

Hydrologie et aménagement des eaux (méthodes structurales)

Marcel ROCHE,

Ingénieur en Chef à l'E.D.F.
Chef du Département « Recherche Fondamentale »
au Service Hydrologique de l'O.R.S.T.O.M.
Professeur à l'E.N.C.R.E.F.

RÉSUMÉ.

L'étude hydrologique d'un aménagement ne peut guère se traiter indépendamment de l'objectif poursuivi. Avant de préparer les données, il faut définir le système d'eau aussi complètement que possible, à partir de la prospection des possibilités naturelles en ressources et en sites d'aménagement, et des besoins et de leur prospective. Cette opération d'analyse débouche sur le schéma topologique, ensemble logique d'unités hydrauliques, dont l'élément hydrologique se traduit par des entrées « apports » et « qualités » (par exemple salures) dans les unités. La mise au point des données nécessaires pour ces entrées peut exiger six opérations successives :

- rassemblement, critique et mise au point des données observées aux stations du réseau (dites stations de base) ;
- homogénéisation de ces données sur la période la plus longue, compatible avec la durée des observations ;
- éventuellement, extension de la période au moyen de longues séries d'observations climatologiques ;
- étude de la compatibilité des résultats « apports » des stations entre elles ; éventuellement restauration de cette compatibilité ;
- calcul, à partir des données ainsi préparées et homogénéisées aux stations de base, des données d'entrée dans les unités hydrauliques ;
- étude et éventuellement restauration de la compatibilité des salures.

L'étude du fonctionnement de l'aménagement et de ses conséquences s'exerce donc sur :

- les séries de données « ressources » ;
- le système d'eau décrit par le schéma topologique, par les algorithmes opératoires concernant le fonctionnement de ses éléments, par les consignes de gestion ;
- les demandes.

On ne traite, dans le présent exposé, que de la technique dite « de simulation », qui consiste à appliquer au système d'eau, décrit comme il a été dit et défini en fixant les valeurs de ses paramètres, l'ensemble des données, et à constater et analyser les résultats de l'exploitation par rapport aux demandes. Une telle opération n'a de sens que si elle s'exerce sur un état fixe de la prospective.

Les aménagements n'ont pas qu'un côté productif et posent des problèmes de protection contre les crues. Le calcul des crues est très largement traité en hydrologie générale ; on se contente ici de dégager les aspects particuliers qu'il revêt dans son application aux aménagements, et de rappeler, avec quelques commentaires critiques, les outils dont dispose l'hydrologue à ce sujet. On traite à part le cas des petits aménagements qui relève souvent d'une technique différente.

On donne enfin quelques indications sur les études hydrologiques appliquées à l'aménagement des lits majeurs.

ABSTRACT.

Hydrological study for a project cannot be carried out without connection with the object of that project. Before preparing the data, it is necessary to define the water system as completely as possible, from the survey of available natural resources and sites, and from the needs and their prospective. Such an analysis comes to the topological schema which is a set of logical hydraulic units ; the hydrological point of view of this schema is expressed as inputs "yields" and "quality" (for instance salinity) into the units. In order to put into shape data necessary for these inputs, six works have to be proceeded in succession :

- gathering, criticizing and putting into shape data observed at the net work stations (called "basic stations") ;
- homogenizing these data onto the largest period compatible with the duration of observations ;
- eventually, extending the period by means of observed long period climatological data ;
- studying the compatibility of the results "yields" at the stations between themselves ; eventually restoring this compatibility ;

- from so completed an homogenized data at basic stations, computing inputs to the hydraulic units ;
- studying and eventually restoring compatibility for salinity.

Studying how to operate the project and consequences of it is performed from :

- "ressources" data series ;
- the water system described by the topological schema, by operational algorithms concerning how handle its elements, by the management orders ;
- the demands.

The only technique described in this paper is the so-called "simulation" method, consisting in applying to the water system, described as it has been said and defined by the values of its parameters, the set of input data, and in analyzing the results of the operation against the demands. Such a process has a sense only for a given state of the prospective.

Projects have not only a productive side and problems of flood control arise from them. Floods computation is widely discussed in general hydrology ; in this paper, only some particular aspects concerning its application to projects have been pointed out, and tools available for hydrologist in that matter have been remembered with some comments. The case of small projects is discussed separately as they often deal with different technique.

Some indications are given on hydrological studies applied to flood plains control.

1. INTRODUCTION.

On peut considérer, comme aménagement des eaux au sens large, tout équipement et toute organisation ayant pour but :

- de satisfaire des besoins en eau,
consommation d'eau potable,
besoin urbain,
besoin industriel,
demande agricole,
loisir,
- de satisfaire des besoins en énergie,
production hydroélectrique,
- de protéger l'homme, son environnement et ses moyens de production, contre les dégâts occasionnés par les crues, contre la pollution.

Le terme « équipement » est réservé à tout ce qui engage des achats et des mises en place de matériel, ainsi que des travaux de génie civil. Un équipement peut affecter les structures du bassin ou de la vallée, ce qui est le cas de tous les travaux de génie civil, ou non : installation d'un réseau d'alerte de crues, par exemple. On fera une place à part aux travaux ou aux formes d'activités qui ont une influence indirecte sur le comportement des eaux : reboisement, méthodes culturales, etc.

L'organisation est généralement le fait d'une autorité technique et/ou administrative. Elle s'appuie sur les équipements, dont elle définit le mode de gestion, et sur les méthodes d'exploitation, ces deux moyens d'action étant en général totalement solidaires. Suivant la conception de l'aménagement, ou de tel aspect de l'aménagement, on parlera plus généralement de méthodes structurales ou de méthodes non structurales.

Le sujet est évidemment très vaste et on se limitera, dans cet exposé, aux aménagements qui se rapportent à des méthodes structurales ayant trait à des productions basées sur l'eau ou à la protection contre les crues. On ne dira donc rien, par exemple, de l'annonce des crues et des plans d'évacuation civile qui en sont la conséquence (méthode non structurale), bien que les données hydrologiques et leur traitement exercent en ce domaine une influence importante.

Il n'est pas facile d'exposer suivant un plan parfaitement logique les incidences des composantes hydrologiques sur la structure, le fonctionnement et les possibilités des aménagements hydrauliques. Bien des éléments se recourent, bien des liaisons s'entrecroisent, donnant à l'ensemble l'allure d'un schéma maillé d'autant plus complexe que les buts à atteindre et les moyens mis en œuvre sont plus nombreux.

Un aménagement qui se composerait, par exemple, d'un seul barrage, et qui ne serait destiné qu'à satisfaire une demande d'irrigation, est très simple à concevoir, bien que son optimisation correcte exige déjà d'avoir recours à la simulation. Les données hydrologiques à introduire pour faire fonctionner le modèle se composent uniquement, si les conditions de qualité sont satisfaites a priori, d'une chronique de débits en un seul point, à l'entrée dans le réservoir créé par le barrage ; on peut soit employer une chronique historique, soit une chronique synthétique engendrée par tirage au hasard dans une loi de distribution conforme à la chronique historique.

Supposons qu'on mette un second réservoir en parallèle du premier. Il faudra, en plus des consignes de gestion de l'aménagement précédent, décider par exemple d'une priorité de soutirage ; l'utilisation d'une chronique synthé-

tique sera beaucoup plus difficile, du fait que le coefficient de corrélation entre les débits à l'amont de chacun des réservoirs n'est ni nul (indépendance totale), ni égal à l'unité (liaison fonctionnelle). Bien entendu, les choses se compliquent avec l'adjonction de réservoirs supplémentaires en parallèle ou en série, de transferts plus ou moins compliqués, avec l'introduction d'autres périmètres d'irrigation de situation géographique différente du point de vue du système (situation topologique), chacun pouvant de plus faire appel à plusieurs réservoirs.

Enfin, la prise en considération de la qualité, par exemple de la salinité, peut entraîner une modification des consignes d'exploitation par l'intermédiaire de contraintes supplémentaires qu'on s'efforcera de satisfaire en mélangeant plus ou moins des eaux de qualités différentes.

Une telle démarche a un caractère essentiellement opérationnel et il paraîtrait logique de partir du but à atteindre, c'est-à-dire des demandes à satisfaire, puis de rechercher les possibilités locales ou régionales en ressources naturelles, enfin de construire le système permettant d'utiliser au mieux ces ressources pour satisfaire les demandes. En fait, ce n'est pas toujours ainsi que les choses se présentent ; si certaines demandes peuvent être considérées comme prioritaires et devant être satisfaites à tout prix (eau potable par exemple), ce ne peut pas être le cas de toutes les demandes pour lesquelles on doit parfois considérer à la fois les possibilités naturelles et le prix de revient de la fourniture : c'est généralement le cas de l'agriculture.

Un autre point de vue est celui de la possibilité de réalisation des aménagements, notamment de l'implantation des barrages-réservoirs. C'est l'ensemble de ces deux possibilités, de réalisation des ouvrages et de ressources en eau, qui détermine finalement le développement hydraulique maximal d'une région, compte tenu bien entendu des possibilités de transfert à longue distance.

Il serait donc assez peu réaliste de vouloir à tout prix rechercher un ordre logique dans le sens du déroulement des opérations aboutissant à la réalisation du développement. C'est pourquoi on a finalement choisi l'ordre d'exposition qui a semblé le plus didactique.

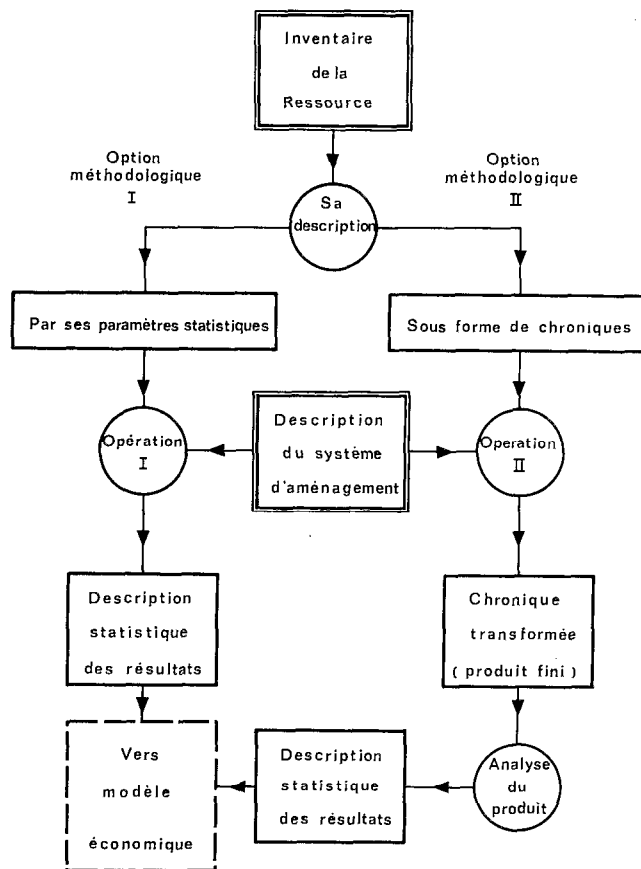


Fig. 1.

Le problème de l'aménagement des eaux se pose à l'hydrologue planificateur de la façon suivante :

- la matière première est fournie par l'inventaire de la ressource, que l'on met sous une forme appropriée au traitement qu'on doit lui faire subir (A) ;
- le système d'aménagement des eaux est décrit par le plan topologique, par les caractéristiques, et par le plan d'opération (*consignes*) (B) ;
- la transformation de (A) par (B) donne le produit (C) qui n'est autre qu'une représentation de ce qu'on attend de l'aménagement.

Les méthodes de traitement, c'est-à-dire la façon de passer de (A) à (C) par l'intermédiaire de (B) se divisent en pratique en deux groupes (fig. 1).

— Option méthodologique I.

L'inventaire de la ressource est décrit par ses paramètres statistiques. L'application de (B) sur (A) fournit directement la description statistique des résultats.

— Option méthodologique II.

L'inventaire de la ressource est décrit sous forme d'une ou plusieurs chroniques auxquelles on applique un modèle mathématique, dit « de simulation ». Le résultat est une chronique transformée de (A) dont l'analyse fournit une description statistique qui peut, comme dans l'option I, être dirigée sur le modèle économique.

Dans cet exposé, nous parlerons uniquement des méthodes de calcul basées sur la simulation du fonctionnement. Si nous avons opté définitivement pour l'option II, c'est que l'option I, qui fait les délices des mathématiciens, fournit en fait une analyse très grossière du phénomène. Le grand argument de ses partisans est qu'elle permet très rapidement de circonscrire le problème, pour finir ensuite par l'analyse très fine que permet la simulation. Notre opinion est que l'on va tout aussi vite, et avec bien moins de peine, en utilisant la simulation dès le début si l'on désire des résultats aussi précis que possible, par exemple pour l'étude de fiabilité d'un projet ; pour des études destinées simplement à un plan d'orientation du développement, l'option I est peut-être préférable.

2. COMPOSANTES D'UN AMÉNAGEMENT.

Ce chapitre est essentiellement descriptif. Son but est de présenter, dans un ordre parfois contestable, les éléments sur lesquels est basée la conception même du projet. On a essayé d'être aussi complet que possible, ce qui ne veut pas dire que ces éléments seront tous repris avec plus de détail dans les parties qui traitent de la simulation.

2.1. LES SOURCES.

2.1.1. *Eaux de surface.*

Il s'agit des eaux stockées sous forme liquide ou solide à la surface de la terre ferme. Sous forme liquide, elles sont immédiatement disponibles pour les aménagements. Sous forme solide (neiges et glaces) elles doivent d'abord changer d'état pour la plupart des usages, sans que l'homme puisse grand-chose sur ce changement d'état. On peut dire que les neiges et les glaces constituent des réservoirs souvent fort utiles mais pratiquement incontrôlables.

Les eaux liquides sont stockées à l'état naturel dans le réseau hydrographique ; elles sont immobiles ou quasi immobiles dans les lacs, étangs et marais, dont la fonction de stockage est importante, et généralement mobiles dans le reste du réseau (cours d'eau de toutes dimensions).

Les eaux de surface sont douces en grande majorité, mais elles peuvent poser localement, et même régionalement, des problèmes de salinité importants. Elles posent également des problèmes de pollution, liés du reste à l'usage qu'on en fait.

Ce sont les plus accessibles et celles sur le régime desquelles on peut avoir le plus d'influence. Notamment l'effet du stockage dû aux lacs naturels peut être remplacé ou complété par la construction de barrages-réservoirs.

Du point de vue des aménagements, les eaux de surface sont caractérisées par des chroniques de débit liquide en un certain nombre de points du réseau hydrographique. On doit parfois y ajouter les débits en corps dissous ou en suspension.

2.1.2. *Eaux souterraines.*

On réservera ici cette dénomination aux eaux libres contenues dans le sol, c'est-à-dire à celles qui y forment une nappe. Les eaux souterraines se déplacent, mais à des vitesses très lentes, et ces déplacements, s'ils jouent un grand rôle dans l'alimentation des aquifères, n'ont pratiquement pas d'action immédiate sur l'exploitation des nappes dans les problèmes d'aménagement.

De ce point de vue, une nappe est essentiellement caractérisée par les possibilités de stockage des terrains dans lesquels elle évolue, par son alimentation et par la résistance qu'elle oppose à l'extraction de ses eaux, résistance liée à la transmissivité et qui se traduit en termes d'exploitation par un problème de profondeur et de diamètre de puits ou de forage.

Les eaux souterraines posent également des problèmes de qualité : elles sont généralement plus chargées de produits solubles que les eaux de surface, sont sensibles à la pollution, quoiqu'à un degré moindre que les eaux de surface et d'une façon différente ; sauf en des cas extrêmement rares, elles sont entièrement dépourvues de matières en suspension.

2.1.3. *Eau de mer.*

L'eau de mer est de plus en plus utilisée pour les besoins du développement. Outre ses domaines traditionnels, on l'emploie par exemple pour le refroidissement des condenseurs de centrales thermiques classiques ou nucléaires géantes. Pour les usages auxquels nous nous sommes limités (champ d'action des eaux terrestres), elle peut intervenir comme appoint, notamment pour l'alimentation en eau potable, par l'intermédiaire des techniques du dessalement de l'eau de mer : elle entre alors dans le schéma plus complexe qui nous intéresse ici.

Une fois dessalée, l'eau de mer constitue une source d'approvisionnement qui, compte tenu du prix élevé de l'opération, peut être considérée comme une fourniture de pointe, ou plus exactement de pénurie, lorsque des sources plus économiques font périodiquement ou exceptionnellement défaut. Du point de vue des aménagements, les possibilités quantitatives sont pratiquement infinies, la qualité est connue une fois pour toute, et par conséquent les caractéristiques de la fourniture sont uniquement limitées par la capacité de l'usine de traitement.

2.1.4. *Eaux usées.*

Nous les citons pour être complet. Elles peuvent jouer un certain rôle dans un problème de fourniture. Il est rare qu'on les recycle au point de pouvoir les réinsérer dans une distribution d'eau potable, quoique cela ne soit exclu a priori. Par contre, elles sont utilisées couramment pour l'agriculture ou pour la recharge artificielle des nappes.

Elles sont quantitativement définies par la production des usages d'une part, de la capacité des usines de traitement d'autre part. Qualitativement, elles dépendent de la nature du traitement et éventuellement du degré de pollution des eaux usées.

Il est un autre aspect des eaux usées, celui de leur rejet sans traitement. Il ne s'agit plus d'une source directe d'approvisionnement, mais d'une restitution au réseau hydrologique ou aux nappes, qui constitue un facteur essentiel de pollution. On peut assimiler à un type de rejet les colatures des réseaux d'irrigation, bien qu'alors la modification de qualité ne se traduise en général que par une augmentation de salinité. Il est aisé de chiffrer les rejets industriels ou autres s'ils sont mesurés. Pour les colatures, il est assez rare que les drains, même principaux, fassent l'objet de mesures. Quand il s'agit d'aménagements industriels ou agricoles déjà existants, tout se retrouve dans le réseau hydrographique et on peut espérer que l'exploitation du système hydrométrique permette de réunir les éléments nécessaires. Si ces rejets sont hypothétiques et font partie du projet, il faudra faire un certain nombre d'hypothèses basées sur l'expérience qu'on peut avoir de projets existants.

2.2. LES ORGANES.

Faute de mieux, nous utiliserons l'anglicisme « système d'eau » (Water system) pour désigner l'ensemble des conditions naturelles et artificielles d'un bassin versant, ou d'un groupe de bassins, concernant un aménagement. On appellera « organe » un élément de structure introduit dans un système d'eau en vue d'y remplir une fonction spécifique orientée vers la réalisation de l'objectif.

2.2.1. Organes d'accumulation.

L'accumulation de l'eau dans un bassin est assurée naturellement en surface par les lacs, les marais, les étangs, en sous-sol par les aquifères (nappes souterraines). L'accumulation de surface peut être renforcée par la construction de réservoirs artificiels, on peut également rendre l'accumulation naturelle plus efficace en aménageant par exemple l'exutoire des lacs. Il est beaucoup plus difficile et moins efficace d'intervenir sur la capacité des réserves souterraines ; il existe bien des barrages souterrains et on peut par ailleurs, sans accroître les possibilités des réservoirs, augmenter les quantités d'eau disponibles pour le stockage par les techniques de recharge artificielle des nappes, mais tout ceci est d'un emploi limité et nous n'en ferons pas état.

Le réservoir de surface à sortie contrôlée est obtenu soit en équipant l'exutoire d'un lac, auquel cas il y a généralement lieu d'en surélever le niveau, soit le plus souvent en construisant un barrage. Du point de vue de l'hydrologie de l'aménagement, le résultat est le même et l'organe est introduit dans le modèle de simulation par les mêmes paramètres, soit :

- la cote maximale qui peut être atteinte dans la retenue (HMAX), et le volume emmagasiné qui lui correspond (VMAX) ;
- la cote minimale, en dessous de laquelle on ne peut plus effectuer de prélèvement (HMIN), et le volume correspondant (VMIN) ;
- la cote pour laquelle le volume emmagasiné est nul (HO) ;
- la courbe de correspondance, dite « courbe de remplissage », entre volume emmagasiné et cote du plan d'eau dans la retenue, représentée dans le modèle par un sous-programme FUNCTION V(H) et son inverse H(V) ;
- les cotes d'alerte éventuelles.

Tous ces paramètres ne sont pas de la même nature. À partir du moment où un site est choisi, la courbe de remplissage (donc HO) est entièrement déterminée par la topographie de la cuvette pour autant que celle-ci ne subisse pas elle-même des transformations lors de la réalisation de l'aménagement. La capacité maximale possible (maximum de HMAX ou VMAX) est en général fixée par le col le plus bas du pourtour de la cuvette. Mais on est parfois amené à boucher certains cols par des digues ou des barrages secondaires ; le maximum possible peut être également fixé par des conditions géologiques (zone karstique très fissurée, par exemple, pouvant entraîner des fuites prohibitives), ou par des contraintes économiques et sociales (inondation d'une ville).

Une autre caractéristique de la cuvette, que nous n'avons pas citée, est la courbe surface-hauteur S(H). En réalité, c'est du reste par intégration de cette courbe qu'on obtient la courbe de remplissage. La figure 2 montre, sur un graphique en unités cohérentes, comment varie V par rapport à S. La courbe S(H) est intéressante en soi pour la détermination des volumes évaporés à partir de la retenue, mais en fait on peut se dispenser de l'introduire par un artifice de programmation.

HO et la courbe de remplissage sont donc entièrement définies par le choix du site. Par contre HMAX et HMIN sont à la discrétion du projecteur qui peut jouer sur leur valeur dans les limites :

$$\max. \text{ de HMAX} \geq \text{HMAX} > \text{HMIN} \geq \text{HO}$$

pour optimiser l'aménagement. Du point de vue structure, HMAX correspond à la hauteur pour laquelle l'évacuateur commence à fonctionner ; HMIN détermine le calage minimal des dispositifs de prélèvement de l'eau dans le barrage en direction des transferts ou des usages.

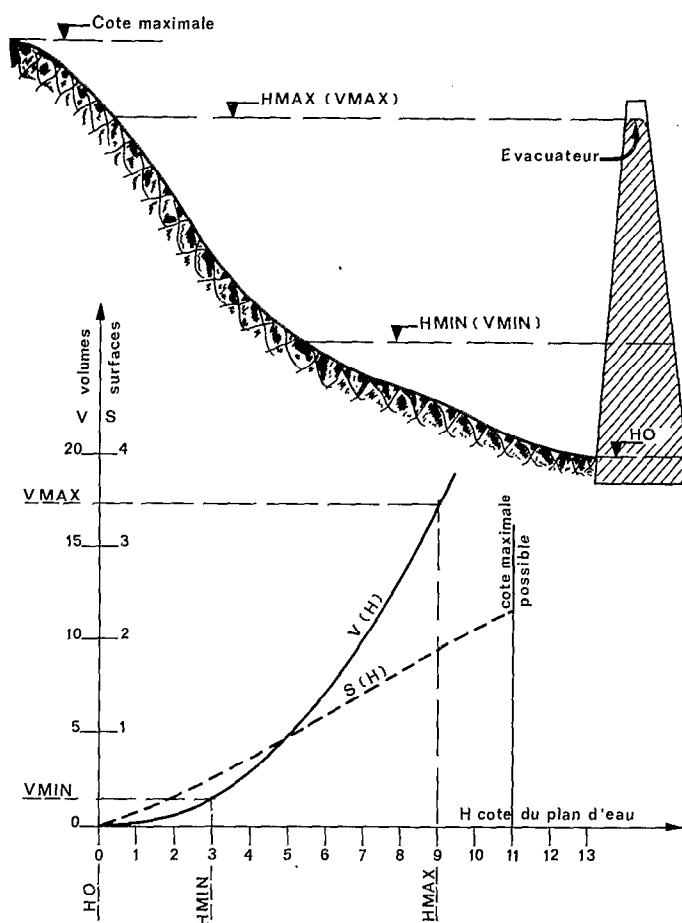


Fig. 2. — Caractéristiques d'un réservoir.

Les cotes d'alerte n'entraînent aucune conséquence pour la structure ; elles font partie des consignes et servent de critères pour l'application des restrictions. À ce titre, elles peuvent conduire à des décisions portant sur des durées différentes suivant le type de restriction qu'elles représentent. On aura, par exemple, en matière d'irrigation :

- restriction de mise en culture : 1 an ;
- restriction passagère sur les doses optimales d'irrigation : 1 mois.

Leur variation peut aussi être utilisée pour optimiser l'aménagement. Dans les aménagements intégrés, les réservoirs réagissent fortement les uns sur les autres et on utilise plutôt des volumes d'alerte que l'on compare à des critères relatifs à la totalité des réserves de l'aménagement ou d'une partie de celui-ci.

Tous les barrages ne créent pas des réservoirs susceptibles de fournir une régularisation sensible sur une durée de quelque importance (mettons plus d'un mois). Le comportement d'un réservoir dans le modèle dépend en fait des valeurs respectives du volume d'accumulation et de la demande pendant l'intervalle de temps sur lequel on travaille (pas de temps du modèle), étant entendu que ce pas de temps est, dans la mesure du possible, en accord avec les effets de régularisation qu'on attend pour les usages. C'est ainsi que la même réserve pourra être considérée comme journalière dans certains cas, saisonnière ou même interannuelle dans d'autres. Un barrage qui n'assure aucune régularisation pour le pas de temps auquel on travaille est dit « au fil de l'eau » et on lui donne, suivant sa fonction, le nom de « prise en rivière », (ou « barrage de prise »), ou celui de « barrage de dérivation ». De tels ouvrages ne peuvent plus être considérés comme des organes d'accumulation.

Bien que ceci se rapporte plutôt à la structure de l'aménagement, il convient de signaler dès à présent l'importance de la position d'un barrage dans le plan topologique. Un réservoir est le plus souvent alimenté en totalité

par le cours d'eau sur lequel son barrage est construit, mais il peut parfois bénéficier d'apports provenant d'autres parties du bassin. Il peut même ne recevoir guère que des apports exogènes ; c'est de pratique courante dans les usines hydroélectriques de pompage destinées à fournir de l'énergie de pointe, mais c'est également utilisé pour du stockage de longue durée dans des aménagements destinés à une simple fourniture.

2.2.2. Organes de transfert.

Le transfert de l'eau est naturellement assuré par le réseau hydrographique. On peut être amené, pour la souplesse de l'aménagement ou l'économie du projet, à obliger l'eau à passer à un autre endroit. Un transfert peut amener l'eau d'un point quelconque du système d'eau à un point également quelconque, appartenant ou non au système d'eau, à l'exclusion d'une zone d'utilisation. En effet, le modèle de simulation se borne à traiter la satisfaction de la fourniture à la prise la plus directe dans le système d'eau. Les caractéristiques des systèmes d'adduction vers les utilisateurs, et notamment les prix de ces systèmes, interviennent au niveau du calcul économique.

Les supports matériels des transferts sont les canaux et les conduites. Ils sont caractérisés par le débit maximal qu'ils sont capables de transiter : $QLIM_i$, pour le transfert numéroté i dans le plan topologique de l'aménagement.

Un transfert peut être alimenté par gravité ou par pompage. Dans ce dernier cas, il faut introduire également la charge totale nécessaire pour assurer le débit maximal de transfert. Pour plus de commodité, ces caractéristiques sont reportées sur les stations de pompage.

2.2.3. Forages.

L'exploitation des nappes souterraines est un problème assez complexe en soi, qui met en jeu non seulement les possibilités de stockage et d'alimentation des nappes, mais aussi les propriétés hydrodynamiques du sol qui ont une influence directe sur la spécification et les limites des organes d'extraction. Cependant, au niveau de l'ensemble d'un aménagement mixte mettant en jeu l'utilisation des eaux souterraines, les choses sont beaucoup plus simples car on suppose que ces problèmes sont réglés sur un plan différent, et notamment par des modèles spécifiques.

Autrement dit, on déclare acquis que toutes dispositions ont été prises pour que l'extraction soit aussi intensive qu'on le désire, quitte à réexaminer le problème avant passage au modèle économique, et le seul paramètre qui est introduit dans le modèle est le volume maximal pouvant être stocké dans la nappe : $VNAP_i$, i étant le numéro attribué à cette nappe sur le plan topologique.

2.2.4. Stations de pompage.

Elles peuvent être classées sous trois rubriques :

2.2.4.1. Les stations d'accumulation (hydroélectricité).

Ce sont celles qui utilisent l'énergie excédentaire produite pendant les heures creuses pour accumuler de l'eau dans des réservoirs situés à un niveau supérieur, afin de turbiner cette eau pendant les heures de pointe. Sur le plan économique, l'opération correspond à une valorisation de l'énergie. Dans les centrales modernes de ce type, on utilise les mêmes machines pour pomper et pour produire de l'énergie : ce sont les turbines-pompes.

Ces dispositifs peuvent difficilement être a priori incorporés à un modèle de simulation d'aménagement intégré pour la recherche de leur comportement optimal. Ils doivent être étudiés à part ou dans un complexe strictement voué à la production d'énergie électrique. Une fois leurs caractéristiques arrêtées, il devient possible d'en tenir compte dans le modèle général.

2.2.4.2. Les stations de relevage.

Destinées à alimenter les transferts, elles puisent l'eau dans les lacs, dans les retenues artificielles, ou même directement dans le réseau hydrographique, souvent moyennant l'aménagement d'une prise en rivière généralement modeste. Dans un modèle de simulation, une telle station intervient :

— par son débit nominal qui doit être égal au débit maximal de l'organe de transfert (investissement), et par la charge nominale correspondante ;

— par sa consommation d'énergie qui dépend des volumes d'eau réellement transités et des charges totales (pertes de charge + hauteur de relèvement) sous lesquels doit se faire le transit.

Les pertes de charge sont assez bien connues et dépendent uniquement du débit, pour un transfert donné. Par contre, la charge de relèvement est toujours variable dans le temps, et peut l'être avec une amplitude suffisante pour que cette variation doive être prise en compte dans le calcul de l'énergie dépensée. Notons au passage que la prise en compte de cette sorte de pompage correspond à une entrée directe dans le calcul économique ; elle ne peut être faite, dans ce cas, que dans le cadre d'une simulation.

2.2.4.3. Les stations d'alimentation.

Ce sont celles qui fournissent les têtes mortes des irrigations par gravité lorsque le point de prélèvement est à un niveau inférieur à celui qui est exigé au départ de la tête morte, qui alimentent les châteaux d'eau ou les résér-

voirs tampons ou mélangeurs utilisés pour l'alimentation en eau des villes ou à d'autres fins. Elles peuvent ou non être incorporées au modèle, mais c'est généralement préférable ; elles sont alors traitées de la même façon que les stations de relevage.

2.2.5. Stations de traitement.

Elles font subir aux fournitures d'eau les modifications physico-chimiques ou biologiques destinées à les rendre propres à l'usage auquel on les destine. Il s'agit donc d'un traitement avant usage. Un cas particulier est celui du traitement de l'eau de mer, généralement réservé à la consommation d'eau potable.

Du point de vue du modèle de simulation elles sont caractérisées par leur capacité de production : QLIMTi.

2.2.6. Stations d'épuration.

Elles traitent l'eau après usage, ou tout au moins après un premier usage, en vue de :

- maintenir la pollution au-dessous d'une limite fixée par l'Administration,
- la rendre apte à un nouvel usage.

Dans le premier cas, l'eau sort du système étudié et la plupart du temps il n'est pas nécessaire d'incorporer la station dans le modèle.

Dans le second cas, les rejets traités peuvent être soit reconduits dans le réseau hydrographique naturel, soit dirigés sur un réservoir pour accumulation et/ou pour mélange.

Du point de vue du modèle de simulation, ces stations sont caractérisées par leur capacité de production QLIMEi.

2.2.7. Centrales hydroélectriques.

Etant donné leur importance et leur complexité toute particulière, elles sont souvent traitées à part. Mais elles peuvent très bien intervenir dans un aménagement intégré dont il leur arrive de modifier de façon importante le mode de fonctionnement, notamment en introduisant des contraintes particulières. Elles peuvent également constituer à elles seules des ensembles susceptibles du traitement général des systèmes d'eau.

En tant qu'élément d'un système, l'originalité de la centrale hydroélectrique est qu'elle ne consomme pas d'eau, mais n'utilise que son énergie potentielle qu'elle convertit en énergie électrique. Contrairement, par exemple, aux demandes des irrigations ou de l'alimentation en eau urbaine, sa fourniture ne se traduit pas par des volumes d'eau enlevés au système, ni par des rejets pollués, mais par une production d'énergie. Le contrôle de l'efficacité portera donc sur les résultats statistiques d'une chronique d'énergies et non de volumes fournis (description statistique des résultats indiquée sur la figure 1).

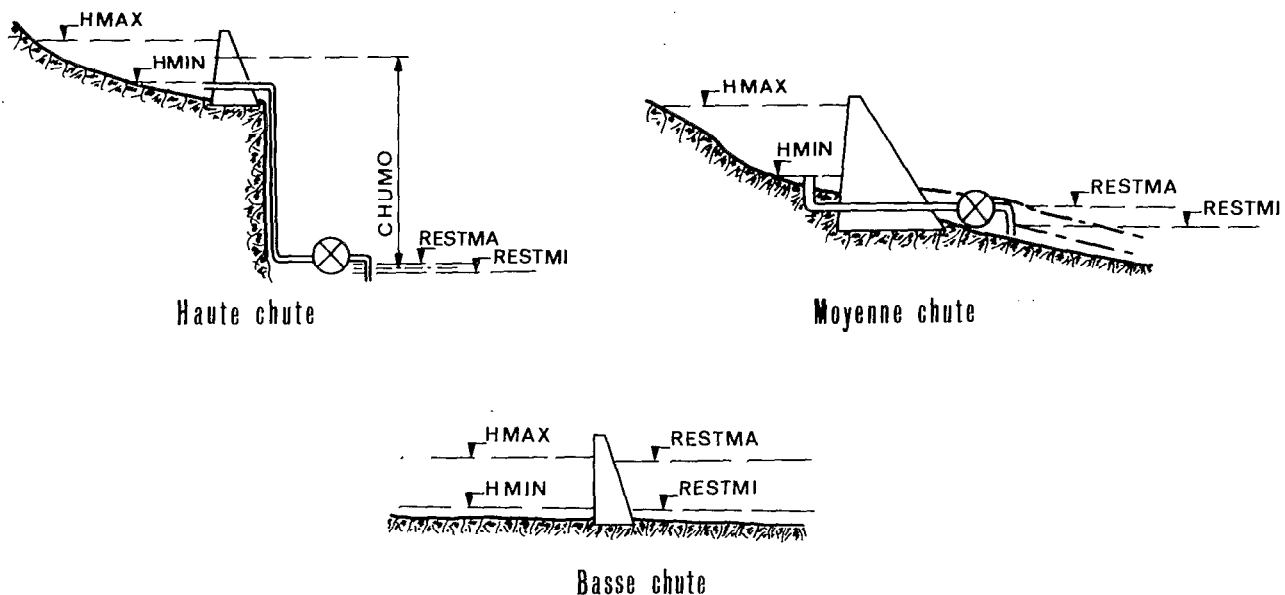


Fig. 3.

Une conséquence directe en est que la charge disponible à chaque instant pour le turbinage est aussi importante que le débit (ou volumes par pas de temps dans l'utilisation d'un modèle). Si cette charge peut être considérée comme constante, ce qui est généralement le cas pour une centrale de haute chute, ou de moyenne chute à faible marnage, le problème est évidemment très simplifié. Autrement, il convient d'étudier chaque cas particulier.

Du point de vue du modèle, les centrales hydroélectriques se classeront donc sous le double aspect de l'importance de la chute et de sa variation, et de l'importance de la réserve. Les indications que nous donnons ci-après se rapportent à des exemples qui n'ont pas la prétention de recouvrir tous les cas possibles. On se rapportera aux schémas de la figure 3.

2.2.7.1. Hautes chutes.

S'il s'agit d'un aménagement au fil de l'eau, la variation du plan d'eau amont est absolument insignifiante devant la chute totale ; le rapport reste toujours faible dans le cas d'un réservoir, même si le marnage dans la retenue est important. Il en est de même de la variation de la cote de restitution.

On peut donc définir une chute moyenne CHUMO dont la prise en compte est suffisante pour les calculs de productibles dans le cadre de la simulation. On calcule généralement la puissance fournie en adoptant un rendement moyen suivant la formule $W = 8 Q H$, où W est exprimé en KW, Q en m^3/s et H en m.

2.2.7.2. Moyennes chutes.

Si le marnage amont est faible et si la cote de la restitution ne varie pas trop, par rapport à la chute totale, on est ramené au cas précédent. Sinon, il faut tenir compte de ces variations. On se placera d'abord dans le cas d'une réserve importante pour laquelle la variation de la cote dans la retenue pendant l'intervalle de temps de calcul est faible. Le niveau dans la retenue au début de cet intervalle est connu, généralement par application de la fonction inverse $H(V)$.

La cote de restitution à un moment donné peut dépendre de plusieurs facteurs. Si la loi hauteur-débit au droit de la restitution est univoque, cette cote est entièrement déterminée par la connaissance du débit turbiné. Si cette loi n'est pas univoque, il faut introduire à l'aval du barrage une chronique de hauteurs coïncidant avec la période sur laquelle porte la simulation ; on est alors pratiquement obligé de faire celle-ci à partir de chroniques historiques. On peut avoir quelques problèmes avec le pas de temps du modèle, surtout si la cote aval est commandée par un élément extérieur au système d'eau, donc à priori non régulé.

2.2.7.3. Basses chutes.

On retrouve, amplifiée, l'influence de la variation des plans d'eau, aval toujours et amont parfois. On peut donc dire que cette influence devient alors la règle. Quand on veut utiliser un effet de réservoir, on doit nécessairement consentir une variation du plan d'eau amont qui est régie par le bilan du réservoir et par la courbe de remplissage. C'est relativement rare et, dans ce genre d'aménagement, on a presque toujours intérêt à maintenir la cote amont le plus haut possible.

Le débit qui passe à l'aval, soit après avoir été turbiné, soit par l'évacuateur, définit la cote aval, dans la mesure où la loi hauteur-débit est univoque. Lorsqu'il augmente, la cote aval augmente aussi et, la cote amont restant à peu près constante, la charge diminue. A la limite, on peut très bien avoir, pour un débit donné, une charge nulle ; c'est le cas par exemple des barrages à hausses mobiles, ou à aiguilles, qu'on efface complètement pour laisser passer une crue.

Pour un tel type d'ouvrage, on peut donc dire que la puissance $k Q H$ tend à s'annuler lorsque le débit Q tend vers zéro, alors que, le niveau amont étant maintenu constant, la charge H est maximale ; lorsque Q croît, la puissance croît, bien que H décroisse, passe par un maximum puis décroît jusqu'à zéro pour une valeur nulle de H (même niveau à l'amont et à l'aval). La figure 4 montre comment les choses se passeraient, si le rendement des turbines était constant et si on pouvait admettre la formule moyenne $W = 8 Q H$, pour une loi aval hauteur-débit $Q(H)$ donnée, et si les groupes pouvaient débiter sans limite. Les graphiques sont tracés en unités cohérentes ; la puissance correspondant au point M est égale à la valeur de la surface hachurée ; la courbe de puissance est tracée en trait plein sur le graphique (b).

En réalité, le rendement des groupes pour un tel type de fonctionnement n'est jamais constant ; il décroît à partir de sa valeur optimale à la fois quand le débit diminue et quand la charge diminue. Les groupes décrochent avant que le débit soit nul ou avant que la charge soit nulle. D'autre part, un groupe ne peut pas débiter plus que ne le permet sa loi de pleine ouverture, qui est d'allure parabolique en fonction de la charge disponible. Il résulte de la combinaison de tous ces facteurs que la courbe de puissance aura plutôt l'allure de la courbe en tireté tracé sur le graphique (b).

2.2.7.4. Cas particulier des centrales au fil de l'eau.

Une telle centrale n'a pas de régularisation propre. Si elle ne bénéficie pas de l'influence de réservoirs situés dans son bassin d'alimentation, elle « encaisse » toutes les fluctuations du régime naturel du cours d'eau, ce qui risque de poser des problèmes pour le choix du pas de temps du modèle. La question sera examinée plus en détail par la suite.

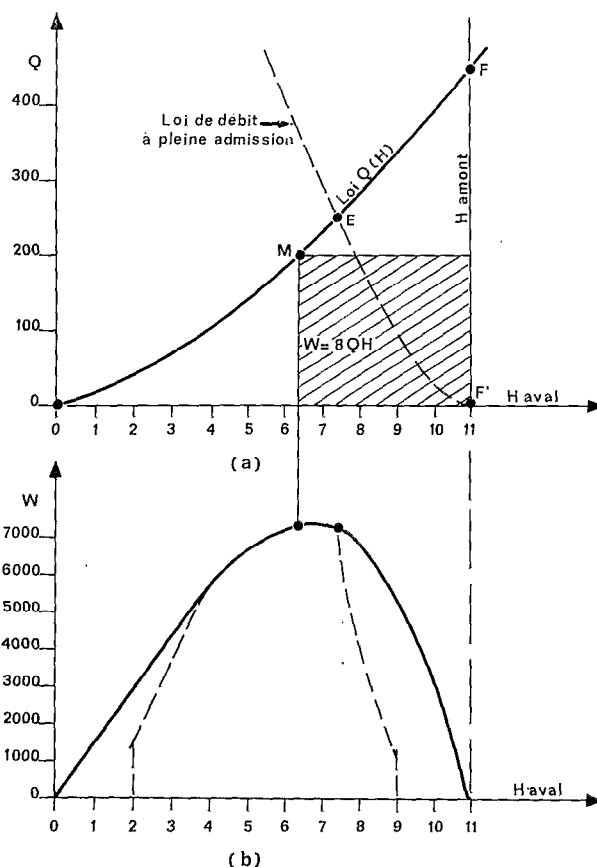


Fig. 4.

2.2.8. Digues de protection.

Il s'agit d'aménagements structuraux à caractère local destinés à protéger des objectifs bien définis :

- localités,
- zones industrielles,
- plaines de culture,

lorsque ces objectifs sont menacés par les inondations. Les objectifs peuvent être actuels ou futurs, lorsqu'ils sont à créer par le plan d'aménagement en cours lui-même.

Les digues interviennent principalement dans l'aménagement des lits majeurs. Elles peuvent avoir une influence sur l'écoulement dans le réseau hydrographique, notamment en limitant la capacité d'emménagement de ce réseau. Elles sont rarement introduites dans un modèle d'utilisation des eaux, mais font plutôt l'objet d'études particulières, soit à partir d'études statistiques concernant les inondations, soit en étant incorporées à un modèle de dynamique fluviale.

2.2.9. Réservoirs latéraux d'amortissement.

Parfois appelés « polders » à cause d'une certaine ressemblance structurale avec les véritables polders, ces réservoirs, construits dans les lits majeurs au moyen de levées de terre, sont destinés à écrêter les crues. La figure 5 montre le principe du fonctionnement.

Dans sa conception la plus simple, un tel polder est constitué par un réservoir pourvu à l'amont d'un seuil déversant calé à la cote HD et, à l'aval, d'un exutoire muni d'un dispositif de fermeture (vidange).

On désigne par H la hauteur dans la rivière au-dessus du point pour lequel le débit est nul. La loi hauteur-débit est représentée sur le graphique (a) par la courbe QR(H). Sur le graphique (b) on a tracé en trait plein un

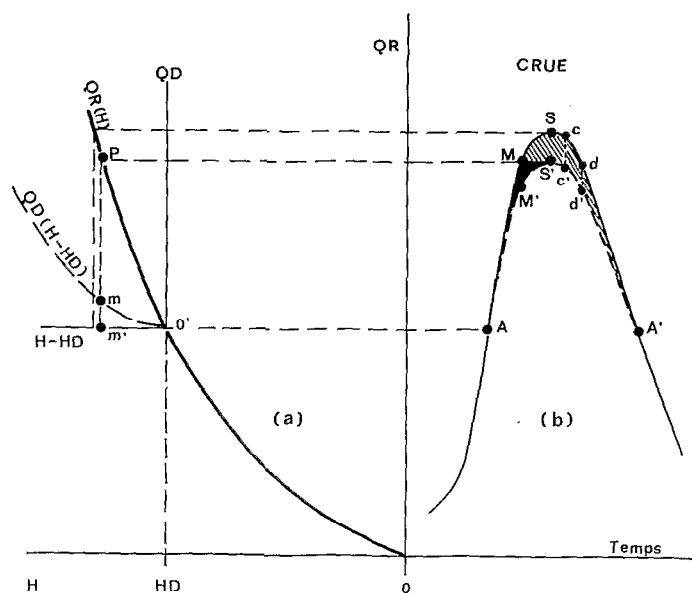


Fig. 5.

hydrogramme de crue naturelle. Quand le débit, lors de la phase ascendante de la crue, atteint la valeur qui correspond, sur la courbe $QR(H)$, à la cote HD , le seuil déversant commence à débiter suivant une loi $QD(H-HD)$ représentée en trait mixte sur (a), et le débit à l'aval du polder n'est plus égal qu'à $QR-QD$.

Soit un point M sur l'hydrogramme naturel. On le rappelle en P sur la courbe $QR(H)$ d'où le débit déversé mm' . Pour obtenir le point M' de l'hydrogramme transformé, il suffit de porter $MM' = mm'$. Si rien ne contrarie la loi de déversement, lorsque le débit dans la rivière est revenu à la valeur $QR(HD)$ le volume emmagasiné dans le polder est égal à la partie hachurée du graphique (b) ; il convient alors de commencer à l'évacuer ; le maximum de a crue s'est trouvé abaissé de S à S' .

Ceci suppose que le volume du polder soit au moins égal, sinon supérieur, au volume hachuré. Supposons, en simplifiant un peu, que le polder soit plein lorsqu'on arrive au point c' de l'hydrogramme amorti ; l'amortissement ne jouant plus, on va se retrouver subitement au point c de l'hydrogramme naturel et l'aménagement n'aura pratiquement servi à rien.

