faibles et nous supposons, pour que cela soit vérifié, que la puissance de l'aquifère est grande relativement aux rabattements qu'il est susceptible de subir.

Le bilan économique de l'utilisateur est égal à la différence de ses revenus et de ses coûts qui dépendent tous deux du débit prélevé.

$$B(q) = R(q) - C(q), \quad (14.17)$$

$R(q)$ représente le revenu par unité de temps associé à l'utilisation du débit q par l'utilisateur. On admet généralement que la fonction R est croissante (fig.14.8,a), ou admet un maximum (fig.14.8,b), mais que sa dérivée seconde est non positive (rendements décroissants). Ces deux cas peuvent respectivement représenter une utilisation industrielle et agricole de l'eau.

$$\frac{d^2 R}{dq^2} \leq 0. \quad (14.18)$$

La dérivée première de R est le revenu marginal pour un débit q . Le terme de coût par unité de temps est analogue à celui qui a été défini en (14.11) et peut s'écrire ici:

$$C(q) = c + pq(z^0 + \alpha q). \quad (14.19)$$

Le bilan économique s'écrira donc d'après (14.17) et (14.19).

$$B(q) = R(q) - c - p z^0 q - p\alpha q^2. \quad (14.20)$$

Si le comportement de l'utilisateur est économiquement rationnel, il cherchera à maximiser son bénéfice. Pour ce faire, il est nécessaire d'annuler la dérivée première de B

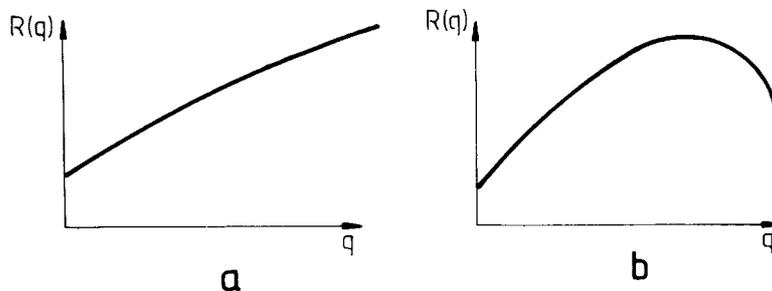


Fig. 14.8. Allures possibles du revenu d'un utilisateur en fonction du débit utilisé.

$$\frac{dB}{dq} = \frac{dR}{dq} - pz^o - 2p\alpha q = 0, \quad (14.21)$$

soit:

$$\frac{dR}{dq} - 2p\alpha q = pz^o,$$

ou encore:

$$f(q) = pz^o, \quad (14.22)$$

si l'on pose:

$$f(q) = \frac{dR}{dq} - 2p\alpha q. \quad (14.23)$$

La fonction $f(q)$ est strictement décroissante. En effet sa dérivée:

$$\frac{df}{dq} = \frac{d^2R}{dq^2} - 2p\alpha,$$

est strictement négative, d'après (14.18) et puisque p et α (sont nécessairement positifs.

Nous avons tracé sur la figure 14.9 la courbe (C), représentative de la fonction f qui, lorsque q est nul, est égale au revenu marginal à l'origine $R'(0)$.

Si pz^o est inférieur à ce revenu marginal à l'origine, il existe une valeur positive de q satisfaisant l'équation (14.22) et donc annulant (14.21).

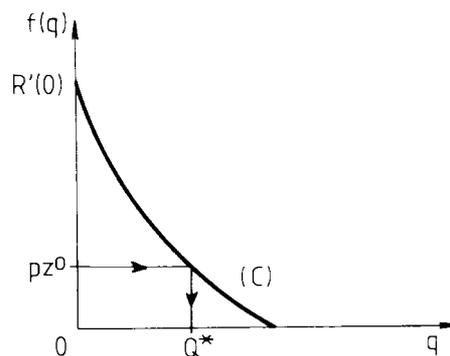


Fig. 14.9. Détermination graphique du prélèvement optimal d'un utilisateur

isolé.

Si pz^0 , qui est le coût de pompage de la première unité de débit, est supérieur au revenu marginal à l'origine, il n'existe pas de telle valeur. L'utilisateur n'a alors pas intérêt à se servir de l'eau souterraine. Nous écarterons systématiquement ce cas par la suite. S'il existe une valeur positive de q annulant (14.21), la fonction B atteint alors un maximum puisque sa dérivée seconde:

$$\frac{d^2 B}{dq^2} = \frac{d^2 R}{dq^2} - 2p\alpha,$$

est négative quel que soit q . Il faudrait de plus s'assurer sur chaque cas concret que ce maximum est positif.

$$R(Q^*) - c - pz^0 Q^* - p\alpha Q^{*2} > 0,$$

où Q^* est le débit optimal déterminé par (14.22).

Il apparaît donc par le calcul, qu'outre des contraintes hydrologiques dont nous nous sommes affranchis, il existe des limites économiques à l'utilisation des eaux souterraines. Selon les coûts d'investissement et d'exploitation, et selon la valorisation de l'eau, un utilisateur peut être conduit à ne pas utiliser une eau souterraine pourtant disponible.

14.4.2. CAS DE DEUX UTILISATEURS

Reprenant l'ensemble des hypothèses du paragraphe précédent, nous supposons désormais que la nappe est exploitée par deux utilisateurs concurrents disposant chacun d'un puits. Nous utiliserons des notations analogues à celles du paragraphe précédent, en les affectant d'un indice relatif à l'utilisateur considéré.

Il faudra considérer séparément le bilan économique des deux utilisateurs. Pour chacun d'eux la valorisation de l'eau ne dépend que du débit qu'il prélève et s'exprimera donc comme précédemment. Par contre, les coûts de pompage subis par les utilisateurs dépendent du débit qu'ils prélèvent et du rabattement dans leur puits. Cette dernière grandeur dépend de leur propre prélèvement mais aussi du prélèvement du concurrent. L'expression de ces coûts devra donc être modifiée. Considérons par exemple le cas de l'utilisateur 1. Dans son puits la profondeur de l'eau sera désormais:

$$z_1 = z_1^0 + \alpha_{11}q_1 + \alpha_{21}q_2, \quad (14.24)$$

α_{11} coefficient d'influence du puits 1 sur lui-même.

α_{21} coefficient d'influence du puits 2 sur le puits 1.

Les coûts de pompage de cet utilisateurs seront alors:

$$C_1(q_1, q_2) = c_1 + pq_1z^o + p\alpha_{11}q_1^2 + p\alpha_{21}q_1q_2, \quad (14.25)$$

et son bénéfice sera, d'après (14.20) et (14.25):

$$B_1(q_1, q_2) = R_1(q_1) - c_1 - pq_1z^o - p\alpha_{11}q_1^2 - p\alpha_{21}q_1q_2, \quad (14.26)$$

Si nous supposons un instant que le débit prélevé par l'utilisateur 2 est fixé, l'optimum pour l'utilisateur 1 sera atteint lorsque la dérivée de son bénéfice par rapport au débit qu'il prélève s'annulera, soit:

$$\frac{dR_1(q_1)}{dq_1} - pz_1^o - 2p\alpha_{11}q_1 - p\alpha_{21}q_2 = 0, \quad (14.27)$$

ce qui peut s'écrire, en utilisant une fonction analogue à la fonction f définie en (14.23);

$$f_1(q_1) = p(z_1^o + \alpha_{21}q_2). \quad (14.28)$$

Nous avons étudié plus haut les propriétés de la fonction f et de sa courbe représentative (C). Le second membre de l'équation (14.28) est une fonction linéaire croissante du débit prélevé par l'utilisateur 2 dont nous tracerons la droite représentative (D₁) sur le même graphique que la courbe (C₁) (fig.14.10).

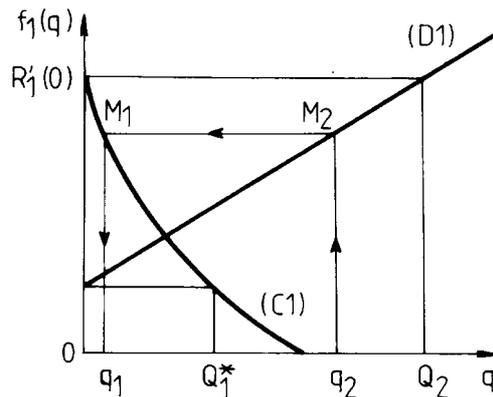


Fig. 14.10. Détermination graphique du prélèvement optimal au puits 1 correspondant à

un prélèvement donné au puits 2 dans une situation de compétition.

Il est alors possible de résoudre graphiquement l'équation (14.28). Pour une valeur donnée du débit prélevé par 2, la valeur du second membre de cette équation est l'ordonnée:

$$m = p (z_1^o + \alpha_{21} q_2),$$

du point M_2 d'abscisse q_2 appartenant à (D_1) . La solution de l'équation (14.28) doit être telle que son premier membre soit lui aussi égal à m . Ce sera donc l'abscisse du point M_1 , intersection de la courbe (C_1) et de la parallèle menée par M_2 à l'axe des abscisses. Pour qu'une telle construction soit possible, il est nécessaire que l'ordonnée à l'origine de (D_1) soit inférieure au revenu marginal à l'origine de l'utilisateur 1, c'est-à-dire que même en l'absence de l'utilisateur 2, l'utilisateur 1 ait intérêt à utiliser l'eau souterraine, ce que nous avons supposé plus haut. Mais pour que le débit optimal de l'utilisateur 1 soit positif, il est également nécessaire que le débit prélevé par l'utilisateur 2 soit inférieur à la valeur annulant ce débit optimal. D'après (14.22) et (14.8), cette dernière valeur est égale à:

$$Q_2 = \frac{1}{p\alpha_{21}} \left[\frac{dR_1(o)}{dq_1} - pz_1^o \right]. \quad (14.29)$$

Ce débit est tel que le coût marginal de pompage et le revenu marginal de l'utilisateur 1 sont égaux à l'origine et qu'il n'a donc pas dans ce cas intérêt à utiliser l'eau souterraine.

En définitive, quel que soit le débit prélevé par l'utilisateur 2, nous sommes en mesure de déterminer la meilleure réponse de l'utilisateur 1, qui est un débit de pompage compris entre 0 (lorsque l'utilisateur 2 prélève un débit supérieur ou égal au débit limite défini par 14.29) et le débit optimal défini par l'équation (14.22) atteint lorsque l'utilisateur 1 est seul à exploiter l'aquifère. Ce débit apparaît donc comme une fonction du débit prélevé par l'utilisateur 2:

$$q_1 = \phi_1(q_2).$$

Cette fonction est une fonction strictement décroissante. Nous avons tracé sa courbe représentative (C_{21}) sur la figure 14.11.

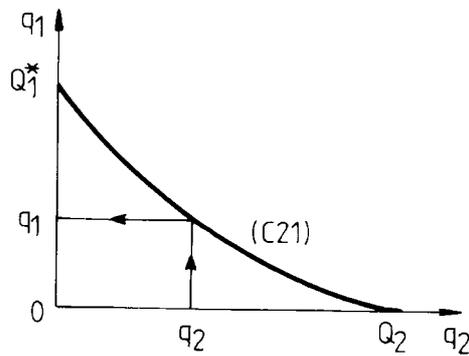


Fig. 14.11. Prélèvement optimal au puits 1 en fonction du prélèvement au puits 2 dans une situation de compétition.

Un raisonnement analogue peut évidemment être tenu en prenant le point de vue l'utilisateur 2. Il nous permettrait de déterminer la fonction fournissant la meilleure réponse de l'utilisateur 2 à une décision de prélèvement de l'utilisateur 1, et de tracer sa courbe représentative (C_{12}). La compétition entre les utilisateurs peut être retracée, à partir d'une situation initiale quelconque, en utilisant les courbes (C_{12}) et (C_{21}). On démontre (Hubert, 1984) que l'on aboutit toujours à un équilibre stable qui peut cependant impliquer l'élimination de l'un des compétiteurs.

Chapitre XV

LÉGISLATION, AGENCES, REDEVANCES

La législation et l'administration de l'eau constituent un domaine vaste et complexe que nous n'avons pas la prétention de traiter ici. Nous nous contenterons d'en évoquer quelques grands traits et nous renverrons le lecteur, pour une information plus approfondie, vers quelques publications entièrement consacrées à ces problèmes. Notons d'ailleurs que les doctrines et les pratiques sont très variables selon les pays et que le peu que nous dirons ici ne vaut que pour la France. On trouvera dans AFB Adour Garonne (1976), sous un volume restreint, un exposé du droit de l'eau en France. Gazzaniga et Ourliac (1979) proposent une étude plus complète du même sujet alors que Despax (1968) se concentre sur les problèmes juridiques liés à la pollution des eaux. En ce qui concerne d'autres pays, nous signalerons l'étude de Caponera (1956) sur le droit de l'eau dans les pays musulmans et celle d'Alhéritière (1976) concernant le Canada dont le droit est d'inspiration britannique. Nations Unies (1975) et OMS (1967) proposent des études comparatives des régimes juridiques concernant les prises, les utilisations et la pollution des eaux.

Nous avons beaucoup parlé dans cet ouvrage de grandeurs et de modèles. La littérature juridique concernant l'eau évoque aussi certaines grandeurs. Celles-ci dessinent, au moins implicitement, une image, c'est-à-dire une ébauche de modèle, des objets hydrologiques qu'elles sont supposées caractériser. Ces images ne sont pas toujours satisfaisantes pour l'hydrologue, l'hydrogéologue et peut être plus encore pour l'hydrobiologiste, qui n'y retrouvent pas nécessairement et en tout cas pas complètement leurs propres constructions. Pour une bonne part, il reste encore à créer un langage commun à la science et au droit. Cela est d'autant plus indispensable que le droit s'est souvent révélé un instrument efficace de gestion des eaux.

15.1. LÉGISLATION ET ADMINISTRATION DE L'EAU

De nombreux textes (JO, 1974) constituent la législation de l'eau et définissent les compétences des différentes administrations dans le domaine de l'eau (They, 1969). Le code civil fixe les règles de propriété de l'eau. Les eaux

courantes ne peuvent en aucun cas être appropriées alors que malgré d'éventuelles restrictions concernant leur usage les eaux souterraines ou les eaux de pluie appartiennent aux propriétaires des terrains sous ou sur lesquels on les trouve.

La loi du 8 Avril 1898 définit les règles de la police des eaux, c'est-à-dire permet à l'administration de fixer le régime des cours d'eaux et d'intervenir sur toute action ou ouvrage empêchant ou modifiant l'écoulement naturel des cours d'eau. La loi du 16 Octobre 1919 réglemente l'utilisation énergétique des cours d'eau, utilisation systématiquement soumise à une concession ou à une autorisation de l'état. Le décret du 8 Août 1935 réglemente et soumet à autorisation l'exploitation des eaux souterraines profondes (au-delà de 80 mètres) dans la région parisienne. Ces dispositions ont été étendues en 1958 et 1959 à la région du Nord et au département de la Gironde.

Quelques textes du code rural, en particulier son article 434-1, la loi de 1917 relative aux établissements classés dangereux insalubres ou incommodes, le code de la santé publique, réglementent les rejets d'eaux résiduaires et organisent la répression des actes de pollution, mais souvent de façon indirecte et selon des points de vue très spécifiques.

Trois administrations *techniques*, l'industrie, l'équipement et l'agriculture et leurs corps d'ingénieurs des Mines, des Ponts et du Génie Rural ont respectivement compétence en matière d'eaux souterraines profondes, d'eaux superficielles domaniales et d'eaux superficielles rurales sur lesquelles elles exercent un pouvoir de police. Les cours d'eaux domaniaux, qui appartiennent au domaine public de l'état sont essentiellement les cours d'eau navigables ou flottables. Ce partage des compétences conduit à un morcellement de l'espace (fig. 15.1 et 15.2) respectant rarement la réalité des phénomènes hydrologiques.

De plus, le Ministère de l'Environnement, le Ministère de la Santé Publique, le Ministère des Finances et celui de l'Intérieur ont également un rôle réglementaire et/ou financier important en matière d'eau.