Ceci est un danger de l'amortissement par réservoir latéral ; la protection cesse brutalement lorsque le réservoir est plein ; il faut donc être bien sûr du volume à lui donner et avoir par conséquent une bonne connaissance de l'hydrogramme de la crue maximale probable. On peut améliorer l'efficacité du procédé en dotant le seuil déversant d'un système de vanne ; avec une ouverture progressive des vannes, on peut obtenir, au mieux, l'économie de volume indiquée en grisé sur le graphique (b). Il n'est du reste pas nécessaire que le remplissage se prolonge jusqu'en A' . Il suffit en fait qu'il dure jusqu'au point d' de l'hydrogramme transformé, tel que le débit au point d correspondant de l'hydrogramme naturel soit égal au débit maximal de l'hydrogramme transformé.

Le volume nécessaire pour le réservoir n'est plus égal alors qu'à la surface $MS'd'dSM$. On peut gagner encore sur ce volume en opérant, à partir du maximum, une fermeture progressive des vannes de telle manière que le débit de la rivière reste constant entre S' et d . Le volume nécessaire n'est plus égal qu'à la surface $MS'd'dSM$, ce qui est très inférieur à la surface $AS'A'SA$ dont on était parti.

2.3. LES AIRES D'UTILISATION.

Nous donnons ici quelques indications sommaires sur les différents aspects de l'utilisation de l'eau, qui finalement déterminent les caractéristiques de la demande.

2.3.1. Zone urbaine d'habitation.

Elle est essentiellement consommatrice d'eaux ménagères et d'eaux pour la voirie. On a pratiquement partout renoncé à établir des réseaux de distribution distincts suivant les différents besoins ménagers : eau potable et eau

non potable. Les eaux de voirie sont très peu exigeantes sur le plan de la qualité ; on leur demande seulement de ne pas être trop sales et de conserver bonne allure dans les bassins publics. Les piscines fonctionnent généralement en circuit fermé, assurant le recyclage de leurs eaux. Il est toutefois assez rare que les distributions urbaines offrent plusieurs qualités d'eau, et on peut souvent considérer ces fournitures comme de l'eau potable.

2.3.2. Zone industrielle.

Elle se compose d'usines de toutes sortes, qui peuvent soit consommer de l'eau, soit l'utiliser pour évacuer des déchets, soit utiliser ses propriétés physiques (refroidissement). Les qualités exigées sont très variées.

2.3.3. Périmètre d'irrigation.

C'est une aire agricole que l'on peut irriguer à partir d'un point donné. Certains peuvent toutefois dépendre de plusieurs sources d'approvisionnement, ce qui complique pas mal les consignes de gestion mais augmente beaucoup les possibilités de l'aménagement, tant sur le plan de la qualité que sur celui de la quantité. L'outil est essentiellement le réseau d'irrigation, souvent complété par un réseau de drainage.

2.3.4. Réseau de distribution électrique.

La distribution d'électricité puise ses sources dans la production hydro-électrique, mais aussi thermique (classique ou nucléaire). La manière dont sont combinés ces types de production, notamment l'inter-connexion, peut avoir une incidence importante sur la gestion d'un système d'eau comportant des centrales hydro-électriques, suivant que, du point de vue de ce système, il s'agit ou non d'un objectif prioritaire.

La distribution se fait pratiquement toujours à plusieurs niveaux (consommation privée, industrielle...), correspondant en général à différentes qualités de livraison (tension par exemple).

2.3.5. Aire de récréation.

Il s'agit surtout des plans d'eau destinés aux différentes récréations aquatiques (pêche, ski nautique, navigation de plaisance...). Ce n'est pas une utilisation directement consommatrice, bien qu'elle intervienne dans le bilan d'eau par l'évaporation, mais elle peut être polluante, quoiqu'à un faible degré. Si elle est considérée comme prioritaire dans un aménagement intégré, elle peut imposer des contraintes qui doivent être prises en compte dans les modèles de simulation (maintien d'un niveau minimal dans un lac ou un réservoir artificiel par exemple).

2.3.6. Navigation.

Les possibilités de navigation fluviale sont conditionnées principalement par des profondeurs minimales à respecter en certains points critiques du chenal, correspondant au maintien de débits limites dépendant des caractéristiques de la flotte. À ce titre, la navigation peut dans certains cas avoir une influence sur la gestion des réservoirs. Si elle est considérée comme prioritaire, elle entraîne les mêmes conséquences que n'importe quel débit réservé.

2.3.7. Débits réservés.

On appelle ainsi :

— Soit des débits minimaux dans la rivière à respecter de façon quasi absolue, par exemple pour la navigation ou pour des considérations sanitaires ;

— Soit des droits d'eau traditionnels qu'on est tenu de respecter lors de la mise en place d'un nouvel aménagement.

2.3.8. Les rejets.

La plupart des aires d'utilisation, même consommatrices, ne consomment pas en réalité toute l'eau qu'elles prélèvent. Elles en restituent une partie parfois importante et souvent en mauvais état (pollution). Nous en citerons quelques exemples :

- eaux urbaines : égouts,
- irrigations : colatures,
- eaux industrielles : effluents industriels.

Les rejets peuvent se faire à l'extérieur du système d'eau, auquel cas ils n'ont rien à faire dans le modèle de simulation, où à l'intérieur : il est préférable d'en tenir compte dans la mesure où on possède des données numériques sur les débits et la qualité de ces rejets.

3. CARACTÉRISTIQUES DES DEMANDES.

L'utilisateur demande et l'aménagement fournit. Tout le problème de l'optimisation des aménagements consiste à faire coïncider la fourniture avec la demande, compte tenu des contraintes imposées par

- la quantité et la qualité des ressources en eau,
 - les possibilités techniques de réalisation des organes (réservoirs notamment),
- de la façon la plus économique possible.

La description de ce que nous appelons les caractéristiques de la demande comporte des termes généraux, communs à tous les types de demandes, et des termes spécifiques.

3.1. LES EXIGENCES DES DEMANDES ET LEUR SATISFACTION.

Une demande est la traduction d'un besoin ; elle s'exprime donc physiquement par une certaine quantité et une certaine qualité de produit fini. Pour un consommateur, par exemple, c'est le légume qu'il trouve sur le marché, la boîte de lait concentré, l'eau chaude qu'il trouve dans sa baignoire, le poste de télévision... Du point de vue de l'aménagement d'un système d'eau, le produit sera considéré comme fini quand il sortira de ce système, après en avoir épuisé les possibilités :

- sous forme de quantités d'eau d'une certaine qualité (a),
- sous forme d'une quantité d'énergie (b).

On a vu en effet que la production de l'énergie est une composante du débit et de la charge, facteur lié aux caractéristiques de l'organe et donc interne au système d'eau. Il n'est donc pas possible d'exprimer dans tous les cas une telle production en termes de quantités d'eau.

On appellera « simple demande », une demande du type (a), à laquelle sera associée la notion de « simple fourniture », et « demande d'énergie », une demande du type (b), à laquelle sera associée la notion de « fourniture d'énergie ».

3.1.1. Quantité.

Les exigences de la demande en quantité sont généralement modulées au cours de l'année, on dit alors que la demande est saisonnée. Si on travaille au pas de temps mensuel, par exemple, la demande va être exprimée par un vecteur $D(M)$, M variant de 1 à 12. On peut même avoir une modulation périodique interannuelle, auquel cas la demande s'exprimera de façon générale par une matrice $D(JAN, M)$, JAN variant de 1 à NP , nombre d'années de la période.

Au cours de la simulation, pendant l'exécution d'une boucle correspondant à un intervalle égal au pas de temps (voir 4.), mensuel par exemple, la demande D en un point donné du plan topologique est extraite du vecteur $D(M)$, ou de la matrice $D(JAN, M)$. L'application du modèle aux données hydrologiques du mois, compte tenu de l'état du système au début du même intervalle de temps, montre s'il est possible ou non d'assurer une fourniture F égale à D . Si c'est possible, la demande est satisfaite. Sinon, il y a

DÉFAILLANCE.

Dans ce cas, on cherche quelle est la valeur maximale possible de F et on calcule le

DÉFICIT

qui est égal à $D-F$. Autrement dit, les défaillances se comptent et les déficits se mesurent, et se totalisent, dans la même unité que la demande.

Pour certaines demandes, il est possible d'introduire la notion de RESTRICTION, c'est-à-dire qu'on peut admettre que la demande nominale subisse un certain abattement sans que le risque encouru par le défaut de produit fini justifie l'application d'une clause de défaillance. Dans ce cas, si la demande « restreinte » peut être satisfaite, on ne comptabilise ni défaillance ni déficit, mais on enregistre le degré de restriction qui a normalement une répercussion sur la qualité et/ou la quantité du produit fini « au consommateur ».

Dans certains cas, la défaillance peut avoir des conséquences importantes et correspondre en quelque sorte à une rupture de contrat. Il importe donc d'étudier avec soin la distribution statistique des défaillances aux différentes aires d'utilisation du système d'eau ; c'est, en fait, les résultats de cette étude qui sont dirigés vers le modèle économique.

Dans d'autres cas, les déficits sont plus intéressants que les défaillances, notamment lorsque la fourniture du produit fini peut être assurée ou complétée par des moyens extérieurs au système, ou lorsque la satisfaction de la demande admet des paliers. C'est presque toujours le cas des fournitures d'énergie.

3.1.2. Qualité.

Une demande peut ou non avoir des exigences de qualité :

- chimique,
- physique,
- biologique.

La qualité chimique se rapporte à la teneur en corps dissous et à leur nature. On assimile souvent à ce type de qualité, celle qui résulte de la présence de corps en suspension (dits parfois sédiments par abus de langage). La qualité physique se réfère surtout à la température de l'eau, parfois sa résistivité (plutôt utilisée pour la détermination de la teneur en corps dissous) ; le pH est généralement considéré comme une propriété physico-chimique. Les paramètres de qualité biologique sont plus complexes ; ils concernent bien sûr les teneurs en bactéries ou autres micro-organismes, mais aussi des propriétés chimico-biologiques telles que le potentiel d'auto-réduction ou la demande biologique en oxygène.

Le contrôle de la qualité se fait par l'intermédiaire d'un CRITÈRE de qualité établi suivant la nature de la demande et calculable numériquement à partir des données disponibles. Une même demande peut admettre plusieurs critères relatifs à une ou plusieurs qualités. L'exigence de la demande est définie par des valeurs limites (inférieures ou supérieures) de ces critères. C'est la comparaison des critères à ces valeurs limites qui détermine l'acceptation ou le rejet de la fourniture. Quand il y a rejet, on dit qu'il y a défaillance de qualité.

Un modèle peut se comporter de plusieurs façons vis-à-vis de la qualité, reproduisant ainsi le mode de gestion envisagé. Il peut se borner à « constater », et à enregistrer les défaillances. Il peut aussi, lorsque les critères de qualité ne sont pas satisfaits, chercher s'il n'y a pas moyen, notamment par des mélanges d'eaux de sources différentes, d'amener la fourniture à un niveau de qualité satisfaisant. Dans le premier cas, on dira qu'il est STATIQUE, dans le second cas qu'il est DYNAMIQUE, du point de vue de la qualité.

3.2. DEMANDES EN EAU POTABLE.

Dans un aménagement intégré, elles ont généralement la priorité n° 1. Cependant, compte tenu des exigences de qualité, elles ont souvent leurs propres sources d'approvisionnement et on ne fait appel à des mélanges de provenance douteuse que lorsque ces sources sont insuffisantes. En fait, comme on l'a déjà indiqué, on ne distingue pas, dans la distribution, les eaux potables des eaux destinées à des usages ménagers moins exigeants.

C'est donc l'ensemble de la distribution dite « urbaine » qui devra :

- ne tolérer ni défaillance ni restriction,
- souscrire aux critères de qualité de l'eau potable.

Ces critères portent à la fois sur la qualité biologique (surtout bactériologique) et sur la qualité chimique. Ce sont eux qui définissent une eau « potable », c'est-à-dire non dangereuse pour l'organisme. Du point de vue bactériologique, une telle eau ne doit contenir aucun germe pathogène, du point de vue chimique, aucun toxique. Des corps dissous non toxiques a priori sont néanmoins désagréables ou même plus ou moins dangereux à la longue pour l'organisme. C'est le cas de ce qu'on appelle globalement la salinité. Cette salinité doit rester au-dessous d'un certain taux, d'ailleurs très variable suivant les habitudes et suivant les pays.

Il est de plus souhaitable qu'une eau potable soit « buvable », c'est-à-dire que les usagers puissent la boire sinon avec plaisir, du moins sans déplaisir. Cette notion se rapporte à ce qu'on appelle les propriétés organoleptiques de l'eau, pas toujours bien traitées dans les distributions.

Lorsqu'on fait appel à plusieurs sources de qualités différentes, on a intérêt à ne mélanger les eaux qu'après traitement de celles qui sont jugées inaptes. Supposons par exemple qu'on fasse appel aux sources suivantes :

- A — Barrage-réservoir contenant une eau non potable ;
- B — Barrage-réservoir alimenté en eau pure de très bonne qualité ;
- C — Eau de mer.

A et B peuvent ou non passer par un réservoir tampon RT à l'amont du traitement. La distribution de l'eau potable part d'un château d'eau RD.

C possède sa propre usine de traitement d'eau de mer qu'on connectera directement sur RD. Une autre usine de traitement ST doit être installée à l'amont de RD. Les eaux de A doivent passer obligatoirement par ST et peuvent à certains moments être dirigées sur RT. Celles de B peuvent être dirigées sur RD, mais on peut aussi être amené, en certaines périodes d'excédent de B, à diriger ses eaux potables sur RT où elles se mélangent aux de A, perdant ainsi leurs qualités de potabilité ; les eaux de RT doivent passer par ST.

3.3. DEMANDE EN EAU INDUSTRIELLE.

Du point de vue quantité, les conditions sont en général aussi très strictes. Ceci dit, à l'impossible nul n'est tenu... et les contrats de fourniture doivent comporter souvent quelques clauses de restrictions. La demande industrielle est souvent saisonnée, mais de façon très différente de la demande en eau potable.

Du point de vue qualité, les critères peuvent être extrêmement variés, s'appuyant aussi bien sur les propriétés physiques (température pour les eaux de refroidissement), que chimiques (dureté, teneur en matières diverses), physico-chimiques ou bactériologiques (industries alimentaires).

Les rejets industriels sont partiellement actifs en matière de pollution, soit par le traitement de la matière première elle-même (lavage, etc.), soit par les adjuvants chimiques nécessaires à ce traitement, soit par la modification qu'ils apportent à la qualité physique de l'eau (augmentation de la température par exemple).

La prise en compte de ces considérations peut entraîner une action restrictive sur l'utilisation des eaux et donc avoir une influence sur le modèle correspondant.

3.4. DEMANDE AGRICOLE.

Les exigences de la demande agricole sont fixées d'un côté par le besoin en eau des plantes (de la culture) au stade de croissance où elles en sont au moment de l'intervalle de temps considéré, d'un autre côté par l'état des précipitations au même moment. On sait que le besoin maximal d'un couvert végétal a lieu lorsqu'il est à son maximum de prospérité, et qu'il est alors pratiquement égal à l'évaporation potentielle (ETP), dépendant uniquement de facteurs climatiques (tension de vapeur, état de turbulence de l'air).

Suivant l'état de croissance, le besoin en eau de la plante (de la culture) pour son épanouissement maximal se traduit par l'évapotranspiration maximale (ETM). La demande maximale en irrigation est généralement définie par les agronomes comme :

ETM — Précipitation.

Ces deux facteurs étant saisonnés, le besoin en eau l'est aussi. La variation saisonnière d'ETM et sa valeur annuelle dépendent aussi du type de culture et souvent des méthodes culturales appliquées. Les valeurs à prendre en compte sont fournies en principe par les stations agronomiques.

Les valeurs des demandes devraient donc tenir compte de tous ces facteurs, ce qui conduirait entre autres à introduire dans le modèle des chroniques de pluies se rapportant à la même période que celle dont on peut disposer pour les débits. Il est plus simple, et souvent suffisant, d'adopter une répartition saisonnière à partir des pluies moyennes mensuelles de la région considérée. Si on envisage une rotation d'assolement, on aura également une variation interannuelle périodique de la demande, ce qui veut dire que celle-ci sera représentée par une matrice D (JAN, M) et non par un vecteur D (M).

Le besoin en eau n'est pas une donnée absolue, en ce sens que les fournitures qui sont chargées de le satisfaire peuvent subir des abattements sans que la production agricole soit gravement compromise. On admet généralement que les doses d'irrigation optimales peuvent être réduites en moyenne de 20% sans autre conséquence qu'une baisse de rendement variable suivant les cultures. Une autre souplesse est donnée par la décision de « mise en culture » au début de la campagne agricole ; une restriction peut être apportée en considération des réserves disponibles à ce moment dans le système. Une restriction de ce type ne peut être appliquée, bien entendu, qu'à des cultures annuelles ; lorsque de tels problèmes risquent de se poser, il y a lieu de regarder de près la part des cultures pérennes dans le « crops pattern » du périmètre étudié.

Du point de vue de la qualité, les préoccupations dominantes se rapportent à la salinité totale des eaux, mais peuvent faire aussi état de la répartition de cette salinité entre chlorures et sulfates. Quant à la concentration, deux critères peuvent intervenir pour caractériser l'acceptabilité : la salure instantanée (à l'échelle du pas de temps du modèle) et surtout la salure moyenne cumulée qui est souvent plus importante. En effet, une persistance de salure un peu supérieure à la tolérance moyenne est plus gênante pour la culture qu'un apport de sel massif mais sans lendemain. Il faut enfin ajouter que les données sur la salinité sont, dans la pratique, en grande partie extrapolées et qu'une valeur isolée n'a souvent pas grande signification. Il conviendra donc de se montrer prudent dans l'interprétation des défaillances en ce domaine.

On doit encore signaler qu'il peut se produire dans les réservoirs des effets de sursalure dus à l'effritement des rives sous l'effet des vagues, par exemple en terrain triasique. Il existe des formules, dont on peut mettre en doute l'exactitude, permettant d'introduire dans le modèle l'influence de ce phénomène.

Les eaux prélevées pour l'irrigation ne sont pas toutes consommées effectivement, une partie retourne au réseau hydrographique, d'autant plus rapidement que le terrain est mieux drainé. La récupération de ces retours (colatures) n'est pas très importante en ce qui concerne les volumes d'eau disponibles pour l'aval. Par contre, l'effet de reconcentration en sel qui les accompagne peut modifier de façon non négligeable la qualité des eaux aval.

3.5. DEMANDES EN ÉNERGIE HYDRO-ÉLECTRIQUE.

Les problèmes sont très différents suivant que tout l'approvisionnement est basé sur la production hydraulique, qu'il y a interconnexion, surtout si celle-ci comporte de la production thermique, suivant la destination de la fourniture et suivant la priorité accordée à cette catégorie de production.

Le cas le plus simple, lorsqu'il s'agit d'un aménagement intégré, est probablement celui dans lequel la production de l'énergie est considérée comme un sous-produit. On profite de l'existence d'une chute sur le trajet d'un débit utilisé à d'autres fins pour installer des turbines ; le modèle se contente de calculer les énergies produites et de les comptabiliser, compte tenu d'une éventuelle variation de la chute. Le calcul économique concernant la partie hydro-électrique de l'aménagement est alors pratiquement indépendant du modèle de simulation. Bien entendu, un tel système n'est possible que dans un réseau inter-connecté, notamment quand celui-ci comporte une part importante de thermique.

Un autre cas extrême est celui où l'aménagement hydro-électrique alimente un secteur totalement indépendant. Cela ne se conçoit guère que si la production d'énergie est le seul objectif, où tout au moins un objectif absolument prioritaire. La demande est alors aussi bien définie qu'il est possible en la matière. Mais les moyens de la satisfaire seront d'autant plus réduits que les possibilités de régularisation intrinsèque de l'aménagement seront plus faibles. En fait, pour admettre qu'un tel aménagement puisse être au fil de l'eau, il faut soit que le régime hydrologique soit particulièrement régulier, soit que la demande soit minime par rapport au potentiel énergétique.

La variété des combinaisons possibles entre les types de demandes et les caractéristiques des aménagements ayant une influence sur la manière dont elle peut être satisfaite, rendrait fastidieux un inventaire à peu près complet de tous les « cas » que constituent ces combinaisons. C'est pourquoi on s'est contenté de regrouper sur la figure 6 leurs éléments constitutifs, en indiquant simplement les liaisons possibles entre eux. Pour faciliter l'établissement

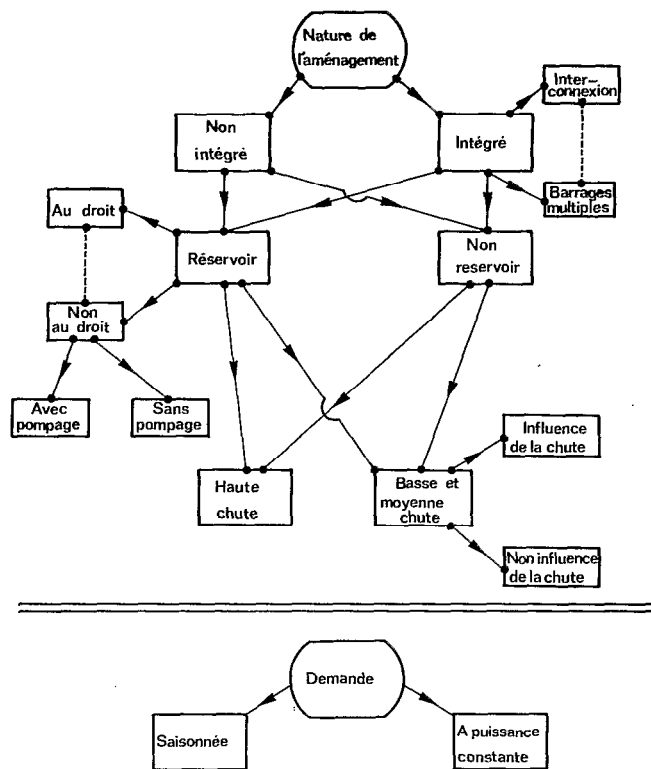


Fig. 6. — Éléments d'un aménagement hydroélectrique.

du schéma, on a admis une certaine hiérarchie dans les possibilités naturelles ou les options ; soit, par niveaux décroissants :

- structure régionale (intégré ou isolé),
- possibilités de stockage (réservoir ou non),
- importance de la chute disponible.

L'intégration régionale peut se faire sur le plan hydraulique, soit par des barrages en cascade, soit par des transferts artificiels. Elle peut aussi se réaliser au niveau de la production d'énergie, par l'interconnexion. Il n'y a pas incompatibilité entre les deux systèmes qui peuvent être utilisés simultanément ; c'est ce qui est indiqué sur le schéma par un trait interrompu.

Un réservoir peut être solidaire du barrage de prise (on dit « au droit ») soit situé dans une autre partie du bassin, à l'amont du barrage de prise ou relié à lui par un transfert artificiel. Si le réservoir est « non au droit » de la prise, il peut être rempli, au moins partiellement, par pompage. Il peut y avoir à la fois un réservoir « au droit » et un ou plusieurs barrages « non au droit » ; là encore il n'y a donc pas incompatibilité.

Le schéma et les commentaires qui précèdent sortent un peu du cadre de ce paragraphe, mais il est difficile de parler de la satisfaction de la demande hydro-électrique sans donner un minimum de précision sur l'élaboration du système. C'est ainsi que la définition générale qui a été donnée pour les défaillances et les déficits peut se compliquer dans le cas d'ouvrages de basse chute. Rappelons que la puissance produite se calcule souvent par la formule simplifiée $W = 8 QH$. Si la demande est une puissance constante W_1 , il y a deux façons de ne pas réaliser le contrat, c'est-à-dire de ne pas pouvoir obtenir $W \geq W_1$: par insuffisance du débit (Q), ou par insuffisance de la chute (H) (voir § 2.2.7.3.). Comme H sera d'autant plus faible que Q est grand, on pourra parler de

DÉFAILLANCES (ou DÉFICITS) de BASSES EAUX,

et de

DÉFAILLANCES (ou DÉFICITS) de HAUTES EAUX,

ce qui est évidemment bien particulier aux aménagements hydro-électriques. Nous donnons dans l'annexe A un exemple assez caractéristique.

4. CONSTRUCTION D'UN MODÈLE DE SIMULATION.

4.1. PRÉANALYSE DU SYSTÈME.

Il est rare qu'au début de la construction d'un modèle d'aménagement des eaux on ait en main tous les éléments de sa réalisation, sans parler bien entendu des données hydrologiques qui serviront à le faire fonctionner. Il est donc presque inévitable qu'un tel modèle donne lieu à de nombreux tâtonnements et se réalise finalement en plusieurs phases. On doit cependant, dès le début, essayer de ne pas taper trop à côté et le meilleur moyen est encore d'élargir au maximum la cible, tout en s'efforçant de rester dans des limites raisonnables.

La règle d'or du modéliste doit être en effet qu'il est plus facile, une fois le modèle de simulation établi, d'ôter que de rajouter ; qu'il n'est pas tellement plus onéreux, dans la conception originale de l'aménagement, d'ajouter quelques éléments de production ou quelques aires d'utilisation. Il est assez facile de prévoir, dans la programmation, des moyens simples de neutraliser les uns ou les autres suivant les solutions finalement retenues, ou même d'alléger le programme par des retouches sans conséquence sur son fonctionnement général.

Il faut donc au départ bien s'entendre avec le maître de l'œuvre et ses consultants en tous genres, bureaux d'études de génie civil, d'aménagements agricoles, d'économie, etc., ne pas lésiner sur les réunions, et attendre toujours un peu, avant de passer à la réalisation, que de nouvelles suggestions aient vu le jour. Cela s'appelle « mûrir le projet ». Lorsque le projet est mûr, on doit normalement être capable de localiser :

- toutes les aires d'utilisation possibles sur le plan agricole (périmètres d'irrigation) ;
- toutes les utilisations industrielles,
- toutes les utilisations en eau potable,
- tous les réservoirs raisonnablement envisageables,
- tous les points de prélèvements,
- les autres sources d'eau éventuelles,
- si la production d'électricité a une influence sur la gestion des eaux, la position des centrales,
- le tracé de tous les transferts artificiels.

Par contre, il n'est pas indispensable pour démarrer le modèle de connaître exactement

- la position des stations de pompage,
- les caractéristiques des usines hydro-électriques,
- les caractéristiques des réservoirs,
- d'une façon générale les paramètres des différents organes.

Bien entendu, ces derniers éléments devront être préparés pendant les premières phases de la construction du modèle, et il faut en avoir au moins une idée pour la préparation du schéma. Il faut dire aussi que, la plupart du temps, le modèle ne s'exercera pas sur un terrain vierge et que des études partielles l'ont souvent précédé, sur lesquelles on s'appuiera largement pour éliminer d'emblée un certain nombre d'organes manifestement anti-économiques ; il convient toutefois de rester prudent en la matière, car les résultats de la simulation réhabilitent parfois, quoique assez rarement, des solutions qui avaient été écartées a priori. Quelques-unes des méthodes simplifiées, utilisées souvent avec fruit lors de la prospection des sites, sont exposées sommairement dans l'annexe B.

4.2. DÉCOUPAGE GÉOGRAPHIQUE, UNITÉ HYDRAULIQUE.

Prenons le système hydrologique cartographié sur la figure 7. Il se compose des bassins versants des rivières principales R1 et R9 limités en S1 et S9. Il comporte 6 barrages Bi dont un, B5, dans le bassin de R9, et 9 périmètres irrigués AGi. On a également la possibilité d'utiliser deux nappes souterraines NAPP1 et NAPP2. Outre les fournitures destinées à l'agriculture, on doit assurer les besoins en eau potable d'un secteur urbain situé en dehors du bassin.

Les études de terrain, les enquêtes, les analyses préalables ont montré que l'on avait intérêt

- à utiliser par priorité les eaux des barrages B1 et B3 pour l'alimentation en eau potable (l'excellente qualité de ces eaux permettra de se contenter d'un traitement peu onéreux),
- à alimenter AG1 soit par pompage dans la rivière, soit à partir de NAPP1,
- à alimenter AG2 soit en prélevant l'eau à l'aval de B2 (eau de R2 pure), soit à l'amont du confluent R1R2, soit à l'aval du confluent (eaux mélangées R1,R2), pour des questions de salinité,
- à alimenter AG3 par prélèvement à l'aval du confluent R1R3,
- à alimenter AG4 soit à partir de NAPP2, soit par prélèvement à l'aval du confluent R1R4,
- à utiliser pour AG5 et AG6 une alimentation commune par prélèvement à l'aval du confluent R1R7,

- à alimenter AG7 par prélèvement à l'aval du confluent R1R8,
- à alimenter AG8 à partir du réservoir B5 et AG9 à partir de B6.

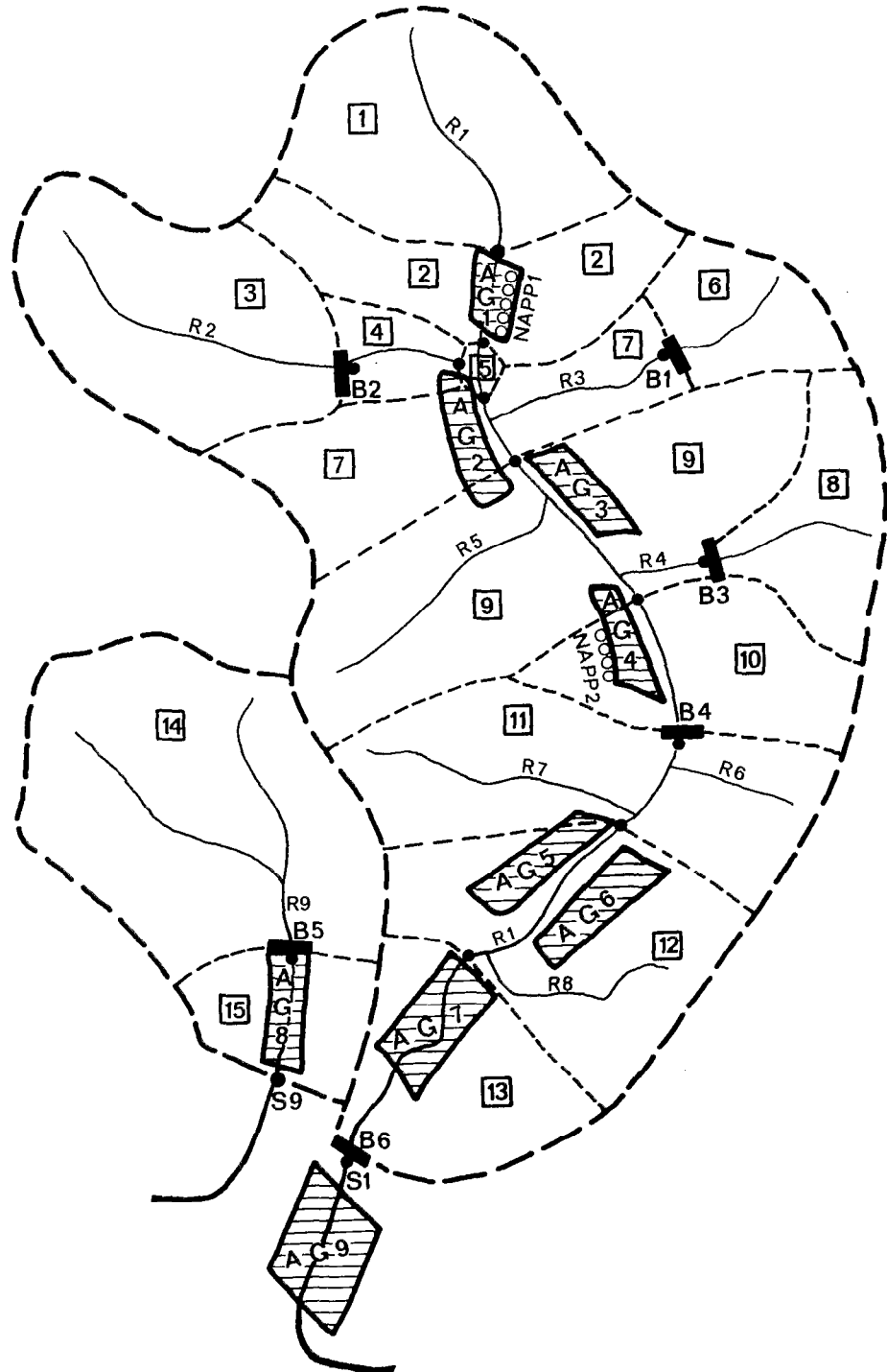


Fig. 7. — Découpage hydraulique d'un bassin

Aucune exigence n'est imposée à l'aval du périmètre AG9 où R1 traverse une région sans intérêt et inhabitée avant de se jeter dans la mer. Par contre, l'aval du périmètre AG8 doit assurer l'évacuation correcte d'une pollution disséminée, difficilement contrôlable par un autre moyen. On exige donc que soit maintenu dans R9 un débit réservé.

Les eaux de R9 sont sans aucun doute surabondantes pour l'usage auquel on les destine ; par contre, on craint un déficit important dans B6 pour assurer un développement satisfaisant de AG9. On a donc prévu une dérivation vers B6 des eaux excédentaires de B5 (transfert artificiel).

Enfin, on veut profiter de la chute intéressante créée par B2 pour produire de l'énergie, sans que toutefois cette production puisse troubler en quoi que ce soit la bonne marche des secteurs agricoles.

Le DÉCOUPAGE GÉOGRAPHIQUE consiste à délimiter, sur une carte telle que celle de la figure 7, un nombre de bassins partiels suffisant pour que tous les apports nécessaires au fonctionnement du modèle puissent être déterminés. Ces bassins, ou secteurs géographiques du projet, sont en quelque sorte les surfaces de production des débits partiels.

Chacun d'eux doit être en outre déterminé de telle façon qu'on puisse y effectuer un bilan complet des entrées et sorties. En particulier, si un prélèvement y est effectué, il ne doit pas y avoir de possibilité de retour dans ce même secteur. D'autre part, si on désire, pour une aire d'utilisation donnée, avoir le choix entre deux points de prélèvement, et que ce choix ait une influence sur le fonctionnement du système, les deux points ne doivent pas se trouver dans le même secteur. On peut être ainsi amené à créer des secteurs fictifs «sans épaisseur», ou autrement dit de superficie pratiquement nulle, pour rendre compte du fonctionnement hydraulique. L'ensemble des secteurs ainsi conçus coïncide avec l'ensemble des « unités hydrauliques » du plan topologique dont on parlera plus loin. Les secteurs et les unités sont repérés par les mêmes numéros.

On commence par délimiter chacun des bassins principaux intéressés, en s'arrêtant au point du système situé le plus à l'aval et encore utile pour le modèle. Dans l'exemple de la figure 7, on a indiqué précédemment qu'il y a un débit réservé pour l'aval du périmètre AG8 ; pour contrôler que ce débit est bien respecté et prendre des mesures en conséquence, il faut pouvoir faire le bilan du secteur compris entre le barrage B5 et l'aval d'AG8. On arrêtera donc le bassin de la rivière R9 au point S9 situé à l'aval d'AG8, comme il est indiqué sur la figure. Par contre, on n'exige rien à l'aval d'AG9 ; il suffit donc de contrôler ce qui peut être disponible immédiatement à l'amont de ce périmètre et on arrêtera le bassin de la rivière R1 au point S1 situé au pied du barrage B6. La délimitation des bassins principaux est figurée par un tiret épais.

Pour la délimitation des secteurs, ou des unités hydrauliques, on commence toujours par le secteur le plus amont du système ; pour cela, une hiérarchie doit être établie entre les bassins principaux ; elle est basée en principe sur le nombre de secteurs partiels que doivent contenir ces bassins.

Dans notre exemple, les choses sont claires et on commence par l'amont de R1. Le secteur 1 sera celui qui fournit de l'eau pour l'aménagement AG1 le plus amont ; comme indiqué sur la carte, il est limité en un point situé juste en amont de AG1. S'il existait un réservoir dans le secteur 1 ainsi délimité, comme ce sera le cas pour R9 amont, le point devrait coïncider avec la position du barrage. Si le périmètre à irriguer est assez éloigné du réservoir, deux cas peuvent se produire :

- le prélèvement se fait dans le réservoir lui-même : le périmètre doit être inclus dans le secteur aval suivant ;
- le prélèvement se fait dans la rivière, juste à l'amont du périmètre qui bénéficie ainsi, éventuellement, des apports supplémentaires du bassin versant intermédiaire entre le barrage et le prélèvement en rivière. On peut être amené, s'ils sont relativement importants, à prendre de tels apports en considération pour l'alimentation du périmètre, ce qui oblige à créer un secteur supplémentaire entre le barrage et le point de prélèvement.

Un barrage doit obligatoirement marquer la limite aval d'un secteur (ou d'une unité hydraulique), sinon il ne serait pas possible, dans le modèle, d'en simuler la gestion.

On préfère parfois numéroter 0, plutôt que 1, le secteur amont du bassin principal le plus important, pour des raisons topologiques, afin, notamment, d'homogénéiser les notations des débits d'entrée. Ceci reviendrait, ici, à faire commencer le système à l'amont de AG1, avec une entrée égale au débit du bassin limité en ce point.

Le secteur 2 contient AG1 alimenté par les débits provenant du secteur 1 et éventuellement par pompage dans NAPPI (nappe souterraine). Sa limite aval dépend du fonctionnement de ce qui suit. On a indiqué que le périmètre AG2 situé immédiatement à l'aval de AG1 doit pouvoir être alimenté soit par prélèvement à l'aval de B2, ce qui se fera sans doute le plus près possible de AG2, dont finalement du confluent, soit par prélèvement à l'aval du confluent, soit par prélèvement sur R1 à l'amont du confluent. Il faut alors créer un secteur 5 « sans épaisseur » limité par 3 points comme l'indique la figure 7 ; ceci est indispensable pour pouvoir établir correctement les équations de bilan. Le point qui limite le secteur 5 vers l'amont limite également le secteur 2 vers l'aval.

Il est pratique, lorsqu'on trouve, à l'aval d'un secteur qu'on vient de définir, un affluent comportant lui-même des organes d'aménagement, de continuer le découpage par l'amont du bassin de cet affluent. Dans l'exemple donné, le secteur 3 sera donc le bassin de R2 limité au barrage B2. Le secteur 4 est destiné à tenir compte des apports

intermédiaires entre B2 et le point de prélèvement sur R2 vers AG2. Il faut noter que, si l'on avait décidé de prélever l'eau, pour AG2, directement dans le réservoir de B2 au lieu de pomper dans R2 à l'amont du confluent R1R2, les secteurs 4 et 5 n'en auraient plus fait qu'un seul.

En allant plus à l'aval, on rencontre R3 qui est équipé du barrage B1, d'où le secteur 6, bassin versant de R3 limité à B1. Le secteur 7 sera limité à l'aval par le point de prélèvement suivant, c'est-à-dire celui qui est destiné à alimenter AG3. A l'amont il est limité sur R1 par le point de prélèvement optionnel correspondant pour AG2, sur R3 par B1 ; il rend compte des apports intermédiaires correspondants.

L'alimentation de AG3 ne comporte pas d'option, donc n'introduit pas de complication sur le plan structural. On rencontre successivement R5 qui ne comporte pas d'organe d'aménagement, puis R4 qui comporte le barrage B3. Le secteur 8 sera donc constitué par le bassin amont de R4 limité à B3.

Le secteur 9 rend compte des apports intermédiaires entre le point de prélèvement de AG3, celui de AG4 et les lâchures éventuelles de B3. Il est donc délimité comme l'indique la figure 7. Le secteur 10 contient, outre le périmètre AG4 qui s'alimente aux débits sortant du secteur 9 mais aussi optionnellement à partir de la nappe souterraine NAPP2 localisée dans le secteur 10, le réservoir du barrage B4 ; il rend compte également des débits intermédiaires correspondant au bassin partiel qui le constitue.

Le secteur 11 sert uniquement à produire les débits du bassin intermédiaire entre B4 et le point de prélèvement pour AG5 et AG6. Ces deux périmètres ayant le même point de prélèvement, ils seront, dans le modèle, réunis en un seul qu'on désignera, par AG56. Au cas, sans doute assez rare, où on exigerait pour chacun d'eux des critères de qualités différents, on pourrait dans le programme différencier ces critères tout en conservant l'unité. Par contre, si les priorités de fournitures en cas de pénurie étaient différentes pour les deux périmètres, il serait nécessaire d'introduire séparément leur demande, donc de conserver à chacun son individualité.

On ne fera pas de commentaires sur l'établissement des secteurs 12, 13, 14 et 15 qui ne présentent rien de nouveau par rapport à ce qui a déjà été dit.

On voit finalement, dans la description qui précède, que la délimitation des secteurs est basée sur

- les limites naturelles des bassins,
- les points de prélèvements,
- les positions des barrages-réservoirs.

En ce qui concerne les points de prélèvements, cette définition peut poser quelque problème. Si une aire d'utilisation fait ce qu'on appelle du prélèvement « diffus » (ou, par abus de langage, « continu »), on doit

- augmenter le découpage,

ou

- modifier la conception du secteur, donc de l'unité hydraulique,

ou

- faire des hypothèses simplificatrices.

Augmenter le découpage, en morcelant l'aire d'utilisation suivant chaque prélèvement individuel, conduit à compliquer tellement le modèle qu'il devient inexploitable, ou tout au moins d'une exploitation extrêmement onéreuse. On n'envisagera jamais cette solution.

La meilleure à notre avis est de modifier la conception de la façon suivante. Prenons comme exemple AG3 et supposons que l'irrigation, ce qui à vrai dire est souvent le cas, se fasse à partir d'un grand nombre de pompes le long de la rivière sur toute la longueur du périmètre. On remplace tous ces pompes par un pompage hypothétique unique qui bénéficiera non seulement des apports sortant du secteur 7, mais aussi des apports du bassin intermédiaire jusqu'à l'aval du périmètre. Il faudra bien entendu créer un secteur supplémentaire qui tiendra compte du bassin intermédiaire compris entre l'aval d'AG3, l'amont d'AG4 (éventuellement son point unique de prélèvement) et le barrage B3, ainsi que des déversements et des lâchures de ce barrage.

On peut enfin, si les apports intermédiaires sont généralement faibles, bloquer tous les prélèvements en un prélèvement unique situé à l'amont de la zone à irriguer, et on est ramené au problème que nous avons étudié ; hypothèse simplificatrice qui peut être parfaitement justifiée et diminue le nombre des unités hydrauliques, ce qui est fort appréciable.

Un certain nombre de notions utilisées dans ce paragraphe, et qui peuvent paraître un peu nébuleuses, se préciseront quand nous parlerons des algorithmes opératoires relatifs aux organes.

4.3. SCHÉMA TOPOLOGIQUE.

C'est la transposition schématique du découpage géographique auquel on ajoute un certain nombre d'éléments supplémentaires tels que les transferts, les stations de pompage, les usines hydro-électriques... Souvent, il fait apparaître plus clairement que la carte la logique du système et il n'est pas rare que, lors de son élaboration, on fasse subir quelques modifications au découpage géographique.

Un schéma topologique se construit à partir des éléments du projet (organes ou autres) dont on doit définir une représentation conventionnelle. Nous donnons sur la figure 8 le système de représentation que nous avons adopté, au sujet duquel nous ferons seulement les commentaires suivants.

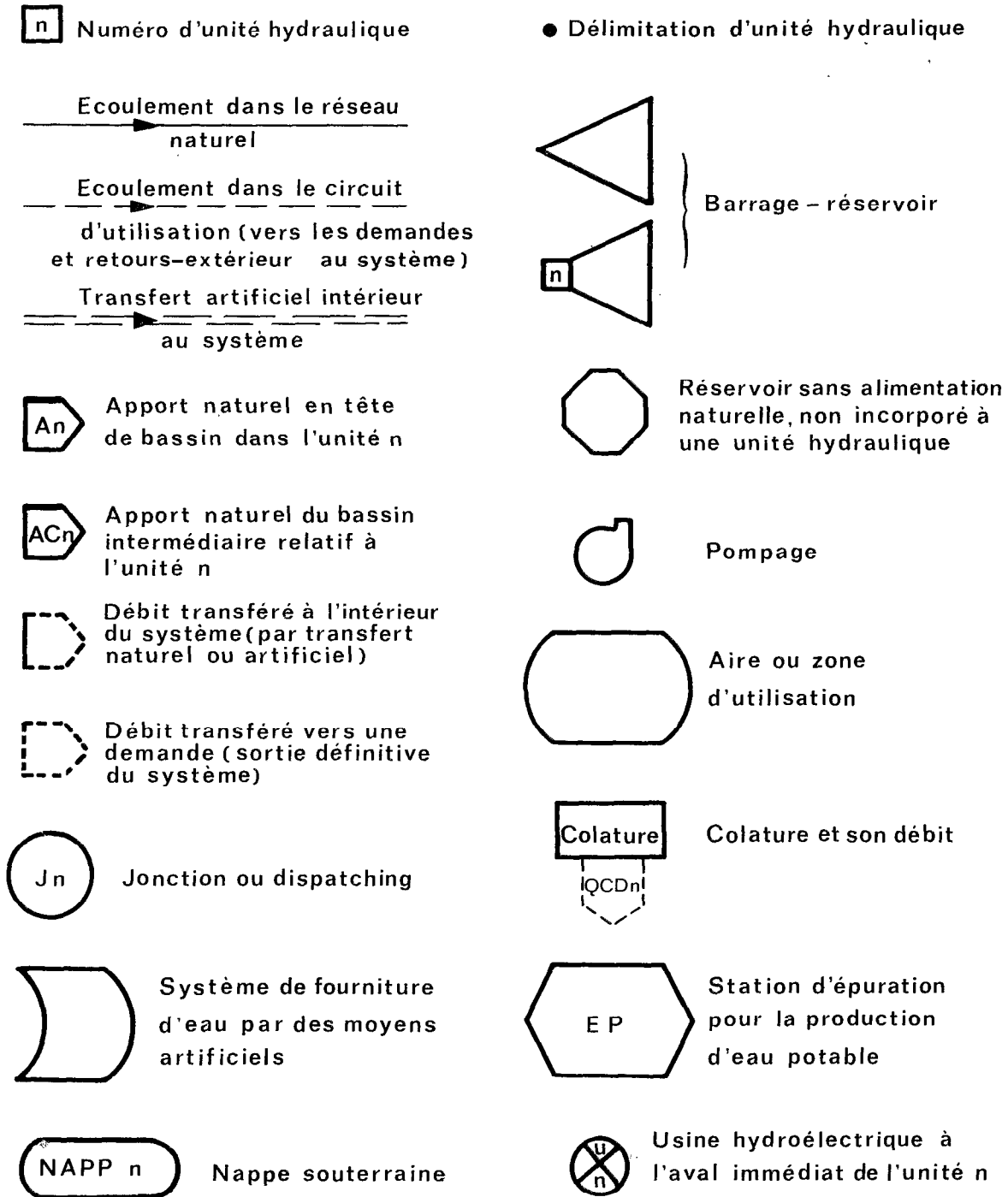


Fig. 8.