L'important édifice juridique et réglementaire ainsi constitué s'est quelquefois révélé peu efficace, singulièrement face au problème de la pollution des eaux, parce que lacunaire, hétéroclite et mis en oeuvre par plusieurs administrations. La loi sur l'eau du 16 Décembre 1964 tend à remédier à cette situation (Cheret, 1967). Elle vise d'abord à harmoniser la législation en vigueur et pour cela elle introduit de nouvelles conceptions en reconnaissant l'unité de l'eau en tant que ressource dans un cadre géographique adéquat, le bassin hydrographique. Mais, dans le cadre défini par ces nouvelles conceptions, elle introduit surtout de nouvelles institutions, en particulier les agences financières de bassin appelées aujourd'hui Agences de l'eau.

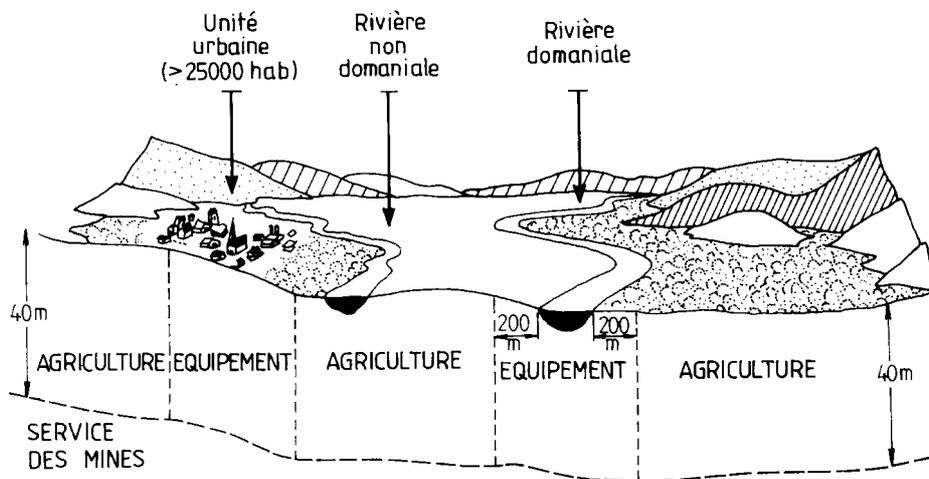
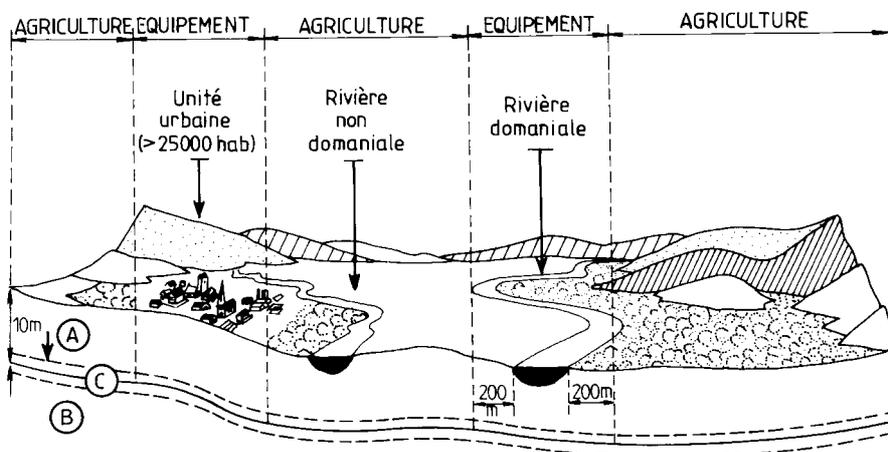


Fig. 15.1. Répartition des compétences administratives pour recevoir (pour le compte du ministère de l'environnement) les déclarations de prélèvement à des fins non domestiques dans les eaux souterraines. Tiré de AFB Adour-Garonne (1976) avec l'aimable autorisation de la revue Adour - Garonne.



A et B - zones de compétence déterminée;
C - zone d'incertitude → concertation inter-services.

Fig. 15.2. Administrations compétentes pour instruire les demandes d'autorisation de rejets susceptibles d'altérer la qualité des eaux souterraines. Tiré de AFB Adour-Garonne (1976), avec l'aimable autorisation de la revue Adour-Garonne.

15.2. LES AGENCES FINANCIÈRES DE BASSIN

La loi de 1964 reconnaît que les problèmes de l'eau doivent être traités dans l'espace qui leur est propre, le bassin hydrographique. Ce n'est pas une idée neuve. Dès 1913, une agence de bassin fut créée en Allemagne dans le bassin de la Ruhr. En application de la loi de 1964, six agences financières de bassin (Théry, 1972; Nicolazo - Crach et Lefrou, 1977) ont été mises en place à partir de 1969. Il s'agit des agences Adour - Garonne (Toulouse), Artois - Picardie (Douai), Loire - Bretagne (Orléans), Rhin-Meuse (Metz), Rhône - Méditerranée - Corse (Lyon) et Seine - Normandie (Paris). Les circonscriptions des agences ne sont pas à proprement parler des bassins mais, autant que les frontières politiques le permettent, des ensembles de bassins hydrographiques (fig.15.3).

Les agences financières de bassin sont des établissements publics de l'état de nature administrative, dotés de la personnalité civile et de l'autonomie financière et placés sous la tutelle du Ministère de l'Environnement. Leur mission est essentiellement financière. Elles prélèvent des redevances sur des redevables définis aux termes de la loi comme *les personnes publiques ou privées qui rendent nécessaire ou utile l'intervention de l'agence ou qui y trouvent leur intérêt*. Concrètement, les redevables sont ceux qui par le prélèvement ou le rejet d'eau dans le milieu naturel modifient ce dernier, au plan quantitatif et/ou au plan qualitatif. Les sommes recueillies par les agences sont affectées, grâce à des prêts ou à des subventions, au financement d'opérations destinées à améliorer la disponibilité et/ou la qualité des eaux, opérations qui constituent le programme d'intervention, généralement quinquennal, de l'agence.

Une agence est dirigée par un conseil d'administration comprenant pour moitié des représentants de l'état et pour moitié des représentants des collectivités locales et des usagers de l'eau (industriels, associations de pêcheurs, agriculteurs irrigants, représentants des collectivités locales etc). L'action de l'agence, qui consiste essentiellement à choisir un programme d'intervention et à fixer les redevances destinées à le financer, est contrôlée et doit être approuvée par le comité de bassin, souvent défini comme un parlement de l'eau, comprenant pour un tiers chacun, des représentants de l'état, des collectivités locales et des usagers. (A noter que les représentants de l'état sont minoritaires dans cette assemblée).

Parallèlement aux agences financières de bassin, la loi de 1964 a créé les missions déléguées de bassin, organismes qui rassemblent au niveau du bassin des représentants des différentes administrations concernées et dont l'objet est de coordonner, en liaison avec l'agence de bassin, les actions de ces services administratifs.



Fig. 15.3. Circonscriptions des 6 agences de l'eau.

Il faut souligner qu'une agence financière de bassin ne se substitue en rien aux différentes administrations qui conservent toutes leurs compétences. Elle ne se substitue pas plus aux maîtres d'ouvrages publics ou privés dans la réalisation d'ouvrages divers. Son action est incitative, par les redevances qui pénalisent utilisateurs et pollueurs des eaux, comme par le financement, toujours subsidiaire, qu'elle peut apporter pour faciliter la réalisation d'ouvrages ou d'actions de toutes natures. Il est cependant bien évident que sa connaissance globale des problèmes de l'eau dans le bassin comme ses capacités financières lui confèrent une autorité et une puissance incontestables qui lui permettent de mener une politique globale d'aménagement et de gestion de l'eau dans le bassin.

15.3. LES REDEVANCES

Les redevances constituent les recettes des agences financières de bassin, recettes destinées à financer leur programme d'intervention. Pratiquement, deux

types de redevances ont été instituées jusqu'alors: une redevance de prélèvement et une redevance de pollution.