4.3.1. *Apports d'eau au système.*

Les apports en provenance du bassin (eaux de surface) sont par définition des apports naturels puisqu'ils sont placés obligatoirement à l'amont de tout le système d'aménagement. Chaque apport porte le numéro n de l'unité qui le reçoit. Il a fallu distinguer un apport provenant d'une tête de bassin (symbole A_n) d'un apport provenant d'un bassin partiel ou intermédiaire (symbole AC_n) car certaines unités peuvent recevoir l'un et l'autre. Ce sont des apports incontrôlés et le rôle du système d'aménagement est justement de les domestiquer au mieux des intérêts des aires d'utilisation.

Les apports des eaux souterraines, bien qu'également naturels, sont d'une nature très différente puisqu'ils n'interviennent qu'à la demande, si l'on exclut les sources non aménagées que nous considérons comme faisant partie du réseau de surface. Ils seront donc notés comme des débits de fourniture (en direction des aires d'utilisation). Une nappe souterraine est notée symboliquement $NAPPi$.

Les apports artificiels proviennent soit du dessalement de l'eau de mer, soit du traitement des eaux usées. L'apport d'eau douce à partir de l'eau de mer dépend de la demande avec, comme seul plafond, la capacité de production de l'usine, la source étant illimitée (symbole QMD ou $QMDi$ s'il y a plusieurs usines de dessalement). La quantité d'eau qui sort d'une usine de traitement dépend de la capacité de l'usine, mais aussi de la production d'eau usée par l'aire d'utilisation dont elle est chargée ; elle ne dépend pas de la demande (symbole $QiEU$, i étant l'indicatif de la station de traitement).

4.3.2. *Les aires d'utilisation.*

Elles sont caractérisées par leur demande, ainsi qu'on l'a vu précédemment. Sur le schéma topologique, rien ne distingue a priori la destination des eaux ; simplement, les périmètres d'irrigation comportent la plupart du temps des retours au système par colatures. Le cartouche qui représente une aire d'utilisation peut porter en clair, si on le désire, des indications sur la nature de l'utilisation et/ou sur sa situation géographique. La demande est symbolisée par D_j , j étant l'indicatif de l'aire d'utilisation ; le même symbole désigne cette aire dans les symboles de transfert.

Rappelons qu'un débit réservé peut se traiter comme une demande. Il sera donc caractérisé de la même manière.

4.3.3. *Les jonctions.*

Une jonction (symbole J_k) est la confluence de deux ou plusieurs transferts artificiels (voir 4.5.4.). Elle peut avoir une ou plusieurs sorties ; dans ce dernier cas, elle constitue aussi un dispatching. On note de la même manière un dispatching pur, c'est-à-dire une jonction qui ne comporte qu'une entrée.

4.3.4. *Les barrages-réservoirs intégrés au système des unités hydrauliques.*

Un barrage qui ne crée pas une réserve, à l'échelle du pas de temps du modèle, est considéré comme une simple prise d'eau et se traite au même titre qu'un simple point de prélèvement.

Le barrage-réservoir doit obligatoirement être suivi, dans le schéma topologique, du signe de fin d'unité hydraulique. Il porte le même numéro d'identification que l'unité à laquelle il appartient et qui suffit complètement à le définir topologiquement. En effet, s'il y avait, dans une unité contenant un réservoir, un prélèvement hors du réservoir, les opérations de bilan par le modèle ne seraient plus possibles ; il faudrait donc scinder cette unité. Pour cette raison, il n'est pas nécessaire de l'affecter d'un symbole particulier.

On remarquera, à ce propos, que les unités hydrauliques constituent la charpente du schéma topologique et du modèle lui-même. On convient, dans la suite des opérations logiques, de les représenter par leur seul numéro, alors qu'il est indispensable pour s'y retrouver, d'affecter des notations symboliques spécifiques aux autres éléments du projet.

4.3.5. *Pompages et usines hydro-électriques.*

A moins qu'il ne s'agisse de pompages dans un complexe de production hydro-électrique, sujet très spécialisé que nous ne traiterons pas ici, les pompages n'interviennent dans le modèle que pour le calcul de la dépense d'énergie, et éventuellement de la puissance installée, pour la réalisation de l'exhaure (eaux souterraines) et du relevage (prélèvements et transferts). Ils sont représentés sur le plan topologique sans référence particulière.

Les usines hydro-électriques (symbole u) sont représentées à l'aval immédiat des unités dont elles tirent leur débit et portent le même numéro que ces unités.

4.3.6. *Réservoirs hors du système des unités.*

Ce sont les réservoirs qui ne bénéficient d'aucune alimentation naturelle, ou pour lesquels cette alimentation est négligeable.

Ils sont identifiés par un symbole R_m .

4.3.7. *Les transferts.*

On distingue :

4.3.7.1. Les transferts dans le réseau naturel, c'est-à-dire ceux qui empruntent le lit des cours d'eau

Ce sont des transferts d'une unité hydraulique à l'unité hydraulique située à son aval immédiat. On les désigne par la notation symbolique Q_{Sn} , n étant le numéro de l'unité dont sort le débit transféré.

4.3.7.2. Les transferts artificiels, par canaux ou conduites, à l'intérieur du système

- de l'unité n vers la jonction J_k , symbole Q_{nJ_k} ,
- de la jonction J_k vers la jonction J_p , symbole $Q_{J_kJ_p}$,
- de la jonction J_k vers le réservoir R_m , symbole $Q_{J_kR_m}$,
- du réservoir R_m vers le réservoir R_s , symbole $Q_{R_mR_s}$,
- de la jonction J_k à la station d'épuration, symbole Q_{J_kEP} , etc.

Les débits de colatures, qui sont des transferts à l'intérieur du système, posent des problèmes particuliers qui seront examinés ultérieurement.

4.3.7.3. Les transferts artificiels à l'extérieur du système

Ce sont les fournitures qui, à partir des différents éléments du système d'eau, s'efforcent de satisfaire les différentes demandes. Il ne faut pas perdre de vue qu'une demande peut faire appel à plusieurs éléments du système ; inversement, un élément peut être appelé à satisfaire, totalement ou partiellement, plusieurs demandes. La méthode d'identification la plus logique des transferts consiste donc, là aussi, à indiquer clairement le point de départ et le point d'arrivée.

À titre d'exemple, le symbole de transfert sera

- pour la fourniture directe de l'unité hydraulique n à la demande D_j : Q_{nD_j} ,
- pour la fourniture directe à partir de la nappe N_i : $Q_{N_iD_j}$,
- pour la fourniture à partir du réservoir R_m : $Q_{R_mD_j}$, etc.

On se contente parfois, pour chaque demande, d'indiquer arbitrairement les origines de la fourniture ; le symbole est alors Q_{iD_j} , i variant de 1 au nombre d'éléments du système auxquels il est fait appel pour la demande D_j .

4.3.8. *Autres remarques.*

Quelques problèmes ont été passés sous silence, qui peuvent avoir quelque incidence sur le schéma topologique. Si les eaux qui n'ont pas été utilisées par le système et qui sortent d'une des dernières unités hydrauliques de chaque bassin, ne sont pas destinées à satisfaire des débits réservés, on peut les considérer comme perdues pour le projet. Leur totalisation sur une période déterminée, généralement l'année, constitue le DÉFICIT D'EXPLOITATION ; on dit aussi les DÉVERSÉS, étant entendu que ce sont les déversés « en bout de chaîne » quand on quitte la zone du projet et que l'on a satisfait les débits réservés. Si on est intéressé par la comptabilisation de ces déversés, il est indispensable d'établir des unités hydrauliques pour l'aménagement le plus aval, ce qui n'était pas le cas par exemple de AG9 dans l'exemple proposé (fig. 7).

4.3.9. *Des exemples.*

Le schéma topologique de l'aménagement intégré représenté sur la figure 7 est tracé en figure 9. Un certain nombre d'éléments ont été négligés pour ne pas surcharger un dessin déjà assez touffu : l'usine hydro-électrique de B2, qui en fait n'intervient pas dans la construction logique du système, non plus que l'alimentation des nappes.

Les dénominations qui ont été données aux périmètres d'irrigation (AG1, etc.) et aux barrages-réservoirs (B1, etc.) équivalent à des noms géographiques et ne jouent aucun rôle dans l'organisation logique. Comme on l'a dit, un barrage est repéré dans la structure du modèle par le numéro de l'unité hydraulique dans laquelle il se trouve, et toutes les caractéristiques qui se rapportent à lui seront affectées de ce même numéro.

Il peut être pratique de séparer par des traits mixtes, sur le schéma topologique, les différents bassins naturels intéressés par le projet.

La figure 10 représente le schéma topologique relatif à un modèle d'utilisation des eaux effectivement exploité. La partie la plus importante de la fourniture est tirée du bassin de R1, mais on envisage de faire aussi appel aux eaux douces de R2 et R3, de R4, et d'établir, sur le trajet de D16, des échanges avec l'aménagement de R5. Ce projet pose des problèmes de salinité très importants et le modèle, au moins dans sa première phase, a été spécialement élaboré pour tenter de les résoudre.

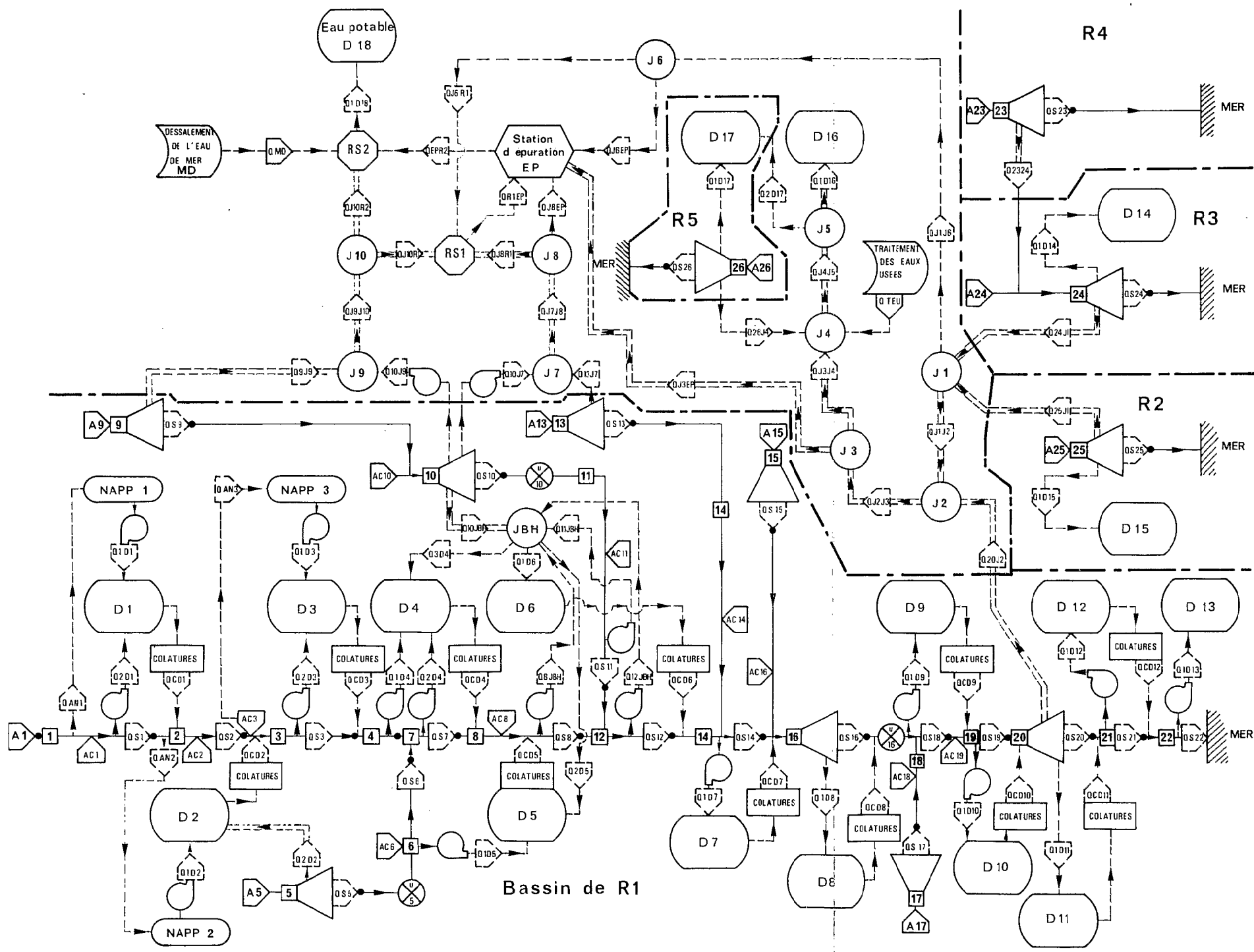


Fig. 10.

4.4. ORGANISATION DU CALCUL.

Nous avons déjà indiqué toute l'importance que revêt, dans un modèle de simulation, la notion de « pas de temps », ou d'« intervalle de temps ». On appelle ainsi la durée ΔT sur laquelle porte un calcul élémentaire de bilan sur chacune des unités hydrauliques.

Les éléments qui entrent dans le calcul du bilan correspondant à une unité hydraulique i donnée, dépendent bien entendu du bilan qui est établi dans le même temps pour l'unité hydraulique $i-1$ située immédiatement à l'amont, soit que la rotation sur $i-1$ se solde par des lâchures dans l'unité i , soit que la réalisation des objectifs définis pour i fasse appel à des réserves contenues dans $i-1$. Il s'établit donc naturellement, dans le déroulement des opérations, une chronologie qui se traduit par un processus d'amont en aval. L'écriture du programme se trouvera grandement facilitée si on a eu soin de prévoir cette succession des calculs par une numérotation appropriée des unités hydrauliques.

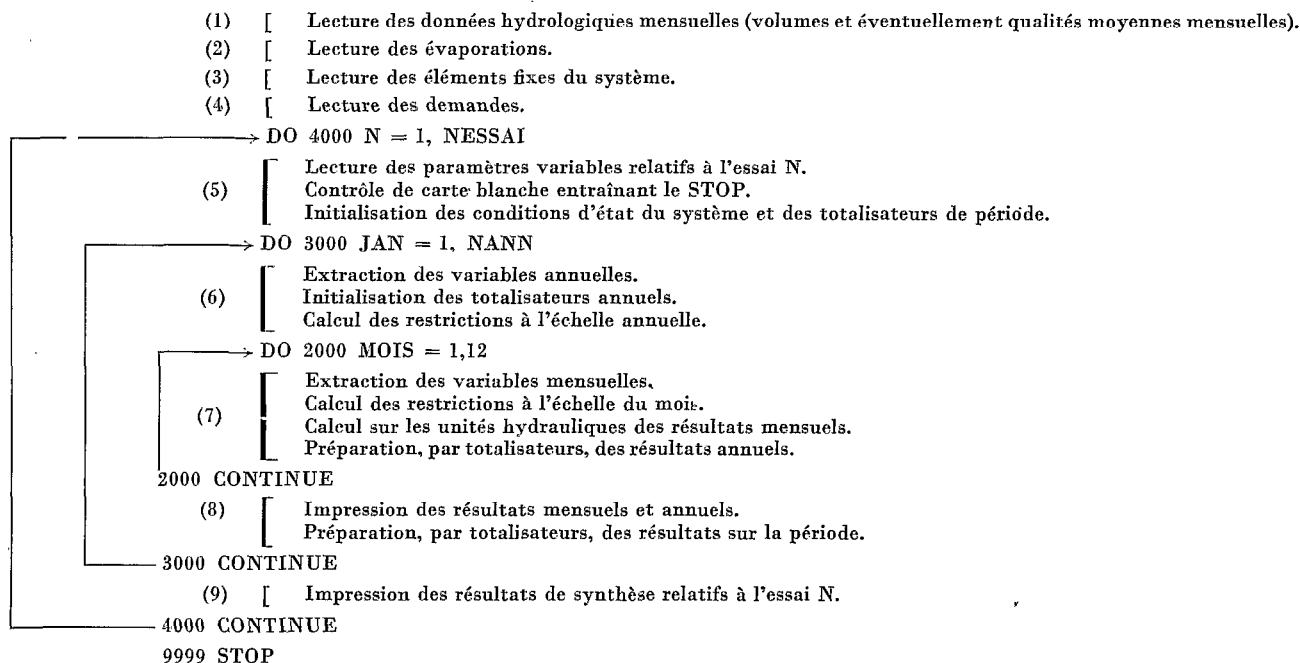
Les transferts d'une unité à l'autre ne sont pas instantanés. Entre le début de l'intervalle de temps pour lequel on commence les calculs sur l'unité i et le moment où on arrive au bout de l'aménagement, les différents transferts demandent un certain temps Top . Si Top est petit devant ΔT , mettons inférieur ou égal au $1/4$ ou au $1/5$, on ne commettra aucune erreur appréciable en faisant comme si toutes les opérations étaient instantanées. C'est ce qui se produit très généralement lorsqu'on opère avec un pas de temps mensuel ($\Delta T = 1$ mois).

Mais il peut se faire que Top soit de même ordre que ΔT , ou même supérieur ; il n'est alors plus possible de négliger les temps de transfert. C'est ce qui se produira notamment lorsqu'on est tenu, pour diverses raisons, de simuler à un pas de temps journalier le fonctionnement d'un aménagement intégré dont certains organes sont distants de un ou plusieurs jours. La prise en compte de ce phénomène complique pas mal le modèle qui devient alors une superposition de modèles de transfert et de modèles de simulation pure ; la fonction de transfert peut être représentée par un modèle dynamique complet (équations de Saint-Venant), ou plus simplement par un modèle basé sur les seules équations de continuité (type Muskingum), ou même par une simple translation lorsque les débits transités varient peu.

On ne traitera ici que les cas où l'on peut considérer que Top est petit devant ΔT , ce qui revient à supposer que la chronologie des événements est tout entière contenue dans la division discrète en pas de temps.

L'ensemble des opérations qui s'effectuent sur la chaîne des unités hydrauliques pendant un pas de temps ΔT constitue la boucle de calcul interne du programme, et utilise les données (débits, évaporation, demandes, etc.) relatives à ce même intervalle de temps. Il est pratique de classer les chroniques de données suivant les habitudes générales en la matière (jour, mois, année). Si on travaille au pas de temps mensuel, par exemple, le programme pourra s'organiser comme dans le tableau I. Dans les descriptions qui suivent, les opérations sont référencées suivant les numéros indiqués sur ce tableau.

TABLEAU I
ORGANISATION DU PROGRAMME



4.4.1. Opération (1).

Après la lecture de quelques indications générales concernant la nature du projet, le nombre d'années NANN de la période utilisée pour la simulation, le nombre NESSAI d'essais qu'on désire faire, etc., le programme fait lire, généralement par l'intermédiaire de sous-programmes (SUBROUTINE), les volumes mensuels d'apports aux différentes unités que l'on rangera dans des matrices.

$$X_{Ai} \text{ (MOIS, JAN) ou } X_{ACi} \text{ (MOIS, JAN),}$$

A_i ou AC_i correspondant aux désignations du schéma topologique. S'il y a lieu de tenir compte des salinités moyennes mensuelles, celles-ci sont lues à leur tour et classées dans des matrices

$$X_{SAi} \text{ (MOIS, JAN) ou } X_{SACi} \text{ (MOIS, JAN).}$$

Lorsqu'on utilise des cartes comme support d'informatique, il arrive souvent que le jeu de données comporte alternativement, année par année, les volumes mensuels et les salinités moyennes correspondantes. Il est toutefois prudent d'écrire le sous-programme de façon que les cartes puissent être présentées à la lecture dans n'importe quel ordre, pour une identification d'apport fixée. Il suffit pour cela d'établir un index volumes et un index salinités, dont l'identification sur chaque carte permettra de décider si les données de cette carte doivent être dirigées sur une matrice XA ou sur une matrice XSA . Si on prévoit une exploitation intensive du modèle, on a intérêt à transférer sur disque ces données, de même que celles qui font l'objet des opérations (2) et (3).

4.4.2. Opération (2).

C'est la lecture des évaporations qui seront utilisées pour le calcul du bilan des réservoirs. Il est pratique de les donner sous forme de hauteurs, comme on le verra en 4.5.1. En un point donné (au droit d'un réservoir), l'évaporation varie chaque mois et chaque année ; on devrait donc en toute rigueur établir des matrices $EVAP_i$ (MOIS, JAN) comparables aux matrices des débits. En fait,

— la variation interannuelle de l'évaporation est beaucoup moins importante que celle des débits (ou des pluies),

— l'influence relative de l'évaporation sur le bilan des réservoirs est en général assez faible,

— de toute façon, on a rarement des chroniques d'évaporation, relatives à tous les points pour lesquels on en aurait besoin, et portant sur des données aussi longues que les chroniques de débits, de sorte qu'on se contente pratiquement toujours d'adopter en chaque lieu une évaporation moyenne qui se traduit par un vecteur $EVAP_i$ (MOIS). Il est déjà bien beau qu'on puisse le faire ; on est souvent obligé de s'en tenir à un vecteur moyen $EVAP$ (MOIS) supposé valable pour tous les réservoirs.

Dans toute la mesure du possible, on doit baser l'estimation de l'évaporation des réservoirs sur des observations directes (à partir de bacs par exemple) interprétées avec soin. On se méfiera de l'application des formules, sauf si elles sont régionalement établies à partir de données sérieuses et surtout si on les utilise comme outils d'interpolation géographique.

4.4.3. Opération (3).

Les éléments réellement fixes du système sont :

- les caractéristiques fixes des réservoirs (courbe de remplissage et cote du point le plus bas),
- les paramètres concernant le fonctionnement des nappes, leur salinité,
- les paramètres relatifs aux colatures,
- les taux de salure admissibles pour les fournitures, soit instantanés (à l'échelle du pas de temps), soit cumulés,

autrement dit, tout ce qui se rapporte aux conditions naturelles de l'aménagement, sur lesquelles on ne peut pas agir mais qui en limitent les possibilités.

D'autres paramètres, qui ne se déduisent pas des précédents, peuvent également être considérés comme fixes, bien qu'ils ne jouent pas un rôle analogue. On citera par exemple :

- les dénivelées des relevages à effectuer sur les transferts, qui conditionnent les besoins en énergie de pompage,
- les chutes nominales des usines électriques,
- les lois hauteurs-débits en certain point du réseau hydrographique, qui peuvent intervenir dans la détermination des paramètres qui précèdent.

On considère enfin comme provisoirement fixes tous les paramètres, en réalité mobiles, qu'on ne veut pas faire varier au cours de la série d'essais entreprise (voir : opération (5)).

4.4.4. *Opération (4).*

On a vu qu'une simple demande est symbolisée par la notation D_j . C'est une appellation purement topologique. Pour l'introduction dans le modèle, chaque demande porte en réalité un numéro, perforé sur chacune des cartes qui lui correspondent, et qui permet au moment de la lecture un contrôle d'identification.

Si, pour la totalité des demandes, chacune ne peut être satisfaite que par une seule voie, il suffit de ranger la demande j

- dans un scalaire XD_j pour une demande désaisonnée (uniforme sur l'année),
- dans un vecteur XD_j (MOIS) pour une demande saisonnée.

Si une demande j peut être satisfaite à partir de plusieurs voies, deux cas peuvent se présenter :

— le choix de la répartition des débits d'alimentation est fait par le modèle, suivant une tactique préétablie mais opérant sur des critères tirés de l'état du système ; la variable « demande » peut s'exprimer de la même façon que précédemment ;

— le choix de la répartition est imposé arbitrairement (généralement suivant la période de l'année) ; on doit alors introduire, pour chaque demande, autant de vecteurs qu'il y a de possibilités d'alimentation.

C'est ainsi que pour une demande D_4 pouvant être alimentée soit à partir d'un pompage dans l'unité 3, soit par gravité à partir du barrage situé dans l'unité 5, soit par pompage dans la nappe $NAPP_2$, on rangera les répartitions imposées de la demande dans les vecteurs $XQ3D_4$ (MOIS), $XQ5D_4$ (MOIS), et $XQN2D_4$ (MOIS). Nous profitons de l'occasion pour dire et répéter qu'il est très important, dans ce genre de programme, d'adopter pour toutes les variables des notations logiques rappelant la structure topologique de l'aménagement. Dans le cas présent, on peut être gêné par la longueur atteinte par le nom de certaines variables ; il convient alors de toutes les réduire en supprimant par exemple le Q . De toute manière, il faut faire l'impossible pour maintenir l'homogénéité des notations ; c'est ainsi que, si une seule demande admet plusieurs voies d'alimentation, il ne faut pas hésiter à adopter pour toutes le mode de notation dont on vient de parler.

Dans le cas particulier d'une demande d'irrigation, on peut être amené à tenir compte d'une rotation d'assolement ; pour un assolement triennal, par exemple, XQ_iD_j (MOIS) devra être remplacé par une matrice XQ_iD_j (I, MOIS), I variant de 1 à 3.

S'il s'agit d'une demande d'énergie, les processus de fourniture sont très différents et le problème mérite une étude spéciale. On se contentera ici d'envisager le cas où la production d'énergie est considérée comme un sous-produit ne visant pas à satisfaire directement une demande, mais à s'intégrer à d'autres sources gérées par un système indépendant du système d'eau.

4.4.5. *Opération (5).*

Tout essai débute par la lecture des paramètres du système dont les valeurs n'ont pas encore été définies parce qu'elles lui sont propres. Ils sont relatifs :

- aux réservoirs :
 - cote maximale du plan d'eau : H_nMAX ,
 - cote minimale du plan d'eau : H_nMIN ,
 - volumes correspondants : V_nMAX , V_nMIN ,
 - cotes et volumes d'alerte,

hauts : HAL_nH , VAL_nH ,
bas : HAL_nB , VAL_nB ,

(Il peut y avoir plusieurs cotes et volumes d'alerte hauts et plusieurs bas. Il convient alors de les distinguer par un indice supplémentaire k intégré au nom de la variable, en supprimant au besoin la lettre L si ce nom risque de dépasser six lettres ou chiffres : H_kA_nB par exemple. Notons enfin qu'on peut désirer améliorer la souplesse du fonctionnement en choisissant des valeurs différentes suivant le mois : on doit alors introduire des vecteurs tels que H_kA_nB (MOIS))

- aux transferts :
 - débit maximal du canal ou de la conduite $QLIM_t$,
 - puissance installée de la station de pompage (rarement nécessaire pour le fonctionnement du modèle),
 - colline de fonctionnement de la station de pompage ;
- aux usines hydro-électriques :
 - courbes de fonctionnement des turbines (si on veut mieux que l'estimation $8QH$) ;
- aux usines de traitement :
 - capacité de production
des stations d'épuration,

des usines de traitement des eaux usées,
des usines de dessalement ;

— aux consignes autres que celles qui gèrent les restrictions.

En fait, tous ces paramètres ne sont pas introduits dans tous les modèles. D'autre part, comme on l'a déjà signalé en 4.4.3., un certain nombre de paramètres « mobiles » sont généralement considérés comme fixes, au moins provisoirement, pendant une série d'essais. On a alors intérêt à transférer leur lecture en opération (3).

Inversement, les demandes, qui ne sont pas lues ici dans la boucle NESSAI, peuvent varier d'une série d'essais à une autre, autrement dit d'un passage du programme à un autre. On peut également les inclure, pour certains passages, dans la boucle NESSAI.

L'exécution du programme est arrêtée par une carte blanche placée après les données paramétriques relatives au dernier essai demandé.

Avant de passer à la boucle suivante, il convient d'initialiser :

— l'état du système, c'est-à-dire essentiellement de donner une première valeur aux volumes d'eau contenus dans les réservoirs,

— les totalisateurs de période, lorsqu'on désire calculer des résultats de simulation moyens sur la période.

Le problème de l'initialisation de l'état du système sera traité plus en détail au point 6. Il suffit de dire pour l'instant qu'au début de chaque essai tous les réservoirs sont mis à leurs volumes maximaux, toutes les nappes souterraines disponibles à leur capacité maximale ; pour les salures de l'eau des réservoirs on adopte, quand il y a lieu d'en tenir compte, une valeur unique qui soit de l'ordre de grandeur de la moyenne de ce qu'on connaît pour les salures naturelles.

4.4.6. Opération (6).

Elle couvre le début des opérations de la boucle NANN (travail sur une année de fonctionnement). On commence par extraire des matrices et des vecteurs les valeurs indicées JAN et non MOIS, s'il y en a (demandes non saisonnées par exemple). On met à zéro les totalisateurs qui sont destinés

— au calcul de moyennes ou de totaux annuels,

— à l'élaboration de critères portant sur des valeurs cumulées.

On calcule ensuite les restrictions, s'il en existe, à l'échelle de l'année. Ce peut être le cas, pour les périmètres irrigués, des restrictions de mise en culture, pour les cultures annuelles bien entendu. On introduit alors, pour chaque périmètre, un

coefficient minimal de mise en culture : COMIC_j

à moins qu'on admette une seule valeur COMIC_U pour tous les périmètres de l'aménagement.

Si le périmètre *j* est alimenté à partir d'un ou plusieurs bassins ne contenant qu'un seul réservoir pratiquement indépendant, on utilise les cotes et volumes d'alerte définis (4.4.5.) pour ce réservoir. Dès qu'il y a interférence entre plusieurs réservoirs, il est plus logique de construire un critère à partir du volume total contenu au début de l'année dans le système de stockage ainsi constitué. Il convient alors de définir de nouveaux volumes d'alerte qui ne se réfèrent plus à un réservoir, donc à une unité hydraulique, mais à un ensemble de stockage pour tous les périmètres à l'irrigation desquels il peut contribuer. La restriction de mise en culture doit alors s'appliquer même aux périmètres situés à l'amont de cet ensemble puisque leur irrigation prélève de l'eau qui n'ira plus augmenter les réserves aval, et risque donc de créer un déficit pour les périmètres aval.

Supposons donc qu'on ait défini, pour un ensemble de stockage *s* un volume d'alerte haut V_{kAsH} et un volume d'alerte bas V_{kAsB} . Cela voudra dire que tant que les réserves sont supérieures ou égales à V_{kAsH} , on assure la mise en culture normale des périmètres dépendant de cet ensemble, le coefficient de mise en culture COC_j de chaque périmètre *j* est égal à 1. Si, au début de l'année agricole, les réserves sont inférieures ou égales à V_{kAsB} , on a $COC_j = COMIC_j$. Entre les deux, on admet que la variation soit linéaire. Autrement dit, en appelant $VORES_s$ le volume de la réserve de l'ensemble *s*, on aura :

$$\begin{array}{ll} \text{si } VORES_s \geq V_{kAsH} & \text{tout } COC_j = 1 \\ \text{si } VORES_s \leq V_{kAsB} & COC_j = COMIC_j \\ \text{si } V_{kAsB} < V_{kAsH} & \\ \text{si } V_{kAsB} < V_{oRES_s} < V_{kAsH} & \\ COC_j = COMIC_j + (1-COMIC_j) * (VORES_s - V_{kAsB}) / (V_{kAsH} - V_{kAsB}) & \end{array}$$

4.4.7. Opération (7).

Elle recouvre tout l'ensemble des opérations internes sur les unités hydrauliques et de leur préparation. C'est de beaucoup la plus complexe, la plus délicate à traiter, et la plus longue.

La satisfaction, disons volumétrique, de la demande peut faire appel à plusieurs points de prélèvement. On a vu que la manière de procéder serait différente suivant que cette répartition est fixée à l'avance ou calculée par le modèle, suivant une tactique imposée pour un essai mais qui peut varier, au moins par les valeurs de ses paramètres, d'un essai à l'autre.

Prenons, dans l'exemple de la figure 9, la demande AG2. Supposons qu'il ait été décidé qu'au mois considéré on doit pomper

— le volume $Q2D2 = XQ2D2$ (MOIS), à l'amont du confluent sur R1,

— le volume $Q4D2 = XQ4D2$ (MOIS), à l'amont du confluent sur R2.

On doit avoir $Q2D2 + Q4D2 = D4$, mais l'application d'une telle consigne ne permet pas de compenser une défaillance provenant d'une voie en utilisant davantage les possibilités de l'autre. Les calculs seront alors conduits de la façon suivante.

On dispose à la sortie de l'unité 2 d'un volume mensuel $QS2$ qui a été déterminé par le bilan de cette unité tenant compte des apports de tête de bassin A2, des apports intermédiaires AC2 et de la fourniture correspondant à la demande Q1D1 vers AG1.

$QS2$ est alors modifié par $QS2 = QS2 - Q2D2$. Si cette nouvelle valeur est négative, on incrémente de 1 le totalisateur de défaillances correspondant à la demande $Q2D2$, et de $-QS2$ le totalisateur de déficits ; puis on fait $QS2 = 0$ pour la suite des calculs.

Sur la branche R2, on aura commencé par assurer le remplissage de B2 avec les apports A3. S'il y a excédent on aura déversé un débit $QS3$ égal à cet excédent, qui s'ajoutera à AC4 pour donner le débit $QS4$ à la sortie de l'unité 4. Il convient alors de savoir si $QS4$ est suffisant pour assurer la fourniture $Q4D2$. On fait $QS4 = QS4 - Q4D2$; si la nouvelle valeur de $QS4$ est positive, le problème est réglé ; si elle est négative, on regarde ce qui est disponible dans B2 en faisant $V3FIN$ (volume total dans le réservoir après remplissage) $- V3MIN$; si la valeur trouvée est négative ou nulle, le déficit précédemment enregistré reste entier, et on procède comme pour $Q2D2$. Si la différence DIF est positive, il faut la comparer avec le déficit $-QS4$. Si $DIF \leq -QS4$, la fourniture est assurée, on calcule le nouvel état du réservoir B2 et on continue. Si $DIF \geq -QS4$, on vide la retenue pour satisfaire $Q4D2$ mais il subsistera un déficit égal à $-DIF - QS4$; on fait $QS4 = 0$, et on procède comme pour $Q2D2$ en utilisant la nouvelle valeur du déficit.

Dans la pratique de la programmation, on procède au moyen de sous-programmes dont on donnera une idée en 4.5.5.

L'exposé du cas précédent fait toucher du doigt le rôle essentiel des réservoirs dans la gestion des aménagements. La satisfaction de la demande $Q2D2$ bute très vite sur une disponibilité immédiate de débit d'eau à l'issue de l'unité 2 ; c'est du fil de l'eau. L'effet de fil de l'eau est ici un peu tempéré par la disponibilité de la nappe NAPP1 qui peut fournir à AG1 tout ou partie de la demande AG1 et soulager ainsi les prélèvements dans l'unité 2 ; cette amélioration n'ira toutefois pas très loin si les consignes sont aussi rigides que pour AG2.

La satisfaction de la demande $Q4D2$ est au contraire grandement facilitée par la possibilité de faire appel à la réserve contenue dans B2. C'est l'effet de régularisation qui, d'une façon générale, est d'autant plus efficace pour une aire d'utilisation donnée, que le volume total des réserves auxquelles elle peut faire appel est plus important.

L'organisation des réservoirs entre eux, les transferts, les consignes d'exploitation, peuvent donner lieu, on l'imagine facilement, à des combinaisons extrêmement variées qu'il serait vain de vouloir énumérer. Il est toutefois possible de dégager quelques règles générales de conduite sur lesquelles il n'est pas inutile de s'attarder quelque peu.

La figure 11 montre quelques cas de figure sur lesquels on a supposé, pour simplifier, un seul point de prélèvement. Dans le cas (a) on a trois barrages-réservoirs en série pure, ayant des capacités utiles totales respectivement égales à $V1$, $V2$ et $V3$. On serait tenté de croire que l'effet régulateur EREG3 de l'ensemble est le même que celui (EREG1) d'un réservoir fictif de capacité utile $V = V1 + V2 + V3$ installé à la place de (3). Cela n'est pas exact dans tous les cas car les débits « à régulariser » par chacun des trois réservoirs ne sont pas les mêmes au total que ceux qui arriveraient directement dans un réservoir unique. Pour qu'il y ait équivalence entre les deux systèmes, il faudrait que le premier (les 3 réservoirs) simule exactement le fonctionnement du second, c'est-à-dire que 3 et 2 soient complètement vides tant que 1 n'est pas plein et que 3 soit vide tant que 2 et 1 ne sont pas pleins simultanément.

EREG1 constitue une limite supérieure de EREG3, dont on se rapprochera au maximum en donnant comme consigne de toujours prélever d'abord dans le réservoir le plus aval (3), puis dans (2) quand (3) est vide, puis dans (1) quand (2) est vide. Intuitivement, cela revient à constater que l'exploitation sera d'autant meilleure qu'un déversement (lâcher non contrôlé) pourra trouver, le plus souvent possible, un stockage libre en aval.

La préoccupation majeure, de tout gestionnaire de système d'eau, de réduire le plus possible les déversés définitifs qui se traduisent, comme on l'a déjà dit, par des pertes d'exploitation, se retrouve sous diverses formes. Dans les réseaux de production d'énergie interconnectés, par exemple, on va beaucoup plus loin que la simple tactique que nous venons d'exposer ; on cherche à prévoir les apports futurs de façon à préparer leur réception

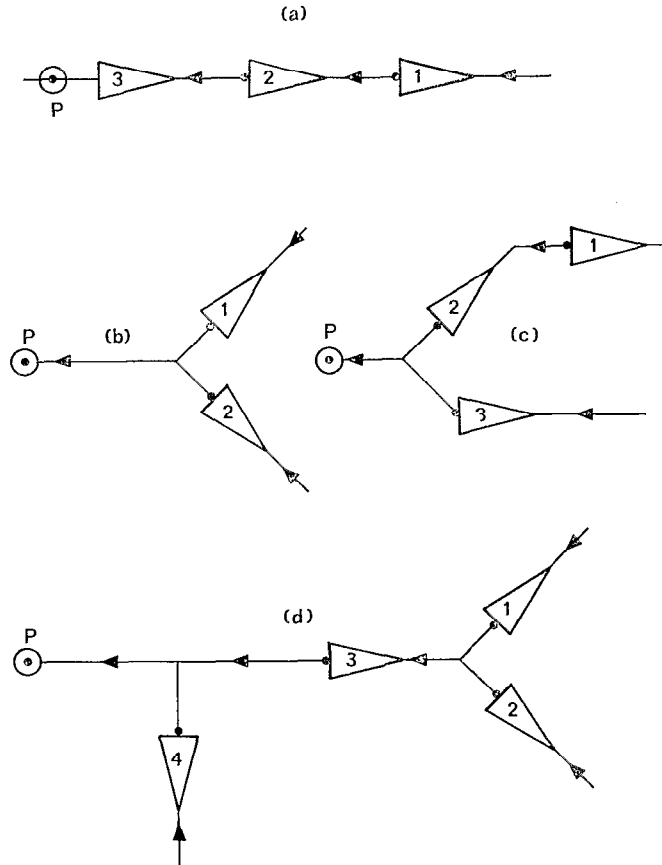


Fig. 11.

dans les réservoirs en turbinant un volume d'eau correspondant à la prévision. On appelle cela « faire du creux » ; la tactique est toutefois très différente de la précédente, car les lâchures productives des réservoirs en série sont souvent à peu près équilibrées, si bien qu'en fin d'opération ce sont plutôt les réservoirs amont qui accusent un déficit de remplissage plus important. Un mode de gestion un peu analogue peut être envisagé lorsqu'il se pose des problèmes de protection contre les crues : on a intérêt, au moment où une crue arrive, à disposer du maximum de place plutôt dans les réservoirs amont que dans les réservoirs aval ; la prévision joue alors un rôle très important dans l'efficacité de l'aménagement.

Le cas (b) de la figure 11 se rapporte à deux barrages en parallèle pur, de volumes utiles V_1 et V_2 . Les déversés d'aucun des deux ne pouvant se retrouver dans l'autre, il sera beaucoup plus difficile que dans le cas série pure de se rapprocher des conditions idéales de gestion ; par contre, le volume total des eaux contrôlées pourra être beaucoup plus important.

Si un des volumes V_1 et V_2 est beaucoup plus grand que l'autre, par exemple $V_1 > V_2$, et si les apports dans ces deux barrages sont du même ordre, on pourra adopter comme consigne fixe de puiser toujours en priorité dans V_2 , puis dans V_1 seulement quand V_2 est nul ; on fera de même à fortiori si les apports dans (2) sont plus grands que dans (1). Par contre, si les apports dans (1) sont bien plus grands que dans (2), ou si V_1 est voisin de V_2 pour des apports du même ordre, seuls des essais de simulation peuvent indiquer quelle sera la meilleure consigne fixe à adopter.

Dans ce cas, il peut être alors préférable de se tourner vers des consignes mobiles en déterminant, pour chaque pas de temps, une priorité suivant le degré de remplissage de chacun des réservoirs. On pourra alors prendre comme critère :

- priorité à (1) quand $V_{1FIN}/V_1 \geq V_{2FIN}/V_2$
- priorité à (2) quand $V_{1FIN}/V_1 < V_{2FIN}/V_2$

Ce dispositif peut être encore assoupli en ajoutant un coefficient pondérateur ALPHA qui pourra être optimisé :
— priorité à (1) quand $V1FIN/V1 \geq \text{ALPHA} * (V2FIN/V2)$

Un cas tout à fait particulier de deux barrages en parallèle est celui dans lequel le réservoir (2) par exemple est très grand par rapport à (1) alors que l'alimentation de (2) est très petite par rapport à celle de (1). On peut le rencontrer lorsqu'il existe sur un petit affluent un site de barrage (2) particulièrement intéressant comportant des possibilités de réserve inconnues sur la rivière principale (1). On barre (1) de manière à pouvoir dériver le débit, ou une partie du débit, sur (2), par un transfert quelconque, en évitant toutefois le pompage. Un tel dispositif peut être exploité en opérant des prélèvements uniquement dans (2), auquel il se comporte comme un réservoir simple avec toutefois la contrainte due au débit maximal du transfert ; mais on peut également tenir à exploiter en parallèle (1) et (2), notamment pour limiter le déficit d'exploitation en créant des creux dans (1). La consigne d'exploitation est alors évidente : ne prélever dans (2) que lorsque (1) est vide. Notons que l'existence du transfert introduit un effet de série.

Le cas (c) représente une alimentation en parallèle à deux branches, dont l'une est constituée par deux réservoirs en série. On peut exploiter un tel dispositif de la même façon que celui du cas (b) en considérant (1) et (2) comme un barrage unique de capacité utile $V1 + V2$, étant entendu que l'exploitation de ces deux barrages est conforme à ce qui a été proposé pour (a) : priorité fixe (2,1).

Dans le cas (d), la consigne sera presque à coup sûr : priorité 4, 3, 1 ou 2, mais on aura souvent avantage à la nuancer en faisant sur (3) des tirages optionnels liés à son degré de remplissage. Les combinaisons possibles sont très nombreuses.

Revenons à notre périmètre AG2 et essayons de voir comment on peut opérer si on se fixe seulement la demande totale D2, en laissant le soin au modèle de répartir au mieux les soutirages suivant une tactique et des critères qu'il est possible d'optimiser par la simulation. Le plan topologique comporte trois possibilités de prélèvement : celles dont il a été question ci-avant, soit soutirage dans R1 pur ou dans R2 pur, et celle qui fait appel au mélange des deux (Q5D2). Il n'est pas besoin de pousser beaucoup l'analyse topologique pour voir que ce troisième point de prélèvement est inutile puisqu'on peut obtenir

— du point de vue volumétrique, toutes les répartitions possibles entre les sources unité 2 et unité 4 avec les deux premiers points de prélèvement,

— du point de vue salure, tous les mélanges possibles des deux mêmes points.

Il en résulte que le troisième point de prélèvement n'apporte strictement rien de plus, et que l'unité 5 n'est pas absolument indispensable. On en revient donc à poser le problème en ces termes : comment répartir D2 entre Q2D2 et Q4D2 pour

— satisfaire d'abord D2 en quantité (volume),

— respecter ensuite les conditions imposées de salure.

On pourrait discuter ce choix des priorités. Mais si on commençait par honorer la seconde condition, on risquerait de remettre les résultats en question, lors de la mise en application de la première. Le contrôle des défaillances en matière de salure, lors de la simulation, permettra soit d'améliorer la tactique, soit de constater que la demande est trop ambitieuse et qu'il faut réduire le projet dans ce secteur, ou chercher des sources extérieures, ou mettre en œuvre des transferts à l'intérieur du système.

Comme le prélèvement « unité 2 » n'est dominé par aucune régularisation, il est normal de commencer par utiliser QS2. Si $QS2 \geq D2$, le problème quantitatif est résolu ; on passe au contrôle de salinité. Si $QS2 < D2$, on fait $Q2D2 = QS2$ (le nouveau QS2 est donc nul), et $Q4D2 = D2 - Q2D2$. On cherche alors à satisfaire Q4D2 de la même manière dont on a procédé lorsque cette variable représentait un soutirage imposé.