L'assiette de la redevance a pour objet de quantifier les prélèvements et les rejets. En ce qui concerne le prélèvement sa mesure est simple, c'est un débit ou un volume, mais l'assiette tient également compte du débit ou du volume restitué au cycle hydrologique. La définition de l'assiette de la redevance de pollution est plus complexe et ne recouvre que certains aspects de la pollution des eaux. On a toujours pris en compte les matières en suspension (MES) et les matières oxydables (MO) somme pondérée de la demande biologique en oxygène (DBO) et de la demande chimique en oxygène (DCO). Plus tard, les sels dissous, les matières inhibitrices (il s'agit en fait des substances toxiques) et plus récemment les matières azotées et phosphorées sont entrés dans l'assiette de la redevance pollution (voir les chapitres 8 et 9 pour la définition précise de ces différentes catégories). Il faut noter ici que l'assiette de la redevance, qui doit être approuvée par les comités de bassin, peut être différente d'une agence à l'autre. Le taux de la redevance peut quand à lui être modulé à l'intérieur même du territoire d'une agence en fonction de la gravité des problèmes quantitatifs et/ou qualitatifs locaux. On trouvera sur le tableau 15.1 les taux de base des différents éléments de l'assiette de la redevance pour l'agence Adour - Garonne en 1982 et 1983. Le tableau 15.2 relatif au taux de base applicable à l'équivalent habitant en 1982 pour les différentes agences, permet de mesurer l'importance de ses fluctuations d'une agence à l'autre.

Tableau 15.1

Taux des redevances (exprimées en francs) de l'agence Adour-Garonne en 1982 et 1983, d'après AFB Adour-Garonne (1982 et 1983)

Type de redevance	Taux 1982	Taux 1983
Redevance pollution		
kg/j matières en suspension	51,60	55,22
kg/j matières oxydables	79,90	85,50
kiloéquitox/j matières inhibitrices	1035,00	1108,00
kg/j matières azotées	53,00	56,71
kg/j matières phosphorées	15,00	16,05
équivalent habitant	10,05	10,75
Redevance prélèvement		
pour les eaux superficielles et les nappes alluvionnaires et phréatiques		
m ³ jusqu'à 50. 000. 000 m ³ /an	0,0114	0,0122
m ³ au-delà de 50. 000. 000 m ³ /an	0,0018	0,0020

Tableau 15.1 (suite)

Redevance pour consommation nette (volumes non restitués au milieu naturel) m ³ provenant des eaux superficielles non restitué entre le 1-er Juillet et le 31 Octobre m ³ prélevé dans les nappes souterraines captives pendant toute l'année	0,0342	0,0366
	0,0616	0,0660

Tableau 15.2

**Taux de la redevance pollution par équivalent-habitant
en 1982 pour les différentes agences (en francs), d'après
Secrétariat d'État à l'environnement (1983)**

Agence	Taux
Adour - Garonne	10, 05
Artois - Picardie	9, 92
Loire - Bretagne	14, 06
Rhin - Meuse	10, 95
Rhône - Méditerranée - Corse	14, 00
Seine - Normandie	16, 08

L'agence utilise à son gré, dans le cadre de son programme d'intervention, les redevance qu'elle prélève. En particulier, elle n'est pas tenue d'affecter, par exemple, au financement d'ouvrages d'épuration les redevances de pollution, ni de réaliser un équilibre régional entre financements et redevances. L'équilibre financier global, auquel l'agence est seul tenu, est une reconnaissance de l'unité de l'eau au niveau du bassin.

Il faut enfin noter que les redevances ne sont pas des amendes (pour fait de pollution par exemple) et qu'il ne s'agit pas plus d'impôts, C'est une catégorie nouvelle qui, aux yeux de certains économistes (Kneese, 1967), doit tenir le rôle de prix du facteur de production qu'est l'eau en internalisant les coûts externes qu'un utilisateur d'eau (par consommation ou par pollution) fait subir aux autres usagers.

BIBLIOGRAPHIE

Un certain nombre d'ouvrages, en particulier des dictionnaires et une bibliographie, non cités dans le texte, ont été ajoutés à cette bibliographie. Les références que nous avons jugées les plus importantes ou les plus générales sont repérées par un astérisque.

* AFB Adour - Garonne (1976), *Le droit de l'eau*, Adour-Garonne, Toulouse, 12, 96 p.

AFB Adour - Garonne (1982), *Un programme pour cinq ans*, Adour-Garonne, Toulouse, 24, p. 3-11.

AFB Adour - Garonne (1983), *Les redevances en 1983*, Adour-Garonne, Toulouse, 25, p 46.

* AFB Seine - Normandie (1974), *Les bassins de la Seine et des cours d'eau normands*, tome 2, *Besoins et utilisations d'eau, pollution*, fascicule 4, *Utilisation de l'eau par l'industrie*, Agence financière de bassin Seine-Normandie, Paris, 260 p.

* AFB Seine - Normandie (1976a), *Les bassins de la Seine et des cours d'eau normands*, tome 1, *Ressources d'eau et données hydrologiques*, fascicule 6, *Hydrologie générale et conclusions*, Agence financière de bassin Seine - Normandie, Paris, 128 p.

* AFB Seine - Normandie (1976b), *Les bassins de la Seine et des cours d'eau normands*, tome 2, *Besoins et utilisations d'eau, pollution*, fascicule 8, *Hygiène de l'eau et pollution*, Agence financière de bassin Seine-Normandie, Paris, 192 p.

* AFB Seine - Normandie (1978a), *Les bassins de la Seine et des cours d'eau normands*, tome 2, *Besoins et utilisations d'eau, pollution*, fascicule 2, *Alimentation et assainissement en milieu urbain*, Agence Financière de bassin Seine-Normandie, Paris, 343 p.

* AFB Seine - Normandie (1978b), *Les bassins de la Seine et des cours d'eau normands*, tome 2, *Besoins et utilisations d'eau, pollution*, fascicule 6, *Hydraulique fluviale et voies navigables*, Agence Financière de bassin Seine-Normandie, Paris, 133 p.

AFB Seine-Normandie (1983), *La crue de 1910*, Seine-Normandie, 48, Paris, p. 8 - 9.

AGENCE DE L'EAU, Artois-Picardie (1978), *L'eau sa politique, des pays leurs pratiques: France, Belgique, Pays-Bas, Angleterre*, Agence de l'Eau Artois-Picardie, Douai, 40 p.

AIHS/UNESCO (1969), *Land subsidence, Proceedings of the Tokyo symposium/ Affaissement du sol*, Actes du colloque de Tokyo, volumes 1 et 2, Co-édition AIHS - UNESCO.

ALHERITIERE D. (1976), *La gestion des eaux en droit constitutionnel canadien*, Editeur officiel du Québec, 295 p.

ANONYME (1965), *Le problème de l'eau en France*, notes et études documentaires n° 3219, la Documentation Française, Paris, 54 p.

ANONYME (1979), *La chronique de l'eau*, L'eau et l'industrie, Paris, 31, p 9.

* AQTE (1981), *Dictionnaire de l'eau*, Association québécoise des techniques de l'eau, Gouvernement du Québec, Office de la langue française, 545 p.

BABEAU A. (1980), *Calcul économique appliqué*, Dunod, Paris, 215 p.

* BACHELAND G. (1942), *L'eau et les rêves*, José Corti, Paris, 268 p.

BACHELIER R. (1970), *Conséquences piscicoles des équipements hydroélectriques*, 11ièmes Journées de l'hydraulique, question 5, rapport 8, Société Hydrotechnique de France, Paris, 6 p.

* BAUMGARTNER A., REICHEL E. (1975), *Die Weltwasserbilanz / The world water balance*, Oldenburg Verlag, München, 179 p.

BCEOM (1967), *Inventaire général des zones inondables de la France*, Bureau Central d'Etudes pour les Equipements d'Outre Mer, Ministère de l'Equipement et du Logement, Direction des ports maritimes et voies navigables, 2 volumes, 106 et 193 p.

de BEAUREGARD J. (1970), *Les usines électriques et leurs rapports avec les usages ou les fléaux des eaux courantes*, 11ièmes Journées de l'hydraulique, question 4, rapport 1, Société Hydrotechnique de France, Paris, 12 p.