Supposons qu'on ait réussi à trouver une telle répartition permettant de satisfaire la demande : on a la disposition :

$$\begin{array}{r} Q2D2 \quad \text{ayant une salinité } SQS2 \\ + \quad Q4D2 \quad \text{ayant une salinité } SQS4 \\ \hline = \text{FOUR2} = D2 \quad \text{ayant une salinité } S\text{FOUR2} = (SQS2 * Q2D2 + SQS4 * Q4D2) / \text{FOUR2} \end{array}$$

avec, après l'opération :

$$\begin{array}{l} QS2 = 0 \\ QS4 \geq 0 \end{array}$$

Pour contrôler la salinité, on dispose des deux critères limites SLIMI (pour la salure instantanée) et SLIMC pour la salure moyenne cumulée. On vérifie d'abord que $SQS4 < SQS2$. En effet, s'il en était autrement, comme on a épuisé toutes les possibilités de l'unité 2 (dans le cas exemple sur lequel nous travaillons maintenant), aucune modification de la répartition ne permettrait d'améliorer SFOUR2 et on ne pourrait que constater, et non corriger, une défaillance de salinité s'il en existait.

On effectue alors un contrôle sur $C = SLIMI - SFOUR2$. Si C est positif ou nul, le problème est réglé et on passe au contrôle suivant. Si C est négatif, on cherche à corriger $SFOUR2$ en augmentant, si c'est possible, $Q4D2$, après avoir vérifié au préalable que $SQ4D2 < SLIMI$. La valeur de $Q4D2$ satisfaisant à cette condition de salinité est donnée par :

$$Q4D2 = (SLIMI - SQS2) * FOUR2 / (SQS4 - SQS2)$$

Si on peut trouver ce volume, le problème est résolu ; on pose $QS2 = QS2 - D2 + Q4D2$ et on passe au contrôle suivant. Sinon, on corrige la salure du mieux qu'on peut, en utilisant le plus grand volume $Q4D2$ disponible, donc en vidant $B2$, on affiche une défaillance de salinité, on recalcule $QS2$, et on passe au contrôle suivant.

Pour vérifier que la condition $SLIMC$ est satisfaite, il faut disposer :

- d'un totalisateur de fourniture $TFO2$,
- d'un cumulateur de salure moyenne $STF2$.

D'après le mode de prélèvement adopté jusqu'alors, les valeurs de ces variables sont devenues, à la fin du pas de temps :

$$TF = TFO2 + FOUR2$$

$$STF = (STF2 * TFO2 + SFOUR2 * FOUR2) / TF$$

On fait un contrôle sur STF . Si $SLIMC - STF$ est positif, le problème est résolu. S'il est négatif, et si la correction est possible, c'est-à-dire si l'on a $SQS4 < SLIMC < SQS2$, on calcule la nouvelle valeur à donner à $Q2D4$ pour que la condition de salure cumulée soit satisfaite :

$$Q4D2 = (SLIMC * TF - STF2 * TFO2 - SQS2 * FOUR2) / (SQS4 - SQS2)$$

d'où $Q2D2 = FOUR2 - Q4D2$, et la nouvelle valeur de

$SFOUR2 = (Q2D2 * SQ2D2 + Q4D2 * SQ4D2) / FOUR2$. En fait, les choses sont un tout petit peu plus compliquées ici parce que la salure de $QS4$ n'est pas tout à fait égale à celle de $QS3$ (eau du barrage à laquelle il est fait appel pour combler les déficits) par suite des mélanges (en proportion variable suivant les tirages) avec $AC4$ lorsque les apports intermédiaires ne sont pas négligeables ; il est aisé d'en tenir compte.

Pour nous résumer, lorsque la répartition des prélèvements n'est pas fixée de façon arbitraire, pour une demande donnée,

- on commence par épuiser le fil de l'eau,
- on puise ensuite dans les nappes s'il en est de disponible pour l'aire d'utilisation,
- on soutire enfin de l'eau des réservoirs disponibles, d'aval en amont, en se basant, en première analyse, sur les règles qui ont été édictées précédemment.
- les répartitions ainsi obtenues peuvent être remises en question, pour des nécessités de mélanges optimaux destinés à satisfaire les conditions de salures (instantanées et cumulées).

A propos des conditions de salure, on ne s'est préoccupé, dans ce qui précède, que de réduire une salure trop forte. Dans une utilisation plus élaborée on peut être amené à faire aussi des économies d'eau douce, quand le mélange initial a des critères de salinités vraiment très inférieurs aux valeurs limites, en lui rajoutant des eaux plus salées. On ne peut le faire toutefois que dans la limite où cela ne conduit pas à réduire le volume d'eau douce total stocké, auquel cas on risquerait d'augmenter au total les pertes d'exploitation en eau douce ; ceci revient à n'appliquer une telle méthode que pour la partie de la fourniture tirée simultanément de plusieurs réservoirs, et en prenant bien soin de ne pas perdre de vue les conditions générales d'exploitation de ces réservoirs.

Lorsque la salure est pour l'aménagement un problème capital, on peut être amené à prendre des mesures tout à fait particulières

- soit dans les consignes d'exploitation, par exemple en vidant certains barrages à une époque où ils contiennent une eau particulièrement salée,
- soit en prévoyant des dérivations,
- soit en construisant même des barrages-réservoirs spécialement destinés à stocker l'eau salée en des points du bassin particulièrement critiques, pour la relâcher par exemple juste avant les crues.

Toutes ces particularités doivent bien entendu figurer dans le modèle de simulation.

Un point important, concernant le calcul des salures, n'a pas été traité. En reprenant l'exemple de la figure 9, nous avons examiné le cas de $AG2$ et il n'y a là aucune difficulté. Mais prenons maintenant le cas d' $AG4$. Si $NAPP2$ et $QS9$ ne suffisent pas à honorer la demande $D4$, on va s'adresser au barrage $B3$ ($QS8$ de salure $SQS8$) ; si ça ne suffit pas, on ira voir $B1$ qui fournira un débit $QS6$ de salure $SQS6$, puis $B2$ qui donnera $QS3$ de salure $SQS3$.

En ce qui concerne la satisfaction volumétrique de la demande, tout se passe comme si les débits $QS6$, $QS8$ et $QS3$ étaient dérivés directement de $B3$, $B1$, $B2$ jusqu'à la prise du prélèvement vers $AG4$, même s'il y avait d'autres réservoirs sur le parcours. Mais en réalité, ces débits vont emprunter le réseau hydrographique commun ; ils vont donc s'y mélanger entre eux et avec tous les autres débits transités, et les salures qui avaient été calculées précédemment ne seront plus exactes.

Si on n'utilise pas les tests de salure pour modifier la répartition des prélèvements, la solution est encore assez simple. On procède comme il a été dit précédemment, mais sans s'occuper des salures et en incrémentant, chaque fois que c'est nécessaire, les débits sortis des barrages, des lâchers provoqués successivement par les différentes demandes, et en retenant les valeurs des différents prélèvements, ce qui se fait du reste automatiquement par le mode de notation que nous avons indiqué. Supposons que tous les débits transités aient été initialisés, comme on l'indique plus loin, et qu'on leur ait affecté les valeurs Q_{Sn} . Appelons d'autre part S_{nSj} le soutirage effectif imposé au barrage n par la demande j , valeur qu'on retiendra également. On peut dresser le tableau suivant des soutirages totaux et des lâchures naturelles (déversements lors du remplissage) :

							Total
QS3 :	S3S2	S3S3	S3S4	S3S7	S3S8	S3S9	ST3
QS6 :	S6S3	S6S4	S6S7	S6S8	S6S9		ST6
QS8 :	S8S4	S8S7	S8S8	S8S9			ST8
QS10 :	S10S7	S10S8	S10S9				ST10
QS13 :	S13S9						ST13

Pour le sous-système de la rivière R9, le problème ne se pose pas puisqu'il n'y a qu'une aire d'utilisation, donc un seul transit à effectuer dans le réseau hydrographique.

Bien entendu, le tableau ci-dessus ne doit comporter que les prélèvements qui sont susceptibles de se mélanger avec d'autres débits transités avant le point de départ pour la zone d'utilisation, c'est-à-dire, en fait, les lâchures volontaires dans le réseau hydrographique. Certains ou tous les éléments du tableau peuvent être nuls lors de l'accomplissement d'une boucle MOIS. Il convient donc de les mettre à zéro au début de l'exécution de chacune de ces boucles. Si les débits ainsi transités doivent traverser des réservoirs, il conviendra également de retenir les volumes initiaux contenus dans ces barrages et leur salure : V_{In} et S_{In} .

On procède alors au calcul des salures d'amont en aval de la façon suivante :

Jusqu'à QS2, il n'y a pas de problème, le calcul de la salure est fait en même temps que celui du fonctionnement de AG1. Dans ce qui suit, on négligera les colatures pour alléger l'écriture : leur prise en compte est immédiate.

$$\begin{aligned}
 QS3 &= QS3 + ST3 \\
 SQS4 &= (QS3 * SQS3 + SAC4 * AC4) / (QS3 + AC4) \\
 SD2 &= (SQS4 * Q4D2 + QS2 * Q2D2) / FOUR2 \\
 QS4 &= QS4 - FOUR2 \\
 QS5 &= QS2 + QS4 \text{ (si on a conservé l'unité 5)} \\
 SQS5 &= (QS2 * SQS2 + QS4 * SQS4) / QS5 \\
 QS6 &= QS6 + ST6 \\
 QS7 &= QS6 + AC7 + QS5 \\
 SQS7 &= (QS6 * SQS6 + AC7 * SAC7 + QS5 * SQS5) / QS7 \\
 SD3 &= SQS7 \\
 QS7 &= QS7 - Q7D3 \\
 QS8 &= QS8 + ST8 \\
 QS9 &= QS7 + QS8 + AC9 \\
 SQS9 &= (SQS7 * QS7 + QS8 * QS8 + SAC9 * AC9) / QS9 \\
 SD4 &= (SQS9 * Q9D4 + QN2D4 * SN2) / FOUR4 \\
 S10FIN &= (SQS9 * QS9 + SAC10 * AC10 + VII0 * SII0) / (QS9 + AC10 + VII0) \\
 SQS10 &= S10FIN
 \end{aligned}$$

(Notons qu'il n'y a pas lieu de modifier le volume final déjà calculé pour le réservoir, puisque les débits supplémentaires introduits ne font qu'y transiter)

$$\begin{aligned}
 QS10 &= QS10 + ST3 + ST6 + ST8 \\
 QS11 &= QS10 + AC11 \\
 SQS11 &= (SQS10 * QS10 + SAC11 * AC11) / QS11 \\
 SD7 &= SQS11 \\
 QS11 &= QS11 - Q11D7 \\
 QS12 &= QS11 + AC12 \\
 SQS12 &= (SQS11 * QS11 + SAC12 * AC12) / QS12 \\
 SD8 &= SQS12 \\
 QS12 &= QS12 - Q12D8 \\
 S13FIN &= (SQS12 * QS12 + VII3 * SII3) / (QS12 + VII3) \\
 SD9 &= S13FIN
 \end{aligned}$$

Il faut remarquer que, dans cette opération, on ne refait pas le bilan volumétrique des réservoirs qui a fait l'objet du premier calcul, ce qui, entre autres, dispense de recourir à nouveau aux algorithmes concernant le fonctionnement de ces réservoirs.

Par ailleurs, on n'a parlé ni des prélèvements pour l'eau potable (D5), ni du transfert de B5 vers B6. Ces deux opérations sont effectuées immédiatement après l'initialisation des réservoirs dans la boucle mois ; pour l'eau potable, il s'agit d'une satisfaction de demande comme les autres mais qui, par la position topologique de ses points de prélèvement n'interfère pas avec le reste. Le transfert est déclenché par les conditions de remplissage à la fois de B5 et de B6 ; l'opération est faite avant qu'on s'occupe de la satisfaction des demandes ; son influence sur la salure de B6 est calculée à ce moment et ne sera pas revue au cours du calcul sur les unités hydrauliques.

Si on veut rendre les tests de salure opérationnels, c'est-à-dire se baser sur eux soit pour corriger les mélanges de façon à satisfaire les conditions de salures des demandes, soit pour économiser les eaux douces, on peut imaginer de nombreuses méthodes de calcul, mais on n'évitera pas les itérations. La plus simple semble a priori celle qui consiste à procéder comme ci-dessus pour une première détermination des partages volumétriques, puis pour le calcul des salures, à utiliser les tests sur les salures pour corriger les répartitions lorsque les exigences des demandes ne sont pas satisfaites, puis refaire totalement les bilans volumétriques et conclure par un nouveau calcul des salures, considéré cette fois comme définitif. Encore faudrait-il s'assurer, pour être rigoureux, qu'une seule itération soit suffisante, c'est-à-dire qu'en procédant ainsi on a bien tiré le maximum des possibilités de l'aménagement, compte tenu du degré d'élaboration des consignes.

Nous n'avons pas la prétention d'avoir été complet dans la description des opérations qu'il est possible d'effectuer sur les unités hydrauliques en relation avec la satisfaction des demandes. Le problème des transferts et des jonctions est tellement spécifique qu'à part les quelques indications que nous avons données et que nous donnerons à propos des algorithmes opératoires, il vaut mieux laisser cela au bon sens et à l'analyse de chaque aménagement particulier.

4.5. ALGORITHMES OPÉRATOIRES.

4.5.1. Fonctionnement d'un réservoir.

Reprenons les graphiques de la figure 2. Le plan d'eau dans un réservoir, hors les périodes de déversement, peut atteindre au maximum la cote HMAX pour laquelle la retenue contient un volume VMAX. Cette cote correspond au début du fonctionnement des organes évacuateurs du barrage. S'il s'agit par exemple d'un évacuateur de surface à déversoir libre, c'est la cote du point le plus bas du seuil déversant ; si le seuil est équipé de vannes, c'est la cote pour laquelle on commence à manœuvrer les vannes. On supposera qu'après toute évacuation de crue la cote dans la retenue est égale à HMAX. On supposera également que tout excédent du bilan du réservoir durant le pas de temps est évacué complètement après la fin de l'intervalle de temps sur lequel est établi ce bilan.

Ces premières hypothèses, qu'on ne saurait accepter pour d'autres opérations, telles que l'étude du laminage d'une crue, sont parfaitement valables lorsqu'il s'agit d'étudier la gestion d'un réservoir et sont d'autant mieux justifiées que le pas de temps choisi pour le calcul est plus grand (mensuel par exemple).

La cote minimale dans la retenue (HMIN) est celle à partir et en dessous de laquelle on s'interdit d'effectuer des prélèvements. Elle peut correspondre à une limite inférieure technique effective des possibilités de prélèvement (calage de la prise) ou simplement à une consigne. Au cours d'une étude sur les variations de l'efficacité du réservoir dans le temps, elle peut varier suivant le colmatage dû à la sédimentation des apports solides. Notons enfin que, si on interdit le prélèvement en dessous de HMIN, cela ne veut pas dire que le plan d'eau dans la retenue ne puisse pas atteindre une cote inférieure à HMIN. En effet, l'évaporation peut suffire à faire baisser ce plan d'eau ; c'est alors HO qui constitue la limite inférieure possible.

Lors de l'opération de bilan d'un réservoir sur l'intervalle correspondant au pas de temps, les apports sont connus (ou supposés tels), les prélèvements correspondant aux demandes aussi ; ceux qui correspondent à des transferts sont calculés généralement à partir des conditions d'état du système se rapportant soit au réservoir en cours de calcul, soit à des éléments extérieurs à l'unité à laquelle appartient ce réservoir. Restent les prélèvements par évaporation.

Soit HDEB la hauteur de la retenue au début du pas de temps et HFIN celle qui est atteinte à la fin, auxquelles correspondent des volumes VDEB et VFIN et des surfaces SDEB et SFIN. Si on suppose que la vitesse d'évaporation est constante durant l'intervalle de temps $(t_1, t_1 + 1)$, soit E exprimée en hauteur évaporée pendant cet intervalle, la perte en volume est égale à

$$V_E = \frac{E}{\Delta T} \int_{t=t_1}^{t=t_1+1} S(t) dt$$

Or il est bien évident que l'on ne connaît, au moment du calcul, ni la forme de $S(t)$, ni même la valeur $S(t_1 + 1)$ qui permettrait d'estimer une valeur approchée $V_E = E^* (S(t_1) + S(t_1 + 1)) / 2 \Delta T$. Même en s'en tenant à cette

approximation, qui constitue finalement la forme la plus élaborée possible du calcul, on ne peut opérer que par approximations successives.

Si, de plus, on peut admettre que la variation HFIN-HDEB est suffisamment petite pour que $S(t_i)$ soit voisin de $S(t_{i+1})$, on se contente d'estimer V_E par $E \cdot S(t_i) / \Delta T$. A moins d'une exploitation particulièrement brutale de réservoirs de petites dimensions, cette approximation est largement suffisante, surtout si on tient compte de l'incertitude inévitable sur la variation de $S(t)$ dans l'intervalle. Il est alors possible de simplifier beaucoup les calculs. Outre qu'on peut se passer d'itération, puisqu'on n'introduit plus que la quantité connue $S(t_i)$, on n'a même plus besoin de la fonction $S(H)$ elle-même, c'est-à-dire de l'algorithme permettant de calculer la surface de la retenue connaissant sa cote. Il suffit en effet de faire, au début du mois

$$HDEB = HDEB - E$$

c'est-à-dire de soustraite directement, de la cote dans la retenue, la hauteur évaporée dans le mois, puis de calculer, au moyen de la fonction volume, le nouveau volume $V(HDEB)$.

Une fois que les opérations de bilan ont été effectuées, il faut disposer d'une fonction permettant de calculer la cote correspondant au nouveau volume. On doit donc introduire dans le modèle la fonction $V(H)$ et son inverse $H(V)$. La courbe de remplissage $V(H)$, figure 2, est divisée en $KMAX$ tronçons, à partir de H_0 jusqu'à une cote qui soit supérieure à $HMAX$. Les tronçons sont numérotés de 1 à $KMAX$, ainsi que les points qui constituent leurs limites inférieures. Le point qui limite supérieurement la courbe est numéroté $LMAX = KMAX + 1$. Chaque tronçon de courbe est assimilé à un arc de parabole défini par

- sa limite inférieure numérotée L , à laquelle correspond
 - une hauteur $HP(L)$,
 - un volume $Q(L)$,
- un point intermédiaire numéroté L et situé en principe vers le point d'abscisse $(HP(L) + HP(L + 1))/2$, auquel correspond
 - une hauteur $HINT(L)$,
 - un volume $QINT(L)$,
- sa limite supérieure $HP(L + 1)$ qui constitue la limite inférieure du tronçon $L + 1$.

Les valeurs correspondant à ces variables sont directement relevées sur la courbe de remplissage et perforées sur cartes de la façon suivante :

1^{re} carte : hauteurs HP .

$LMAX$ en 12, colonnes 1 et 2.

$HP(L)$, au maximum 15 valeurs en format 15 F 5.2, c'est-à-dire en cm, sans point décimal ; à la lecture, HP se trouvera convertie en mètres. Colonnes 3 à 77.

2^e carte : volumes Q .

$Q(L)$, au maximum 15 valeurs, lues dans un format tel que le volume se trouve converti en millions de m^3 :

- retenue de moins de 100 millions de m^3 ; unité 1 000 m^3 , valeurs perforées sans point décimal et lues en 15 F 5.3.

— retenue de moins de 1 milliard de m^3 ; unité 10 000 m^3 , lecture en 15 F 5.2.

— retenue de moins de 10 milliards de m^3 ; unité 100 000 m^3 , lecture en 15 F 5.1.

— retenue de plus de 10 milliards de m^3 ; unité 1 million de m^3 , lecture en 15 F 5.0.

3^e carte : hauteurs $HINT$.

$HINT(L)$, comme $HP(L)$ mais dans les colonnes 1 à 70 (on perfore au maximum 14 valeurs).

4^e carte : volumes $QINT$.

$QINT(L)$ comme $Q(L)$ (maximum 14 valeurs).

Ce dispositif permet d'analyser la courbe de remplissage avec 14 tronçons, ce qui est toujours très largement suffisant.

Les coefficients de chacun des tronçons sont calculés dans un programme qui utilise les cartes précédentes, tel que le programme POH602 de l'ORSTOM, présenté sur le tableau II. Le volume correspondant à une cote HT dans la retenue, comprise entre $H(L)$ et $H(L + 1)$, est donné par la formule

$$X * (C(1,L) * X + C(2,L)) + C(3,L)$$

où $X = HT - HP(L)$, et où $C(1,L)$ est le coefficient du terme de second degré dans l'équation de la parabole correspondant au tronçon L , $C(2,L)$ celui du terme de premier degré et $C(3,L)$ le terme constant. La courbe de remplissage est complètement déterminée par

- les $LMAX$ valeurs de $HP(L)$,
- les $LMAX$ valeurs de $Q(L)$,
- les $KMAX$ valeurs de $C(1,L)$,
- les $KMAX$ valeurs de $C(2,L)$,
- les $KMAX$ valeurs de $C(3,L)$.

```

C   PROGRAMME PCH 602
C   CALCUL DE LA COURBE DE REMPLISSAGE D UN RESERVOIR
      DOUBLE PRECISION HP,Q,HINT,QINT,C,CC,D,DQIN,DINT,HT,X
      DIMENSION KHP(16),MANT(3,15),IDEBI(1000),ICAR(3,15)
      DIMENSIONHP(16),Q(16),HINT(15),CINT(15),C(3,15),F(1000),DEB(1000)
      DIMENSION FRAG(18),LQ(16)
10  FORMAT(1X,F27.2,F28.3)
12  FORMAT(2I2,I4,18A4)
95  READ(5,18)NBAR,FRAG
18  FORMAT(I8,18A4)
      IF(NBAR.EQ.0)GO TO 400
      WRITE(6,19)FRAG
19  FORMAT('1'///20X,18A4//)
98  READ(5,1)LMAX,(HP(L),L=1,LMAX)
      1 FORMAT(I2,15F5.2)
      IF(LMAX)99,400,99
99  READ(5,2)(Q(L),L=1,LMAX)
      2 FORMAT(15F5.2)
      DO 50 N=1,LMAX
50  LQ(N)=Q(N)*100
      KMAX=LMAX-1
      READ(5,2)(HINT(L),L=1,KMAX)
      READ(5,2)(QINT(L),L=1,KMAX)
      DO100 L=1,KMAX
      DQ=Q(L+1)-Q(L)
      D=HP(L+1)-HP(L)
      DQIN=QINT(L)-Q(L)
      DINT=HINT(L)-HP(L)
      C(1,L)=(DINT*DQ-DCIN*D)/(C*QINT*(C-DINT))
      C(2,L)=DQ/D-C(1,L)*D
100 C(3,L)=Q(L)
      WRITE(6,6)
      6 FORMAT(1X,'VALEURS DE C'//)
      WRITE(6,7)
      7 FORMAT(19X,'C(1,L)',16X,'C(2,L)',16X,'C(3,L)'//)
      WRITE(6,5)(L,(C(K,L),K=1,3),L=1,KMAX)
      5 FORMAT(5X,'L =',I3,E18.7,2E22.7)
      WRITE(6,11)(L,HP(L),Q(L),L=1,LMAX)
11  FORMAT(///1X,'VALEURS DE HP(L) ET DE VP(L)'///20X,'L',5X,'HP(L) E
      1N METRES',5X,'VP(L) EN MILLIONS DE M3'///(19X,I2,F14.2,15X,F10.2//
      2)
      IMAX=(HP(LMAX)-HP(1)+2.00)/2.00
      H(1)=HP(1)
      DEB(1)=Q(1)
      DO300 I=2,IMAX
      H(I)=H(I-1)+2.
      HT=H(I)
      IF(HT-HP(KMAX))120,110,110
110 L=KMAX
      GOTO150
120 DO140 I=2,KMAX
      IF(HT-HP(L))130,130,140
130 L=L-1
      GOTO150
140 CONTINUE
150 X=HT-HP(L)
      DEB(I)=X*(C(1,L)*X+C(2,L))+C(3,L)
      IF(DEB(I))299,300,300

```

Tableau II


```

259 DEB(I)=0
300 CONTINUE
   WRITE(6,8)FRAG
   8 FORMAT('1 '/' BAREME HAUTEURS - VOLUMES',5X,18A4//)
   WRITE(6,9)
   9 FORMAT(21X,'HAUTEUR (M)',10X,'VOLUME(MILLIONS M3)'/)
   DO 500 I=1,IMAX
   H(I)=H(I)+0.005
   R=DEB(I)
   IF(R-1.)1000,1001,1001
1000 WRITE(6,2000)H(I),DEB(I)
2000 FORMAT(1X,F27.2,F28.3)
   GO TO 500
1001 IF(R-10.)1002,1003,1003
1002 Y=R*100.
   Z=Y+C.5
   IY=IFIX(Y)
   IZ=IFIX(Z)
   ZA=DEB(I)+0.005
   IF(IZ-IY)1102,1102,1103
1102 WRITE(6,2001)H(I),DEB(I)
2001 FORMAT(1X,F27.2,F27.2)
   GO TO 500
1103 WRITE(6,2001)H(I),ZA
   GO TO 500
1003 IF(R-100.)1004,1005,1005
1004 Y=R*10.
   Z=Y+C.5
   IZ=IFIX(Z)
   IY=IFIX(Y)
   ZA=DEB(I)+0.05
   IF(IZ-IY)1104,1104,1105
1104 WRITE(6,2002)H(I),DEB(I)
2002 FORMAT(1X,F27.2,F26.1)
   GO TO 500
1105 WRITE(6,2002)H(I),ZA
   GO TO 500
1005 IF(R-1000.)1006,1007,1007
1006 Y=R
   Z=Y+C.5
   IZ=IFIX(Z)
   IY=IFIX(Y)
   ZA=R+C.5
   IF(IZ-IY)1106,1106,1107
1106 WRITE(6,2003)H(I),DEB(I)
2003 FORMAT(1X,F27.2,F25.0)
   GO TO 500
1107 WRITE(6,2003)H(I),ZA
   GO TO 500
1007 IF(R-10000.)1008,1009,1009
1008 Y=R
   Z=Y+5.
   IZ=IFIX(Z)
   IY=IFIX(Y)
   IF(IZ-IY)1117,1117,1118
1117 IDEBI(I)=IY/10
1009 WRITE(6,2004)H(I),IDEBI(I)
2004 FORMAT(1X,F27.2,20X,I3,'0')

```

Tableau II (suite 1)

```

GO TO 500
1108 IDEBI(I)=IZ/10
WRITE(6,2004)H(I),IDEBI(I)
GO TO 500
1009 IF(R-100000.)1010,1011,1011
1010 Y=R
Z=Y+50.
IZ=IFIX(Z)
IY=IFIX(Y)
IF(IZ-IY)1200,1200,1201
1200 IDEBI(I)=IY/100
1019 WRITE(6,2005)H(I),IDEBI(I)
2005 FORMAT(1X,F27.2,19X,I3,'00')
GO TO 500
1201 IDEBI(I)=IZ/100
WRITE(6,2005)H(I),IDEBI(I)
1011 GO TO 500
500 CCNTINUE
DO 160 L=1,LMAX
R=HP(L)
IF(R)161,162,163
161 KHP(L)=R*100.-0.1
GO TO 160
162 KHP(L)=0
GO TO 160
163 KHP(L)=R*100.+0.1
160 CCNTINUE
WRITE(7,14)LMAX,(KHP(L),L=1,LMAX)
14 FORMAT(I2,15I5)
WRITE(7,14)LMAX,(LQ(L),L=1,LMAX)
DO 165 K=1,3
165 WRITE(7,16)K,(C(K,L),L=1,KMAX)
16 FORMAT(I1,4D17.10/(4D17.10))
GO TO 95
400 STOP
END

```

Tableau II (suite 2)

Ces valeurs sont sorties sur cartes perforées par POH602 suivant les formats :

LMAX et HP(L) converties en valeurs entières (cm) : (I2,15I5)

LMAX et Q(L) converties en valeurs entières suivant l'unité choisie : (I2,15I5)

K et C(K,L), K variant de 1 à 3 : (I1,4D17.10/(4D17.10))

étant entendu qu'il y a, pour chaque C, autant de cartes qu'il est nécessaire.

POH602 imprime également les résultats ; on en donne un exemple dans le tableau III.

Lorsqu'un aménagement comporte plusieurs réservoirs, on pourrait discerner les paramètres des courbes de remplissage de chacun d'eux en affectant les variables d'un indice supplémentaire, par exemple HP(n,L), C(n,K,L). En fait, on préfère créer autant de variables qu'il y a de réservoirs : HPn(L), VPn(L), Cn(K,L) ; il est ainsi plus facile de rendre les notations homogènes sans augmenter la place en mémoire. En effet, toutes les unités ne comportent pas de réservoirs et, avec la première notation, on serait contraint de laisser des places vides dans les matrices, sans en tirer un avantage quelconque dans le programme de calcul.

BARRAGE 10

VALEURS DE C

	C(1,L)	C(2,L)	C(3,L)
L = 1	0.53981110-01	-0.19703100+00	0.0
L = 2	0.86487590-01	0.82926330+00	0.30000000+01
L = 3	0.93370680-01	0.26610640+01	0.10000000+02
L = 4	0.12882450+00	0.33558780+01	0.26000000+02
L = 5	0.93397750-01	0.49330110+01	0.46000000+02

VALEURS DE HP(L) ET DE VP(L)

L	HP(L) EN METRES	VP(L) EN MILLIONS DE M3
1	185.00	0.0
2	194.50	3.00
3	199.90	10.00
4	205.00	26.00
5	210.00	46.00
6	215.00	73.00

BAREME HAUTEURS - VOLUMES

BARRAGE 10

HAUTEUR (M)	VOLUME (MILLIONS M3)
185.00	0.0
187.00	0.0
189.00	0.076
191.00	0.761
193.00	1.88
195.00	3.44
197.00	5.61
199.00	8.48
201.00	13.0
203.00	19.1
205.00	26.0
207.00	33.2
209.00	41.5
211.00	51.0
213.00	61.6
215.00	73.0

Tableau III

Les cartes HP, Q et C sont introduites dans les données et lues par le programme « modèle ». Le problème, au cours des opérations de simulation, est de pouvoir calculer V connaissant H, et H connaissant V. La première opération s'effectue à partir de l'équation déjà citée, par l'intermédiaire d'un sous-programme

FUNCTION V(HP, C, XH, KMAX)

dans lequel XH désigne la cote dans la retenue pour laquelle on désire calculer le volume ; ce sous-programme détermine dans quel tronçon se situe XH et applique l'équation de la parabole calculée pour ce tronçon.

La seconde opération fait appel à un sous-programme

FUNCTION H(VP, C, HP, XV, KMAX)

dans lequel XV désigne le volume dans la retenue pour lequel on veut calculer la cote ; ce sous-programme détermine dans quel tronçon se situe XV, en utilisant cette fois les VP, et résoud suivant H l'équation de la parabole correspondant à ce tronçon.

Comme dans les modèles de simulation les volumes sont généralement traités en milliers de m³, alors que sur les cartes relatives aux courbes de remplissage ils sont indiqués en millions de m³, les sous-programmes H et V contiennent un changement d'unités. Ces programmes sont listés sur le tableau IV.

On doit voir maintenant comment, en utilisant les fonctions H et V, on fait le remplissage initial d'un réservoir compte tenu

- de l'évaporation qu'on prélève au début du pas de temps, suivant l'approximation dont on a parlé précédemment,
- des apports qui comportent les débits QS(n — 1) du réseau hydrographique à l'entrée dans l'unité, les colatures éventuelles de la demande amont, et les apports intermédiaires propres à l'unité,
- de l'état du réservoir avant l'opération de remplissage.

S'il y a lieu, on introduit les paramètres nécessaires aux calculs de salinité.

```

FUNCTION V(HP,C,XH,KMAX)
DOUBLE PRECISION C,X
DIMENSION HP(16),C(3,16)
IF(XH-HP(KMAX)) 100,105,105
105 L=KMAX
GOTO 120
100 DO 115 L=2,KMAX
IF(XH-HP(L)) 110,110,115
110 L=L-1
GOTO 120
115 CONTINUE
120 X=XH-HP(L)
V=(X*(C(1,L)*X+C(2,L))+C(3,L))*1000
IF(V)130,140,140
130 V=C.
140 RETURN
END

FUNCTION H(VP,C,HP,XV,KMAX)
DOUBLE PRECISION C,X,C1,C2,C3,DISCR
DIMENSION VP(16),C(3,16),HP(16)
X=XV/1000.
IF(X-VP(KMAX))100,105,105
105 L=KMAX
GOTO 120
100 DO 115 L=2,KMAX
IF(X-VP(L))110,110,115
110 L=L-1
GOTO 120
115 CONTINUE
120 C1=C(1,L)
C2=C(2,L)
C3=C(3,L)
IF(ABS(C1)-1.0-30)130,135,135
130 H=HP(L)+(X-C3)/C2
GOTO 300
135 DISCR=(X+C2*C2/(4.00*C1)-C3)/C1
IF(DISCR)140,150,150
140 DISCR=C
150 IF(C1)160,170,170
160 H=HP(L)-C2/(2.00*C1)-DSQRT(DISCR)
GOTO 300
170 H=HP(L)-C2/(2.00*C1)+DSQRT(DISCR)
300 RETURN
END

```

Tableau IV

Le tableau V donne un sous-programme SUBROUTINE, dit REMBAR, permettant d'effectuer un tel calcul. Les arguments de la SUBROUTINE ont les significations suivantes.

HFIN :	Dans le programme principal, avant l'appel de la SUBROUTINE, c'est la cote dans le réservoir à la fin du pas de temps précédent. Après l'appel de la sous-routine, sa valeur est changée dans le programme principal pour tenir compte de l'opération de remplissage indiquée ci-dessus.
EVAP :	Evaporation retenue pour l'intervalle de temps considéré.
HO :	Cote correspondant à un volume nul du réservoir.
HP, CX, KMAX, VP :	Caractéristiques de la courbe de remplissage définies ci-avant.
VFIN :	Volume dans la retenue correspondant à HFIN.
SFIN :	Salure de VFIN.
APPORT :	Apports dans le barrage durant l'intervalle de temps considéré.
SAPPO :	Salure des apports.
VMAX :	Volume maximal de retenue (déjà défini).
QS :	Débit de sortie de l'unité, égal au déversement du barrage.
SQS :	Salure de QS.

```

      SUBROUTINE REMBAR(HFIN, EVAP, HO, HP, CX, KMAX, VP, VFIN, SFIN, APPORT,
      1SAPPC, VMAX, QS, SQS)
C  SOUS_PROGRAMME POUR LE REMPLISSAGE D'UN BARRAGE (BILAN DES APPORTS ET
C  DE L'EVAPORATION A L'EXCLUSION DES PRELEVEMENTS.)
C
      DOUBLE PRECISION CX
      DIMENSION HP(16), CX(3,15), VP(16)
C
      IF(VMAX-1.E-5) 70, 70, 75
70  QS=APPORT
      SQS=SAPPO
      GO TO 100
75  HDEB=HFIN-EVAP
      IF(HDEB-HO-0.0001) 80, 80, 81
80  HDEB=HO
      VDEB=C.
      SDEB=C.
      GO TO 82
81  VDEB=V(HP, CX, HDEB, KMAX)
      IF(VDEB.LT.1.E-5) GO TO 80
      SDEB=VFIN*SFIN/VDEB
82  VFIN=VDEB+APPORT
      IF(VFIN-0.0001) 83, 83, 84
83  SFIN=C.
      VFIN=C.
      HFIN=HO
      QS=0.
      SQS=0.
      GO TO 100
84  SFIN=(VDEB*SDEB+APPCRT*SAPPC)/VFIN
      IF(VFIN-VMAX) 91, 91, 92
91  QS=0.
      SQS=C.
      HFIN=H(VP, CX, HP, VFIN, KMAX)
      GO TO 100
92  QS=VFIN-VMAX
      VFIN=VMAX
      SQS=SFIN
      HFIN=F(VP, CX, HP, VMAX, KMAX)
100 RETURN
      END

```

Tableau V

L'opération de remplissage est effectuée en une seule fois, au début de l'intervalle de temps considéré, sans tenir compte des prélèvements dus aux demandes ou aux transferts. Les déversements, qui se traduisent par un débit Q_{Sn} sortant du barrage, sont calculés à ce moment-là. Lorsqu'il n'y en a pas, l'hypothèse de calcul est complètement vérifiée ; s'ils ne sont pas nuls, ils seront surestimés puisque les prélèvements, qui s'effectuent en principe tout au long du mois, créent des « creux » valorisant l'utilisation du réservoir. Il est rare toutefois que cet effet, qui va dans le sens de la sécurité, soit de quelque importance ; de toute façon, le déversement n'est définitif qu'après la dernière prise d'utilisation ; tant qu'on n'en arrive pas là, l'eau reste dans le système.

Les « *FUNCTION* » V et H ne sont pas utilisées que pour le remplissage ; on les retrouve chaque fois qu'il est fait appel au réservoir pour satisfaire une demande ou un transfert.

4.5.2. *Fonctionnement d'une nappe.*

Il faut bien s'entendre. Un modèle de simulation d'aménagement, tel que nous le présentons, n'a pas de vocation pour définir les mouvements à l'intérieur d'une nappe souterraine, ni même pour utiliser finement tous les résultats qu'on pourrait tirer d'un modèle spécialisé dans la gestion des eaux souterraines. Il s'agit ici de tenir compte, dans un projet intégré basé essentiellement sur l'utilisation des eaux de surface, d'apports complémentaires susceptibles d'être fournis localement par des nappes souterraines d'extension généralement limitée. Les deux facteurs qu'il importe alors de connaître sont :

- le volume utilisable maximal de la nappe,
- son mode de réalimentation.

Si le modèle est dynamique et si on veut faire entrer les nappes dans le jeu des prélèvements optionnels, il faut en plus, pour chaque nappe, fixer le débit maximal de pompage, soit, en l'occurrence, le volume maximal qu'il est possible de prélever dans la nappe durant l'intervalle de temps considéré.

Le volume maximal d'une nappe i , qu'on appellera $VMNA_i$, devrait être fixé par un hydrogéologue. En principe, cela ne pose pas trop de problèmes, à condition d'avoir entrepris les études nécessaires et d'avoir pu déterminer les limites d'utilisation de la nappe, tant dans son extension en plan que dans sa dimension verticale.

Le problème de la réalimentation est beaucoup plus délicat. La véritable solution relève de la mise en œuvre de modèles hydrogéologiques analogiques ou digitaux, et la schématisation destinée à la prise en compte des nappes dans le genre d'affaire qui nous occupe, risque de se traduire par des hypothèses vraiment trop peu réalistes. Il est donc fortement conseillé de demander l'avis d'un hydrogéologue, et même d'entreprendre des études spécialisées avant de construire un tel algorithme. Cela n'est pas toujours possible et nous indiquerons deux cas simples extrêmes dans lesquels il est au moins possible de décrire l'algorithme, s'il n'est pas souvent facile d'en chiffrer les paramètres.

Dans un premier cas, on supposera que la nappe i correspond à une formation locale, aux limites bien définies, ou tout au moins qu'il est possible d'en définir un périmètre d'exploitation peu influencé par les conditions aux limites. On supposera également que la réalimentation ne peut se faire qu'à partir des apports du bassin versant intermédiaire correspondant à l'unité hydraulique n dans laquelle elle se trouve. Si, pendant l'intervalle de temps considéré, les apports intermédiaires ont été de AC_n , et si le coefficient de ruissellement a été égal à R_n , on a, en désignant par $RASP$ le rapport de la surface du périmètre d'exploitation de la nappe à celle du bassin versant intermédiaire :

$$\text{Volume de réalimentation} = RASP * AC_n * (1 - R_n) / R_n$$

Toute la difficulté réside dans l'estimation de R_n , d'autant plus que ce coefficient a toutes les chances d'être variable avec notamment la valeur de AC_n . Il conviendra donc de se montrer prudent et d'effectuer, entre autres, une analyse de la sensibilité des résultats de la simulation à la variation de ce paramètre. On peut améliorer l'approche en cherchant à définir directement par l'expérience (mesures piézométriques) une relation entre le volume de réalimentation et AC_n ou la pluie sur le bassin intermédiaire. On donne ci-après un exemple de calcul tiré d'un programme existant dans lequel on a fait $KNAP_3 = RASP * (1 - R_3) / R_3$, 3 étant le numéro de la nappe. $VONAP_3$ désigne l'état de la nappe (volume actuel).

```

1098  X = KNAP3 * AC3
      Y = VMNA3 - VONAP3
      IF (X - Y) 1101, 1102, 1102
1101  VONAP3 = VONAP3 + X
      AC3 = AC3 - X
      GOTO 1105
1102  VONAP3 = VMNA3
      AC3 = AC3 - Y
1105  (suite du programme)

```

Dans un deuxième cas, on supposera qu'il s'agit d'une nappe alluviale dont la réalimentation est due uniquement au cours d'eau lui-même, sans influence notable du bassin intermédiaire. Il est alors naturel de supposer que le débit de réalimentation est une fonction croissante du débit du cours d'eau, par exemple qu'il est proportionnel à l'excès de ce dernier débit par rapport à un certain seuil AnLIMi. On aurait alors, suivant l'exemple tiré également d'un modèle existant, l'algorithme (unité 2, nappe 2) :

```

X = QS2 — A2LIM2
Y = VMNA2 — VONAP2
IF (X) 1091, 1091, 1092
1091 X = 0
      GOTO 1095
1092 X = K2 * X
      IF (X — Y) 1095, 1095, 1093
1093 X = Y
1095 QS2 = QS2 — X
      VONAP2 = VONAP2 + X

```

K2 est le coefficient de réalimentation de la nappe.

4.5.3. Fonctionnement d'un périmètre irrigué.

Les exigences d'un périmètre irrigué se comportent comme n'importe quelle demande, à ceci près qu'une partie des prélèvements est restituée par le sol ; c'est ce qu'on appelle les colatures. Elles correspondent à l'excédent d'irrigation, à l'eau non utilisée par les plantes pour leur développement ou par l'évaporation du sol. Elles sont généralement estimées comme une fraction de la fourniture : COECOj, coefficient de colature du périmètre caractérisé par une demande Dj.

Il n'est pas toujours facile de se procurer une valeur de ce coefficient, qui ne peut du reste qu'être une valeur moyenne, étant donné sa variabilité. Lorsque le périmètre existe déjà et comporte un réseau de drainage organisé se déversant dans des collecteurs où le débit est continuellement mesuré, la détermination est aisée. Lorsqu'on envisage des réseaux du même type, qui seront exploités d'une manière bien définie, on peut procéder à des évaluations par analogie.

Lorsque le drainage est diffus, non organisé, il peut être assimilé à de l'infiltration, passe en totalité par la nappe phréatique et il est pratiquement incontrôlable.

Les chiffres qu'on donne habituellement pour COECOj tournent autour de 0,10, pouvant varier en gros de 0,05 à 0,20, sans qu'on sache trop, la plupart du temps, sur quelle base ils ont été évalués.

Reste le problème du sel. Si la question se pose, on peut considérer qu'une fourniture de volume FOj et d'une salure SFO apporte au périmètre, pendant l'intervalle de temps, un poids de sel FOj * SFO. Que va devenir ce sel ? On peut supposer qu'il est entièrement repris par les eaux de colature ou qu'il est en partie stocké dans le sol, au moins provisoirement. Cette dernière circonstance, si elle est favorable, au moins dans les premiers temps, au reste de l'aménagement, est rarement propice au périmètre lui-même dont les sols seront de plus en plus salés et donc de moins en moins propres à la culture. De toute manière, il arrivera un moment où la teneur en sel du sol sera telle que les eaux de colature seront bien obligées de lessiver une quantité de sel au moins égale aux apports.

Il est donc finalement souhaitable, dans la plupart des cas, que le lessivage soit suffisant pour éviter l'accumulation du sel. Mais comme le modéliste n'est pas supposé avoir une influence là-dessus, il a intérêt à prévoir un « coefficient de restitution du sel » CORCOj donnant la fraction des apports totaux en sel qui est entraînée par les colatures. L'influence de ce phénomène sur l'ensemble de l'aménagement peut être mesurée en faisant varier CORCOj dans les essais de simulation. Le calcul se fait alors de la façon suivante, par exemple pour la demande 3 :

```

QCD3 = FO3 * COECO3
SQCD3 = 0
IF (QCD3.LT.1.E-5) GOTO 1000
SQCD3 = FO3 * SFO * CORCO3/QCD3
1000 (suite du programme)

```

4.5.4. Transferts et jonctions.

Il ne s'agit ici que des transferts qui nécessitent un support artificiel, canal ouvert, galerie ou conduite, à l'exclusion des transits dans le réseau hydrographique. Ils sont essentiellement caractérisés par le débit limite (maximal) qu'ils sont capables de transporter ; on désignera ce débit limite par la variable QLIMI, i étant le numéro

du transfert dans le plan topologique, ou mieux par Z_{nm} , n étant le symbole de l'organe de départ et m celui de l'organe d'arrivée. C'est ainsi que le débit limite que peut transporter la conduite qui va du réservoir situé dans l'unité hydraulique 13 à la jonction 4, sera noté Z13J4 ; il peut du reste varier suivant la charge disponible.

Les cas de transferts sont aussi variés qu'on veut et, là encore, on ne peut que citer quelques exemples types.

4.5.4.1. Transfert direct d'un réservoir situé dans une unité n vers un réservoir situé dans une unité m .

Rien que pour ce genre d'opération, les consignes peuvent être extrêmement variées. Il est toutefois logique qu'elles tiennent compte des éléments globaux suivants :

- on ne prélèvera dans n que s'il y a assez d'eau,
- on ne remplira m que si son niveau est bas.

Les conditions du transfert vont du reste intervenir dans la décision. S'il s'effectue entièrement par gravité et que les déversés de n sont perdus de toute manière, on aura tendance à effectuer le transfert même si le niveau dans m n'est pas très bas. Si au contraire il faut pomper, on se montrera beaucoup plus circonspect car il serait dommage de dépenser de l'énergie pour pomper vers m une eau qui ne serait pas utilisée par la suite. Dans tous les cas, on établira des consignes telles que

- on ne prélève dans n que lorsque le volume contenu dans le réservoir est supérieur à VGT_n ,
- on ne fait des remplissages complémentaires de m à partir de n que si le volume contenu dans m est inférieur à VLT_m .

Les calculs de transferts se dérouleront alors de la façon suivante. Après avoir effectué les bilans déjà indiqués en 4.4.7. sur les réservoirs n et m , on fera les contrôles correspondant aux consignes ci-dessus.

```

IF(VnFIN.LT.VGTn.OR.VmFIN.GT.VLTm) GOTO 100
Qnm = Znm
VnFIN = VnFIN - Qnm
X = VmFIN + Qnm
SmFIN = (VmFIN * SmFIN + Qnm * SnFIN) / X
VmFIN = X
HnFIN = H(VPn, Cn, HPn, VnFIN, KMAXn)
HmFIN = H(VPm, Cm, HPm, VmFIN, KMAXm)
100 (suite du programme)

```

Cela suppose bien entendu que l'on ait $Z_{nm} < VGT_n - Vn_{MIN}$ et $Z_{nm} < Vm_{MAX} - VLT_m$ et que le débit limite puisse être assuré quels que soient les niveaux des deux réservoirs. Si cette dernière condition n'était pas réalisée, par exemple dans le cas d'un transfert par gravité, il faudrait définir une fonction $Z_{nm}(X)$, avec $X = Vn_{FIN} - Vm_{FIN}$ et l'introduire sous forme de sous-programme ; un calcul exact devrait tenir compte du fait qu'au cours du remplissage de m et de la vidange de n , X diminue.

Dans l'algorithme précédent, on transfère toujours le débit maximal. L'opération pourrait être plus nuancée mais il faudrait introduire d'autres paramètres pour les consignes, ce qui ne va dans le sens d'une simplification dans la conception de l'aménagement.

S'il y a pompage, on cherche presque toujours à faire tourner la station de pompage à son état nominal, vers son maximum de rendement. Le réglage du volume transféré dans l'intervalle de temps se fait en jouant sur la durée du pompage.

On notera qu'on a toujours intérêt à transférer des débits régularisés, donc de disposer d'un réservoir en tête ou au moins à l'amont des transferts. Cela permet d'utiliser au mieux les possibilités des canaux et des conduites et les puissances installées des stations de pompage.

4.5.4.2. Transferts par l'intermédiaire de jonctions.

Nous avons défini brièvement les jonctions en 4.3.3. Dans notre terminologie, on désigne en fait par le terme général de jonction tout point de concours de transferts artificiels. En pratique, on réserve plutôt le vocable jonction à une jonction convergente, comportant plusieurs entrées et une seule sortie, tandis qu'on appelle « dispatching » une jonction divergente, c'est-à-dire comportant une seule entrée et plusieurs sorties. Une jonction convergente-divergente, ou jonction-dispatching aura à la fois plusieurs entrées et plusieurs sorties.

Dans la gestion d'un transfert direct de réservoir à réservoir, on ne s'occupe que de l'état des réservoirs. Le prélèvement dans un réservoir pour satisfaire directement une demande a déjà été traité ; il ne constitue pas un transfert à proprement parler puisqu'il sort du système d'eau. La notion de jonction répond un peu à un problème intermédiaire dans lequel on reste à l'intérieur du système jusqu'au dernier organe précédant la mise en consommation. Les transferts qui partent d'une jonction ou y arrivent ne peuvent plus être gérés à partir du seul état du système, puisque leur aval est en tout ou partie ouvert sur une ou plusieurs demandes.

Prenons un exemple dans le schéma topologique de la figure 10. Dans ce schéma, l'alimentation en eau potable est faite soit à partir d'un système de barrages situés dans le haut bassin de R1 (Barrages 9, 13 et éventuellement 10), soit à partir d'un transfert qui rassemble une dérivation du barrage 20 et les eaux de R2 et R3 non utilisées pour les irrigations des secteurs D14 et D15. Le nombre de degrés de liberté est très grand et il est possible de construire un grand nombre de tactiques d'exploitation d'un tel système. Le rôle de la simulation est justement d'essayer ces tactiques (qui se traduisent par des consignes) afin de retenir celle qui donne les meilleurs résultats.

Il y a évidemment au départ deux grandes options (on laissera de côté l'utilisation de l'eau de mer) :

- exploiter à fond le système de la Haute R1 et chercher dans l'autre système les compléments,
- faire le contraire.

Il n'est pas dans notre propos de discuter ce projet, par ailleurs très complexe. Disons seulement que les eaux de la Haute R1 sont douces, ainsi que celles de R2 et R3, tandis qu'on risque d'avoir au barrage 20 une salure non négligeable. Supposons que les eaux des barrages 9 et 13, réservées en priorité pour l'eau potable, soient nettement insuffisantes en quantité ; laissons de côté le barrage 10 pour ne pas compliquer les choses.

Si on vide complètement les barrages 9 et 13 et qu'on soit alors obligé de faire appel à l'autre système, il n'est pas sûr que R2 et R3 puissent fournir de l'eau douce en quantité suffisante pour réduire à un taux acceptable la salure du barrage 20, compte tenu de ses propres besoins. Par ailleurs, on doit veiller à ce que les pertes d'exploitation $QS22 + QS24 + QS25$ soient les plus faibles possibles. Enfin, l'irrigation des secteurs D16 et D17 peut laisser apparaître un déficit qu'on cherchera à combler par le débit dérivé QJ3J4.

Un mode rationnel de calcul peut donc être le suivant.

Sans détailler ici le fonctionnement du système de la Haute R1, on supposera qu'on prélève dans ce système la quantité d'eau D18 à condition qu'il reste au moins un volume utilisable VMIHM dans l'ensemble des réservoirs 9, 10 et RS1 (la capacité de RS2 n'est pas susceptible de jouer un rôle dans la régularisation, on aurait dû le représenter comme une jonction). Soit VRM le volume contenu dans les trois réservoirs avant l'opération.

Si $D18 \leq VHM - VMIHM$, la fourniture est complètement couverte par le système Haute R1 et le complément à demander à l'autre système est nul, soit $CEAUTU = 0$. Sinon, $CEAUTU$ a une valeur positive.

Indépendamment, on a fait le bilan :

- de l'ensemble barrage 26, D16, D17, qui se traduit par un déficit positif ou nul à combler par QJ3J4,
- de l'ensemble barrages 24 et 25, D14, D15, qui se traduit par un état V24FIN et V25FIN des retenues ; s'il y a des déversements (Q24 et/ou Q25 non nuls) on peut les considérer comme disponibles.

On peut convenir de satisfaire d'abord le déficit de D16. Pour cela, on utilise d'abord QS24 et QS25. Si $QS24 + QS25 \geq QJ3J4$, le problème est résolu et on bénéficie d'un certain excédent E2425. Comme on ne peut pas ici examiner tous les cas possibles, on supposera qu'il en est ainsi. La demande à satisfaire n'est plus que $CEAUTU = CEAUTU - E2425$. Si cette nouvelle valeur de $CEAUTU$ est négative, le problème est résolu. Si elle est positive, il faut chercher le complément dans les réservoirs 24, 25 ou 20. Cette opération ne peut se faire qu'en appliquant d'autres consignes, d'abord pour orienter la priorité (quelle source doit-on interroger en premier ?), puis pour définir les possibilités des différentes sources. On peut, à titre d'exemple, donner les consignes suivantes :

— consulter d'abord le réservoir 24 et puiser de manière que le volume restant soit au moins égal à un volume limite inférieur (paramètre) VLI24 ;

— comparer les disponibilités ainsi définies à la demande $CEAUTU$ et déterminer la valeur de Q24J1 ; si les disponibilités sont supérieures à $CEAUTU$, le problème est réglé et $Q24J1 = CEAUTU$; sinon $Q24J1 = V24FIN - VLI24$ et on recalcule $CEAUTU = CEAUTU - Q24J1$;

— consulter 25 et faire les mêmes opérations que précédemment ;

— si la demande n'est pas encore satisfaite, puiser dans 20, en faisant appel successivement, d'aval en amont, aux barrages de R1 jusqu'à satisfaction ;

— si après ce tour complet, il reste un déficit, on peut soit l'afficher, soit revenir aux barrages de la Haute R1, puis de R2 et R3 avec des consignes différentes des premières.

— etc.

Toutes ces opérations sont assorties des contraintes que constituent les débits limites des transferts, qu'il faudra définir au départ : Z20J2, Z25J1, etc.

On doit ensuite effectuer les calculs de salures, compte tenu des débits empruntés à chacune des sources et des salures de ces sources. La salure finale de la fourniture (débit Q1D18) est alors contrôlée ; si elle n'est pas satisfaite, on peut soit simplement le constater (défaillance de salinité), soit la corriger en refaisant le partage entre eaux douces et eaux salées.

On voit donc que le transfert par des voies artificielles diffère des transferts dans le réseau naturel surtout par la prise en compte des débits maximaux transférables.

```

SUBROUTINE TISI2(QDX,QDY,VX,VY,VMINX,VMINY,SALX,SALY,DEFAX,TDEFAX,
1DEFIX,TDEFIX,DEFAY,TDEFAY,DEFIY,TDEFIY,FOUR,SFOUR)
C*** SOUS PROGRAMME PCUR LE CALCUL D'UNE DEMANDE A 2 SOURCES(MODELE SIMPLIFIE)
INTEGER*2 DEFAX,TDEFAX,DEFAY,TDEFAY
DEFAX=0
DEFIX=0
DEFAY=0
DEFIY=0
DISPX=VX-VMINX
DISPY=VY-VMINY
IF(QDX-1.E-5)5,5,8
5 FX=0.
GO TO 30
8 IF(DISPX)10,10,15
10 DEFAX=1
TDEFAX=TDEFAX+1
DEFIX=QDX
TDEFIX=TDEFIX+QDX
FX=0
GO TO 30
15 DX=QDX-DISPX
IF(DX) 20,20,25
20 FX=QDX
VX=VX-QDX
GO TO 30
25 FX=DISPX
VX=VMINX
DEFAX=1
TDEFAX=TDEFAX+1
DEFIX=DX
TDEFIX=TDEFIX+DX
30 IF(QDY-1.E-5)32,32,35
32 FY=0.
GO TO 60
35 IF(DISPY)40,40,45
40 DEFAY=1
TDEFAY=TDEFAY+1
DEFIY=QDY
TDEFIY=TDEFIY+QDY
FY=0
GO TO 60
45 DY=QDY-DISPY
IF(DY) 50,50,55
50 FY=QDY
VY=VY-QDY
GO TO 60
55 FY=DISPY
VY=VMINY
DEFAY=1
TDEFAY=TDEFAY+1
DEFIY=DY
TDEFIY=TDEFIY+DY
60 FCUR=FX+FY
SFOUR=0.
IF(FCUR.LT.1.E-5)GO TO 63
SFOUR=(FX*SALX+FY*SALY)/FCUR
63 RETURN
END

```

Tableau VI

4.5.5. Satisfaction d'une demande.

On a expliqué avec assez de détail, en 4.4.7., la marche suivie pour calculer la satisfaction d'une demande en puisant à des sources différentes dans un ordre fixé par le programme principal et basé sur un certain nombre de considérations qui ont alors été exposées. L'algorithme de l'ensemble d'une opération pour une demande de ce genre, en un point déterminé du schéma topologique, est obligatoirement fait « sur mesure » et doit donc figurer dans le programme principal.

Il est toutefois souvent possible d'introduire des sous programmes qui interviendront au cours de l'opération, notamment lors du premier prélèvement. Cela peut faciliter grandement la programmation et réduire beaucoup l'encombrement du programme. A titre d'exemple, nous indiquons une SUBROUTINE qui permet, pour deux tirages imposés à des sources X et Y, de calculer les déficits et les défaillances, ainsi que les volumes réellement fournis et leur salinité, ou de constater que la demande est satisfaite. Ce sous-programme, appelé TISI2, calcule également le nouvel état des sources. Il est listé sur le tableau VI.

La signification des variables est la suivante :

QDX :	soutirage imposé à la source X ;
QDY :	soutirage imposé à la source Y ;
VX, VY :	volumes totaux aux sources X et Y avec SALX et SALY leurs salures ; si la source, X par exemple, est un réservoir, VX désigne le volume total qu'il contient au moment où on fait le prélèvement ; si c'est un fil de l'eau, VX désigne le volume écoulé dans l'intervalle de temps ;
VMINX, VMINY :	volumes au-dessous desquels on n'a plus le droit de puiser respectivement dans les sources X et Y ; si X, par exemple, est un réservoir, VMINX est le volume minimal déjà défini ; si c'est un fil de l'eau, VMINX est nul ou égal au débit réservé s'il y en a un ;
DEFAX, DEFAY :	défaillances respectivement pour X et Y ; s'il y a défaillance pour X (ou Y), DEFAX (ou DEFAY) est égal à 1 à la sortie du sous-programme ; ces variables sont annulées au début du sous-programme ;
TDEFAX, TDEFAY :	défaillances cumulées depuis le début de la campagne annuelle d'exploitation ; s'il y a défaillance pour X, par exemple, TDEFAX est incrémentée de 1 ; ces variables sont annulées au début de la boucle annuelle ;
DEFIX, DEFIY :	déficits calculés sur l'intervalle de temps ; annulés au début du sous-programme ;
TDEFIX, TDEFIY :	déficits totalisés depuis le début de campagne annuelle ; annulés au début de la boucle annuelle ;
FOUR :	volume total réellement fourni par l'ensemble des deux sources ;
SFOUR :	salure de la fourniture totale.

La logique, très simple, se déduit immédiatement de la lecture du tableau VI. La portée d'une telle sous-routine est assez limitée puisqu'elle n'est pas dynamique et ne laisse pas de porte ouverte à une compensation du déficit par un appel à d'autres sources en amont de la demande. Ce dernier handicap peut être très facilement levé : il suffit de supprimer le calcul des défaillances et de ne sortir qu'un déficit global qu'on essaiera de compenser dans la suite du programme.

Il est également aisé de rendre le sous-programme dynamique ; il suffit d'indiquer un ordre de priorité qui peut être basé sur l'ordre de présentation des variables (X prioritaire sur Y), de n'introduire que la demande globale (QDX + QDY), d'explorer d'abord les possibilités de X, puis de compenser le déficit éventuel par Y, etc. La seule différence, dans l'exploitation des sources, est qu'on peut être amené à ne pas épuiser les possibilités d'une des deux sources, donc à revoir la notion de volume minimal pour cette opération en propre.

On peut aussi prévoir l'extension d'un tel sous-programme à plus de 2 sources (TISI3, TISI4...) si les différents cas se présentent plusieurs fois dans le programme principal. Enfin, comme on l'a déjà indiqué, si on veut utiliser des contrôles de salinité pour gérer la dynamique du modèle (en plus des contrôles de volumes), la programmation devient beaucoup plus compliquée dès qu'on dépasse deux sources ou que ces sources peuvent être sollicitées par d'autres demandes ; on est alors pratiquement obligé de passer par un calcul itératif.

5. PRÉPARATION DES DONNÉES CONCERNANT LES APPORTS.

Reprenons le plan topologique de la figure 9. Il porte indication d'apports An en tête de la première unité de chaque bassin du système d'eau, et d'apports ACn dans chaque unité hydraulique. Ces apports représentent les volumes fournis par les bassins partiels correspondant à n dans l'intervalle correspondant au pas de temps choisi pour le modèle. Ils sont, ou non, assortis de salures moyennes SA_n , SAC_n , ou d'autres caractères de qualité.

Pour faire fonctionner le modèle, il est nécessaire de fournir les valeurs de ces apports et éventuellement de ces salures sur la plus longue période possible afin de pouvoir échantillonner convenablement le ou les produits finis, ou les déficits et défaillances des différentes demandes.

Les débits sont mesurés à des stations de jaugeage et il est bien rare que celles-ci se trouvent aux endroits qui conviendraient pour l'aménagement, c'est-à-dire aux bornes des unités hydrauliques. Par ailleurs, les périodes sur lesquelles portent les observations ne sont jamais les mêmes aux différentes stations. Il en est de même pour les observations concernant la qualité des eaux, avec encore moins de stations, davantage de lacunes et des périodes plus courtes.

Les opérations destinées à préparer l'échantillon des An et ACn , et éventuellement celui des SA_n et des SAC_n seront donc les suivantes (on supposera dans tout ce qui suit qu'on travaille à un pas de temps mensuel) :

- mise au point des débits moyens mensuels observés aux stations ;
- mise au point des salures moyennes mensuelles observées aux stations ;
- choix d'une période de travail, dite historique, et homogénéisation des débits moyens mensuels sur cette période ;
- homogénéisation sur la période historique des données concernant la qualité ;
- calcul, sur la période historique, des An , ACn , SA_n et SAC_n , par interpolation géographique, et quelquefois par analogie ; équilibrage des volumes et des poids de sel.

Les opérations précédentes se rapportent à la constitution de ce qu'on appelle un échantillon « historique » dans lequel on ne tient compte que des valeurs réellement observées, ou déduites par corrélation avec d'autres données observées, ou interpolées suivant des hypothèses purement géographiques (quelquefois aussi climatologiques), tout au moins en ce qui concerne les débits (ou volumes).

Il est parfois intéressant, lorsque c'est possible, de travailler sur un échantillon d'une taille beaucoup plus importante que celui qui peut être tiré de la période historique. On lui donne le nom d'échantillon « synthétique » et nous indiquerons un moyen, entre d'autres, de le construire.

Une bonne partie de ces opérations est traitée en hydrologie générale, aussi nous contenterons-nous de rappeler les méthodes et de souligner les points qui se rattachent plus spécialement à l'étude hydrologique des aménagements.

5.1. DÉBITS ET SALURES OBSERVÉS AUX STATIONS.

Les débits sont fournis essentiellement par les stations du réseau. Parfois, des stations provisoires, souvent dites tertiaires, sont suivies quelque temps afin de préciser les corrélations entre les débits aux stations du réseau et les débits aux points intéressants pour l'aménagement (cette pratique est particulièrement recommandée).

Les données provenant des réseaux sont traitées par les services qui les contrôlent, de plus en plus par les procédés de l'informatique. Il s'agit là d'un traitement systématique, fait certes avec soin, mais qui ne tient pas toujours compte de la mise à jour et de la valorisation progressive des courbes d'étalonnage ; notamment, les débits anciens n'ont pas toujours été revus. Quand on commence une étude hydrologique pour un aménagement, on doit, dans toute la mesure du possible, repartir des données originales non élaborées, les critiquer et les traiter à nouveau.

Pour les hauteurs limnimétriques, on reprend tous les originaux des observateurs (lecteurs d'échelles) et les limnigrammes s'ils existent. Pour les lectures d'échelle, on vérifie les calages en s'appuyant sur les comptes rendus, les contrôles de zéro, sur tout document disponible, on se livre au besoin à des enquêtes sur le terrain ; on essaye également d'évaluer la qualité des relevés d'après la forme des limnigrammes, la tenue des feuilles d'observations, en faisant des comparaisons avec d'autres stations, etc. Pour les limnigrammes, on effectue des séries de contrôles sur la validité du dépouillement (tableaux de données conformes aux graphiques) ; on vérifie les calages à partir des lectures de contrôle et des cotes relevées pendant les jaugeages ; si ces sondages révèlent un pourcentage non négligeable d'erreurs, il faut reprendre tout le dépouillement.

Si on dispose des minutes des jaugeages, il n'est pas sans intérêt d'en contrôler quelques dépouillements ; si, là encore, on relève un pourcentage important d'erreurs, il ne faut pas hésiter à les reprendre en totalité. Il ne s'agit pas toujours là d'un polissage raffiné d'allure un peu académique ; nous pourrions citer un cas dans lequel un contrôle a montré que 25% des jaugeages présentaient des erreurs de dépouillement supérieures à 20%.

Il faut ensuite refaire la courbe d'étalonnage, ou les courbes si l'étalonnage a varié au cours de la période d'observation, ce qui est presque toujours le cas pour les basses eaux.

Enfin, on reprend le calcul des débits à l'ordinateur et on en sort la série chronologique dont on a besoin pour le modèle: celle des débits moyens mensuels observés à chacune des stations dans le ou les bassins intéressant le projet.

Si l'on doit tenir compte de la qualité des eaux, notamment de la salinité, il faut faire sur les observations correspondantes une opération analogue à la précédente, mais avec une méthodologie de contrôle très différente.

Les mesures de salinité, par exemple, portent généralement sur des périodes beaucoup plus courtes que celles des observations hydrométriques. Elles sont souvent disparates dans leurs méthodes d'échantillonnage (techniques de prélèvement) aussi bien que dans les méthodes d'analyses. Pour ces dernières, on procède soit par analyse chimique complète, en différenciant les sels dissous, soit par analyse sommaire: teneur globale en sels dissous mesurée le plus souvent par conductivimétrie.

Il faut homogénéiser tous ces résultats, après une étude critique aussi poussée que possible portant notamment sur la confiance qu'on peut attribuer aux méthodes d'analyse pratiquées... et aux conditions dans lesquelles elles ont été appliquées... lorsqu'on les connaît. On produit ainsi, pour les besoins du modèle, un échantillon de salures moyennes mensuelles à un certain nombre de stations (1).

Si on a l'intention d'utiliser la pluviométrie disponible pour étendre la période d'observation des débits, il faudra procéder également à l'indispensable étude critique des précipitations. On s'attachera notamment à détecter et à corriger les erreurs systématiques, causes d'hétérogénéité dans les séries, en appliquant la méthode des doubles cumuls (2). Là encore, il ne s'agit nullement d'un débat académique; les erreurs systématiques dans ce genre de relevés ne sont pas occasionnelles, elles constituent la règle générale; quant aux qualités des publications pluviométriques officielles, elles sont très basses, dans tous les pays. C'est pourquoi on recommande là aussi, dans toute la mesure du possible, de partir des relevés originaux.

5.2. HOMOGENÉISATION ET EXTENSION DES DONNÉES « DÉBITS ».

Les opérations précédentes ont permis de constituer un échantillon de débits mensuels portant sur une période inférieure ou égale à n années. Le tableau VII donne un exemple de répartition des données pour un aménagement intéressant deux bassins (BV1 et BV2) comportant :

- BV1 : 4 stations, pour lesquelles on dispose des périodes (Ak, An), (A1, An), (Al, An) et (A2, Ap);
- BV2 : 3 stations, pour lesquelles on dispose des périodes (A2, An), (A1, Am) et (Ak, An).

Il s'agit donc avant tout de compléter

- pour 11 la période (A1, A(k - 1)),
- pour 13 la période (A1, A(l - 1)),
- pour 14 l'année A1 et la période (A(p + 1), An),
- pour 21 l'année A1,
- pour 22 la période (A(m + 1), An),
- pour 23 la période (A1, A(k - 1)).

Encore suppose-t-on ici que toutes les années d'observation sont complètes, alors qu'il peut très bien y avoir des lacunes portant sur un ou plusieurs mois pour certaines d'entre elles. On effectue une première homogénéisation par corrélations entre les débits mensuels des différentes stations, pour chaque couple de stations étudié, sur la période commune (ou période de recouvrement). Il est préférable de les déterminer mois par mois, bien que dans ce genre d'opération, comme on ne recherche pas l'intervalle de confiance des estimations effectuées, il importe peu d'avoir, sur le calcul du coefficient de corrélation, une erreur systématique par excès due à l'effet saisonnier.

Il est par contre très important de ne pas fausser les variances des échantillons calculés en utilisant sans autre précaution les véritables équations de la régression. Considérons par exemple les stations i et j pour lesquelles on dispose, au mois m , d'une série d'observations communes portant sur p années, soit, pour une année k donnée $q_{i,m}(k)$ et $q_{j,m}(k)$. On sait que pour utiliser aisément les corrélations, il faut que la régression de $q_{i,m}$ en $q_{j,m}$, par exemple, soit linéaire et, dans toute la mesure du possible, homoscedastique. Il importe donc au départ de faire en sorte que, par anamorphose ou changement de variable, ces conditions soient réalisées: soit x_k la transformée correspondante de $q_{i,m}(k)$ et y_k la transformée de $q_{j,m}(k)$. On sait que la régression de y en x s'exprime par la relation :

$$y_x = \bar{y}_p + r_p \frac{pS_y}{pS_x} (x - \bar{x}_p)$$

avec les notations habituelles.

(1) On lira avec profit, à propos du traitement des mesures de salure, un article de J. CLAUDE, intitulé « Une chaîne de programmes pour le traitement des données sur la salinité », et publié dans les *Cahiers O.R.S.T.O.M., série Hydrologie*, vol. IX, n° 2, 1972.

(2) Voir l'article de Y. BRUNET-MORET, intitulé « Etude de l'homogénéité des séries chronologiques de précipitations annuelles par la méthode des doubles masses », et publié dans les *Cahiers O.R.S.T.O.M., série Hydrologie*, vol. VIII, n° 4, 1971.

TABLEAU VII

	Année	A1	A2	A _k	A _l	A _m	A _p	A _n
BV1	11				×	×	×	×	×	×	×	×	×
	12	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
	13						×	×	×	×	×	×	×
	14		×	×	×	×	×	×	×	×	×		
BV2	21		×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
	22	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
	23				×	×	×	×	×	×	×	×	×

Mais y_x ainsi calculée correspond à la moyenne conditionnelle des valeurs possibles de y pour x donné et non pas à une valeur isolée. une telle valeur serait donnée par la relation

$$y = y_x + \varepsilon$$

dans laquelle ε est une variable aléatoire qu'on peut considérer comme étant normale de moyenne nulle ; elle est indépendante de x si la condition d'homoscédasticité est réalisée. Négliger ε dans le calcul des débits non observés de la station conduit à diminuer artificiellement la variance de l'échantillon qu'on aura constitué, d'autant plus que le coefficient de corrélation est plus faible.

Pour être correct, si on veut utiliser l'équation de régression à ces fins, il faut d'abord déterminer la distribution de ε , puis, au moment de la reconstitution, calculer y_x et lui ajouter une valeur ε tirée au hasard dans la loi de distribution ainsi établie. Cela pose en fait un certain nombre de problèmes pratiques (apparition de débits négatifs) provenant du fait que les hypothèses de base ne sont pas vraiment respectées et que l'évaluation de l'écart-type de ε est peu précise par suite de la petite taille de l'échantillon à partir duquel on l'estime.

Pour toutes ces raisons, il est finalement préférable de procéder d'une manière beaucoup plus simple, certes peu conforme à l'esthétique mathématique, mais qui respecte assez bien la variance initiale : calculer par les moindres carrés, ou même tracer à l'œil une droite passant par l'origine : $y = Ax$.

Il est parfois possible d'améliorer la corrélation en tenant compte de la pluviométrie locale par l'application d'une régression multiple (1). Supposons, pour fixer les idées, que la variable dépendante (celle qu'on veut estimer) soit $q_{j,m}(k)$. Le bassin de surface S qui fournit ce débit peut (fig. 12) :

- être inclus dans le bassin de surface S_1 qui fournit $q_{i,m}(k)$, on a alors $S_j < S_1$,
- inclure S_1 , on a alors $S_j > S_1$,
- n'avoir pas de point commun avec S_1 .

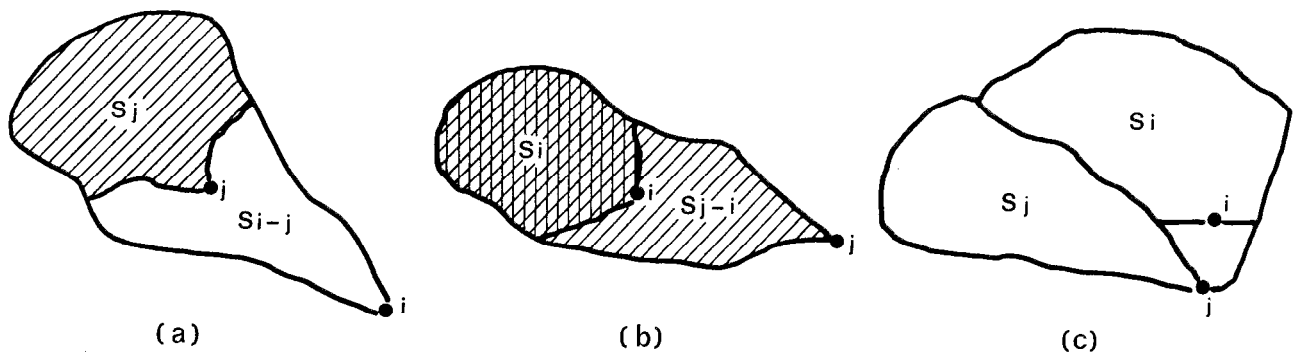


Fig. 12.

(1) Pour le détail de l'application des régressions multiples à l'hydrologie, on peut se reporter par exemple à l'article de P. TOUCHÉBEUF DE LUSSIGNY, « Régressions et corrélations multiples en hydrologie », publié dans les *Cahiers O.R.S.T.O.M., série Hydrologie*, vol. VIII, n° 4, 1971.

Dans le premier cas (a), les pluies tombant sur S_j alimentent totalement S_i et on a peu de chance d'améliorer la régression en la prenant en compte. Par contre, il n'est pas impossible que la pluie tombant sur le bassin intermédiaire S_{i-j} explique une partie non négligeable de la variance de $q_{j,m}(k)$: influence négative.

Dans le second cas (b), les pluies sur S_i expliquent au moins partiellement $q_{j,m}(k)$ et ne peuvent expliquer $q_{j,m}(k)$ que par l'intermédiaire de $q_{i,m}(k)$: il est donc a priori inutile de les introduire. Par contre, q_j est la somme de q_i et de q_{j-i} , variable expliquée au moins partiellement par les pluies qui tombent sur le bassin intermédiaire $j - i$, l'introduction de ces pluies dans la régression peut donc améliorer l'estimation : influence positive.

Dans le cas (c), il est évident que, si on dispose de pluies sur S_j , il peut être intéressant de les introduire.

La conclusion est donc qu'il ne sera intéressant d'utiliser des régressions multiples mettant en jeu les données pluviométriques que si ces données s'appliquent à un bassin contrôlé par i ou par j , mais pas par les deux à la fois. Il ne faut du reste pas se faire trop d'illusions sur le résultat de l'opération ; les bassins et sous-bassins étant voisins, les pluies, surtout à l'échelle du mois, ont des chances d'être assez fortement liées et on risque de vouloir faire expliquer à la variable pluviométrique choisie une partie de la variance déjà expliquée par q_i .

Quel élément de la pluviométrie faut-il alors introduire ? Dans l'espace d'abord, il faut que les données pluviométriques soient fournies par un ou des postes d'observation qui répondent aux conditions exprimées ci-dessus, donc qui soient situés dans le bassin $i - j$ pour (a), $j - i$ pour (b), j pour (c), ou aussi près que possible, et aussi loin que possible du bassin j pour (a), i pour (b) et (c).

Dans le temps, l'influence de la pluie tombée le mois m sera sans doute prépondérante, mais les pluies des mois antérieurs peuvent avoir une influence non négligeable. On introduira donc, suivant les circonstances, soit les pluies du mois (pluie mensuelle à un pluviomètre ou moyenne des pluies mensuelles à plusieurs pluviomètres), soit un indice pluviométrique défini comme une somme $IP_m = P_m + a_1 P_{m-1} + a_2 P_{m-2} \dots + a_i P_{m-i}$ où a_i décroît quand i augmente, par exemple en progression géométrique de raison $1/2$. En fait, la plupart du temps, on se limitera à la pluie du mois.

Reste à savoir à quoi on va appliquer ces régressions ; autrement dit, comment définir les couples (i, j) ? La méthode générale consiste à étudier les $N(N - 1)/2$ combinaisons possibles des N stations. Cela risque de faire beaucoup et, s'il vaut mieux en faire trop que pas assez, il convient néanmoins d'éliminer les combinaisons qui paraissent a priori les moins avantageuses (bassins les plus éloignés), en donnant la priorité aux couples dont les bassins ont le plus grand recouvrement.

Il est entendu que la plus grande partie de la variance de $q_{j,m}(k)$ est expliquée par le débit $q_{a,m}(k)$ à une autre station hydrologique et qu'en introduisant la pluviométrie, on ne vise qu'à expliquer le résidu $y - Ax$. On cherchera donc en réalité la régression entre ce résidu et IP_m pour les couples (i, j) sélectionnés comme on vient de le dire, et on retiendra celui pour lequel on obtient le plus fort coefficient de corrélation. On peut, pour la reconstitution, utiliser directement l'équation de régression trouvée, la réduction de variance découlant de cette opération étant alors très faible devant la variance totale de l'échantillon.

On peut alors chercher à augmenter la durée de cette période avec le seul recours des données pluviométriques. Cette opération est préparée lors de l'étude précédente d'homogénéisation, mais il faut se méfier que l'absence de variables explicatives « débits » peut modifier assez considérablement l'influence relative des autres variables explicatives.

On commencera par rechercher, pour chaque bassin, la relation entre le débit moyen annuel à la station $Q_i(k)$ et la pluie moyenne annuelle sur le bassin $P_i(k)$, estimée par la méthode de Thiessen si on dispose de plusieurs postes pluviométriques. La relation $Q(P)$ comporte un seuil physiquement explicable qui n'a rien à voir avec la constante de l'équation de régression due à la réduction de variance qu'on trouve dans les relations débit-débit ou pluie-pluie ; ce seuil correspond en gros à la précipitation minimale annuelle nécessaire à l'apparition de l'écoulement ; on la désignera par P_0 . En réalité, la relation $Q(P)$ est donc une relation $Q(P - P_0)$. Mais il n'en reste pas moins qu'à ce seuil se superpose une constante qui traduit la diminution de variance due à l'application de la régression.

Comme P_0 n'est pas connu a priori, on n'a plus la ressource de faire passer la droite de régression par l'origine. On suppose en effet que la régression est linéaire, si elle ne l'est pas, il convient de faire les transformations convenables pour obtenir des variables normales Y_k et K_k ; simplement, dans ce cas, la constante « seuil » qui se substitue à P_0 n'a plus une signification physique aussi claire. On peut bien entendu appliquer l'équation de régression vraie $Q = A(P - P_0)$, rechercher la loi de distribution des résidus, et procéder au calcul de l'échantillon étendu comme on l'a indiqué pour l'homogénéisation, avec les mêmes avantages et les mêmes inconvénients.

On préférera souvent utiliser un expédient pour, sinon supprimer, du moins réduire l'erreur systématique par défaut introduite pour la variance. Au lieu d'appliquer les moindres carrés aux résidus Q calculés — Q observés on les appliquera aux distances des points représentatifs des couples (Q_k, P_k) , à la droite $Q = A(P - P_0)$ qui ne sera plus une vraie droite de régression. On dit qu'on utilise alors une « pseudo-régression ».

Lorsqu'on a ainsi mis au point un échantillon étendu de débits moyens annuels, on reprend la même opération à l'échelle mensuelle, en tenant compte au besoin de l'influence des pluies des mois antérieurs, ainsi qu'on l'a indiqué pour l'opération d'homogénéisation. Ces nouvelles régressions sont surtout destinées à fournir la forme de la répartition des débits dans l'année, car les débits annuels déduits des débits mensuels ainsi reconstitués sont généralement moins valables que ceux qui sont obtenus par une régression à l'échelle de l'année ; il convient cependant de s'en assurer

Que l'on s'en tienne à l'échantillon homogénéisé des débits observés ou qu'on produise un échantillon étendu, il reste à vérifier que les données mensuelles retenues pour les différentes stations sont compatibles entre elles, c'est-à-dire qu'en général un débit d'une station aval doit être supérieur ou au moins égal à celui de toute station amont, que si une station aval AV est placée sur un cours principal alimenté par deux bras dont les débits sont contrôlés par deux stations AM1 et AM2, les débits de AV doivent être au moins égaux aux sommes des débits de AM1 et AM2. Autrement dit, on ne doit pas admettre de débit négatif dans un bassin versant intermédiaire, sauf éventuellement dans deux cas :

- il y a des pertes physiquement reconnues, soit par infiltration, soit par évaporation (marais..., etc.),
- il y a des stockages naturels importants (lacs, etc.).

Dans le second cas, les stockages se comportent comme des organes et il convient de les inclure dans le modèle. Cela peut présenter quelques difficultés.

Ces cas particuliers mis à part, si on constate des débits négatifs ou ridiculement faibles, et cela arrive malheureusement assez souvent, c'est que, malgré l'étude critique et la mise en ordre initiale des données, il y a des erreurs dans l'étalonnage et/ou des erreurs systématiques dans les relevés d'échelle et/ou une mauvaise répartition de ces relevés dans le temps (observations trop espacées compte tenu du régime). Il faut revenir sur l'étude critique et essayer de déterminer quelles sont les stations auxquelles on peut faire le plus confiance ; il est nécessaire d'aboutir à un choix, même si celui-ci est un peu arbitraire. On considérera comme bons les débits des stations sélectionnées, qui doivent bien entendu être compatibles entre elles, et on retouchera les débits incriminés des autres stations jusqu'à remplir les conditions de compatibilité.

5.3. HOMOGENÉISATION ET EXTENSION DES DONNÉES « SALINITÉS ».

Comme on l'a indiqué précédemment, les observations directes sur la salure des eaux sont presque toujours plus rares, dans le temps et dans l'espace, que pour les débits. C'est qu'une organisation efficace des réseaux de salinité est beaucoup plus récente que celle des réseaux hydrométriques, surtout si on se montre tant soit peu exigeant sur la qualité des analyses et sur la validité des méthodes de prélèvement. On sera donc appelé à combler plus de lacunes que pour les débits et à procéder à une extension plus importante des périodes.

Si les rivières sont restées en l'état naturel, ou tout au moins au même degré de rejets susceptibles de modifier la salure, les données recueillies récemment sont susceptibles d'être transposées dans le passé. Sinon la transposition n'est pas « historiquement » possible, mais c'est d'importance secondaire. En effet, on ne doit pas, pour la simulation, employer des échantillons « évolutifs », car les résultats qu'on en tirerait n'auraient pas de sens. Au contraire, si, par des tests quelconques, on s'apercevait que les conditions générales de salure ont changé, on ne devrait conserver que les résultats les plus récents, même si la taille de l'échantillon devait passablement s'en ressentir.

La situation se présente de la façon suivante. Pour tout mois de la période « homogène » et éventuellement « étendue » de l'échantillon historique, on peut disposer :

- d'une série continue de relevés de salure qui, passée dans une chaîne de traitements de salinité permet d'établir une série complète de valeurs des salures journalières et mensuelles,
- d'une série incomplète mais permettant le calcul d'un certain nombre de salures moyennes journalières,
- de relevés sporadiques,
- d'aucun relevé.

Si on peut réunir un échantillon relativement important de données répondant à une des deux premières conditions, les relevés sporadiques n'apportent pratiquement aucune information complémentaire. Ils seraient par contre précieux dans certains cas où on ne dispose pas d'autres relevés.

Supposons donc d'abord une station pour laquelle on a, durant toute la période homogène, la distribution d'observations journalières suivante, les mois de l'année d'exploitation étant numérotés de 1 à 12,

pour les salinités moyennes journalières :

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
nsj ₁	nsj ₂	nsj ₃	nsj ₄	nsj ₅	nsj ₆	nsj ₇	nsj ₈	nsj ₉	nsj ₁₀	nsj ₁₁	nsj ₁₂

pour les débits moyens journaliers :

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
nqj ₁	nqj ₂	nqj ₃	nqj ₄	nqj ₅	nqj ₆	nqj ₇	nqj ₈	nqj ₉	nqj ₁₀	nqj ₁₁	nqj ₁₂

pour les salinités moyennes mensuelles :

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
nsm ₁	nsm ₂	nsm ₃	nsm ₄	nsm ₅	nsm ₆	nsm ₇	nsm ₈	nsm ₉	nsm ₁₀	nsm ₁₁	nsm ₁₂

pour les débits moyens mensuels :

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
nqm ₁	nqm ₂	nqm ₃	nqm ₄	nqm ₅	nqm ₆	nqm ₇	nqm ₈	nqm ₉	nqm ₁₀	nqm ₁₁	nqm ₁₂

Chaque terme nq_{mi} est égal au nombre d'années que comporte la série homogène, mais un terme nq_{ji} n'est pas forcément égal à nq_{mi} multiplié par le nombre de jours du mois i , puisqu'un certain nombre de débits moyens mensuels ont pu être reconstitués lors de l'opération d'homogénéisation, sans qu'on possède aucun relevé journalier pour les mois correspondants. Le problème sera de voir s'il est possible, dans une première étape, de reconstituer pour chaque q_{ji} disponible le s_{ji} correspondant qui n'aurait pas été observé. Dans une seconde étape, on fera la même opération sur les q_{mi} et les s_{mi} .

Pour un régime hydrologique donné, la concentration en sel dissous dépend au premier chef de la nature minéralogique du bassin concerné, de l'importance des nappes souterraines et de la vitesse du transit de l'eau dans ces nappes, vitesse qui intervient sur la durée du contact de cette eau avec la roche. On peut ajouter comme paramètre l'agressivité des précipitations mesurée par leur teneur en CO_2 libre et leur degré de pureté. Le phénomène est donc complexe et il ne faut pas s'attendre à pouvoir le représenter avec précision par des relations simples.

Il est toutefois logique de penser, et l'expérience le confirme, que les eaux souterraines sont plus chargées en sels dissous que les eaux de surface, mis à part certains phénomènes de lessivage superficiel, par suite de leur contact prolongé avec les roches. Il faut donc s'attendre à ce que, toutes choses égales d'ailleurs, les basses eaux, qui sont essentiellement alimentées par l'écoulement souterrain, soient plus chargées que les débits importants. Il est donc logique qu'il existe une relation, certes non fonctionnelle, entre la salure et le débit. L'expérience montre qu'il en est bien ainsi ; elle met de plus en évidence une influence saisonnière sur cette relation ; pour l'établir, il sera donc plus efficace de procéder mois par mois, ou tout au moins trimestre par trimestre. On procède de la façon suivante.

Pour chaque mois i :

— on reporte tous les s_{ji} observés en regard des q_{ji} qui leur correspondent,

— on constate une grande dispersion, mais avec tendance très nette à une décroissance de s_{ji} lorsque les q_{ji} augmentent.

La dispersion est souvent telle que l'utilisation sans précaution d'une régression poserait des problèmes importants de réduction de variance, davantage que pour les débits. Pour éviter ces inconvénients, nous avons mis au point la technique suivante, qui n'est peut-être pas générale, mais qui a l'avantage de respecter intégralement les propriétés statistiques de l'échantillon.

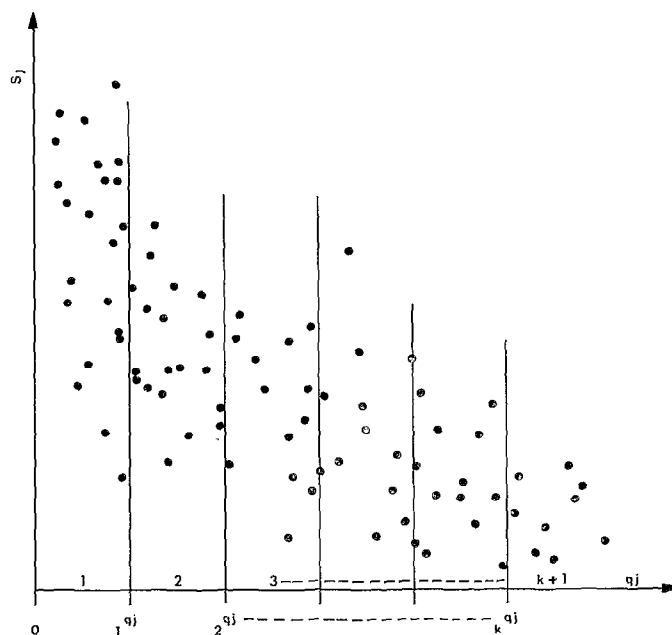


Fig. 13.

Considérons la figure 13 sur laquelle est représenté l'échantillon des couples (s_{ji}, q_{ji}) pour le mois i . On détermine un certain nombre de classes de débit.

- Classe 1 0 à 1^{qj}
- Classe 2 1^{qj} à 2^{qj}
-
- Classe k $k - 1^{qj}$ à k^{qj}
- Classe $k + 1$ $> k^{qj}$.

de telle façon qu'à l'intérieur de chacune d'elles on puisse considérer que l'influence de la variation du débit sur la salinité est négligeable. Si on admet cette hypothèse, dont on peut se rapprocher autant qu'on veut en diminuant la longueur des intervalles de classe, la distribution des salures à l'intérieur d'un intervalle quelconque $l (l_1 - l_{qj}, l_{qj})$ est la même pour toute valeur de cette intervalle. On peut donc étudier en toute indépendance la distribution correspondante à partir de l'échantillon partiel des salinités constitué par les valeurs s_j des couples (s_j, q_j) de l'intervalle.

Si on a pu ajuster une fonction de répartition ${}_1F(s)$ à cette distribution, on sera en droit, inversement, d'associer à une valeur quelconque de q appartenant à l'intervalle l , une salure s tirée au hasard dans la loi ${}_1F(s)$. En fait, il n'est même pas nécessaire de calculer une telle loi; on se contentera de donner un numéro à chacune des salures ${}_r s_j$, r variant de 1 à l , et les s_j étant dans un ordre quelconque; l'ensemble des ${}_r s_j$ ainsi définis et numérotés constitue un « réservoir de salinité » dans lequel il suffit de puiser par un tirage au hasard dans une loi uniforme.

L'avantage de cette méthode « non paramétrique » par rapport à celle qui consiste à adopter, puis à ajuster une loi de répartition, est que son application ne préjuge en rien de la forme de la distribution; elle ne pose donc aucun problème d'adéquation. Elle a comme inconvénient de ne pas « interpréter » l'échantillon et notamment de ne pas envisager des valeurs de fréquence plus rare que celles qui sont actuellement disponibles. Mais si l'on considère la valeur toute relative de l'extrapolation d'une courbe de répartition en la matière, cet inconvénient est, à notre avis, largement compensé par les avantages cités.

On donne sur le tableau VIII un exemple montrant la structure d'une telle série de réservoirs de salinité. L'échantillon disponible se compose au total de 4055 concentrations moyennes journalières calculées à partir de plus de 8 000 analyses d'eau. Il est divisé suivant les 12 mois de l'année (la numérotation des mois correspond à l'année calendaire) et suivant 8 classes de débits indiquées au bas du tableau, ce qui fait un total de 96 réservoirs. Lorsqu'un réservoir ne comporte pas de mesure de salinité, cela peut présenter des inconvénients lors de l'exécution des calculs; pour être à l'abri de toute surprise désagréable, le programme chargé de l'élaboration du système de réservoirs complète les cases vides en puisant dans celles qui correspondent aux mois adjacents. Cela peut se produire pour les classes de débits extrêmes.