BECKELYNCK J., BESBES M., COMBES P., HUBERT P., de MARSILY G., TALBOT A. (1983), *Gestion intégrée des ressources en eau souterraine et superficielle, Le cas de l'alimentation en eau potable de la métropole lilloise*, Groundwater in water resources planning, Comptes rendus du Symposium de Coblence, UNESCO/IAH/IAHS, volume 2, p. 685-695.

BELLMAN R. E. (1957), *Dynamic programming*, Princeton University Press, Princeton.

BENAMOUR A. (1977), *Les moyens d'exhaure en milieu rural*, polycopié, Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques, Ouagadougou.

* BENEDETTI - CROUZET E., DUSSART B. (1979,) *Les retenues d'eau. Création évolution impacts surveillance, synthèse bibliographique*, Agence financière de bassin Seine-Normandie, Paris, et Institut du bassin de la Dordogne, Sarlat, 246 p.

BERNIER J. (1965), *L'application du calcul des probabilités aux problèmes d'exploitation des réservoirs*, La Houille Blanche, Grenoble, 5, p. 431-443.

- BERNIER J. (1977), *Aspects méthodologiques de la gestion optimale des réservoirs à buts multiples*, La Houille Blanche, Grenoble, p. 253-258.
- * BETHEMONT J. (1977), *De l'eau et des hommes*, Bordas, Paris, 280 p.
- * BIZE J., BOURGUET L., LEMOINE J. (1972), *L'alimentation artificielle des nappes souterraines*, Masson, Paris, 200 p.
- * BODELLE J., MARGAT J. (1980), *L'eau souterraine en France*, Masson, Paris, 208 p.
- BONTOUX J. (1983), *Introduction à l'étude des eaux douces, eaux naturelles, eaux usées, eaux de boisson*, Partie IV, La Tribune de Cebedeau, Liège, 36, p. 381-398.
- BOURNAUD M. (1979), *Indices biologiques pour évaluer l'état d'un écosystème d'eau courante*, 3ièmes Journées l'eau, la recherche, l'environnement, Ministère de l'Environnement et du Cadre de Vie, Paris, p. 19-28.
- BRANCHET J., GAUBERT, CHERET I. (1966), *Notes sur l'évaluation des ressources et des besoins en eau*, polycopié, rapport à la Commission Economique pour l'Europe des Nations-Unies.
- * BREMOND R., PERRODON C. (1979), *Paramètres de la qualité des eaux*, Ministère de l'Environnement et du Cadre de Vie, Paris, 259 p.
- BURAS N. (1963), *Conjunctive operation of dams and aquifers*, Journal of the hydraulic division, Proceedings of the ASCE, HY6, p. 111-131.
- * CAPONERA D. A. (1956), *Le droit des eaux dans les pays musulmans*, F.A.O., Progrès et mise en valeur, cahier n° 43, Rome, 182 p.
- * CASTANY G., MARGAT J. (1977), *Dictionnaire français d'hydrogéologie*, Bureau de Recherches Géologiques et Minières, SGN, Orléans, 250 p.
- CASTANY G. (1980), *L'eau propre*, Hachette, Paris, 192 p.
- CAVAILLES J. (1929), *La Houille Blanche*, Armand Collin, Paris, 216 p.
- CEE (1975), *Normes de potabilité des eaux*, Journal Officiel des Communautés Européennes, 18 Septembre 1975.
- CEE (1976), *Directives concernant la qualité des eaux de baignade*, Journal Officiel des Communautés Européennes, 5 Février 1976.
- CEE (1978), *Directive 78/659/CEE du 18 Juillet concernant la qualité des eaux douces ayant besoin d'être protégées ou améliorées pour être aptes à la vie des poissons*, Journal Officiel des Communautés Européennes, 14 Août 1978.
- CHAMBENOIS C. (1979), *Le glorieux tribunal des eaux de Valence*, Le Monde, 13-14 Mai 1979, Paris.
- * CHERET I. (1967), *L'eau*, Le seuil, Paris, 128 p.

CLARKE R. T. (1973), *Mathematical models in hydrology*, Irrigation and drainage paper n° 19, Food and agriculture organization, Rome, 282 p.

* COLAS R., CABAUD R., VIVIER P. (1968), *Dictionnaire technique de l'eau et des questions connexes*, Guy le Prat, Paris, 264 p.

COMMISSION ÉCONOMIQUE POUR L'EUROPE (1974), *Manuel pour l'établissement des bilans des ressources et des besoins en eau*, ECE/Water/5, Nations Unies, New-York, 79 p.

CUINAT R., ROUSSEL Ph. (1981), *Environnement et petites usines hydroélectriques*, La Houille Blanche, Paris, 4/5, p. 243-246.

CUINAT R., DEMARS J. J. (1982), *Débits réservés et autres précautions piscicoles actuellement imposées lors de l'installation de microcentrales hydroélectriques en Auvergne-Limousin*, La Houille Blanche, Paris, 1, p. 49-58.

CORMARY Y., WACQUANT G. (1978), *Emploi du rejet thermiques des centrales en culture maraîchère*, rapport EDF-INVUFLEC, Les Renardières, n° HE 142W 1356 DV 78. 37.

DAVID E. L. (1971), *Public perceptions of water quality*, Water resources research, Washington, 7, p. 453-457.

* DEGREMONT (1972), *Mémento technique de l'eau*, douzième édition, Technique et documentation, Paris, 1907 p.

* DESCAMPS H. (1971), *La vie dans les cours d'eaux*, Que sais-je? n°1452, Presses Universitaires de France, Paris, 128 p.

DESPAX (1968), *La pollution des eaux et ses problèmes juridiques*, Librairies techniques, Paris.

DESPORTES J. P. (1972), *Problèmes économiques liés à l'assainissement du lac d'Annecy*, INRA, Thonon-les-Bains et Rennes, 62 p.

* DEZERT B., FRECAUT R. (1978), *L'économie des eaux continentales, aménagement et environnement*, Editions SEDES-CDU, Paris, 185 p.

DFI (1971), *Aspects de nature technique que présentent, en matière de protection des eaux, le prélèvement et la restitution d'eau de refroidissement pour les centrales thermiques classiques ou atomiques*, Département Fédéral de l'Intérieur, Berne, 146 p.

DILLON J. P. (1975), *The application of the phosphore loading concept to entrophication research*, scientific series, 46, Canada center for inland waters, Burlington.

DION R. (1961), *Histoire des levées de la Loire*, Paris, 312 p.

* DIVET L., SCHULHOF P. (1980), *Le traitement des eaux*, Que Sais-je n° 1874, Presses Universitaires de France, Paris, 128 p.

DREYFUS A., HUBERT P., RAMAIN P. (1975), *Prolo, modèle de prévision pour l'aménagement et la gestion intégrée d'un grand bassin hydrographique*, La Houille Blanche, Grenoble, 1, p. 27-36.

DREYFUS A., HUBERT P., RAMAIN P. (1976), *Planification à long terme de l'aménagement du bassin Adour-Garonne*, tome 1: la méthodologie et les données, CIG, Ecole des Mines de Paris, Fontainebleau, Rapport LHM/RC/76/30, 160 p.

DUMAS M. J. (1856), *La science des fontaines*, De Lacroix-Comon, Paris, 475 p et 12 planches hors texte.

* DURAND-DASES F. (1977), *Systèmes d'utilisation de l'eau dans le monde*, Edition SEDES-CDU, Paris, 182 p.

* DUSSARD B. (1966), *Limnologie*, Gauthier Villars, Paris, 677 p.

EAGLESON P. S. (1982), *Hydrology and climate*, dans Scientific basis of water resource management, National academy press, Washington D. C., XII + 127 p.

* ERHARD-CASSEGRAIN A., MARGAT J. (1983), *Introduction à l'économie générale de l'eau*, Masson, Paris, 361 p.

* FAURE R., BOSS J. P., LE GARFF A. (1961), *La recherche opérationnelle*, Que sais-je? n° 941, Presses Universitaires de France, Paris, 128 p.

* FELLRATH M. (1980), *La rivière milieu vivant*, Payot, Lausanne, 128 p.

* FISCHER H. B., LIST E. J., KOH R. C. Y., IMBÉRGER J., BROOKS N. H. (1979), *Mixing in inland and coastal waters*, Academic Press, New York, 483 p.