A l'ORSTOM, l'opération est effectuée au moyen du programme 703 pour un découpage mensuel (comme ici) et par le programme 703 bis si le découpage est trimestriel. Le résultat est une matrice des salures à trois dimensions dont les indices représentent

- le numéro d'ordre de la salure dans le réservoir,
- le mois,
- la classe de débit à laquelle appartient le débit associé à la salinité.

Cette matrice permet de reconstituer les salures correspondant à tous les débits moyens journaliers observés pour lesquels il n'y a pas eu de mesure de salinité. Le programme 704 qui fait cette opération pour un découpage mensuel, procède de la façon suivante :

- a) Enregistrement de la matrice des salures :
 - Lecture des débits limites de classes.
 - Lecture de la matrice des salures (dans l'ordre : classe, mois, numéro de série de la salure) : ECHASA (NOCL, MOIS, K).
- b) Lecture des débits journaliers :
 - On lit les débits journaliers pour un mois et on les met dans un vecteur à 31 positions : DEB (J).
 - Au fur et à mesure de la lecture par carte de quinzaine, on reperfère les données pour constituer un jeu définitif débits et salures.

TABLEAU VIII
EXEMPLE DE RÉSERVOIRS DE SALINITÉS
(Année calendaire)

Classes	1	2	3	4	5	6	7	8
Mois								
1	6	13	37	63	79	57	34	19
2	0	2	15	108	97	54	26	11
3	0	32	86	93	88	23	7	2
4	7	54	134	103	60	29	9	4
5	6	79	122	71	46	10	3	1
6	5	140	98	53	18	1	2	0
7	65	173	85	33	5	0	0	0
8	23	158	109	19	21	1	1	0
9	55	102	98	56	15	4	0	0
10	34	81	68	96	26	12	9	10
11	15	68	86	98	31	20	7	2
12	31	66	80	85	63	17	16	4

Classe 1	0 à	2 000 l/s
Classe 2	2 000 à	4 5000 l/s
Classe 3	4 500 à	10 000 l/s
Classe 4	10 000 à	20 000 l/s
Classe 5	20 000 à	45 000 l/s
Classe 6	45 000 à	100 000 l/s
Classe 7	100 000 à	200 000 l/s
Classe 8	200 000 à	2 000 000 l/s

c) Lecture des salures moyennes journalières.

— On lit les salures moyennes pour un mois (le même que celui des débits qu'on vient de traiter) et on les range dans un vecteur SAL (J).

d) Détermination des salures journalières manquantes.

— Dans une boucle $J = 1,31$, on teste d'abord DEB (J). S'il est négatif, c'est qu'il n'y a pas de débit observé pour le jour J ; il n'est donc pas possible de compléter la salinité et on passe. S'il est positif, on teste SAL (J) ; si elle est positive, c'est qu'il y a observation de salinité ; on passe, s'il est négatif, on complète.

— Pour compléter : on cherche dans quelle classe se trouve $X = DEB (J)$, soit NOCL ; on tire au hasard un nombre inférieur ou égal à NC, nombre de salures classées dans NOCL, soit K, et on associe à DEB (J) une salure SAL (J) égale à ECHASA (NOCL, MOIS, K).

e) Perforation des salinités sous la même forme que les débits observés.

On revient alors à b) pour lire les débits du mois suivant, et on continue ainsi jusqu'à épuisement des données.

L'opération a permis de constituer un échantillon dans lequel à chaque débit moyen journalier correspond une salure moyenne journalière. Pour les mois complets en débits observés, on peut alors calculer les salures moyennes mensuelles. Restent les mois pour lesquels on a pu reconstituer les débits moyens mensuels, sans posséder les débits journaliers (homogénéisation). Pour leur attribuer une salure moyenne, on procède d'une façon analogue à ce qui précède.

Dans une première étape, on constitue des réservoirs de salinités moyennes mensuelles en définissant (pour chaque mois ou pour chaque trimestre) un certain nombre de classes de débits dans lesquels on vient ranger les salinités correspondantes ; ces classes seront bornées par des valeurs $(1-1)qm_1$ et $1qm_1$ au lieu de $(1-1)qj_1$ et $1qj_1$. Le travail est effectué par un programme POH 706, dont la logique est voisine de celle de POH 703.

La seconde étape consistera, pour chaque débit moyen mensuel qm_1 non pourvu d'une indication de salure moyenne, à tirer au hasard une salinité dans le réservoir l tel que $(1-1)qm_1 < qm_1 < 1qm_1$, et à l'affecter à qm_1 . Le problème est traité par un programme POH 707 tout à fait semblable au programme 704.

5.4. CALCUL DE L'ÉCHANTILLON HISTORIQUE POUR LE MODÈLE.

Lors du découpage géographique, on s'arrange pour que les stations du réseau tombent autant que possible à des limites d'unités hydrauliques. Mais cela n'est pas toujours possible d'une part, et d'autre part les unités hydrauliques sont toujours plus nombreuses que les stations de mesure. Il est donc nécessaire de procéder à une interpolation géographique, et même parfois d'utiliser l'analogie et la transposition pour calculer tous les A_n , SA_n , AC_n et SAC_n .

5.4.1. Calcul des A_n et AC_n (apports).

On commence par dresser un tableau donnant, pour chaque unité n, sa superficie et la nature des apports. Le tableau IX montre l'exemple d'un aménagement comportant 20 unités hydrauliques. En principe, lorsque l'unité se situe à l'intérieur d'un réseau de stations, c'est-à-dire encadrée en amont et en aval, on fait simplement une répartition au prorata des superficies, au moins dans un premier stade (interpolation géographique). Lorsque l'unité est en dehors du réseau des stations, on cherche à lui attribuer un débit spécifique par comparaison avec d'autres parties mieux connues du bassin ou avec d'autres bassins que l'on suppose avoir le même régime (extrapolation ou transposition). Cette dernière opération provoque nécessairement une légère erreur systématique par défaut sur la variance de l'échantillon global constitué pour le modèle, mais cette influence est presque toujours négligeable et en tout cas l'erreur obtenue n'est pas du même ordre que celles qui proviennent de bien d'autres facteurs.

Le calcul pratique de l'interpolation est basé sur l'examen de quatre cas élémentaires schématisés sur la figure 14.

1^{er} cas. — *Unité hydraulique confondue avec le bassin versant d'une station de base* (fig. 14-1).

On identifie les apports A_s à la station aux apports A_n sur l'unité en effectuant un simple changement du numéro d'identification de la station contre celui de l'unité :

$$A_n = A_s$$

TABLEAU IX

N° de l'unité	Superficie km ²	Identification des apports
1	778	A1, AC1
2	127	AC2
3	226	AC3
4	négligeable	—
5	10309	A5
6	334	AC6
7	négligeable	—
8	2588	AC8
9	110	A9
10	272	AC10
11	153	AC11
12	négligeable	—
13	103	A13
14	499	AC14
15	206	A15
16	868	AC16
17	1200	A17
18	1725	AC18
19	705	AC19
20	négligeable	—

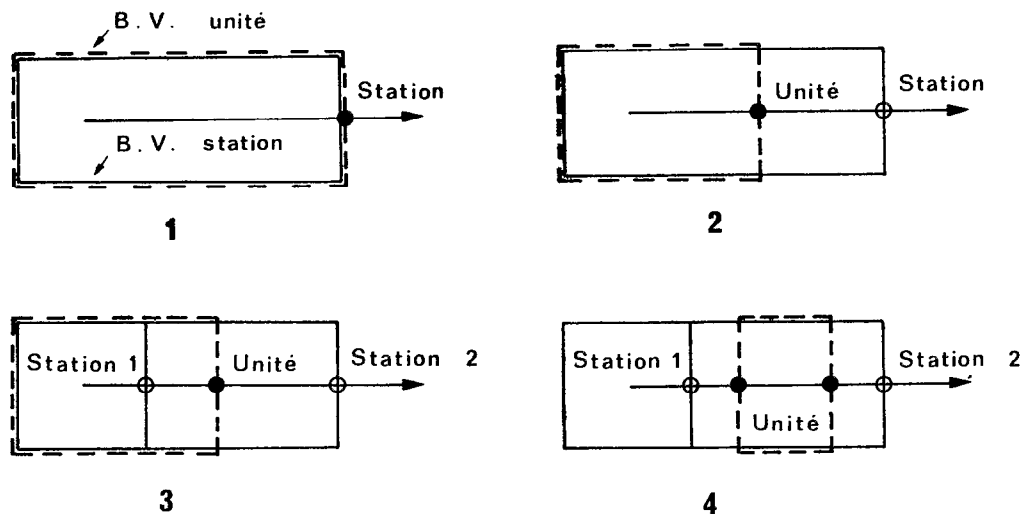


Fig. 14. — Calcul des apports sur les unités hydrauliques.

2^e cas. — Station de base unique et bassin versant de la station différent de l'unité (fig. 14-2).

Les apports A_n sur l'unité sont obtenus à partir de ceux de la station de base A_s par calcul au prorata des superficies des bassins :

$$A_n = A_s * \frac{S_n}{S_s}$$

3^e cas. — Deux stations de base encadrant la limite de l'unité hydraulique (fig. 14-3).

Les apports A_n sur l'unité sont calculés par interpolation linéaire entre les apports A_{s1} et A_{s2} aux stations 1 et 2 :

$$A_n = A_{s1} + (A_{s2} - A_{s1}) * \frac{S_n - S_{s1}}{S_{s2} - S_{s1}}$$

4^e cas. — *Apports intermédiaires* AC_n *avec deux stations de base encadrant l'unité* (fig. 14-4).

Les apports intermédiaires AC_n sont obtenus à partir des apports intermédiaires entre les deux stations au prorata des superficies de l'unité et du bassin intermédiaire :

$$AC_n = (A_{s_2} - A_{s_1}) * \frac{S_n}{S_{s_2} - S_{s_1}}$$

Il existe d'autres cas, mais ils sont très voisins de ceux-ci. Dans l'application des calculs relatifs au 4^e cas, on rencontre parfois quelques difficultés. Il arrive en effet que, au pas de temps mensuel, la différence entre les apports observés à la station aval et ceux de la station amont soit négative, bien que le bilan annuel soit normalement positif. Ceci se produit en particulier lorsque les deux stations de base sont assez éloignées ou séparées par un bassin intermédiaire de grande surface comportant des affluents dont le régime hydrologique diffère de celui du cours d'eau sur lequel est située la station la plus amont. On peut alors procéder comme suit, pour différentes unités hydrauliques situées entre deux stations de base.

- On calcule les apports intermédiaires mensuels et annuels entre les deux stations ;
- On détermine la distribution temporelle moyenne de cet écoulement intermédiaire pour la totalité de la période disponible (période d'observations communes entre les deux stations). On obtient ainsi des coefficients mensuels de distribution exprimés en % du module interannuel ;
- Pour chaque année de la période de reconstitution, on utilise ces coefficients pour le calcul de l'apport intermédiaire mensuel à partir de l'apport annuel observé ;
- On répartit cet apport intermédiaire mensuel sur chaque unité au prorata de sa superficie et de celle du bassin versant intermédiaire.

Cette difficulté ne devrait du reste pas se présenter si les apports aux stations de base ont été préparés en suivant strictement les consignes indiquées en fin de 5.2.

5.4.2. *Calcul des* SA_n *et* SAC_n *(salures des apports).*

Il y a de nombreuses façons d'interpoler les salinités. On pourrait par exemple passer par l'intermédiaire des poids de sel transités mois par mois aux stations de base, et opérer de façon analogue à ce qui a été fait pour les apports. Cela supposerait une certaine homogénéité dans la production de la salure pour l'ensemble du bassin, ou tout au moins pour des parties importantes du bassin facilement délimitables. Cette condition n'est pas toujours réalisée et l'origine de la salinité des eaux est souvent localisée. C'est ainsi que les sulfates solubles proviennent généralement de terrains ayant une forte teneur en gypse (surtout dans le Trias), qui se présentent souvent par plaques.

L'interpolation géographique peut être sérieusement améliorée si on dispose, pour chaque bassin d'alimentation d'une unité, de la proportion (en surface) de formations salines, et si on peut établir, à partir des mesures effectuées aux stations du réseau, une relation entre cette proportion et l'apport spécifique de sel. Ceci veut dire qu'on puisse définir, pour le bassin et pour un mois m donné, car il faut s'attendre à une influence saisonnière assez marquée, une relation de la forme :

$$SAspe = f_m (Q_{spe}, pS)$$

dans laquelle on désigne par

$SAspe$	l'apport spécifique en sel,
Q_{spe}	l'apport spécifique en eau,
pS	le pourcentage de formation saline.

S'il existe une bonne carte lithographique, on peut assez facilement déterminer pS pour tous les bassins fournisseurs des unités et pour les bassins contrôlés par des stations de réseau. Le problème serait alors résolu s'il était possible de déterminer f_m avec une approximation convenable. Cette détermination ne peut se faire qu'en traçant un faisceau de courbes expérimentales à partir des résultats des stations du réseau. La précision dépendra

- du nombre de mesures disponibles à chaque station,
- du nombre de stations,
- de la variabilité de pS ,

ce dernier facteur étant particulièrement important.

Si l'information disponible est insuffisante, ce qui est presque toujours le cas, il est préférable de procéder par analogie. Nous indiquerons la méthode mise au point par H. DOSSEUR (O.R.S.T.O.M.).

- On part des séries d'apports et de salures déjà constituées pour les stations de base.
- Si le bassin de l'unité hydraulique est confondu avec celui d'une station de base, on identifie les concentrations à la station et les concentrations sur l'unité par une simple permutation des numéros d'identification.
- Dans le cas général :

1) On affecte à chaque unité n une station de base qui est choisie de telle façon que son bassin versant soit le plus représentatif de celui de l'unité considérée, compte tenu de sa situation géographique et de sa nature géologique. Ce choix peut parfois être précisé par l'utilisation de renseignements complémentaires concernant la salinité dans un secteur déterminé (mesures ponctuelles, indications d'ordre qualitatif...). C'est là que les mesures sporadiques signalées en 5.3. peuvent être précieuses.

2) On associe à l'unité considérée les réservoirs de salinités obtenues sur la station de base qui lui a été affectée.

3) Pour chaque débit AC_n , on détermine une concentration moyenne SAC_n par tirage au hasard dans ces réservoirs, suivant la méthode indiquée antérieurement avec toutefois une transformation préalable des classes de débits en classes de débits spécifiques pour tenir compte du rapport des superficies entre l'unité et le bassin versant de la station de base associée.

Du fait même de la méthode utilisée, l'échantillon, global pour l'aménagement, contenant tous les SAC_n , peut présenter et même présentera à peu près sûrement des incompatibilités analogues à celles qui ont été signalées pour les débits liquides. Il faudra donc contrôler, au moyen d'un programme annexe, que les poids de sel $PS_n = AC_n * SAC_n$ obtenus pour chaque mois de chaque année de la période historique sont tels que

— le PS d'un point quelconque du réseau hydrographique est au moins égal au PS de tout point situé à son amont,

— si un point i limite à l'aval une unité limitée à l'amont par des points l, m, \dots, r , PS_i doit être au moins égal à $PS_l + PS_m + \dots + PS_r$.

Pour tous les mois où ces conditions ne sont pas réalisées, il est indispensable de retoucher la répartition des salinités dans le bassin pour rétablir la compatibilité. On est actuellement en train d'élaborer un programme pour réaliser automatiquement cette opération mais, ainsi que nous avons pu le constater, il n'est pas très astreignant de le faire « à la main ».

5.5. ÉCHANTILLON SYNTHÉTIQUE.

On admet qu'une suite de débits moyens mensuels (ou de volumes d'apports) peut être considérée comme une série chronologique régie par un processus aléatoire (dit aussi stochastique) de forme générale :

$$Y_t = S_r + ATC_{t, t-1} \dots + \varepsilon$$

où

Y_t désigne le débit moyen mensuel du mois t (dans la série),

S_r représente la composante saisonnière, avec $r = \text{MOD}(t, 12)$,

$ATC_{t, t-1} \dots$ traduit l'effet de persistance, lié du point de vue statistique à l'autocorrélation,

ε est une composante purement aléatoire.

On peut du reste envisager d'autres types de processus, même en ne considérant que la définition très large de la forme générale. Il est clair que si l'on a pu déterminer le choix de la forme des différentes composantes de la relation et en estimer les paramètres, il est alors possible de construire, uniquement à partir de celle-ci et de tirages au hasard, un échantillon qu'on appellera fictif ou synthétique, ayant les mêmes propriétés statistiques que l'échantillon naturel. L'ennui, c'est qu'on ne dispose guère de tests permettant de vérifier la validité des hypothèses de bases obligatoirement arbitraires qu'il faut bien faire pour construire le processus. Après les avoir examinées en détail, nous estimons qu'actuellement aucune des tentatives qui ont été faites dans ce sens ne sont véritablement satisfaisantes.

Il peut être néanmoins intéressant de disposer d'un tel échantillon fictif qui peut être aussi long qu'on veut, et permettre ainsi de faire ressortir un certain nombre de situations rares dans l'exploitation de l'aménagement difficilement concevables sans cette technique. C'est pourquoi nous avons élaboré une méthodologie simplifiée basée sur le fait que, dans un aménagement comportant une régularisation au moins annuelle, le paramètre principal des apports est le débit moyen annuel et que la répartition en débits mensuels, bien qu'importante, peut se contenter d'une estimation plus sommaire.

La méthode exposée comporte deux stades :

— une estimation (classique) de la distribution statistique des débits moyens annuels,

— la création d'un « réservoir de répartitions mensuelles » qui sera utilisé pour « mettre en forme » les débits annuels.

On pourra nous opposer que la première de ces opérations comporte ce même genre d'arbitraire que nous avons reproché aux processus : absence de tests d'adéquation. C'est exact, mais nous ferons remarquer qu'à défaut de test purement objectif, un contrôle subjectif est beaucoup plus facile et plus efficace ici que dans le cas d'un processus. Enfin la technique est d'application plus simple.

Il n'est peut-être pas superflu de rappeler une fois de plus que le tirage au sort d'un échantillon fictif ne constitue en rien une extension des données hydrologiques, comme c'était le cas, par exemple, de la mise en œuvre des corrélations hydro-pluviométriques. On ne peut en attendre aucune amélioration de la connaissance du régime hydro-

logique dont les paramètres ne peuvent être définis avec une précision supérieure à celle que permet l'échantillon tiré des débits et des pluies observées.

Nous savons que si les modules sont distribués normalement, la loi de probabilité est entièrement définie par la moyenne et l'écart-type. Nous traiterons uniquement ce cas, tout en rappelant que la condition de normalité n'est nullement exigée et qu'une opération analogue peut être menée à partir de n'importe quelle loi ajustée et même à partir d'une courbe totalement empirique de distribution. La seule condition exigée est que la variable (ici le module) soit indépendante. Nous l'admettons.

L'exemple proposé se rapporte aux débits du SÉNÉGAL à BAKEL. Les débits moyens mensuels et annuels observés sont donnés dans le tableau X. Le débit moyen annuel, ou module, a pour valeur moyenne 768 m³/s et comme écart-type 235 m³/s. La variable réduite de GAUSS est donc, en désignant par Q un module quelconque :

$$u = \frac{Q - 768}{235}$$

TABLEAU X
LE SÉNÉGAL A BAKEL
Débits moyens mensuels
(en m³/s)

Année	M	J	J	A	S	O	N	D	J	F	M	A	Module
1903-04	(10)	(120)	637	1762	2535	934	(380)	(142)	(84)	(53)	(28)	(10)	(559)
1904-05	(5)	(11)	578	2408	2933	986	481	208	121	80	(47)	(20)	(659)
1905-06	(10)	177	807	2503	2090	2180	951	292	145	92	(54)	(23)	(782)
1906-07	21	75	872	4700	3551	1315	603	(310)	(170)	(100)	(55)	(25)	(990)
1907-08	(10)	(120)	(403)	905	2194	1282	613	(340)	(185)	(110)	(62)	(28)	(521)
1908-09	(10)	81	799	2195	3691	1395	(500)	(235)	(130)	(75)	(42)	(18)	(767)
1909-10	(10)	(286)	949	2967	4144	1296	590	(255)	(140)	(83)	(46)	(20)	(902)
1910-11	(10)	(120)	(590)	2134	3004	1221	472	(215)	(120)	(70)	(38)	(16)	(670)
1911-12	(10)	(120)	(590)	1455	2439	930	431	(220)	(125)	(72)	(38)	(16)	(537)
1912-13	(10)	(120)	(590)	1425	2348	1305	(436)	(230)	(135)	(78)	(43)	(18)	(564)
1913-14	(10)	(120)	(497)	902	1131	876	(372)	(195)	(112)	(65)	(36)	(14)	(363)
1914-15	(10)	(120)	(590)	(1323)	1423	1035	(360)	(200)	(115)	(70)	(40)	(16)	(444)
1915-16	(10)	(90)	636	1896	2442	1261	(350)	(190)	(105)	(62)	(34)	(12)	(592)
1916-17	(5)	(4)	726	1782	3223	1664	(400)	(210)	(120)	(70)	(38)	(16)	(691)
1917-18	(10)	(20)	(250)	(2012)	3219	1132	(330)	(185)	(100)	(58)	(32)	(11)	(615)
1918-19	(10)	(160)	687	3072	4628	2307	608	(300)	(175)	(100)	(55)	(25)	(1014)
1919-20	(10)	(140)	(404)	(1704)	2261	1026	(356)	(210)	(115)	(70)	(38)	(15)	(530)
1920-21	(10)	(120)	(540)	2535	4252	1311	596	(290)	(160)	(95)	(52)	(23)	(834)
1921-22	(10)	(120)	(396)	(1201)	(2100)	736	(270)	(150)	(90)	(50)	(26)	(10)	(431)
1922-23	(10)	(40)	402	3213	6746	2778	778	316	158	(95)	(53)	(23)	(1219)
1923-24	(10)	(90)	628	(1808)	3764	1463	741	272	138	(80)	(44)	(19)	(754)
1924-25	(10)	(171)	1469	(4172)	(5602)	2597	806	384	(210)	(125)	(70)	(32)	(1309)
1925-26	(14)	101	397	2280	3275	2506	765	(325)	(185)	(110)	(65)	(30)	(841)
1926-27	(10)	(140)	(507)	(1607)	1741	(973)	715	270	(130)	(76)	(43)	(18)	(521)
1927-28	(10)	(120)	(777)	2800	(4745)	(2743)	878	(380)	(205)	(120)	(70)	(32)	(1075)
1928-29	(10)	(100)	458	3296	5046	1872	825	(332)	(190)	(110)	(65)	(27)	(1030)
1929-30	(10)	(350)	992	3244	4857	1510	543	(260)	(145)	(85)	(45)	(20)	(1008)
1930-31	(10)	(170)	(649)	(2621)	(3412)	(1929)	(605)	(290)	(167)	(97)	(58)	(25)	(839)
1931-32	(10)	(170)	940	1755	2715	2119	550	(270)	(155)	(90)	(50)	(22)	(739)
1932-33	(10)	(130)	(780)	2780	3181	1369	(445)	(227)	(130)	(75)	(43)	(19)	(770)
1933-34	(10)	(153)	1087	3302	3571	1066	(386)	(200)	(115)	(68)	(35)	(12)	(838)
1934-35	(10)	(20)	270	2339	3496	1315	(440)	(220)	(130)	(75)	(43)	(19)	(700)
1935-36	(10)	(120)	(896)	(4269)	(4971)	2487	(630)	(265)	(152)	(88)	(50)	(20)	(1166)
1936-37	(10)	(85)	599	4593	(5825)	2261	707	334	172	105	62	(25)	(1236)
1937-38	(10)	(120)	397	1748	3108	1339	504	(230)	(130)	(75)	(41)	(17)	(645)
1938-39	(10)	(120)	479	1826	3995	1870	800	(270)	(150)	(88)	(48)	(21)	(808)
1939-40	(2,3)	(28)	362	1935	2089	1377	(435)	(220)	(125)	(72)	(40)	(16)	(560)
1940-41	(10)	(50)	210	1316	1343	1254	(529)	(200)	(120)	(68)	(38)	(15)	(432)
1941-42	(10)	(120)	339	1158	2115	740	(247)	(130)	(75)	(44)	(19)	(6,5)	(418)
1942-43	(10)	(120)	385	1896	1715	539	(266)	(140)	(80)	(45)	(25)	(8)	(438)
1943-44	(10)	(120)	366	1867	2951	1801	443	(195)	(110)	(65)	(35)	(14)	(666)
1944-45	(10)	(120)	225	814	1444	663	(339)	(160)	(95)	(55)	(28)	(10)	(331)
1945-46	(10)	(120)	396	3260	4738	1909	(464)	(195)	(110)	(65)	(35)	(14)	(946)
1946-47	(10)	(120)	362	2505	3024	1819	580	(238)	(130)	(75)	(41)	(17)	(747)
1947-48	(10)	(120)	343	1860	3363	1509	(397)	(180)	(105)	(60)	(32)	(12)	(666)
1948-49	(5)	44	712	2041	2919	1104	495	(191)	(105)	(60)	(32)	(12)	(646)

TABLEAU X
(suite)

Année	M	J	J	A	S	O	N	D	J	F	M	A	Module
1949-50	(5)	(9)	377	2272	2123	947	(282)	(155)	(90)	(50)	(27)	(10)	(532)
1950-51	(5)	(3)	545	2914	5891	3071	778	304	153	86	43	13	1154
1951-52	4	57	387	1418	2331	3581	1455	423	214	125	(64)	(27)	843
1952-53	(5)	22	524	1395	2421	3126	(597)	(246)	(134)	(71)	37	17	721
1953-54	3	101	788	1547	2926	1236	464	219	140	81	41	13	632
1954-55	12	253	963	3987	4419	1655	681	396	197	116	68	42	1070
1955-56	32	207	612	3563	4004	2615	770	347	203	119	69	34	1051
1956-57	13	40	495	2210	5237	2159	634	285	163	99	60	24	953
1957-58	8	215	608	2668	4227	2904	935	351	197	118	67	32	1031
1958-59	18	175	568	3985	4028	1916	785	444	237	139	84	40	1040
1959-60	19	164	583	2434	4047	1242	489	223	126	76	42	17	788
1960-61	5	82	789	1790	2508	1301	504	213	120	75	41	16	623
1961-62	3,5	102	781	2956	5201	1360	458	207	121	74	40	12	945
1962-63	2,7	85	511	2220	3632	1620	594	262	138	86	43	18	770
1963-64	8	7	473	1620	2772	1988	636	230	129	72	36	18,3	667
1964-65	(3,2)	171	602	1973	5680	1989	580	285	166	105	58	26	970

Pour effectuer le tirage au sort, nous allons utiliser une table de nombres au hasard, celle dont un extrait figure sur le tableau XI. Elle peut être utilisée soit dans le sens des lignes, soit dans celui des colonnes, de droite à gauche ou de gauche à droite, de haut en bas ou de bas en haut, en commençant n'importe où. L'essentiel est de fixer l'ordre de consultation et de s'y tenir durant toute l'opération de tirage. On peut utiliser des séries de 1, 2, 3... n chiffres suivant la précision désirée. Ces tables sont constituées de telle manière que la répartition statistique des nombres tirés est uniforme. Supposons que l'on tire des nombres de 5 chiffres, ces nombres peuvent varier de 00000 à 99999. Soit le nombre 26 619 ; d'après la répartition uniforme, on a une probabilité de 0,26619 de tirer un nombre inférieur ou égal à 26 619. Autrement dit, chaque tirage nous donne directement la valeur de la fonction de répartition si on fait précéder le nombre tiré de 0, (1).

TABLEAU XI
NOMBRES AU HASARD

	5	10	15	20	25	30	35	40
	43645	89239	00384	10858	21789	14093	06268	46460
	61618	19275	40744	22482	12424	98601	19089	53166
40	68136	06546	04029	47946	19526	27122	42515	55048
	74005	34558	93779	96120	01695	47720	88646	73520
	54437	88825	07943	81795	31709	13358	04626	64838
	01990	94762	89926	84764	19159	95355	98213	17704
	02404	42408	67981	43684	55467	47030	42545	43920
45	59253	71535	26149	35629	87127	45581	00185	01041
	20471	13914	99330	37938	69649	57964	97149	41628
	65946	60766	74084	22484	49514	89820	41310	19722
	00939	47818	75949	44707	49105	06777	31998	79942
	49952	29123	45950	37578	13524	03023	18046	75287
50	17328	70732	46319	26950	19037	02831	36558	82712
	19420	70215	90476	76400	51553	12158	14668	15656
	19121	41190	49145	05373	00755	17817	22757	76116
	44300	56179	71202	49238	83682	21989	63268	74644
	99403	96757	34512	06475	89028	00290	93766	70812
55	78578	51589	83195	56332	75076	58202	58038	38817
	89830	60177	94550	10119	09083	33398	29974	67721
	89502	83947	99940	60969	79452	91472	12611	41681
	11187	95098	50369	94874	19853	06933	69767	88842
	47886	49549	64465	14508	28215	47766	03076	25940
60	21325	89726	96964	66106	68517	67954	16570	72433
	59927	79213	96072	64540	59002	26619	02930	83677
	44232	30754	59691	34893	92531	70313	24969	14458

(1) Dans la pratique du calcul automatique, on utilise des générateurs de nombres au hasard basés sur les propriétés de certaines relations de congruence.

Or, toute loi de probabilité peut se ramener à une loi uniforme par anamorphose, en prenant pour variable transformée la fonction de répartition elle-même, c'est-à-dire, dans le cas de la loi normale, en remplaçant u par $F(u)$. Inversement, ayant fait un tirage au hasard dans une loi uniforme, on peut considérer que le nombre tiré précédé de 0, donne une valeur de $F(u)$. C'est ainsi que le tirage 26 619 correspond à $F(u) = 0,26619$, soit, d'après une table de GAUSS, à $u = -0,62$, et le débit correspondant serait donc égal à :

$$Q = 768 - 0,62 * 235 = 622 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Procédons ainsi à quelques tirages sur les nombres au hasard du tableau XI. Nous choisirons, tout à fait arbitrairement, de commencer en haut à gauche et de suivre les chiffres par colonnes descendantes en retenant des nombres de 5 chiffres successifs.

On peut obtenir successivement :

46675	$F(u) = 0,46675$	$u = -0,085$	$Q = 748 \text{ m}^3/\text{s}$
00526	$F(u) = 0,00526$	$u = -2,56$	$Q = 168 \text{ m}^3/\text{s}$
04111	$F(u) = 0,04111$	$u = -1,74$	$Q = 358 \text{ m}^3/\text{s}$
49788	$F(u) = 0,49788$	$u = -0,001$	$Q = 766 \text{ m}^3/\text{s}$
14254	$F(u) = 0,14254$	$u = -1,07$	$Q = 517 \text{ m}^3/\text{s}$
31844	$F(u) = 0,31844$	$u = -0,47$	$Q = 658 \text{ m}^3/\text{s}$
12905	$F(u) = 0,12905$	$u = -1,13$	$Q = 502 \text{ m}^3/\text{s}$
09799	$F(u) = 0,09799$	$u = -1,29$	$Q = 465 \text{ m}^3/\text{s}$
49899	$F(u) = 0,49899$	$u = 0,00$	$Q = 768 \text{ m}^3/\text{s}$
17194	$F(u) = 0,17194$	$u = -0,95$	$Q = 545 \text{ m}^3/\text{s}$
66104	$F_1(u) = 0,33896$	$u = +0,41$	$Q = 862 \text{ m}^3/\text{s}$
94249	$F_1(u) = 0,05751$	$u = +1,58$	$Q = 1\ 139 \text{ m}^3/\text{s}$
99341	$F_1(u) = 0,00659$	$u = +2,48$	$Q = 1\ 351 \text{ m}^3/\text{s}$
etc.			

On voit qu'il est facile de tirer 200 ou 300 modules au hasard par ce procédé. Il faut toutefois se méfier des régimes pour lesquels l'écart-type est important. En effet, on tombe alors assez facilement dans de très petits débits pour lesquels la répartition normale n'est plus justifiée. Dans le cas du SÉNÉGAL à BAKEL, par exemple, si l'opération précédente avait été faite réellement pour une étude de projet, on aurait regardé de plus près la répartition des petits débits et les tirages, pour les faibles valeurs de $F(u)$, auraient été convertis au moyen d'une courbe empirique ou d'une loi de Pearson III plus près de la réalité,

Il s'agit maintenant de répartir chacun des modules sur les 12 mois de l'année. Cette répartition est une fonction aléatoire qui peut être représentée en calculant, pour chaque mois, les pourcentages au module. Dans l'opération de simulation, la distribution saisonnière intervient comme un terme correctif ; on pourrait donc se contenter à la rigueur d'adopter pour toutes les années la répartition moyenne donnée par la période observée ou étendue. On peut également numéroter chacune des répartitions observées et pour chaque module tiré au hasard, tirer également au hasard une des répartitions. Ceci peut être fait au moyen de la table de nombres au hasard, en tirant des nombres consécutifs de 2 chiffres (si on a moins de 100 années d'observations) et en rejetant le nombre 00 et les nombres supérieurs au nombre d'années d'observations.

Mais cette opération suppose que la forme de la distribution saisonnière est indépendante de la grandeur du module. Il convient donc, par le choix d'un indice de forme convenable, de vérifier que cette condition est respectée, au moins de façon suffisamment approchée. Reprenons l'exemple du tableau X et dressons (tableau XII) la liste des coefficients mensuels. Si on désigne par q_i la valeur d'un débit mensuel et par Q celle d'un débit annuel, on a adopté ici, comme expression du coefficient mensuel, $100 q_i/12 Q$, c'est-à-dire, pour chaque mois, le pourcentage au volume écoulé annuel.

La distribution saisonnière est essentiellement caractérisée, tout au moins pour l'exemple cité, par la forme plus ou moins « pointue » de l'hydrogramme annuel et par le caractère plus ou moins précoce ou tardif de la saison des pluies. La première caractéristique peut être représentée par la fraction du volume annuel écoulé pendant le mois le plus fort ou pendant plusieurs mois de hautes eaux. La seconde peut faire appel à la fraction du volume total écoulé à une date donnée depuis le début de l'année hydrologique.

Dans l'exemple cité, on a considéré, pour la première caractéristique, le pourcentage écoulé durant les mois d'août à octobre, c'est-à-dire la somme des coefficients mensuels du tableau XII correspondant à ces mois. On a pris en compte également le coefficient mensuel le plus fort de l'année.

TABLEAU XII
LE SÉNÉGAL A BAKEL
Coefficients mensuels

Année	M	J	J	A	S	O	N	D	J	F	M	A
1903-04	(0,14)	(1,8)	9,5	26,3	37,9	13,9	(5,7)	(2,1)	(1,3)	(0,8)	(0,41)	(0,15)
1904-05	(0,06)	(0,12)	7,3	30,5	37,2	12,7	6,1	2,6	1,6	1,1	(0,50)	(0,23)
1905-06	(0,10)	1,9	8,7	26,8	22,4	23,3	10,2	3,1	1,7	0,97	(0,58)	(0,25)
1906-07	0,17	0,63	7,5	39,8	30,0	11,2	5,2	(2,6)	(1,4)	(0,84)	(0,46)	(6,20)
1907-08	(0,16)	(1,9)	(6,4)	14,5	35,1	20,5	9,8	(5,4)	(3,0)	(1,8)	(1,0)	(0,44)
1908-09	(0,11)	0,89	8,7	23,9	40,2	15,3	(5,4)	(2,6)	(1,4)	(0,82)	(0,47)	(0,21)
1909-10	(0,10)	(2,6)	8,8	27,5	38,4	12,0	5,5	(2,4)	(1,3)	(0,77)	(0,43)	(0,20)
1910-11	(0,13)	(1,5)	(7,4)	26,6	37,5	15,2	5,9	(2,7)	(1,5)	(0,88)	(0,48)	(0,21)
1911-12	(0,15)	(1,9)	(9,2)	22,6	37,8	14,4	6,7	(3,4)	(1,9)	(1,1)	(0,60)	(0,25)
1912-13	(0,16)	(1,8)	(8,7)	21,2	34,8	19,3	(6,5)	(3,4)	(2,0)	(1,2)	(0,66)	(0,28)
1913-14	(0,23)	(2,8)	(11,5)	20,8	26,1	20,2	(8,6)	(4,5)	(2,6)	(1,5)	(0,84)	(0,33)
1914-15	(0,20)	(2,3)	(11,1)	24,9	26,8	19,5	(6,8)	(3,8)	(2,2)	(1,3)	(0,77)	(0,33)
1915-16	(0,15)	(1,3)	9,0	26,7	34,4	17,8	(4,9)	(2,7)	(1,5)	(0,88)	(0,49)	(0,18)
1916-17	(0,06)	(0,05)	8,9	21,6	39,0	20,2	(4,8)	(2,5)	(1,4)	(0,84)	(0,45)	(0,20)
1917-18	(0,14)	(0,27)	(3,4)	(27,4)	43,7	15,3	(4,5)	(2,5)	(1,4)	(0,80)	(0,44)	(0,15)
1918-19	(0,09)	(1,3)	5,7	25,3	38,1	19,1	5,0	(2,5)	(1,4)	(0,83)	(0,46)	(0,22)
1919-20	(0,16)	(2,2)	(6,4)	(26,8)	35,7	16,1	(5,6)	(3,3)	(1,8)	(1,1)	(0,60)	(0,24)
1920-21	(0,10)	(1,2)	(5,4)	25,4	42,6	13,1	6,0	(2,9)	(1,6)	(0,95)	(0,52)	(0,23)
1921-22	(0,20)	(2,3)	(7,7)	(23,2)	(40,7)	14,3	(5,2)	(2,9)	(1,8)	(0,98)	(0,52)	(0,20)
1922-23	(0,07)	(0,27)	2,8	22,0	46,1	19,0	5,3	2,2	1,1	(0,65)	(0,36)	(0,15)
1923-24	(0,11)	(0,99)	6,9	(20,0)	41,6	16,1	8,2	3,0	1,5	(0,89)	(0,49)	(0,22)
1924-25	(0,06)	(1,1)	9,5	(26,7)	(35,8)	16,6	5,1	2,4	(1,3)	(0,80)	(0,44)	(0,20)
1925-26	(0,14)	(1,0)	3,9	22,7	32,6	24,9	7,7	(3,2)	(1,8)	(1,1)	(0,65)	(0,31)
1926-27	(0,15)	(2,2)	(8,2)	(25,8)	27,9	(15,7)	11,5	4,3	(2,1)	(1,2)	(0,68)	(0,27)
1927-28	(0,07)	(0,93)	(6,0)	21,8	36,9	(21,3)	6,8	(2,9)	(1,6)	(0,92)	(0,54)	(0,24)
1928-29	(0,08)	(0,80)	3,7	26,8	40,9	15,2	6,7	(2,7)	(1,5)	(0,89)	(0,52)	(0,21)
1929-30	(0,08)	(2,9)	8,2	26,9	40,3	12,6	4,5	(2,1)	(1,2)	(0,70)	(0,37)	(0,15)
1930-31	(0,10)	(1,7)	(6,5)	(26,1)	(34,0)	(19,2)	6,0	(2,9)	(1,7)	(0,97)	(0,58)	(0,25)
1931-32	(0,10)	(1,9)	10,6	19,9	30,7	24,0	6,2	(3,0)	(1,8)	(1,0)	(0,56)	(0,24)
1932-33	(0,11)	(1,4)	(8,6)	30,2	34,6	14,9	(4,8)	(2,5)	(1,4)	(0,81)	(0,47)	(0,21)
1933-34	(0,09)	1,5	10,9	33,0	35,8	10,7	(3,8)	(2,0)	(1,1)	(0,67)	(0,34)	(0,10)
1934-35	(0,12)	(0,24)	3,2	27,9	41,7	15,7	(5,3)	(2,6)	(1,6)	(0,90)	(0,51)	(0,23)
1935-36	(0,06)	(0,85)	(6,4)	(30,6)	(35,6)	17,9	(4,5)	(1,9)	(1,1)	(0,61)	(0,34)	(0,14)
1936-37	(0,06)	(0,57)	4,1	31,1	(39,4)	15,2	4,8	2,3	1,2	0,70	0,41	(0,16)
1937-38	(0,12)	(1,6)	5,1	22,7	40,3	17,8	6,5	(3,0)	(1,7)	(0,96)	(0,52)	(0,20)
1938-39	(0,10)	(1,2)	4,9	18,9	41,3	19,3	8,3	(2,8)	(1,6)	(0,90)	(0,50)	(0,20)
1939-40	(0,03)	(0,42)	5,4	28,8	31,2	20,5	(6,5)	(3,3)	(1,9)	(1,1)	(0,60)	(0,25)
1940-41	(0,20)	(0,97)	4,1	25,6	26,0	24,3	(10,3)	(3,9)	(2,3)	(1,3)	(0,74)	(0,29)
1941-42	0,20	2,4	6,8	23,1	42,3	14,8	4,9	2,6	1,5	0,88	0,38	0,14
1942-43	0,20	2,3	7,4	36,2	32,7	10,4	5,1	2,7	1,5	0,86	0,48	0,16
1943-44	0,13	1,5	4,6	23,5	37,0	22,5	5,5	2,4	1,4	0,83	0,46	0,18
1944-45	0,25	3,0	5,7	20,6	36,5	16,7	8,5	4,0	2,4	1,4	0,70	0,25
1945-46	0,10	1,1	3,5	28,8	41,8	16,9	4,1	1,7	0,97	0,59	0,31	0,13
1946-47	0,11	1,3	4,1	28,1	33,8	20,4	6,5	2,7	1,5	0,84	0,45	0,20
1947-48	0,15	1,5	4,3	23,3	42,1	18,9	5,0	2,2	1,3	0,73	0,40	0,12
1948-49	0,06	0,58	9,2	26,4	37,8	14,3	6,4	2,5	1,4	0,78	0,42	0,16
1949-50	0,08	0,14	5,9	35,8	33,5	15,0	4,4	2,4	1,4	0,79	0,43	0,16
1950-51	0,04	0,02	3,9	21,1	42,6	22,3	5,7	2,2	1,1	0,63	0,32	0,09
1951-52	0,04	0,56	3,8	14,1	23,1	35,4	14,4	4,2	2,1	1,2	0,63	0,27
1952-53	0,06	0,26	6,2	16,2	28,1	36,3	7,0	2,9	1,5	0,83	0,44	0,21
1953-54	0,06	1,3	10,4	20,5	38,7	16,4	6,1	2,9	1,8	1,1	0,56	0,18
1954-55	0,11	2,0	7,5	31,2	34,5	13,0	5,3	3,1	1,5	0,91	0,55	0,33
1955-56	0,25	1,6	4,9	28,4	31,9	20,7	6,1	2,8	1,6	0,94	0,54	0,27
1956-57	0,12	0,36	4,3	19,3	45,9	18,9	5,6	2,5	1,4	0,88	0,53	0,21
1957-58	0,06	1,7	4,9	21,6	34,3	23,6	7,6	2,9	1,6	0,95	0,54	0,25
1958-59	0,13	1,4	4,6	32,1	32,4	15,5	6,3	3,6	1,9	1,1	0,66	0,31
1959-60	0,20	1,7	6,2	25,7	42,8	13,1	5,2	2,4	1,3	0,80	0,43	0,17
1960-61	0,06	1,1	10,6	24,1	33,7	17,5	6,7	2,9	1,6	1,0	0,54	0,20
1961-62	0,05	0,92	6,9	26,1	45,9	12,0	4,1	1,8	1,1	0,66	0,36	0,11
1962-63	0,03	0,90	5,5	24,2	39,5	17,6	6,4	2,8	1,5	0,92	0,46	0,19
1963-64	0,10	0,09	5,9	20,3	34,7	24,9	8,0	2,9	1,6	0,90	0,44	0,17
1964-65	0,03	1,5	5,1	17,0	48,8	17,1	5,0	2,4	1,4	0,92	0,51	0,24

Les deux indices ainsi définis sont portés sur un graphique (fig. 15) en regard du module pour chaque année. On constate une légère tendance à avoir un hydrogramme plus pointu pour des modules plus forts. Pratiquement, cette tendance est très faible, en tout cas inférieure à la dispersion des points autour des droites. On obtiendra donc un échantillon plus vraisemblable en faisant un tirage au sort dans les différentes formes, comme il a été indiqué, qu'en affectant une forme donnée à un module donné. Si la pente des droites était plus forte, on pourrait fractionner le réservoir suivant plusieurs classes de débits.

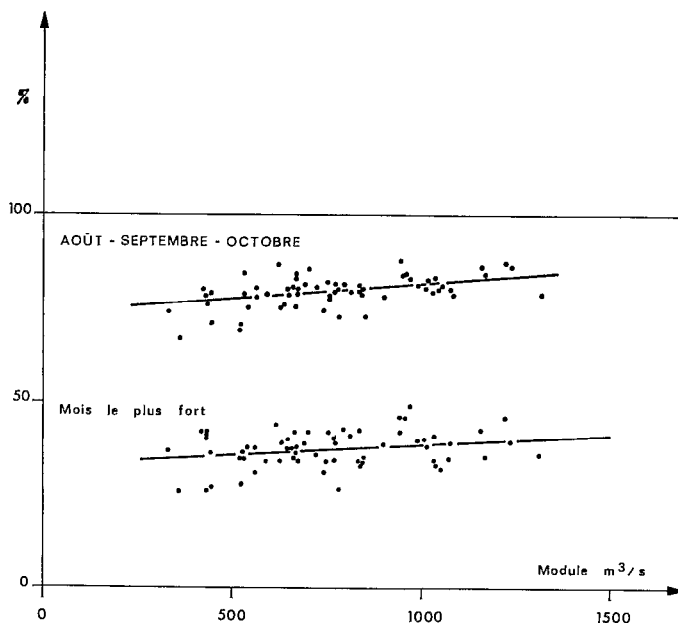


Fig. 15. — Coefficients mensuels en regard du module.

Dans l'exemple cité, la position dans l'année des mois abondants varie très peu ; il n'y a donc pas lieu de s'en préoccuper. Si cette position variait beaucoup, il faudrait regarder si la valeur du module n'a pas d'influence pour elle.

Les indices utilisés peuvent être différents suivant les régimes. Il faut étudier chaque cas particulier sous l'angle de l'efficacité.

6. UTILISATION D'UN MODÈLE DE SIMULATION POUR L'AMÉNAGEMENT DES EAUX.

Un tel modèle ne se règle pas à proprement parler puisque, une fois les données de débits et de salinités établies, il ne fait appel qu'à des schémas parfaitement déterministes ; ce sont les résultats qui en sortent qui peuvent donner lieu à des spéculations d'ordre statistique. Une fois qu'il a été conçu, puis qu'on l'a écrit conformément au plan général du tableau I, il faut toutefois s'assurer de son fonctionnement en effectuant un certain nombre d'essais dont on contrôle soigneusement les résultats. On apporte alors les corrections nécessaires et le modèle est prêt à servir.

6.1. LA MANIPULATION DU MODÈLE.

Lorsqu'on a donné une valeur à chacun des paramètres de l'aménagement, on a parachevé la « description du système d'aménagement » mentionnée dans la figure 1. Rappelons que cette description comporte :

- un schéma topologique qui se traduit par l'organisation des calculs dans la boucle la plus interne du programme (boucle des MOIS),
- des paramètres physiques (topographiques) fixes,
- des paramètres de consignes fixes (liés aux nécessités de certains phénomènes mis en jeu),
- des paramètres physiques (de construction) mobiles,
- des paramètres de consignes mobiles.

L'optimisation de l'aménagement, ou tout au moins son amélioration progressive par tâtonnements, consiste à jouer sur les paramètres mobiles et à constater l'effet produit sur les résultats de l'exploitation. Il faut bien noter la différence qu'il y a entre cette opération, qui ne touche en rien à la structure du système, et celles qui vont au contraire modifier cette structure. Nous avons fortement insisté au 4.1. sur l'intérêt qu'il y avait à tout prévoir de manière à ne pas modifier la structure topologique en cours d'exploitation, ce qui conduirait pratiquement à réécrire complètement le programme. Par contre, on peut accepter quelques modifications de détail portant sur la manière d'utiliser les éléments du schéma topologique ; sans faire absolument partie de la structure, cette « manière » (consignes) lui est tellement liée qu'elle entraîne pour l'exploitation le même genre de conséquences. On est un peu tenté de parler à ce sujet de « structure des consignes » ; le terme n'est peut-être pas très correct, il est en tout cas bien pratique.

Disons pour conclure qu'on envisagera, pour améliorer l'efficacité de l'aménagement, deux types d'intervention :

- la variation des paramètres mobiles, qui n'entraîne aucune modification du programme,
- la variation de la « structure des consignes » qui donne lieu à des modifications du programme sans toucher à la structure topologique.

Ce deuxième type d'intervention ne sera d'ailleurs pas obligatoirement mis en œuvre. En fait, on procédera de la façon suivante :

- pour un état donné de la « structure des consignes », recherche de l'optimum par une variation paramétrique ;
 - éventuellement, modification de la « structure des consignes » et recherche d'un nouvel optimum ;
- etc.

Il restera bien entendu à définir ce qu'on entend par optimum, mais cela n'entre pas dans notre propos actuel et devra sans doute passer par le modèle économique. Il s'établira alors un véritable va-et-vient entre les deux modèles, ce qui rend pratiquement impossible toute tentative d'optimisation automatique.

Les paramètres mobiles ont été indiqués tout au cours de cet exposé, et regroupés au paragraphe 4.4.5. Peut-être n'est-il pas inutile d'indiquer très sommairement ici quelle incidence sur les résultats on peut attendre de leur variation ; nous disons très sommairement parce que l'influence d'un paramètre pour un organe donné dépend souvent de la réaction de l'ensemble du système et qu'il est alors bien difficile de faire la part des choses.

Un accroissement de $V_n\text{MAX}$, qui se traduit par une élévation du barrage donc une majoration de son coût, permet une meilleure régularisation dans le réservoir n , ce qui doit notamment améliorer le déficit d'exploitation de l'ensemble. Mais le gain réalisé dépend des apports disponibles pour ce réservoir ; il sera donc rapide au début puis tendra vers un palier, alors que le prix croîtra un peu moins vite que le carré de HMAX-HO .

Prenons un couple de cotes d'alertes destinées à déclencher une tactique de restriction dans la distribution mensuelle de l'eau, ou les volumes correspondants VAL_nH et VAL_nB . Il est évident que plus l'un et/ou l'autre de ces volumes seront faibles, moins on risquera de défaillances et que, dans ce sens, on aurait intérêt à ramener toujours la fourniture à sa quantité minimale ; ce serait méconnaître la véritable fonction de la restriction. Son existence même implique qu'elle introduise une baisse de qualité dans la fourniture d'eau, qui doit normalement se traduire, par exemple dans le cas d'une demande d'irrigation, par une baisse du rendement, donc avoir une incidence économique. Ici encore, c'est le calcul économique qui, basé sur la courbe de variation du rendement en fonction des doses d'irrigation, doit permettre d'évaluer l'espérance de bénéfice maximal.

Il en est de même du calcul d'un transfert. Il est bien possible de déterminer le débit maximal d'un canal ou d'une conduite pour permettre une « meilleure satisfaction de la demande », mais la solution trouvée peut n'être pas du tout rentable et un transfert plus modeste mais moins cher peut être d'un meilleur rapport, même si au total les déficits doivent être plus importants. On pourrait faire des remarques analogues sur les débits nominaux des stations de pompage, etc. On retrouve donc partout ce va-et-vient entre le modèle de simulation et le modèle (ou calcul) économique dont nous avons parlé précédemment.

Voilà donc en gros ce qu'on peut dire de la stratégie générale des essais. Quant à la technique d'utilisation du modèle pour un essai particulier, elle pose un problème qui, sans être très gênant, mérite tout de même de retenir quelques instants l'attention : il s'agit de l'influence, sur les résultats de l'essai, de l'état initial du système.

Cet état est déterminé par le degré de remplissage des réservoirs au moment où commence l'essai ; son influence se fait sentir pendant un temps plus ou moins long, lors du déroulement de l'essai, suivant l'importance relative des volumes utiles de ces réservoirs, et des volumes transités soit par déversements, soit pour la satisfaction des demandes. Il en résulte que les résultats d'un essai ne peuvent constituer qu'un échantillon parmi d'autres qu'on pourrait obtenir avec les mêmes données d'entrées mais avec des conditions de remplissage initial différentes.

Il semblerait donc normal, adoptant une attitude de statisticien, de remplacer chaque essai individuel par un grand nombre d'essais différents les uns des autres uniquement par les conditions de remplissage initial, ces conditions étant tirées au hasard dans une loi de distribution adéquate. Les difficultés sont évidentes. Outre l'astreinte énorme d'un tel procédé, et surtout son incidence sur le prix du calcul, on se demande bien quel type de distribution il faudrait adopter pour le tirage au sort.

Un autre procédé, apparemment moins rigoureux, mais utilisé par beaucoup de modélistes dans de nombreux domaines, consiste à partir toujours du même état du système et à ne pas prendre en considération les résultats des premières années du calcul. Lorsqu'on part à retenues vides, il est très facile d'évaluer expérimentalement le temps approximatif que prend la stabilisation du système, en se basant sur l'évolution des défaillances. Avec un échantillon synthétique, de très longue durée, et c'est, lorsqu'il est possible de le constituer, un des avantages d'un tel échantillon, cela ne présente aucun inconvénient et n'entraîne aucune perte d'information. Il n'en est pas de même lorsqu'on utilise un échantillon historique, surtout lorsqu'il est de faible durée (20 à 30 ans), ce qui est hélas souvent le cas. On utilise alors un subterfuge, du reste tout à fait convenable, qui consiste à ajouter, en tête de l'échantillon de N années, une série composée des dix dernières années. On effectue, avec ce nouvel échantillon de $N + 10$ années, les simulations dont on néglige les résultats des 10 premières années.

6.2. ÉTABLISSEMENT ET TRAITEMENT DE LA PROSPECTIVE.

On supposera, pour simplifier l'exposé, que la demande, à un moment donné du développement, se traduit par un seul chiffre, par exemple le volume d'eau total D à fournir dans l'année à l'ensemble de l'aménagement. La prise en compte d'un schéma complexe de demandes ne pose aucune difficulté mais, outre qu'il serait impossible de définir alors un cas général, la simplification proposée permet une représentation graphique simple de la prospective et de ses conséquences sur le calcul hydrologique de l'aménagement.

Etablir la prospective de développement de l'aménagement, c'est chercher à prévoir les valeurs de D dans un futur plus ou moins lointain. Il est courant de parler de perspectives à court terme, moyen terme et long terme sans que les termes soient toujours bien définis. Dans une économie plus ou moins planifiée, il nous semble qu'on devrait réserver la notion de court terme aux projets concernant le plan en préparation (phase d'exécution), celle de moyen terme aux orientations régionales concernant les 3 ou 4 prochains plans et celle de long terme aux options politiques préparant l'avenir économique de la prochaine génération.

Quoi qu'il en soit, pour l'utilisation du modèle la prospective se présente comme une variation (une augmentation si c'est une prospective de développement), de la demande en fonction du temps. On l'établit pour différentes époques du futur dites aussi « horizons ». La figure 16 donne la représentation d'une telle prospective. Partant de la demande actuelle (point 1) on a estimé une valeur moyenne de la demande pour le court terme (C), le moyen terme (M) et le long terme (L) ; c'est la courbe en trait continu épais du graphique. Bien entendu, chaque estimation est donnée avec une certaine fourchette assimilable à un intervalle de confiance : cette fourchette correspond aux intervalles ab , cd , et ef et aux courbes en trait continu fin du graphique.

Si on déplace dans le temps l'origine de la prospective de la durée d'un plan, on se trouvera au temps C pour lequel la nouvelle demande initiale sera parfaitement connue. Si la première prévision n'a pas été trop mauvaise, cette nouvelle demande tombera dans l'intervalle ab . On devra alors reprendre tout le calcul de la prospective en prenant ce nouveau point comme origine, et en définissant un nouveau court terme, etc. Cette nouvelle prospective est représentée, avec son intervalle de confiance, par des traits mixtes.

Il résulte de ces réajustements successifs que la marche réelle des perspectives à court terme se fera comme il est indiqué sur la figure 17. La véritable évolution de la demande, qu'on ne peut évidemment connaître qu'après coup, est représentée en trait mixte sur ce graphique. Du point de vue économique, on a intérêt à échelonner les investissements de façon à suivre au plus près cette courbe. Mais les aménagements ont des dimensions finies et

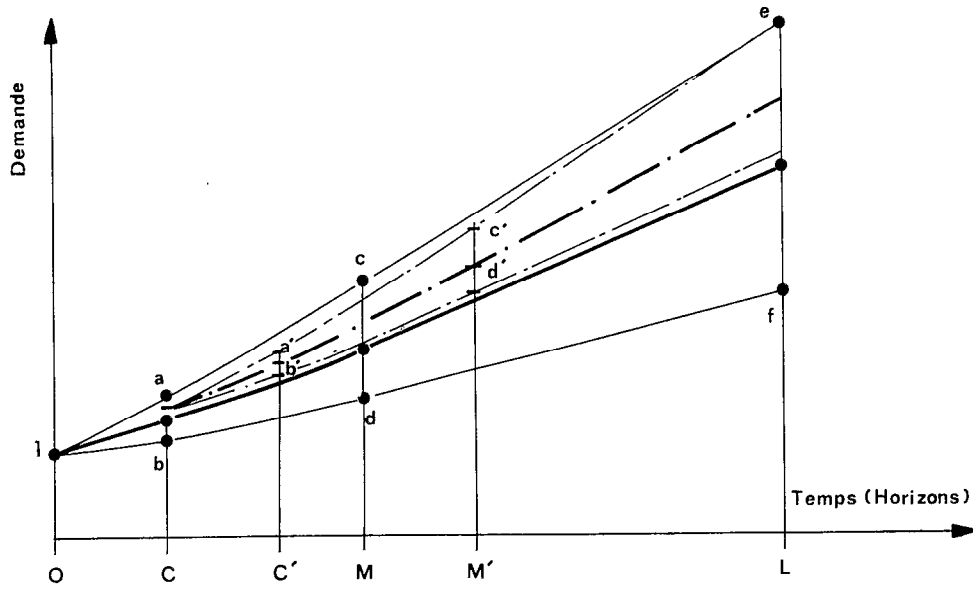


Fig. 16.

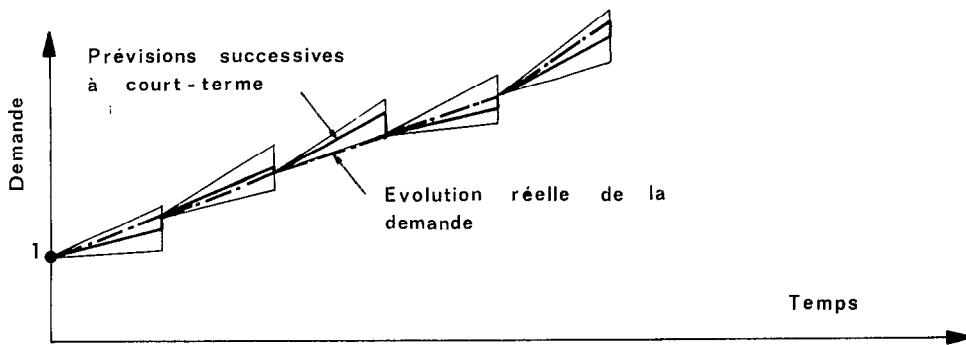


Fig. 17.

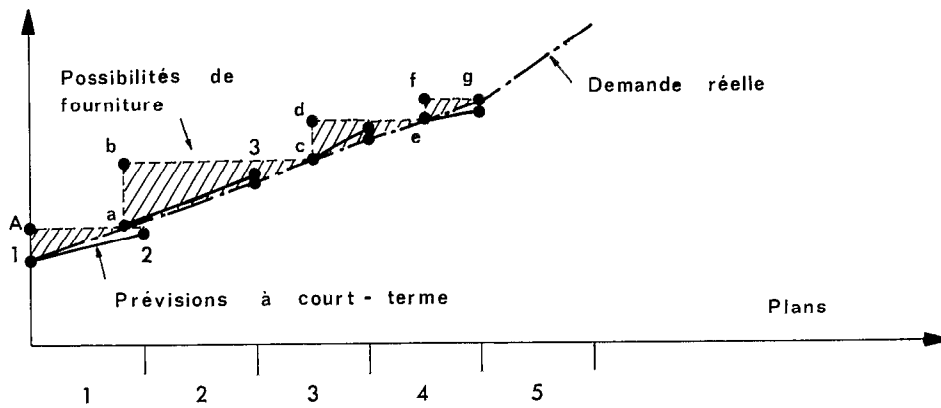


Fig. 18.

chaque investissement correspond à une augmentation discontinue importante des possibilités de fourniture. D'autre part, le prix de chaque aménagement n'est pas obligatoirement proportionnel à ses possibilités, de sorte que c'est encore un calcul économique élaboré qui permettra finalement de déterminer l'échelonnement des réalisations et le choix des variantes.

La figure 18 montre comment les choses pourraient se passer. On prépare le plan 1 au début duquel on pense connaître avec certitude la demande. On fait l'étude de la perspective moyenne à court terme et on en déduit que la demande à assurer au début du deuxième plan est représentée par le point 2. On cherche à mettre en route, dès le début de la réalisation du premier plan, un aménagement permettant de satisfaire au moins cette demande 2. On suppose qu'on peut trouver effectivement un aménagement supplémentaire qui confère à l'ensemble des possibilités supérieures à (2).

Pendant la durée correspondant au plan 1, les demandes ont crû en réalité plus vite que prévu, de sorte que l'aménagement se trouve insuffisant dès le point a. Supposons que l'étude économique d'ensemble montre qu'on a intérêt, pour la seconde étape, à construire un ouvrage permettant un accroissement ab des possibilités de fourniture, bien supérieur à ce que prévoit l'étude de la prospective à partir de a pour la fin du second plan (point 3) ; la réalisation de l'étape suivante pourra être différée jusqu'au point c, etc.

Il est clair qu'une politique d'investissement qui suivrait strictement cette démarche conduirait presque inévitablement, pour chaque étape, à dimensionner les aménagements au plus juste, au besoin en n'utilisant pas toutes les possibilités des sites. Cette politique peut ne pas être la meilleure à moyen terme et c'est pour cela qu'il est bon d'examiner chaque fois, au moyen du modèle de simulation, au moins les perspectives à court terme et à moyen terme.

La figure 16 est à vrai dire très théorique, car, si l'on a déjà du mal à établir une valeur moyenne de la prospective, il est encore beaucoup plus difficile d'en estimer la variance ou si l'on veut la « fourchette » correspondant aux limites de confiance. C'est pourquoi il serait peut-être un peu académique de parler d'essais de simulation sur les valeurs extrêmes de l'estimation de la demande ; on se contentera généralement de sa valeur moyenne.

Dans la technique d'application de la simulation, il ne faut surtout pas oublier qu'un essai ne peut avoir de signification que s'il est effectué sur un état « figé ». On a déjà évoqué cette question à propos de l'échantillon des données concernant les salures, c'est également vrai pour les demandes. Il nous est arrivé de rencontrer des gens qui voulaient introduire la prospective, c'est-à-dire l'évolution de la demande dans le temps, lors des essais de simulation, pensant qu'ainsi ils reproduiraient mieux les conditions réelles de fonctionnement de l'ouvrage. Ce serait vrai si l'échantillon de données utilisé était la reproduction fidèle des chroniques d'apports durant la vie du barrage, ce qui est totalement erroné.

Un essai doit se faire sur une demande fixe correspondant à un instant donné de la prospective. Si on veut connaître l'influence de la variation de cette prospective sur les résultats du système, il faut se placer sur la courbe de prospective en un certain nombre de points et faire en chacun d'eux une série complète d'essais de simulation, en optimisant chaque fois les aménagements.

Un modèle bien conçu au départ doit permettre de traiter très facilement la partie physique de l'échelonnement des aménagements, donc des investissements. Les algorithmes opératoires que nous avons mis au point permettent, en jouant simplement sur les valeurs de certains paramètres, et sans toucher à la structure du modèle, d'effacer complètement un réservoir, un transfert artificiel, une aire d'utilisation.

7. LES CRUES ET LES AMÉNAGEMENTS.

Le calcul des crues est très largement traité en hydrologie générale. Nous ne ferons ici que citer les méthodes en insistant sur les points qui se rapportent particulièrement aux problèmes concernant les aménagements.

7.1. NOTIONS DE CRUE DE PROJET ET DE CRUE DES TRAVAUX.

Toute évaluation de crue, en matière d'aménagements, est liée à l'idée du risque que l'apparition de cette crue pourrait faire encourir.

La crue de projet est celle qui se rapporte à l'ouvrage fini dont les organes de protection doivent être dimensionnés de façon à ce qu'elle puisse passer dans l'aménagement sans le détruire ni l'endommager gravement. Elle-même doit être calculée de façon qu'elle n'ait pratiquement aucune chance de jamais se produire.

La crue des travaux est celle pour laquelle on prendra toutes dispositions afin que, si elle se produisait, le chantier n'ait pas à en souffrir : c'est pour elle notamment qu'on dimensionne la dérivation provisoire.

Le risque couvert par une crue de projet est énorme. La rupture d'un barrage, qui est déjà en soi une véritable catastrophe, peut entraîner la destruction de la presque totalité de ce qui se trouve à l'aval, y compris les habitants. On a donc l'habitude de calculer très largement une telle crue. Pour user d'un langage maintenant un peu périmé, on dira que les ouvrages de protection d'un grand barrage doivent pouvoir évacuer la crue millénaire ou dix-millénaire. On peut tenir compte toutefois de la conception du barrage ; un barrage en terre, par exemple, est beaucoup plus vulnérable, du point de vue de l'évacuation des crues, qu'un barrage en béton pour lequel une certaine submersion peut n'entraîner que des dégâts minimes ; on se montrera donc beaucoup plus sévère pour le premier que pour le second dans le choix de la crue de projet.

Il est possible de se livrer à des calculs économiques sur les dégâts commis par les crues afin de chercher à optimiser la crue de projet. C'est extrêmement délicat, très aléatoire et de toute façon ce n'est pas dans notre propos.

Pour un aménagement productif, l'évacuation des crues est une opération parasite qui n'a d'autre but que d'assurer la protection de l'ouvrage lui-même ; elle coûte sans rien rapporter et les projecteurs ont quelquefois tendance à la minimiser. L'hydrologue du projet ne doit pas se laisser faire et rester purement objectif dans ces calculs ; mais une fois qu'il a fait le tour des possibilités d'évaluation de la crue de projet, il est bien rare qu'il ne subsiste en lui quelques hésitations entre plusieurs conclusions qui lui paraissent raisonnables. Des discussions avec les spécialistes du génie civil ne peuvent alors qu'être très fructueuses. Supposons par exemple qu'il hésite à conseiller une valeur très forte qui lui paraît devoir assurer une sécurité totale, parce qu'il pense qu'il ferait peut-être là une surestimation exagérée. Si le projecteur lui dit qu'après tout le site est extrêmement favorable à l'évacuation des crues (cela arrive), et que l'adoption de la crue en question ne conduirait pas à des ouvrages prohibitifs, il est évident qu'il préférera jouer à fond la sécurité, même si ses conclusions paraissent exagérées.

Le problème moral, si l'on peut dire, que peut se poser le promoteur d'un aménagement productif est qu'il crée un risque là où il n'y en avait pas, ou tout au moins il l'aggrave considérablement, par suite de la rupture des ouvrages toujours possible, même si elle est hautement improbable. On peut arguer que, par contre, la présence d'un réservoir, même du type productif, peut améliorer la situation dans la vallée à son aval par son effet de laminage des crues. C'est exact, mais le fait que la situation puisse être améliorée « en moyenne », ne change rien à l'existence du risque de destruction totale. Il y a là une discontinuité dans les conséquences du phénomène crue qu'il ne faut surtout pas oublier lorsqu'on se mêle de soumettre les désastres au calcul économique.

Il convient de prendre aussi en considération un effet secondaire de la création d'un réservoir artificiel. Dans une vallée soumise aux inondations, il s'établit une sorte d'équilibre entre les gens et la nature, qui se traduit par une certaine prudence dans l'occupation de la vallée et tempère un peu l'effet désastreux des grandes crues. L'existence d'un réservoir, par son effet régulateur sur les crues, rassure la population... et les autorités, comme du reste en l'état naturel une longue période sans crue importante. L'occupation de la vallée va s'en trouver progressivement modifiée, ce qui est évidemment favorable au développement, mais peut aggraver le risque en cas d'inondation. Tant que l'ouvrage joue son rôle tel qu'il a été prévu, et qu'il n'y a pas rupture, l'action est bénéfique, sinon les dégâts seront bien supérieurs à ce qu'ils auraient été sans aménagement.

Le promoteur a donc le devoir de se montrer d'une extrême prudence dans le calcul des organes d'évacuation et spécialement dans le choix de la crue de projet qui en est l'élément essentiel et surtout celui qui est connu avec le plus d'incertitude.

Bien que les techniques d'estimation soient pratiquement les mêmes, le problème moral se pose un peu différemment lorsque le réservoir est créé pour remédier à une situation catastrophique préexistante. Il s'agit des barrages de protection contre les crues. Si un tel barrage est vraiment conçu uniquement dans ce but, son mode de fonctionnement est simple : il doit être maintenu toujours vide et ses organes d'évacuation doivent laisser passer le maximum de débit en-dessous d'un seuil fixé par le mode d'occupation de la vallée à son aval, ce mode d'occupation étant lui-même limité par les possibilités maximales de l'aménagement compte tenu du régime naturel des eaux.

Les ouvrages uniquement consacrés à la protection, donc sans activité productrice, ne sont guère populaires, sauf bien entendu au moment des très grandes crues. Si celles-ci sont rares, l'aspect de ces réservoirs toujours vides, qui ne peuvent même pas servir comme aires de récréations, devient à la longue politiquement insupportable, surtout s'il se pose dans la région des problèmes d'approvisionnement en eau. On cherche donc, la plupart du temps, à associer la fonction de protection à une fonction productrice. La gestion devient alors beaucoup plus compliquée du fait que les deux objectifs conduisent à des consignes diamétralement opposées et qu'il est bien difficile de trouver un optimum en la matière. Le procédé « absolu » consiste à calculer le volume nécessaire à la protection comme si elle était le but unique de l'aménagement, et d'ajuster un volume complémentaire correspondant à la satisfaction des besoins, dans les limites des possibilités naturelles et économiques. Le danger est que l'on n'est jamais sûr qu'au bout d'un certain nombre d'années, aucune crue extraordinaire ne s'étant présentée et les besoins augmentant, le volume réservé à la protection sera maintenu dans son intégrité.

Il faut de plus reconnaître que le procédé est cher. On peut rentabiliser beaucoup le projet en cherchant à prévoir les crues. Il est clair que si cette prévision peut être faite suffisamment à l'avance, on pourra préparer le terrain, c'est-à-dire vider la retenue pour accroître les possibilités de laminage. L'efficacité de la prévision dépend non seulement de l'avance avec laquelle elle peut être faite, mais de sa précision en débits (ou volumes) et en temps. L'une et l'autre de ces conditions exigent l'installation d'un réseau moderne de capteurs (pluviomètres, limnimètres, thermomètres, contrôle du stock de neige) et de transmissions, d'un centre collecteur et d'un système de traitement en calcul automatique s'appuyant sur un modèle mathématique mis au point spécialement pour le bassin.

On n'a parlé jusqu'ici que des aménagements comportant des réservoirs ; c'est le cas le plus difficile et le plus important. Mais le problème de la crue de projet se pose également, bien entendu, pour les aménagements au fil de l'eau, que ce soient des prises d'eau, des barrages hydroélectriques ou des ponts. Simplement, au lieu que dans le cas des réservoirs il soit souvent intéressant de tenir compte du laminage de la crue, donc nécessaire d'avoir son volume et sa forme, pour un fil de l'eau seul importe le débit maximal.

Les crues de travaux sont loin de causer les mêmes soucis. En principe, elles interviennent à un moment où il n'y a pas de réservoir important (tout juste l'eau accumulée derrière le batardeau amont pour mettre en charge la dérivation provisoire). Il suffira donc d'en estimer le débit maximal. D'autre part, les risques encourus n'ont pas du tout la même gravité que pour les crues de projet, de sorte qu'on peut admettre des dégâts beaucoup plus fréquents. La plupart du temps, on demande à l'hydrologue de calculer la crue des travaux pour une fréquence d'ordre décennal. Par contre, il n'est pas indifférent de savoir à quel moment de l'année elle peut intervenir ; les risques de dégâts ne sont pas les mêmes à toutes les phases du chantier et la connaissance de la répartition saisonnière des risques de crues peut avoir une influence sur l'organisation des travaux.

7.2. RAPPEL DES MÉTHODES DE CALCUL DES CRUES.

En matière d'aménagements, les calculs de crues qu'on a à envisager se rapportent

- à la prédétermination des crues de projet,
- à la prédétermination des crues de travaux,
- à la prévision des crues en cours d'exploitation.

Ce dernier point ne sera pas traité ici ; on rappellera seulement qu'il peut s'agir

- d'un calcul purement hydraulique portant sur la translation et la déformation des ondes de crues,
 - par des méthodes empiriques ou semi-empirique comportant ou non l'emploi des régressions,
 - par des modèles de translation basés sur l'équation de continuité (méthode de Muskingum),
 - par des modèles hydrodynamiques basés sur la résolution des équations de Saint-Venant,
- d'un modèle de transformation des précipitations en débits,
 - consistant à établir des relations stochastiques entre les débits et les précipitations mesurées ou prévues, les températures et éventuellement d'autres éléments climatiques,
 - cherchant à reproduire, par des schémas plus ou moins déterministes, la chaîne des transformations qui conduit des précipitations aux débits.

Certains de ces éléments, comme les modèles à régression ou les modèles déterministes, se retrouvent, avec d'autres modes d'utilisation, dans les méthodologies d'estimation des crues de projet. Ces méthodologies sont très variées, alors qu'on se donne beaucoup moins de mal pour les crues de travaux que nous nous contenterons de signaler au passage.

Pour la détermination des crues de projet, on dispose des outils suivants :

- A — Analyse statistique des échantillons de pointes de crues (débits maximaux) ;
- B — Analyse statistique des volumes de crue ;
- C — Analyse de l'hydrogramme ;
- D — Courbes enveloppes ;
- E — Précipitation maximale probable ;

- F — Modèles déterministes globaux de transformation précipitations-débits ;
- G — Modèles déterministes non globaux de transformation précipitations-débits ;
- H — Relations empiriques entre précipitations et débits (régressions) ;
- J — Formules empiriques.

L'analyse statistique des débits maximaux a connu, et connaît toujours, une grande faveur. Ses techniques sont largement exposées dans les ouvrages d'hydrologie. En soi, la méthode est parfaitement justifiée ; les deux inconvénients qu'on peut lui reprocher, compte tenu du sujet auquel on l'applique, sont :

- la difficulté, pour ne pas dire l'impossibilité, de tester l'adéquation des formes de distribution employées (dites lois),
- l'imprécision de l'estimation des paramètres par suite de la taille généralement exigüe des échantillons (erreurs d'échantillonnage).

L'un et l'autre de ces inconvénients ont d'autant plus d'influence sur les erreurs qu'on peut commettre dans la prédétermination des crues que l'on cherche à se prémunir contre des fréquences plus rares. Tant qu'on reste dans l'intervalle interdécile, la dispersion n'est pas très importante. C'est pourquoi une telle méthode est parfaitement adaptée à la prédétermination des crues de travaux ; on peut même alors l'appliquer mois par mois, ou tout au moins saison par saison, à condition bien entendu qu'on ne cherche pas à définir ainsi « une année de crues » de fréquence donnée.

Il en va autrement pour la crue de projet pour laquelle on recherche des fréquences plus rares. En ce qui concerne l'adéquation de la loi choisie, on ne peut faire mieux que d'essayer plusieurs formes de la fonction de répartition, par exemple

- Pearson III,
- Log-normale,
- Gumbel,

— Goodrich et autres lois exponentielles généralisées,

qui ont la réputation de convenir à ce genre de problème, et de choisir celle qui s'adapte le mieux à l'échantillon disponible. Encore ne sait-on pas trop bien sur quoi baser son jugement. Le test classique du χ^2 ne saurait en tout cas convenir, d'abord parce que ce n'est pas, d'une façon générale, un bon test d'adéquation, ensuite parce qu'il donne une importance exagérée aux valeurs centrales (disons l'interdécile) et contrôle très mal la dispersion des valeurs extrêmes. Il est préférable d'éliminer d'emblée les formes qui ne conviennent manifestement pas, au vu d'un simple examen « à l'œil » d'un graphique à abscisses gaussiennes pour les fréquences et ordonnées linéaires pour les crues, sur lequel on aura

- tracé les courbes théoriques calculées correspondant aux lois examinées,
- reporté les points correspondant aux débits maximaux des crues observées en regard de leurs fréquences empiriques calculées par $(n - 1/2) / N$, n étant le rang du débit dans le classement par ordre décroissant et N la taille de l'échantillon.

Pour les lois qui restent, on pourrait à vrai dire prendre n'importe laquelle. Si on tient à appliquer un test, nous conseillerions volontiers de prendre comme critère.

$$i = M$$

$$\sum_{i=1} (F_{1i} - F_{1ci}) / F_{1i}^a$$

$$F_{1i} = (i - 1/2) / N,$$

$$F_{1ci} = \text{fréquence calculée pour le débit de rang } i,$$

$$a = \text{exposant de pondération},$$

$$M = N/2 \text{ si } N \text{ est pair, } (N - 1)/2 \text{ si } N \text{ est impair.}$$

Autrement dit, la somme est étendue à toutes les fréquences de dépassement observées inférieures ou égales à 0,5. L'exposant a est destiné à donner plus ou moins d'importance à la pondération des écarts par la distance à la médiane ; il est compris normalement entre 1 et 2 ; pour $a = 1$, il n'y a pas de pondération en écart relatif, pour $a = 2$, la fréquence pèse de tout son poids sur l'écart pris en compte ; la valeur 1,5 semble bien assez sévère à ce point de vue, puisqu'elle attribue à une crue d'ordre centenal 7 fois plus d'importance qu'à la crue médiane et 3 fois plus qu'à la crue décennale. Il convient donc de considérer avec circonspection les points extrêmes sortant de l'alignement ; s'il y en a plusieurs, c'est certainement l'indice qu'il se passe quelque chose ; s'il n'y en a qu'un, il y a peut-être lieu de revoir comment il a été établi, ou peut-être correspond-il à une récurrence beaucoup plus élevée que celle qui correspond à la longueur de l'échantillon.

Il est aussi possible que la situation exceptionnelle de ce point soit à mettre tout simplement sur le compte de la fluctuation de l'échantillonnage. Nous citerons à ce propos un exemple assez instructif. En 1961, on observait

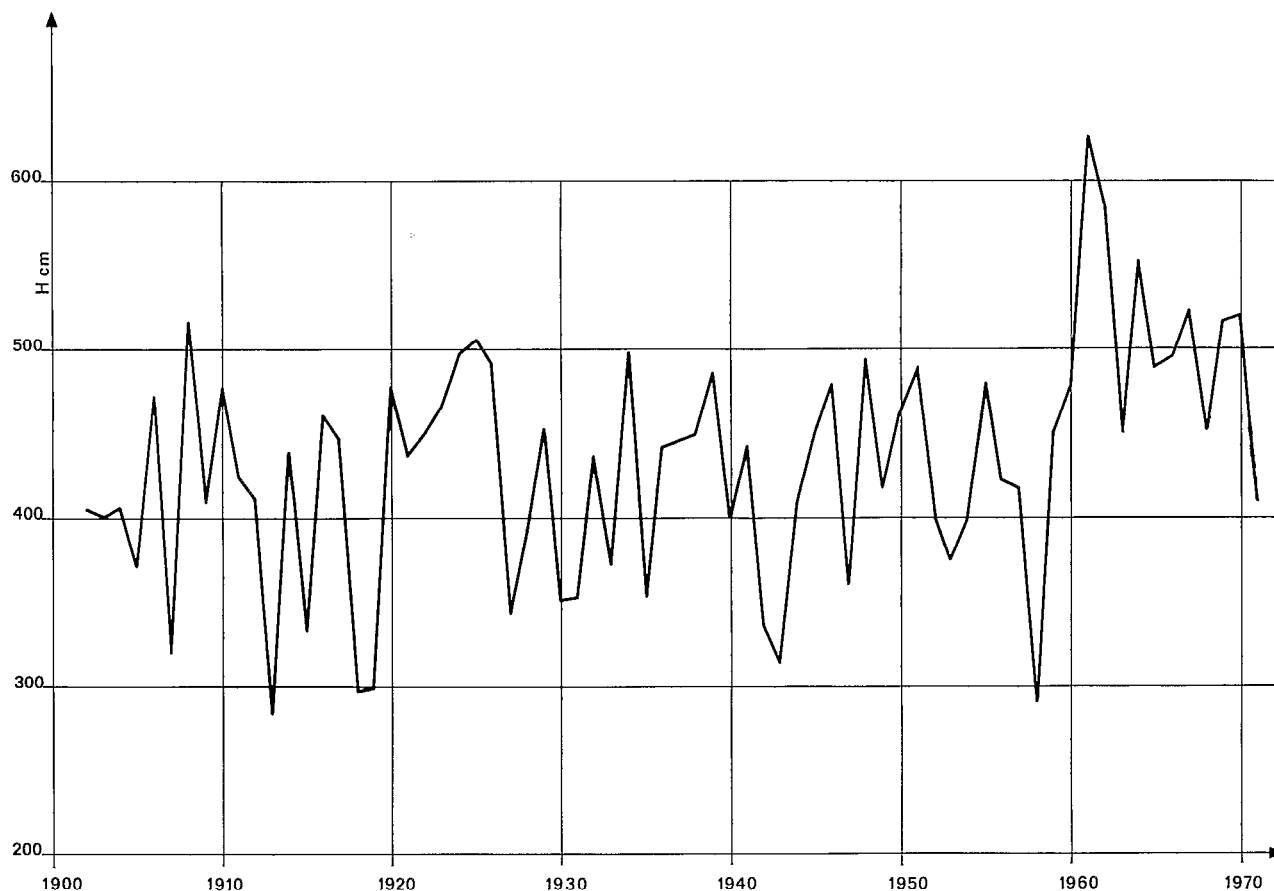


Fig. 19. — Congo à Kinshasa-Est. Hauteurs de crue annuelle de 1902 à 1971.

sur le Congo une crue assez surprenante au vu de l'échantillon alors disponible et qui portait tout de même sur quelque soixante ans. L'échelle de Kinshasa-Est donnait une hauteur de pointe de 6,26 m alors que la plus haute cote observée jusque-là était de 5,17 m en 1908. Le report des hauteurs classées de crue sur un diagramme à abscisse classique montrait jusque-là une certaine tendance à plonger sous la droite de Gauss pour les cotes élevées. L'analyse fréquentielle conduisait à admettre pour la crue de 1961 une fréquence assez ahurissante, très inférieure à 1/100 000.

Or, de 1962 à 1970, toutes les crues observées ont été supérieures à la médiane, et quatre d'entre elles ont été plus fortes que celle de 1908 (fig. 19). Du point de vue de l'analyse fréquentielle, on voit le résultat sur la figure 20 : la crue de 1961 reste forte, mais n'est plus du tout incompatible avec le reste de l'échantillon. Il aura donc suffi de dix années d'observations supplémentaires, alors qu'on en disposait déjà de soixante, pour changer totalement l'allure de la distribution des grandes crues. Il faut dire que ce n'est pas là un phénomène courant ; l'alimentation du Congo, dont le bassin déborde très largement sur les deux hémisphères, est très complexe et difficile à saisir ; la genèse de ses crues est loin d'être éclaircie. Mais cela montre qu'il convient d'être prudent.

Le calcul des paramètres d'une loi statistique est une chose assez délicate. Il faut se méfier notamment de l'estimation par les moments ; sauf pour la loi normale, elle introduit des erreurs systématiques importantes si on ne prend pas des précautions spéciales (introduction de facteurs correctifs). Il vaut mieux utiliser la méthode du maximum de vraisemblance ; les calculs sont souvent délicats et compliqués mais des algorithmes très efficaces ont été établis pour le calcul en ordinateur, de sorte que cela ne pose plus aucun problème. On aura intérêt, à ce propos, à consulter l'article très consistant de Y. BRUNET-MORET, qui fait l'objet du *Cahier ORSTOM, série Hydrologie*, vol. VI, n° 3, 1969.

Un des problèmes de l'analyse fréquentielle (A) étant la taille réduite des échantillons disponibles, on peut chercher à augmenter celle-ci à partir d'autres éléments tels que les précipitations. On a alors le choix entre les méthodes de régressions (H) et les modèles précipitations-débits (F et G). Lorsqu'on emploie des régressions, il

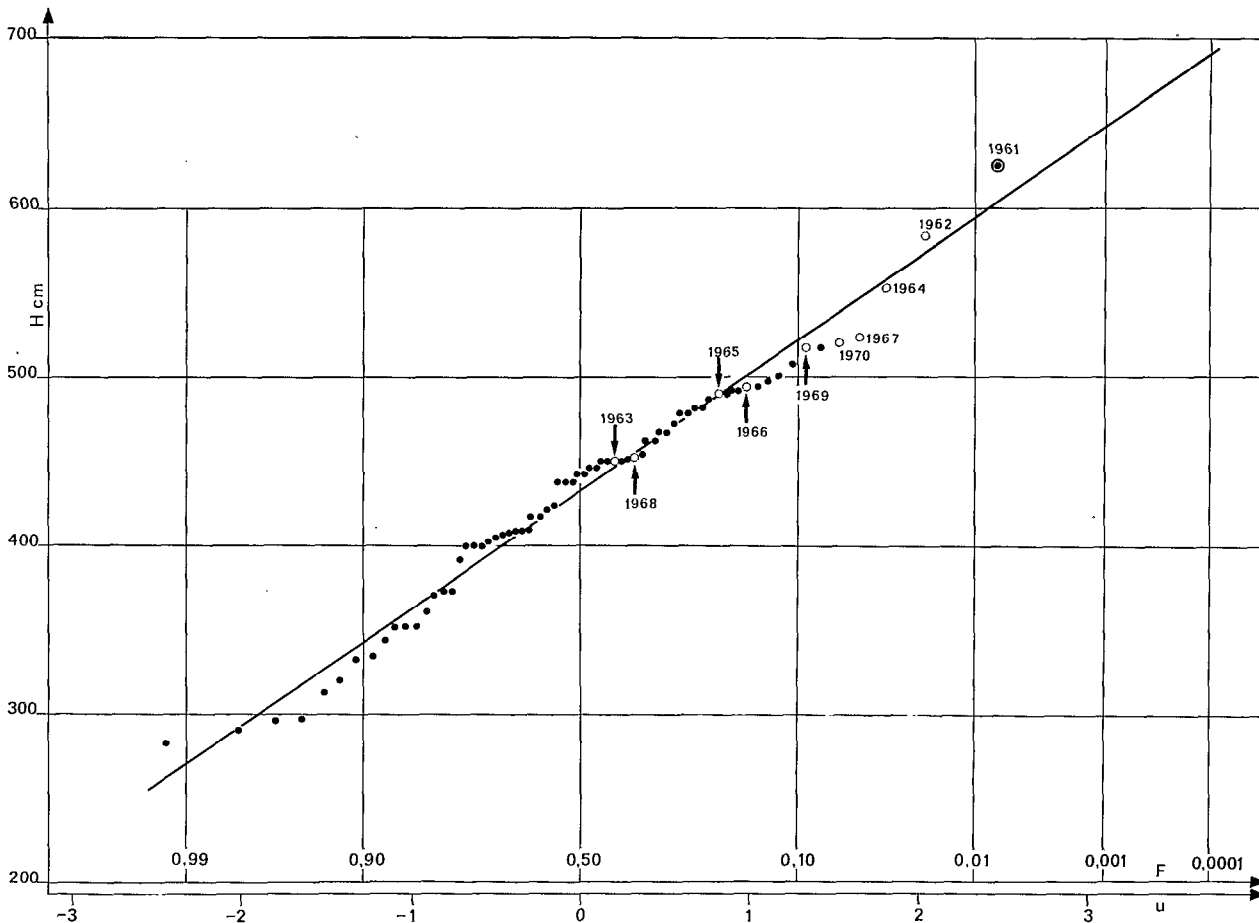


Fig. 20. — Hauteurs de crue à Kinshasa-Est. Ajustement d'une loi de Gauss.

s'agit uniquement de bien choisir les variables explicatives qu'on met directement en régression avec les débits maximaux. Lors de l'extension, il convient de tenir compte de l'erreur systématique sur la variance, comme nous l'avons déjà indiqué à propos de l'élaboration des données.

Les modèles précipitations-débits F et G peuvent évidemment être employés pour réaliser une extension des débits maximaux de crues ; mais il faut bien dire qu'on hésitera à se lancer dans des modèles du type G uniquement pour une telle opération. Par contre des modèles globaux, type F, peuvent être assez simples à mettre en œuvre et ont l'avantage de fournir en même temps la totalité de l'hydrogramme ; leur élaboration est du reste basée sur l'analyse des hydrogrammes (C).

Enfin, nous déconseillerons l'utilisation de formules empiriques du type $Q = CA^A$, A étant la superficie du bassin, sauf si les coefficients ont été contrôlés par des études régionales sérieuses pour lesquelles on dispose d'une description détaillée des facteurs géomorphologiques et climatologiques, et s'il n'y a pas moyen de faire autrement (manque total de données sur les crues du bassin à aménager). Par contre les courbes enveloppes, le plus vieux des procédés employés, peut rendre des services, au moins pour fixer des ordres de grandeur, surtout si on y a introduit une classification d'allure régionale. A ce propos, MM. FRANCOU et RODIER ont fait une mise au point très intéressante qu'on pourra consulter dans le *Cahier ORSTOM Hydrologie*, vol. IV, n° 3, 1967.

Il resterait enfin à parler des études historiques et des enquêtes concernant les crues. Lorsque les régimes sont très irréguliers, les crues rares et violentes, les périodes d'observations courtes, de telles opérations peuvent apporter des éléments capitaux pour l'évaluation de la crue de projet lorsqu'on s'intéresse à la seule valeur du maximum. Il n'existe malheureusement pas de référence très complète sur ce sujet (1).

(1) Voir « Problèmes méthodologiques relatifs à la connaissance des crues », par M. ROCHE, *Cahier O.R.S.T.O.M., série Hydrologie*, vol. IX, n° 2, 1972.

Dans bon nombre de projets, la connaissance du débit maximal de la crue de projet ne suffit pas, car on espère bien profiter de l'effet du laminage dans le réservoir pour réduire le dimensionnement de l'évacuateur. Pour cela, il faut connaître le volume et si possible la forme de la crue.

Un hydrogramme n'est plus une valeur scalaire, mais une fonction ayant certaines composantes aléatoires on ne peut donc pas le traiter directement par des méthodes statistiques, à moins de passer par l'intermédiaire des processus pour lesquels on n'est déjà pas tellement à l'aise dans les valeurs centrales, sans parler de leur extrapolation statistique ; car il s'agit bien de cela, même si on procède par simulation.

Il convient donc, si on aborde la crue de projet par une voie purement statistique, de faire quelques hypothèses simplificatrices. Sur les séries observées, il faut d'abord procéder à une analyse des hydrogrammes des crues les plus importantes (une par an au moins) et essayer d'individualiser des formes types analogues à l'hydrogramme unitaire. En planimétrant de tels hydrogrammes, on obtient des échantillons de volumes de crues susceptibles d'être soumis à une étude statistique au même titre que les débits maximaux. On peut alors estimer dans les mêmes conditions et avec les mêmes précautions, un volume de la crue de projet, en se calant sur la fréquence déjà choisie pour le débit maximal.