FLORET J., HUBERT P. (1977), *Les fonctions socio-économiques du Léman*, Revue de géographie alpine, Grenoble, 2, p. 181-201.

FOURASTIER J. (1968), Article "*Pouvoir d'achat*", Encyclopædia universalis, Paris, volume 1, p. 132-135.

GAILLARD J. (1981), *A predicative model for water quality in reservoirs and its application to selective withdrawal*, Ph D dissertation, Colorado State University, Fort-Collins, 232 p.

* GAZZANIGA J. L., OURLIAC J. P. (1979), *Le droit de l'eau*, Litec, Paris, 247 p.

GIROU A., GARDENT R., DRAGONE D., LECOINTRE G., ROPARS J, ROQUES H. (1983), *Traitement de l'eau des réfrigérants atmosphériques de grande puissance, différents procédés et contraintes d'exploitation*, Tribune du Cebedeau, Liège, 36, p. 409-418.

GLEIZES G. (1977), *Les ressources en eau*, Génie rural, Paris, 11-12, p. 25-34.

GOBLOT H. (1979), *Les qanats, une technique d'acquisition de l'eau*, Mouton, Paris, 236 p.

GOGUEL J. (1975), *La géothermie*, Doin, Paris, 171 p.

GRAS R. (1969), *Simulation du comportement thermique d'une rivière à partir des données fournies par un réseau classique d'observations météorologiques*, Proc. Int. Assoc. Hydraul. Res., Kyoto, 31 Août-5 Septembre 1969, 1, p. 491-502.

- * GUILLERME A. (1983), *Les temps de l'eau. La cité, l'eau et les techniques*, Champ Vallon, Seyssel, 263 p.
- GUYOTAT R. (1978), *Les riverains paieront*, Le Monde, 14 Juillet 1978, Paris.
- HABERER K. (1970), *Umwelteinflüsse auf die trinkwassergewinnung aus oberflächengewässern*, Deutscher Verein das Gas und Wasserfaches, Eschborn, Wasserfachlichen Aussprachetagung, p. 30-41.
- HAIMES Y. Y., HALL W. A., FREEDMAN H. T. (1975), *Multiobjective optimization in water resources systems*, Elsevier, Amsterdam, 200 p.
- HAIMES Y. Y. (1977), *Hierarchical analyses of water resources systems*, Mc GrawHill, New York, 478 p.
- HAMILL L. (1974), *Statistical tests of Leopold's system for quantifying aesthetic factors among rivers*, Water Resources Research, Washington, 10, p. 395-401.
- HANN E. W. Jr., WILLEY R. G. (1972), *Hydrology engineering methods for water resources development*, volume 11, Water quality determination, US corps of engineers, Davis Ca.
- HANSEN E., (1975), *Inadvertent effects of man on the hydrological cycle, a nordic case book*, Nordic International hydrological decade report n°8, Oslo, 120 p.
- HARGOUS S. (1979), *Les indiens du Canada sont contaminés par le mercure*, Le Monde dimanche, Supplément au n° 10831 du Monde, Paris.
- HORNELL J. (1946), *Water transport origins and early evolution*, University Press, Cambridge, 307 p plus 45 planches et une carte.
- HUBERT P. (1978), *Collecte stockage et utilisation des eaux de pluies*, 15ièmes Journées de l'hydraulique, question 1, rapport 8, Société hydrotechnique de France, Paris, 5p.
- HUBERT P. (1984), *Exploitation d'un système de deux puits en situation de compétition et en situation de coopération*, Journal of Hydrology, Amsterdam 70, p. 353-368.
- HUBERT P., LEON J. (1983), *Miniaturisation des modèles d'écoulement souterrain*, Groundwater in water resources planning, Comptes rendus du symposium de Coblence, UNESCO-IAH-IAMS, volume 2, p. 829-841.
- HUBERT P., LEVASSOR A. (1977), *Planification à long terme de l'exploitation d'une nappe d'eau souterraine*, Mémoires de l'AIH, Birmingham, 13-1, A 13-23.
- HUBERT P., LEVASSOR A. (1982), *Soutien des étiage par stockage intersaisonnier en milieu aquifère*, rapport d'étude à l'agence financière de bassin Seine-Normandie, Ecole des Mines de Paris, Fontainebleau, rapport LHM/RD/82/28, 94 p.
- HUBERT P. de SEVERAC E. (1979), *Quantité et qualité*, Eau du Québec, Montréal, 12, p. 131-133.

- * HUTCHINSON G. E. (1967), *A treatise on limnology*, John Wiley and sons, New York, 2 volumes, 1015 et 1115 p.
- * HYNES H. B. N. (1970), *The ecology of running waters*, Liverpool universities press, Liverpool, 556 p.
- ILLANGASEKARE T., MOREL-SEYTOUX H. (1982), *Stream aquifer influence coefficients as tools for simulation and management*, Water resources reserch, Washington, 18, p. 168-176.
- IMHOFF (1964), *Manuel de l'assainissement urbain*, Dunod, Paris.
- INRA (1976), *Elaboration d'indicateurs socio-économiques liés à la qualité de l'eau*, INRA, Rennes, 26 p plus 4 annexes.
- IRIS P. (1980), *Utilisation énergétique des aquifères peu profonds*, Eau du Québec, Montréal, 13, p. 282-288.
- JAKMAN A. P., YOTSUKURA N. (1977), *Thermal loading of natural streams*, USGS Government printing office, Washington, 39 p.
- JAMES E., PONSAR M. S., LEVEN U. (1981), *La qualité de l'eau potable en France, analyse de la situation dans onze départements métropolitains, photocopié*, Muséum national d'histoire naturelle, Laboratoire d'évolution des systèmes naturels et modifiés, Paris, 128 p plus annexes.
- * JO (1974), *Régime de l'eau*, Journal Officiel de la République Française, Paris, Publication n° 1327, 883 p.
- KASHEF ABDEL AZIZ (1981), *Technical and ecological impacts of the high Aswan dam*, Journal of Hydrology, Amsterdam, 53, p. 73-84.
- * KAUFMANN A. (1970), *Méthodes et modèles de la recherche opérationnelle*, Dunod, Paris, 2 volumes, 535 et 544 p.
- KIRALY L., KUBLER B. (1972), *Prévision de la variation du chimisme d'un lac par augmentation des apports solubles. Application; le sodium dans le lac de Neufchâtel*. Bulletin de la société neuchâteloise des sciences naturelles, Neufchâtel, 95 p.
- KLEIN L. (1962), *River pollution, causes and effects*, Butterworths, London, pp 216-243.
- * KLEMES V. (1975), *Applications de l'hydrologie à la gestion des ressources en eau*, Organisation météorologique mondiale, Genève, Rapport hydrologie opérationnelle n° 4, OMM 356, 106 p.
- * KNEESE A. V. (1967), *Economie et gestion de la qualité des eaux*, Dunod, Paris, 267p.
- KOCH P. (1966), *L'alimentation en eau des agglomérations*, Dunod, Paris.
- * KOVDA V. A., VAN DEN BERG C., HAGAN R. M. (1973), *Irrigation drainage and salinity*, Hutchinson/FAO/UNESCO, Londres, 510 p.

- LACORDAIRE S. (1978), *La résurrection des eaux*, Fayard, 302 p.
- LAMONTAGNE H. P., PROVENCHER M. (1978), *Indices d'appréciation de la qualité des eaux*, Ministère des richesses naturelles, Québec, 226 p.
- LARRAS J. (1977), *Fleuves et rivières non aménagés*, Eyrolles, Paris, 187 p.
- LAVERTY J. (1983), *Contribution à l'étude de l'incidence des quantificateurs hydrologiques sur la gestion des ressources en eau*, Thèse de troisième cycle, Université Pierre et Marie Curie et Ecole des Mines de Paris, 240 p.
- LEDOUX E. (1975), *Programme NEWSAM principe et notice d'emploi*, photocopié, CIG Ecole des Mines de Paris, Fontainebleau, Rapport LHM/RD/75/11, 54 p.
- LEFROU C., BRACHET J. (1973), *Examen des méthodes d'établissement des bilans des ressources et des besoins en eau, incidence des problèmes de qualité sur ces bilans*, Techniques et Sciences Municipales, Paris, 68, p. 85-94.
- LEMONNIER H., SCHRADER F., DUBOIS M. (1906), *Premiers éléments de géographie*, Hachette, Paris, 56 p.
- LEON J. (1983), *Eléments pour la gestion de l'aquifère du delta de la Dranse (Haute-Savoie)*, Thèse de troisième cycle, Université Pierre et Marie Curie et Ecole des Mines de Paris, Paris.
- * LESEL S., Coordinateur (1983), *Travaux français en limnologie*, Association française de limnologie, 277 p.
- LESOUF A., ANDRE A. (1982), *Mise au point d'un modèle de qualité de la Seine de Montereau à Poses*, comptes rendus des 17^{èmes} Journées de l'Hydraulique, question 5, rapport 5, Société Hydrotechnique de France, Paris, 5 p.
- LEVY-LAMBERT H. (1965), *L'utilisation optimale des nappes souterraines*, La Houille Blanche, 3 p. 231-237.
- LEYNAUD G. (1977), *La mise en place d'un objectif de qualité. Description du milieu, 2^{èmes} journées l'Eau*, La Recherche, l'Environnement, Ministère de l'Environnement et du cadre de vie, Paris.
- LITTON R. B., TETLOW R. J., SOREUSEN J., BEATTY R. A. (1974), *Water and landscape*, Water information center inc, Port Washington N. Y., 314 p.
- LLAMAS R., (1974), *Motivaciones extraeconomicas en la utilizacion de aguas subterranea: la hidroesquizofrenia*, Agua, Madrid, 82.
- LLIBOUTRY L. (1974), *Réactions des glaciers alpins aux fluctuations du cycle hydrométéorologique*, Comptes rendus des 13^{èmes} journées de l'hydraulique, question 1, rapport 5, Société Hydrotechnique de France, Paris, 5 p.
- * LOUP J. (1974), *Les eaux terrestres*, Hydrologie continentale, Masson, Paris, 174 p.
- * LVOVITCH M. I. (1970), *Les ressources en eau du globe terrestre et leur avenir*, Bulletin de l'association internationale d'hydrologie scientifique, XV, 4, pp 23-28.

- * MAC DONALD D. G., MAIDMENT M. J., MAIDMENT D. R., (1978), *Water demand. A selected annotated bibliography*, IIASA, Laxenburg, RM-78-37, 97 p.
- MAC GREGOR (1968), *Lexique esquimau pratique, polycopié*, Direction générale du nouveau Québec, Ministère des richesses naturelles, Québec.
- MAC MAHON T. A., MEIN R. G. (1978), *Reservoir capacity and yield*, Elsevier, Amsterdam, Developements in water science n° 9, 213 p.
- * MAC NEELY R. N., NEIMANIS V. P., DWYER L. (1979), *Water quality source book, a guide to water parameters*, Environnement Canada, Ottawa, 88 p.
- MADDOCK III T. (1972), *Algebraic technological function from a simulation model*, Water resources research, Washington, 8 p. 129-134.
- MAGET P (1976), *Les ressources géothermiques basse énergie en France*, Industrie Minérale, Paris, 58, 7, p. 318-325.
- MARGAT J. (1977), *Des ressources en eau potentielles aux ressources exploitables*, Colloque national Eaux souterraines et approvisionnement en eau de la France, BRGM, Orléans, tome 2, p. 379-391.
- MARGAT J., ERHARD-CASSEGRAIN A., HUBERT P. (1979), *Quelles ressources en eau peut-on et veut-on utiliser*, 3ièmes Journées scientifiques l'Eau, la Recherche, l'Environnement, Ministère de l'Environnement et du Cadre de Vie, Paris, p. 511-528.
- de MARSILY G. (1976), *Exploitation et gestion des réservoirs géothermiques*, Industrie Minérale, Paris, 58, 7, p. 332-335.
- * de MARSILY G. (1981), *Hydrogéologie quantitative*, Masson, Paris, 215 p.
- MARTIN P. (1975), *Le modèle mathématique de simulation du comportement thermique du Rhône*, Electricité de France, Chatou, Rapport F 41-75/10, 24 p + annexes.
- MARY M., JANOD A. (1967), *La Houille Blanche*, Que sais-je n° 540, Presses Universitaires de France, Paris, 128 p.
- * MASS A. et al (1962), *Design of water resource systems*, Harvard University Press.
- * MASSE P. (1946), *Les réserves et la régulation de l'avenir dans la vie économique*, Hermann, Paris 2 tomes 149 et 230 p.
- * MEINCK F., STOUFF H., KOHLSCHUTTER H. (1970), *Les eaux résiduaires industrielles*, 4ième édition, Masson, Paris, 865 p.
- MEROT P. (1977), *Le bocage et l'eau*, Penn ar bed, Brest, 11, pp. 154-159.
- MILLET (1888), *Les merveilles des fleuves et des ruisseaux*, Hachette, Paris, 363 p.
- * MILNE M. (1976), *Residential water conservation*, Report n° 35, California Water Resources Center, Davis, 469 p.

- * MILNE M. (1979), *Residential water re-use*, Report n° 46, California Water Resources Center Davis, 553 p.
- MINISTÈRE DE L'AGRICULTURE (1963), *Retenues collinaires*, La Documentation Française, Paris, 136 p.
- MINISTÈRE DE LA QUALITÉ DE LA VIE (1974), *Environnement et cadre de vie*, dossier statistique, Tome 1, La documentation française, 348 p.
- MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT (1991), *Etat de l'environnement*, édition 1990, La documentation Française, Paris, 306 p.
- MONITION L., LE NIR M., ROUX J. (1981), *Les microcentrales hydroélectriques*, Masson, Paris, 188 p.
- MORICE L. (1968), *Les transports fluviaux*, Que sais-je n° 494, Presses Universitaires de France, Paris, 128 p.
- MOULIN D., DESMOULIN G., LONGUEMARE R., MIQUEL J., CAILLE M., ZUMSTEIN J. F. (1978), *Besoins en eau des centrales thermiques. Evolution à moyen terme et conséquences éventuelles sur la milieu aquatique*. Comptes rendus des 15ièmes journées de l'hydraulique, Question 6, Rapport 6, Société Hydrotechnique de France, Paris, 13 p.
- MUNFORD L. (1964), *La cité à travers l'histoire*, le Seuil, Paris, 784 p.
- NACE (1967) USGS cité par Van der Leeden (1975).
- NAS (1974), *More water for arid lands*. National academy of sciences, Washington D. C., pp. 9-22.
- NATIONS-UNIES (1975), *Le droit de prise d'eau et les utilisations de l'eau: une étude comparative des régimes juridiques*, Nations Unies, New York, 276 p.
- * NICOLAZO-CRACH J. L., LEFROU C. (1977), *Les agences financières de bassin*, P. Johanet et ses fils, Paris, 211 p.
- O'KANE J. P. (1983), *An examination of the EEC bathing water directive*, Promise and performance, coordonné par J. Blackwell et F. J. Convery, Resource and environmental policy center, University College, Dublin, pp. 13-23.
- * OMM (1974), *Glossaire International d'hydrologie, Anglais / Français / Russe / Espagnol*, WMO/OMM/BMO n° 385, Secrétariat de l'Organisation Météorologique Mondiale, Genève, 393 p.
- OMS (1967), *La lutte contre la pollution des eaux*, Organisation Mondiale de la Santé, Genève.
- OMS (1971), *Normes européennes applicables à l'eau de boisson*, 2ième édition, Organisation mondiale de la Santé, Genève, 62 p.
- * OMS (1972a), *Risques pour la santé du fait de l'environnement*, Organisation Mondiale de la Santé, Genève, 406 p.

- OMS (1972b), *Normes internationales pour l'eau de boisson*, 3ième édition, Organisation Mondiale de la Santé, Genève, 74 p.
- OMS (1973), *Community water supply and sewage disposal in developing countries (end of 1970)*, Rapport de statistiques sanitaires mondiales, vol. 26, n° 11.
- OTAM (1969), *Utilisation industrielle de l'eau*, note n° 1 la situation actuelle, Omnium Technique d'Aménagement, Paris.
- PARKES J. G. M. (1973), *Perceptions du public face à la qualité de l'eau et leurs effets sur les activités récréatives utilisant l'eau*, Environnement Canada, Ottawa, 50 p.
- PARKHURST J. D., POMEROY R. D. (1972), *Oxygen absorption in streams*, J. Sanit. Eng. Div. Am. Soc. Civ. Eng., 98 pp. 101-124.
- PEREC G. (1974), *Espèces d'espaces*, édition Galilée, Paris, 128 p.
- * PERMO (1981), *La pratique de l'eau, usages domestiques collectifs et industriels*, Edition du Moniteur, Paris, 435 p.
- PERRIN de BRICHAMBAULT (1968), *Article "Bilan thermique de la terre"*, Encyclopædia Universalis, Paris, Volume 3, pp. 272-276.
- * PFANNKUCH H. O. (1969), *Elsevier's dictionary of hydrogeology in three languages: English, French, German*, Elsevier, Amsterdam, 168 p.
- PIZETTA J. (1870), *Les voyages d'une goutte d'eau*, Brunet, Paris, 202 p.
- POULIN M. (1980), *Modélisation du comportement thermique des cours d'eau, application au Rhin*, Thèse de Docteur Ingénieur, Université Pierre et Marie Curie et Ecole des Mines de Paris, Paris, 144 p + annexes.
- POULIN M., HUBERT P. (1982), *Une méthode de calcul de l'échauffement des rivières, application à la gestion des rejets thermiques au Rhin*, Journal of Hydrology, Amsterdam, 55, pp. 195-221.
- POURRIOT R. (1982), *Problèmes écologiques posés par la réalisation de grands barrages: l'exemple du barrage d'Assouan*, Revue Française des Sciences de l'Eau, Paris, 1, pp. 297-301.
- PRATI L., PAVANELLO R., PESARIN F. (1971), *Assessment of surface water quality by a single index of pollution*, Water Research, 5, pp. 741-751.
- RAMADE F. (1972), *Le mercure tue*, Sciences progrès découvertes, Paris, Septembre 1972, pp. 39-47.
- ROBELIN M. (1968), *Article "L'eau en agriculture"*, Encyclopædia Universalis, Paris, Volume 5, p 879.
- ROUSSELLE J., EL JABI N. (1977), *Inondations: dommages et contrôle*, La Tribune du Cebedeau, Liège, 400, pp. 128-131.

- * RUTTNER F. (1963), *Fundamentals of limnology*, University of Toronto and Buffalo, Toronto et Buffalo, 295 p.
- RZOSKA J., Coordinateur (1976), *The Nile, history of an ancient river*, Dr W. Junk B. V., The Hague, 417 p.
- SANTE CANADA (1974), *Normes et objectifs pour l'eau potable au Canada*, seconde édition, Information Canada, Ottawa, 42 p.
- SAUNDERS R. J., WARFORD J. J. (1976), *L'alimentation en eaux des communautés rurales*, publication de la Banque Mondiale, Economica, Paris, 279 p.
- * SECRETARIAT D'ÉTAT A L'ENVIRONNEMENT (1983), *L'état de l'environnement 1983*, La documentation française, Paris, 190 p.
- de SEVERAC E., STREIFF C. (1978), *La situation de compétition engendrée par l'exploitation de granulats alluvionnaires en vallée du Thérain (Oise)*, Polycopié, CIG, Ecole des Mines de Paris, Fontainebleau, Rapport LHM/RD/78/21, 69 p.
- SIMONNARD M. (1972), *Programmation linéaire*, Dunod, Paris, 287 p.
- SOKONA Y. (1981), *Contribution à l'étude des ressources en eau du bassin du fleuve Sénégal, étude de la capacité du réservoir du Manantali*, Thèse de Docteur Ingénieur, Université "Pierre et Marie Curie" et Ecole des Mines de Paris, Paris, 139 p.
- SOLNIK B. M. (1969), *La programmation linéaire*, Dunod, Paris, 111 p.
- STREETER M. W., PHELPS E. B. (1925), *A study of the pollution and natural purification of the Ohio river*, Public health bulletin, US departement of health education and welfare, 146.
- TATE D. M. (1978), *Water use and demand forecasting: a review*, IASA, Laxenburg, RM-78-16, 53 p.
- TAYLOR E. W. (1958), *The examination of water and water supplies*, Churchill, Londres, 841 p.
- THERY J. F. (1969), *Législation réglementation et organisation administrative dans le domaine de l'eau*, Etudes et documents du conseil d'état, Paris, pp. 103-131.
- THERY J. F. (1972), *Les agences financières de bassin*, Cahiers juridiques de l'électricité et du gaz, 253, pp. 1-18.
- THIBAUD H. B. (1970), *L'équipement hydroélectrique des rivières canalisées est-il rentable?* 11ièmes Journées de l'hydraulique, Question 4, Rapport 2, Société Hydrotechnique de France, Paris, 3 p.
- THOMAS Jr. M. A., WATERMEYER P. (1962), *Mathematical models: a stochastic sequential approach*, dans Mass et al (1962).
- TISSANDIER G. (1885), *L'eau*, Bibliothèque des merveilles, Hachette, Paris, 334 p.
- * TODD D. K. (1970), *The water encyclopaedia*, Water Information Center, Huntington, N. Y., 559 p.

- UFC (1978), *Que Choisir*, n° 126, pp. 29-32.
- * ULMO J., BERNIER J. (1973), *Eléments de décision statistique*, Presses Universitaires de France, Paris, 330 p.
- UNESCO (1974), *Hydrological effects of urbanization*, Studies and reports in hydrology n° 18, UNESCO, Paris, 280 p.
- * USEPA (1976), *Quality criteria for water*, U. S. Environmental protection agency, Washington, 256 p.
- US FEDERAL POWER COMMISSION (1971), *World power data 1968*, Superintendent of documents, Washington D. C. , FPC P-40.
- US SALINITY LABORATORY STAFF (1954), *Diagnosis and improvement of saline and alkali soils*, US Department of Agriculture, Handbook n° 60, Washington D. C.
- VAILLANT J. R. (1977), *Accroissement et gestion des ressources en eau*, Eyrolles, Collection BCEOM, Paris, 246 p.
- * VALIRON F., Coordinateur (1983), *La réutilisation des eaux usées*, Editions du BRGM et Technique et Documentation, Orléans et Paris, 208 p.
- VALLENTYNE J. R. (1974), *The algal bowl, lakes and men*, Environnement Canada, Ottawa, 186 p.
- * VAN DER LEEDEN (1975), *Water resources of the world*, Water Information Center, Port Washington, N. Y., 268 p.
- VENHUIZEN IR. K. D. (1968), *Hoe de gevolgen van de Franse staking in Wreeswijk uit "lek" ten*, H2O, Amsterdam, 14, pp. 310-311.
- VERNEAUX J., TUFFEY G. (1967), *Une méthode zoologique pratique de détermination de la qualité des eaux courantes. Indices biotiques*, Ann. Sci. Univ. Besançon, Zool. , 2, pp. 79-89.
- VERNEAUX J. dans Pesson (1976), *La pollution des eaux continentales, Incidences sur les biocénoses aquatiques*, Gauthier Villars, Paris.
- VOLLENWEIDER R. (1968), *Les bases scientifiques de l'eutrophisation des lacs et des eaux courantes sous l'aspect particulier du phosphore et de l'azote comme facteurs d'eutrophisation*, Rapport DAS/CSI/6827, OCDE, Paris.
- WALSKI M., PARKER F. (1974), *Consumers water quality index*, Journal of the environmental engineering division, EE3, pp. 593-611.
- WEBER E. (1983), *La fin des terroirs*, Arthème Fayard et Recherches, Paris, pp. 220-221.
- WHITTINGTON D., GUARISO G. (1983), *Water management in practice: a case study of the Aswan high dam*, Elsevier, Amsterdam, 246 p.

ZOETEMAN B. C. J. (1973), *The potential pollution index as a tool for river quality management*, Government institute for water supply, Technical paper n° 6, The Hague, 40p.