Si on fait l'hypothèse que le coefficient de corrélation entre volume et débit maximal est très voisin de 1, au moins pour les très fortes crues qui nous intéressent, on a parfaitement le droit d'associer les deux résultats et de déclarer que la crue de projet, au sens statistique qui a été choisi, est celle qui a le volume et le débit maximal ainsi trouvés. Une fois ces valeurs fixées, la mise en forme finale a beaucoup moins d'importance sur le résultat du laminage ; on peut se contenter d'adapter la forme (temps de base et temps de montée) d'une des plus fortes crues observées, au maximum et au volume estimés pour la crue de projet.

L'échantillon d'un volume de crue peut être étendu à partir des données climatologiques d'une façon analogue à ce qui a été exposé pour les débits maximaux. Si on utilise des régressions, les corrélations seront bien meilleures que pour ces maximums. Si on passe par des modèles déterministes, le calcul des volumes se fera en même temps que celui des maximums, puisque ces modèles fournissent la totalité de l'hydrogramme.

L'utilisation des modèles qui a été proposée jusqu'à présent consiste à les appliquer à des épisodes climatiques (pluies, températures, stock de neige essentiellement) réellement observés à des époques pour lesquelles on ne possède pas d'observations de débits. Il s'agit simplement d'augmenter la taille de l'échantillon des crues pour améliorer l'estimation des paramètres statistiques. On peut tenter l'expérience inverse, c'est-à-dire rechercher un épisode pluvieux considéré comme exceptionnel et le transformer en hydrogramme au moyen d'un modèle.

Si le bassin est très petit, le problème peut se résoudre en l'étude statistique des pluies journalières, et éventuellement des intensités durées en un poste pluviométrique donné ; nous parlerons des petits bassins dans un autre chapitre. Sinon, il est rare que le maximum puisse être atteint avec une pluie de un jour. On dispose de deux méthodes pour aborder le problème :

- le hyétogramme enveloppe,
- la précipitation maximale probable (P.M.P.).

Nous donnons quelques idées sur la première dans l'annexe 3 ; la seconde est très bien exposée dans une note technique (Technical Paper) de l'O.M.M. ; on trouvera un résumé consistant dans l'annexe C4 du Guide des pratiques hydrométéorologiques de l'O.M.M.

8. LES CRUES DANS LES PETITS AMÉNAGEMENTS.

Le petit aménagement, pour l'hydrologue, est celui qui est installé en un point de réseau tel que les apports moyens soient faibles, donc pratiquement à l'issue d'un petit bassin. Il peut s'agir d'un franchissement d'eau pour un axe routier, d'un barrage de retenue pour l'irrigation, l'industrie, l'alimentation en eau d'une ville, l'élevage. Le bassin versant a une superficie de quelques hectares à quelques dizaines ou quelques centaines de kilomètres carrés suivant le régime hydrologique de la région.

Sur un tel bassin, on ne dispose pratiquement jamais d'une longue série d'observations de débits, si toutefois on en a. La technologie de l'étude devra donc faire largement appel aux données pluviométriques et devra mettre en œuvre un opérateur de transformation pluies-débits, pratiquement toujours un opérateur global ; c'est donc par excellence le champ d'application de la méthode de l'hydrogramme unitaire. Nous rappellerons simplement les principales hypothèses et définitions concernant cette méthode.

- Pour une averse de durée inférieure à une certaine valeur limite et homogène sur le bassin, l'hydrogramme de ruissellement a une durée constante (temps de base). Une telle averse est dite unitaire.
- L'hydrogramme de ruissellement de volume V_1 , engendré par une averse unitaire, se déduit d'un hydrogramme de volume V_2 , engendré par une autre averse unitaire, en multipliant les ordonnées du second par le rapport V_1/V_2 . Cette propriété permet de définir, pour chaque bassin, un hydrogramme type, correspondant à un volume ruisselé ou à une lame d'eau ruisselée choisis arbitrairement, caractéristique hydraulique du bassin. L'hydrogramme-type de volume unité est dit « hydrogramme unitaire ».
- Il résulte de la propriété précédente que le temps de montée, c'est-à-dire la durée comprise entre le début du ruissellement et son débit maximal, est constante et caractéristique du bassin.
- De même le temps de base, c'est-à-dire la durée séparant le début de la fin du ruissellement, est constant et caractéristique du bassin.
- Si une averse a une durée supérieure à la durée limite de l'averse unitaire, on peut la décomposer en tranches de durées inférieures à cette durée limite. Les ordonnées des hydrogrammes dérivés de chacune de ces tranches peuvent être ajoutées pour donner l'hydrogramme de ruissellement afférant à l'averse proposée.

L'hydrogramme unitaire peut être considéré comme une simplification très poussée de l'équation générale du ruissellement ; ceci n'enlève rien à son intérêt pratique mais laisse entrevoir que son champ d'application sera limité. Ce champ dépendra surtout de la superficie du bassin, mais aussi de ses caractéristiques morphologiques et surtout climatologiques. On a pu appliquer avec succès la méthode à des bassins de plusieurs centaines de kilomètres carrés ; il s'agit alors de bassins très homogènes ou sur lesquels les fortes précipitations présentent à peu près toujours la même répartition spatiale. Sur d'autres types de bassins et sous d'autres climats, on ne pourra espérer un résultat correct au-delà de quelques dizaines de kilomètres carrés. On peut dire qu'en moyenne la surface limite d'une application vraiment satisfaisante de la méthode de l'hydrogramme unitaire se tient autour de 100 km².

La détermination de l'hydrogramme à partir de l'averse suppose la connaissance

- du coefficient de ruissellement, c'est-à-dire de la fraction de l'averse qui se transforme en ruissellement,
- de la forme de l'hydrogramme.

8.1. DÉTERMINATION D'UNE CRUE DE FRÉQUENCE DONNÉE SUR UN BASSIN ÉTUDIÉ.

On a pris l'habitude, pour les études des crues sur les petits bassins, de prendre comme point de repère la fréquence décennale, pour deux raisons :

- elle est assez facile à cerner ;
- elle correspond à un assez grand nombre de besoins, car les risques de dégâts n'étant souvent pas très importants pour les petits aménagements, on ne cherche pas une très grande protection.

Dans les autres cas, on peut prendre comme crue de projet de deux à trois fois la crue décennale, suivant les régimes.

Si la méthode de l'hydrogramme unitaire est employée sur un bassin pour lequel des campagnes de mesures pluviométriques et hydrométriques ont été effectuées, la détermination de la forme de l'hydrogramme, c'est-à-dire finalement de l'hydrogramme-type, ne pose pas, en principe, de difficulté, bien que cet hydrogramme-type subisse fréquemment des altérations saisonnières dues entre autres à l'évolution de la végétation.

Le coefficient de ruissellement, par contre, est un paramètre fluctuant qui dépend non seulement de la hauteur et de la durée de l'averse utile, mais de l'état d'humidité de la couche superficielle du sol au moment où débute cette averse. On sait que les facteurs de variation de ce coefficient peuvent être pris en compte par l'usage des régressions multiples et d'un indice d'humectation déduit des précipitations antérieures. On peut en dégager un coefficient moyen de ruissellement pour chaque valeur de la hauteur moyenne de l'averse (moyenne spatiale).

Si on désigne par P la hauteur de l'averse et I_H l'indice d'humectation, la recherche de la fréquence d'une averse correspondant à P et à I_H exigerait théoriquement de connaître :

- les lois de répartition de P et de IH prises séparément, ce qui ne pose guère que des problèmes d'échantillonnage,
- la manière dont P et IH se composent pour donner la crue,
- la loi de probabilité à deux variables $F_1(P, IH)$.

Sans entrer dans le détail de la théorie du ruissellement, ce qui n'est pas ici notre propos, disons que c'est là un problème qui est encore du domaine de la recherche. On admet dans la pratique qu'en associant à une averse de fréquence donnée des conditions moyennes de ruissellement correspondant aux averses observées de même importance, la médiane R_m des coefficients de ruissellement par exemple, on obtient un volume de crue de même fréquence. Cela revient finalement à utiliser la régression $R_m(P)$.

Si l'averse retenue peut être considérée comme unitaire pour le bassin, le calcul de la crue décennale est simple : on détermine l'averse ponctuelle décennale à laquelle on applique s'il y a lieu un coefficient d'abattement pour obtenir la pluie moyenne décennale sur le bassin. On sait qu'à cette pluie moyenne décennale P_{10} correspond un coefficient de ruissellement moyen R_m . Si A est la surface du bassin, le volume ruisselé est $V_{r10} = R_m * A * P_{10}$. L'hydrogramme de ruissellement se déduit de l'hydrogramme-type déterminé pour un volume type V_r en multipliant les ordonnées de ce dernier par le rapport V_{r10}/V_r . On ajoute éventuellement le débit de base étudié par ailleurs.

Le problème se complique un peu si la hauteur de pluie décennale ne peut pas être considérée comme unitaire pour le bassin. Il faut avoir alors une idée de la forme, ou tout au moins de la durée de l'averse, et décomposer celle-ci en tranches unitaires ; mais il est difficile alors d'admettre le même coefficient de ruissellement pour chacune de ces tranches, l'humectation du sol, donc le ruissellement, augmentant au cours de l'averse. Il est alors recommandé d'essayer plusieurs variations arbitraires de ce coefficient de telle manière que le coefficient de ruissellement global coïncide à chaque fois avec la valeur de R_m établie comme il est dit précédemment. On choisira la forme de distribution qui donne la plus forte valeur du maximum décennal.

8.2. EXTENSION GÉOGRAPHIQUE DES RÉSULTATS.

Il s'agit de déterminer une crue de projet pour un bassin sur lequel il n'existe pas de relevés. Il n'est pas question de déterminer la forme exacte de l'hydrogramme de crue, mais certains paramètres de forme indispensables pour le calcul du débit maximal. Ce sont :

- le volume ruisselé : V_r ,
- le temps de base, ou durée de ruissellement : T_b ,
- le rapport $\alpha = \frac{Q_M}{Q_m}$ du débit maximal au débit moyen. Il est clair que si la forme était triangulaire, on aurait $\alpha = 2$. Plus l'hydrogramme est « pointu », plus α est fort. La figure 21 montre la variation de α avec la forme de la crue ; dans la grande majorité des cas, α est supérieur à 2.

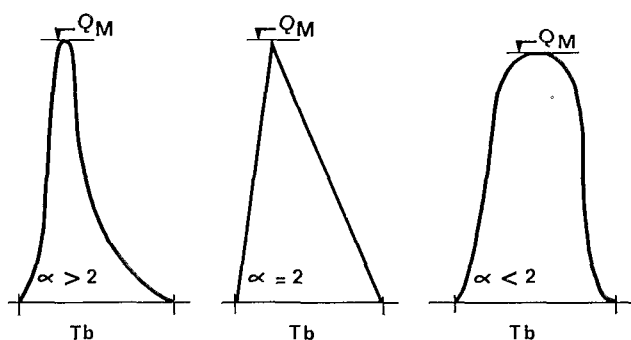


Fig. 21.

Le rendement de l'averse est caractérisé par le coefficient de ruissellement R_m . Si A est la superficie du bassin en kilomètres carrés, P_m la hauteur moyenne de l'averse en millimètres, V_r le volume ruisselé en mètres cubes, on a :

$$V_r = 1\,000 R_m * P_m * A$$

La hauteur ponctuelle de l'averse décennale est déterminée soit à partir d'une station longue durée située à proximité dans un climat supposé analogue à celui du bassin (étude statistique des pluies ponctuelles), soit d'après les cartes de pluies journalières décennales si celles-ci ont été établies. La hauteur moyenne décennale est obtenue en multipliant la hauteur ponctuelle par le coefficient d'abattement correspondant ; pour les climats tropicaux que nous avons étudiés, la réduction obtenue n'est vraiment sensible que pour des superficies supérieures à 50 km².

La véritable difficulté consiste à estimer R_m et T_b . Ces paramètres sont liés, en effet, aux caractéristiques géomorphologiques du bassin (notamment pente et sol) et à la végétation. Dans l'état actuel des études, cette estimation ne peut être faite que par analogie avec des bassins étudiés. Nous citerons, pour l'Afrique occidentale, l'étude de J. RODIER et C. AUVRAY basée sur les résultats de 90 bassins expérimentaux.

Pour une végétation, un modelé et une forme du bassin donnés, T_b ne dépend pratiquement que des pentes du bassin et de sa superficie. RODIER et AUVRAY admettent 6 classes de pentes caractérisées par les pentes moyennes longitudinales et transversales du bassin (1) :

- R_1 , pentes extrêmement faibles, inférieures à 0,1 ou 0,2% ;
- R_2 , pentes faibles, inférieures à 0,5% (bassins de plaine) ;
- R_3 , pentes modérées comprises entre 0,5 et 1% (terrains intermédiaires entre la plaine et les zones à ondulation de terrain) ;
- R_4 , pentes assez fortes : pentes longitudinales comprises entre 1 et 2%, pentes transversales supérieures à 2% (zones des ondulations de terrain) ;
- R_5 , pentes fortes : pentes longitudinales entre 2 et 5%, pentes transversales entre 8 et 20% (régions de collines) ;
- R_6 , pentes très fortes : pentes longitudinales supérieures à 5%, pentes transversales supérieures à 20% (régions de montagnes).

Une classification analogue, mais un peu différente, avait été préconisée par DUBREUIL (2). Elle était basée sur la pente moyenne définie comme le rapport de la dénivelée entre les altitudes, comportant approximativement 5% de la surface du bassin en dessus et en dessous, à la longueur du rectangle équivalent, ou sur l'indice de pente de ROCHE. On avait alors les classes suivantes :

1 — Relief très faible :	pente moyenne inférieure	à 5 m/km	$I_p < 0,07$
2 — Relief faible :	pente moyenne entre	5 et 10 m/km	$0,07 < I_p < 0,10$
3 — Relief modéré :		10 à 20 m/km	$0,10 < I_p < 0,14$
4 — Relief assez fort :		20 à 50 m/km	$0,14 < I_p < 0,23$
5 — Relief fort :		50 à 100 m/km	$0,23 < I_p < 0,34$
6 — Relief très fort :		> 100 m/km	$I_p > 0,34$

DUBREUIL a étudié, sur une quarantaine de bassins, la corrélation entre I_p et la pente moyenne qu'il a définie. Il semble que I_p rende mieux compte de l'ensemble des pentes du bassin que les différentes pentes moyennes préconisées, mais celles-ci peuvent être calculées à partir de données plus sommaires, presque toujours disponibles ou que des opérations de terrain très simples permettent de se procurer. Dans l'état d'avancement actuel des études, la pente moyenne utilisée par RODIER et AUVRAY, moins élaborée que celle de DUBREUIL, permet déjà une approximation largement suffisante.

L'intervention de la végétation et du climat est prise dans son ensemble en définissant régionalement les relations. La figure 22 montre un exemple d'abaque établi par RODIER et AUVRAY pour les bassins en régimes sahéliens et subdésertiques ; le temps de base est donné en fonction de la classe de relief et de la superficie.

Le coefficient de ruissellement est également sensible au relief, mais surtout à la perméabilité du sol en surface. DUBREUIL avait admis 3 classes. Ce nombre a été porté à 5 par RODIER et AUVRAY :

- P_1 Bassins rigoureusement imperméables, entièrement rocheux ou argileux ;
- P_2 Bassins imperméables avec quelques zones perméables de faible étendue ou bassins homogènes presque imperméables ;
- P_3 Bassins assez imperméables comportant des zones perméables d'étendue notable ou bassins homogènes assez peu perméables ;

(1) J. RODIER et C. AUVRAY : « Estimation des débits de crues décennales pour les bassins versants de superficie inférieure à 200 km² en Afrique occidentale ». Publ. ORSTOM, Juillet 1965.

En pratique, les altitudes prises en compte pour le calcul de la pente moyenne excluent, à l'estime, 10 à 15% de la surface du bassin vers les altitudes supérieures et les altitudes inférieures.

(2) P. DUBREUIL : « Contribution à l'étude d'implantation de bassins représentatifs de régions hydrologiques homogènes. » Cahiers de l'O.R.S.T.O.M., Hydrologie, n° 2, Février 1965.

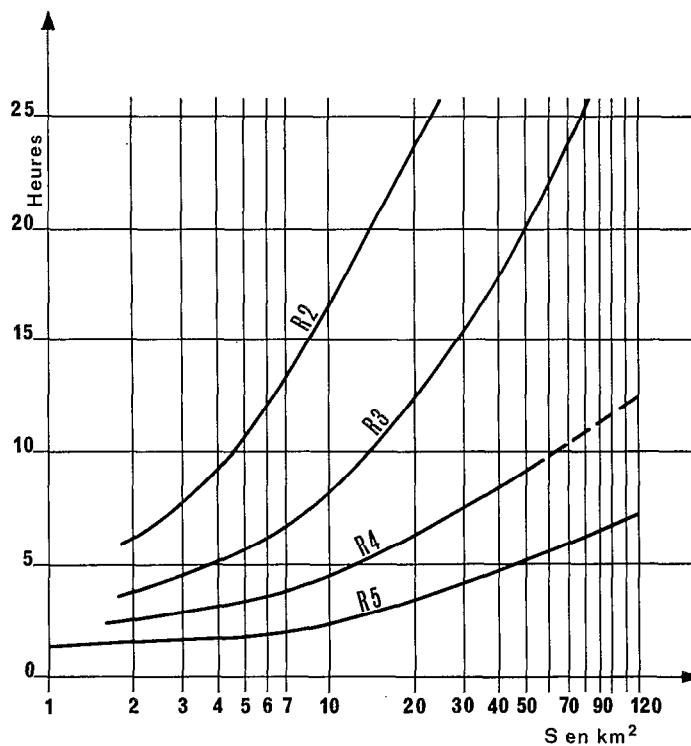


Fig. 22. — Régimes sahéliens-subdésertiques.
Temps de base en fonction de R et de S.

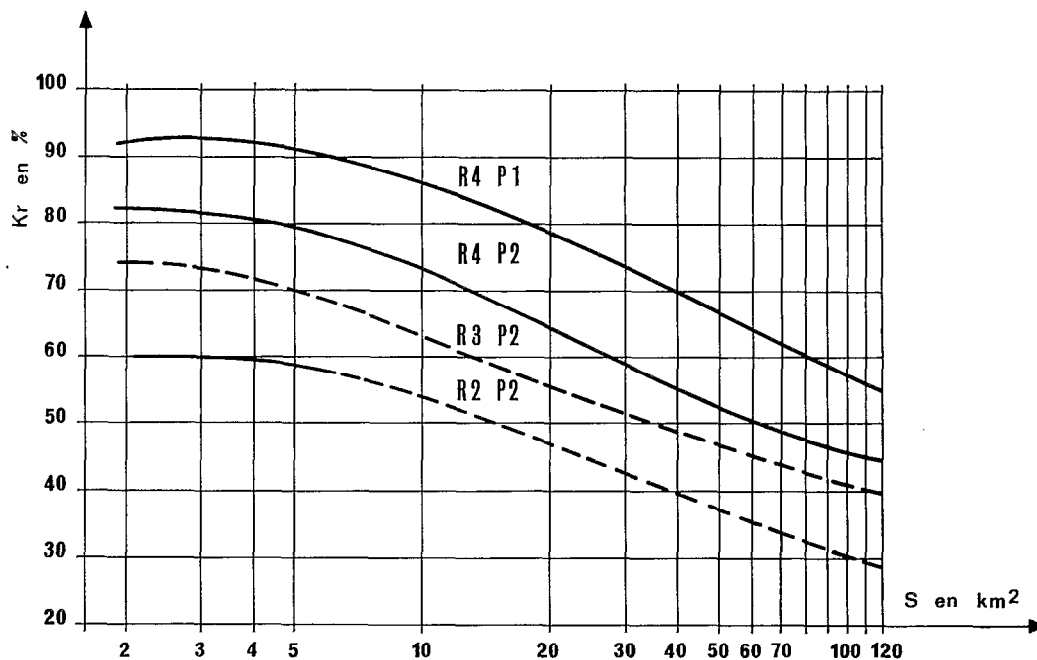


Fig. 23. — Coefficient de ruissellement.
Régimes sahéliens et subdésertiques (P varie de 150 à 800 mm). Perméabilité P1-P2.

- P₄ Bassins assez perméables tels qu'on en rencontre en zone de décomposition granitique avec abondance d'arènes ;
- P₅ Bassins perméables ; sables ou carapace latéritique très fissurée.

R_m ne dépend donc plus d'un seul paramètre, mais du couple (R, P). Il subit, en outre, beaucoup plus faiblement que le temps de base, l'influence de la superficie. La figure 23 montre un exemple d'abaque de variations établi par RODIER et AUVRAY pour les régions sahéliennes et désertiques.

Tous ces abaques sont établis pour la crue décennale et des conditions moyennes de végétation, compte tenu de la zone climatique. On tient compte des variations du couvert végétal autour de ces conditions moyennes : un terrain très nu conduira par exemple à renforcer un peu la valeur de R_m et à diminuer un peu celle de T_b. On conçoit que l'utilisation des graphiques ne soit pas automatique ; il faut une solide habitude du terrain pour adopter un classement significatif en perméabilité. Nous en montrerons l'application sur un exemple donné par les auteurs de la méthode.

Le bassin, d'une superficie de 25 km², est situé à 10 km au nord de Kaya en Haute-Volta. Dans cette région, les cartes d'averses de BRUNET-MORET donnent une averse décennale de 102 mm. Le coefficient d'abattement, pour une telle surface, est égal à l'unité.

Une rapide prospection a montré que le bassin est pratiquement imperméable (P₂) et que les pentes longitudinales (1 à 2%) et transversales (entre 2 et 8%) permettent de le classer en R₄. Le climat est sahélien, la couverture végétale d'importance moyenne pour ce type de climat. Le graphique 23 donne pour le couple (R₄, P₂) un R_m de 61‰. Le volume ruisselé décennal sera donc :

$$V_r = 102 * 0,61 * 25 * 10^3 = 1\,560\,000 \text{ m}^3$$

Pour R₄, le graphique 22 donne T_b = 7 heures.

Le débit moyen Q_m est donc égal à :

$$\frac{1\,560\,000}{7 * 3\,600} = 62 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le rapport $\alpha = \frac{Q_M}{Q_m}$ a été également étudié par les auteurs sur les bassins d'Afrique occidentale.

En moyenne, pour les bassins sahéliens, on trouve la correspondance suivante :

Surface	2 km ²	10 km ²	25 km ²	50 km ²	100 km ²
α	2,6	2,6	2,5	3	3,1

Mais, dans le cas des bassins imperméables à fort ruissellement de cette région, on observe pour α des valeurs plus fortes que les valeurs ci-dessus et il convient d'adopter t

Surface	2 km ²	10 km ²	25 km ²	50 km ²	100 km ²
α	3	3	3	4,5	4

Pour notre exemple, on prendra $\alpha = 3$ et le maximum décennal sera donc t

$$Q = 3 * 62 = 186 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{soit} \quad 7\,500 \text{ l/s km}^2$$

8.3. APPLICATION DES RÉSULTATS AU CALCUL DES OUVRAGES.

8.3.1. Franchissement d'eau.

Il convient d'abord de déterminer, à chaque point de franchissement, la surface du bassin d'alimentation. On calcule alors le volume ruisselé décennal ; dans le cas d'un franchissement, on peut parfaitement admettre que l'eau déverse par-dessus la route en moyenne une fois tous les dix ans. Il faut alors regarder si ce volume n'est pas susceptible d'être retenu en totalité par le talus routier. On se fixera une cote amont à ne pas dépasser, par exemple 0,40 m en dessous de la chaussée, ce qui déterminera une largeur l le long du talus (fig. 24). On mesure la dénivellée h entre le fond du thalweg au droit du franchissement et la cote d'inondation admissible en amont de la route. On mesure également la pente i du fond du thalweg amont sur quelques centaines de mètres.

La capacité de retenue définie par la cote admissible peut être assimilée à une pyramide de base l h/2 et de hauteur h/i . Elle a donc un volume approximatif de l h²/6 i . Si l h²/6 i est supérieur à V_r décennal, il n'est pas nécessaire de prévoir de débouché particulier. On se contentera d'installer sous la digue une ou deux buses pour assurer le drainage ; le diamètre de ces buses sera juste suffisant pour éviter qu'elles se bouchent (environ 0,50 m).

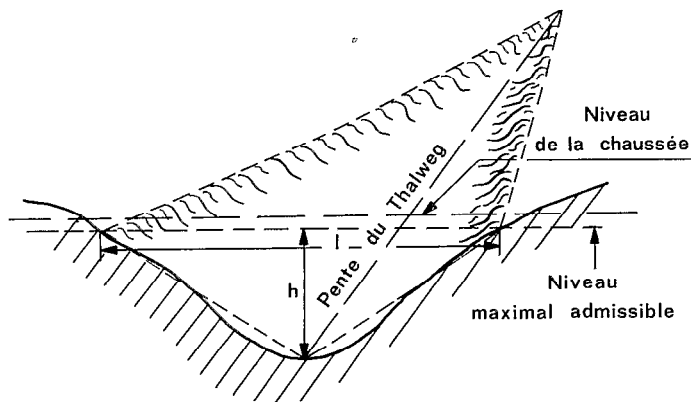


Fig. 24.

Si le stockage amont est nettement insuffisant, il vaut mieux ne pas en tenir compte et calculer le débouché pour le maximum décennal. Pour cela, on détermine d'abord la cote aval de l'eau dans le lit naturel pour la crue décennale, calcul hydraulique qui demande la connaissance du profil en long du thalweg sur quelques centaines de mètres à l'aval du franchissement, d'un profil en travers moyen et d'un coefficient de Manning estimé d'après l'aspect du lit. On se donne ensuite la cote amont maximale admise qui doit évidemment être supérieure à la cote aval calculée précédemment, et on calcule le débouché par les formules habituelles de l'hydraulique. Il faut toutefois prendre garde que la mise en vitesse dans l'ouvrage n'atteigne pas des valeurs dangereuses ; on admettra en général un maximum de 3 à 4 m/s suivant les terrains ; c'est souvent cette vitesse limite qui conditionnera les dimensions du débouché (buses ou ponceau). Si la pente est forte, on sera obligé d'admettre, dans le cas d'un ponceau, des vitesses bien supérieures ; il faudra alors protéger l'ouvrage en conséquence.

8.3.2. Petits réservoirs, barrages collinaires.

En général, on ne tiendra pas compte du laminage, surtout si le barrage est en terre. Le déversoir doit, en principe, être calculé pour la crue décennale si une rupture, ou une submersion, conduit à des dégâts modérés, et pour la crue exceptionnelle (le double de la crue décennale) dans tous les autres cas. Il faudra se méfier tout particulièrement des barrages en série sur un même cours d'eau. Si un tel dispositif a pour effet d'écrêter les crues de façon souvent appréciable, la rupture d'un ouvrage en tête entraîne généralement la ruine en cascade des autres.

9. AMÉNAGEMENT DES LITS MAJEURS.

Dans les aménagements dont on s'est occupé jusqu'ici, les éléments hydrologiques mis en œuvre étaient surtout les débits ; on ne faisait qu'occasionnellement appel aux hauteurs d'eau ou aux lois hauteurs-débits. Les études pour l'aménagement des lits majeurs sont au contraire basées sur une hydrologie des hauteurs, les questions de débits intervenant dans certains algorithmes ou pour des études de détail.

En son acception la plus générale, le terme de lit majeur recouvre toutes les zones pouvant être atteintes par les eaux d'un fleuve. Tandis que le lit apparent (1), enserré dans des berges plus ou moins bien marquées, est d'une géomorphologie assez simple, le lit majeur est affligé d'une géographie souvent fort complexe.

Les berges qui délimitent le lit apparent sont généralement bordées d'un bourrelet, dit bourrelet de berge, dû à un engraissement progressif par les débordements en nappe des eaux du fleuve lors des grandes crues, alors qu'elles sont au maximum de leur capacité de transport. Le brusque ralentissement de ces eaux, quand elles passent du lit apparent aux zones de débordement, ralentissement accentué par le freinage de la végétation, les oblige à déposer dès les premiers mètres la majeure partie des matériaux en suspension. Le bourrelet de berge est entaillé d'une série de chenaux provenant soit d'un réseau hydrographique préexistant ou d'anciens bras du lit apparent, soit d'une érosion progressive de la berge elle-même, soit de l'action de l'homme (pièges à poissons par exemple).

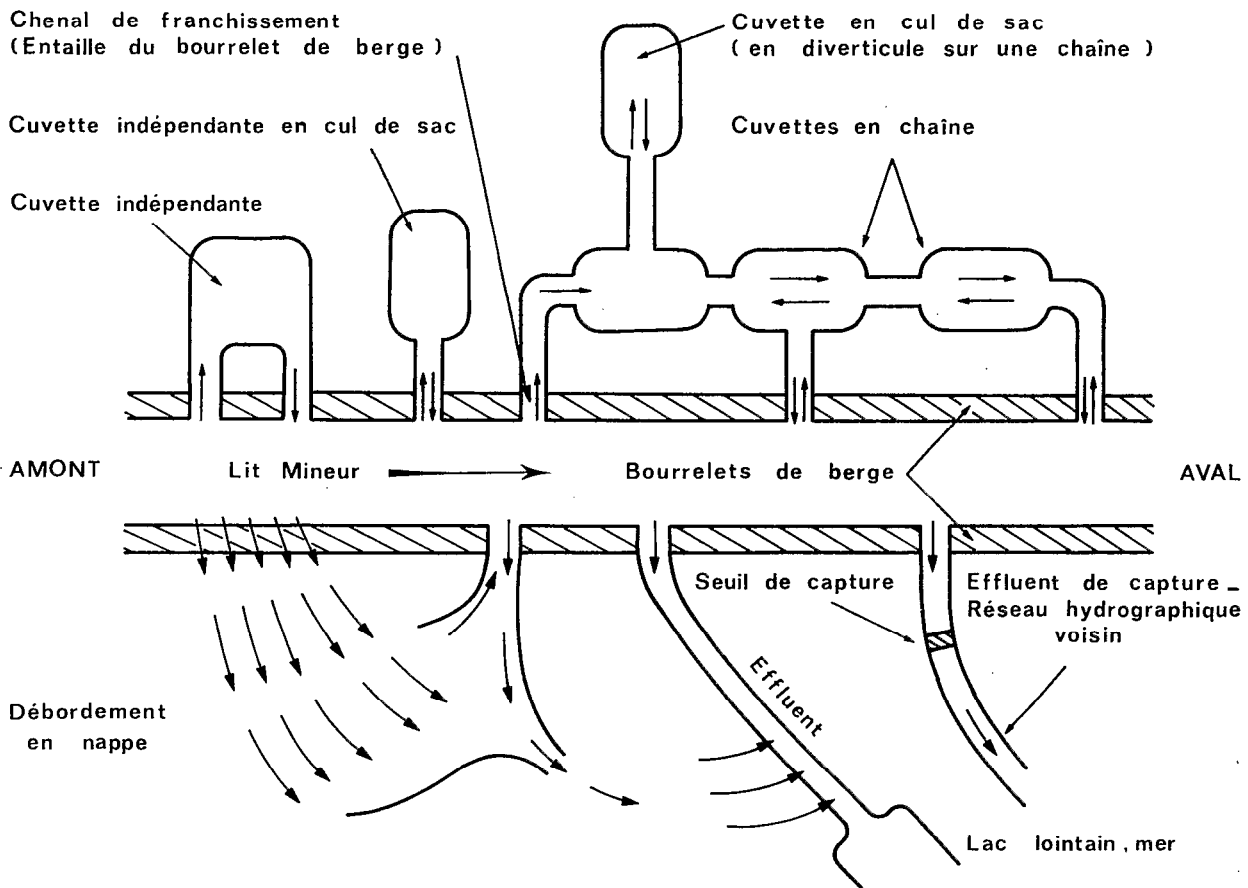


Fig. 25. — Schéma de lit majeur.

(1) Nous préférons employer l'expression « lit apparent » plutôt que « lit mineur », réservant ce dernier terme au chenal de plus basses eaux tracé dans le lit apparent ; si ce chenal n'existe pas, le lit apparent et le lit mineur sont confondus.

Au-delà du bourrelet de berge, les eaux de débordement cheminent dans des plaines et dans des réseaux de chenaux plus ou moins compliqués, remplissent des cuvettes qui débordent à leur tour, reviennent parfois au lit apparent, etc. Au départ du lit apparent, le remplissage se fait surtout par les entailles du bourrelet et, à un degré beaucoup moindre, par submersion de ce bourrelet. Le remplissage d'un système particulier du lit majeur, qu'on appelle également « unité hydraulique », peut se faire aussi bien par l'aval que par l'amont. Il peut également commencer par l'aval et se poursuivre par l'amont. Les courants dans les chenaux de franchissement du bourrelet, aussi bien que dans les chenaux principaux du lit majeur et les chenaux d'interconnexion des cuvettes, sont fréquemment soumis à des inversions.

Une place particulière doit être faite aux défluent, chenaux de franchissement qui peuvent entraîner très loin les eaux de débordement, jusqu'à un lac, jusqu'à la mer, ou jusqu'à un autre système hydrographique. Dans ce dernier cas, on les appelle chenaux ou défluent de capture et le point le plus haut de leur lit est dit « seuil de capture ».

L'hydrologie des deltas peut également se rattacher à l'hydrologie des lits majeurs dont elle représente un des aspects. Elle comporte toutefois des problèmes particuliers, marée, salure et existence d'un réseau de chenaux souvent maillé beaucoup plus important que dans les vallées.

Cette description sommaire d'un lit majeur est schématisée sur la figure 25.

9.1. INVENTAIRE DES ZONES INONDÉES.

C'est une opération qui peut s'effectuer sur un tronçon ou sur la totalité du lit majeur. Dans la pratique, on procède toujours par tronçons dont la longueur peut varier de quelques dizaines à 200 ou 300 kilomètres. Elle consiste à déterminer la superficie inondée pour un certain nombre de fréquences ; le résultat se traduit par une courbe de répartition en fréquences des superficies inondées.

Il faut disposer, le long du tronçon, d'une ou plusieurs échelles ou limnigraphes repères donnant une série d'observations longue durée des hauteurs dans le lit apparent. Si de telles échelles n'existent pas dans le tronçon, on peut essayer d'utiliser des stations situées en amont ou en aval. Il faut disposer également d'un nivellement précis et détaillé : une équidistance des courbes de niveau égale à 1 mètre peut être suffisante si le relief du lit majeur est assez accentué ; dans un delta, une équidistance de 0,10 m ou 0,20 m est généralement requise. Les échelles ou limnigraphes repères seront rattachés à ce nivellement.

L'étude du lit majeur doit être précédée d'une prospection sur le terrain, destinée à se faire une idée des limites atteintes par l'inondation dans le passé ; cette prospection consiste essentiellement en une enquête auprès des habitants. Elle permet de tracer une première esquisse des zones inondables et de répartir convenablement des échelles du lit majeur dont la géographie en conditionne la densité et la répartition. Il faut en prévoir au moins une pour chaque cuvette que l'on peut individualiser, mais si une cuvette atteint une certaine dimension, il est nécessaire d'en installer deux ou plusieurs. On peut en prévoir également sur les chenaux de franchissement, bien que les indications recueillies sur les chenaux soient surtout intéressantes pour les études de détail, lorsqu'on veut procéder à des aménagements locaux. Enfin, une considération non négligeable, dans le choix de l'emplacement des échelles, est celle des conditions d'accès en période d'inondations. Les visites, lors des campagnes de mesure, se font soit à pied, soit en canot. Si une bonne partie des échelles peut être placée non loin de chenaux navigables en hautes eaux et si l'on peut effectuer la plupart des déplacements en canot à moteur, on gagnera un temps considérable. Il faut penser aussi à ce que les accès ne passent pas trop dans la frondaison des épineux, ce qui n'est agréable ni pour le personnel ni pour le canot, surtout si celui-ci est pneumatique. On peut facilement faire échouer une campagne de mesures si des précautions de ce genre n'ont pas été prises.

Les échelles prévues sont installées en saison sèche. Elles doivent l'être solidement, même si on ne doit les exploiter que pendant deux ou trois ans. Elles doivent être rattachées, au moment même de la pose, à des bornes hors d'eau si possible, solidement implantées, ou à des repères bien visibles fixés à des arbres d'un certain âge. Il faut prévoir, autant qu'il est possible, que la longueur des échelles soit suffisante pour que l'eau puisse les atteindre au début des inondations et qu'elles ne puissent être noyées par une très forte crue.

Les bornes ou les repères de chaque échelle doivent être rattachés au système de nivellement utilisé pour le tracé des courbes de niveau, ainsi que les échelles repères de longue durée. Si cette opération ne peut être effectuée avant la première campagne, on pourra la reporter après celle-ci.

Les échelles du lit majeur doivent être observées pendant au moins deux années d'hydraulicités assez différentes. Il est préférable de poursuivre une troisième année dans tous les cas.

Au dépouillement des observations, intervient un second facteur : la durée d'immersion. En effet, si on peut tout ramener au maximum d'extension de la crue, ce n'est pas toujours là le facteur le plus intéressant. En particulier, si l'étude se rapporte à un problème de culture de décrue, il ne suffira pas que l'eau soit parvenue à tel point du terrain pour que l'emplacement soit cultivable. Il faudra qu'elle y ait séjourné un temps suffisant pour que l'imbibition du sol rende la culture possible. Il sera donc préférable, dans ce cas, de ne prendre en compte que les surfaces inondées pendant au moins n jours, n étant fixé par l'agronome pour tel type de culture.

On procède alors de la façon suivante :

— On trace pour chaque échelle du lit majeur les courbes annuelles des variations du niveau dans le système de nivellement adopté (cote du zéro de l'échelle + hauteur lue à l'échelle).

— On détermine, pour chaque échelle et pour chaque année d'observation, le niveau maximal observé pendant au moins n jours (fig. 26).

— Supposons que l'on ait effectué 2 campagnes : années N_1 et N_2 . On établit un tableau comportant pour chaque année les cotes dépassées ou égales pendant n jours à chaque échelle, ainsi que la ou les cotes dépassées ou égales pendant n jours à la ou les stations de référence :

Echelles	Année N_1	Année N_2
Réf. 1		
Réf. 2		
.....		
E_1		
E_2		
.....		

— Pour chaque échelle, on estime à partir des deux années d'observations la correspondance avec l'échelle de référence la plus proche (fig. 27). Avec les résultats de deux campagnes seulement, on ne peut faire autrement que de supposer les relations linéaires (1). Il est évident que la droite de correspondance ainsi estimée donnera une idée d'autant plus précise de la régression vraie que les points 1 et 2 seront plus éloignés, c'est-à-dire que les hydraulicités des années N_1 et N_2 seront plus différentes.

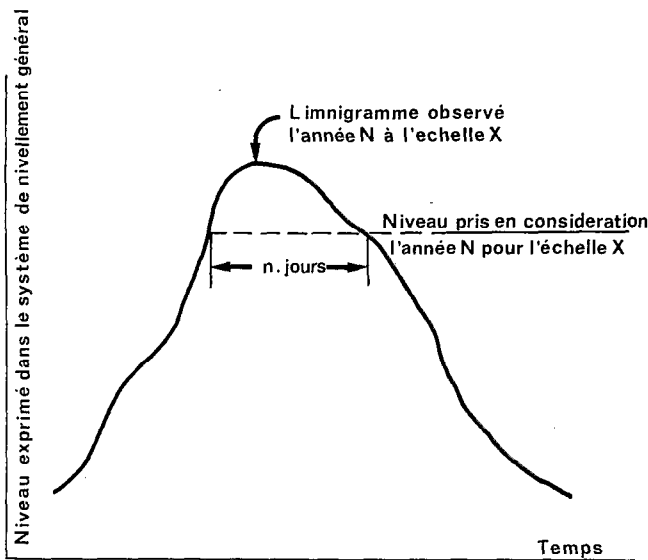


Fig. 26.

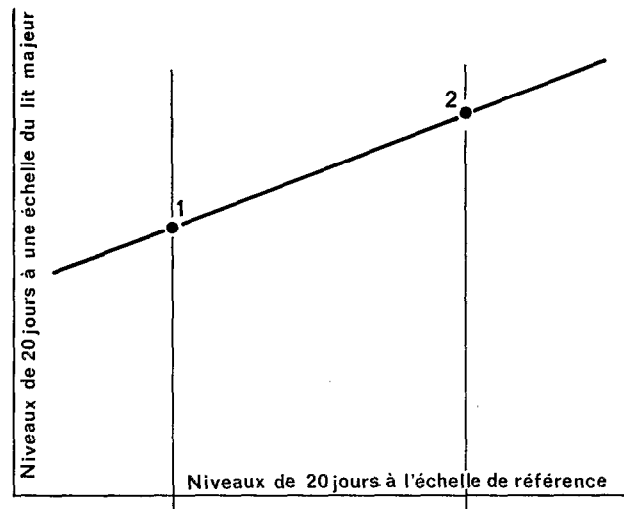


Fig. 27.

Une troisième campagne permettrait de contrôler et de préciser les relations ainsi établies. Ce faisant, on suppose que la relation est quasi fonctionnelle. Il est difficile d'aller plus loin et de rechercher véritablement une relation de régression, car une telle opération conduirait à multiplier indûment des campagnes de mesures très onéreuses.

— Pour chaque station de référence, on détermine, pour chaque année de la longue période d'observation: la hauteur dépassée n jours par an. On obtient ainsi pour chaque station un échantillon de hauteurs de n jours dont on fait l'étude statistique. On en déduit les hauteurs correspondant à un certain nombre de fréquences, par exemple :

(1) La corrélation entre les données des échelles du lit majeur et celles des stations de référence est généralement très bonne si ces dernières sont en nombre suffisant. De plus, on a vérifié dans de nombreux cas, où l'on disposait d'une dizaine d'années d'observations communes, que la régression est effectivement à peu près linéaire.

Fréquence 0,1 (ou décennale) humide	$h_{0,90}$
Année médiane (fréquence 0,5)	$h_{0,5}$
Fréquence 0,2 sèche	$h_{0,2}$
Fréquence 0,1 sèche	$h_{0,1}$
Fréquence 0,05 sèche	$h_{0,05}$
Fréquence 0,02 sèche	$h_{0,02}$

— A l'aide de courbes de correspondance (fig. 27), on recherche pour chaque station les hauteurs correspondant à la hauteur $h_{0,90}$ à la station de référence, puis à la hauteur $h_{0,05}$, etc.

— Pour une fréquence donnée, les résultats trouvés par l'opération précédente sont portés à l'emplacement de chaque échelle, sur une carte en courbes de niveau du lit majeur étudié.

— En s'appuyant sur les hauteurs portées aux échelles d'une part et le tracé des courbes de niveau d'autre part, on peut tracer la limite de la surface inondée au moins n jours, de fréquence égale à celle pour laquelle la carte est établie.

On procède de même pour chacune des fréquences (1). La figure 28 montre un fragment d'une carte ainsi établie pour la vallée du Sénégal (fréquence 0,5, $n = 20$ jours) ; les surfaces inondées apparaissent en hachures. On évalue ensuite, région par région, la superficie des zones inondées pendant plus de 20 jours pour chaque fréquence.

On peut combiner ensuite les cartes d'inondations avec des cartes de vocation culturale des sols ; la répartition statistique peut ainsi se rapporter à des surfaces inondées correspondant à tel type de sol. On voit aisément le profit qu'on peut en tirer pour la planification agricole d'une vallée dans laquelle on pratique des cultures de décrue.

9.2. AMÉNAGEMENTS LOCAUX.

L'inventaire permet d'orienter une politique agricole, d'utiliser au mieux les conditions naturelles, mais non de les améliorer. Or il est parfois possible, à peu de frais, de rendre localement la nature plus propice sans influencer notablement le régime général du lit apparent. Ce que l'agriculteur demande à une cuvette, c'est de se remplir le plus vite et le plus haut possible et de pouvoir contrôler sa vidange.

En ce qui concerne la première requête, on voit aisément qu'à moins de dispositifs onéreux de pompage on est limité dans la hauteur de remplissage maximale par l'amplitude de la crue elle-même. L'élément fixe du projet sera la courbe de remplissage de la cuvette, l'élément aléatoire sera la crue du lit apparent (vitesse de montée, cote maximale atteinte et vitesse de descente). L'élément paramétrique contrôlable par l'homme sera le canal d'amenée pourvu ou non d'une vanne de contrôle.

L'étude du projet consistera donc à faire varier les caractéristiques du canal en regardant à chaque fois les résultats obtenus suivant les caractéristiques de la crue à l'entrée du canal, caractéristiques qui peuvent être estimées, en longue durée, par correspondance avec une station longue durée : un an ou deux d'observations sur une échelle placée à l'entrée présumée du canal doivent suffire, surtout si cette entrée est située entre deux échelles repères (problème d'interpolation). Si, à un moment donné, la cote de la crue à l'entrée est égale à H_R , prise au-dessus du fond du canal, et que la cote dans la cuvette est H_C dans le même système, si L est la longueur du canal et B sa largeur, en supposant que le canal est horizontal et que l'évolution de la crue est lente, le débit transité est donné approximativement par :

$$Q = C \left(\frac{H_R + H_C}{2} \right)^{5/3} B \left(\frac{H_R - H_C}{L} \right)^{1/2} \quad (\text{Manning})$$

En combinant cette équation avec la loi de remplissage de la cuvette $V(H_C)$ et en procédant par différences finies, on peut reproduire, connaissant la variation de H_R , le fonctionnement de la cuvette, et estimer notamment le maximum de H_C et la date à laquelle il se produit.

Le calcul mené pour chaque crue observée, permet d'obtenir un échantillon de chacun de ces deux paramètres d'exploitation et d'en faire l'étude statistique. En faisant varier les caractéristiques du canal (B et cote du fond), on verra les gains en superficies inondées qu'on peut obtenir, ainsi que les gains d'avance sur l'immersion. Le choix final des caractéristiques, qui se traduira par un cube de terre plus ou moins important à enlever, fera appel au calcul économique ; signalons seulement qu'à partir d'un certain gain, les gains supplémentaires, dits marginaux, coûtent généralement très chers. Enfin, s'il s'agit d'un aménagement bon marché, il ne faudra pas dépenser en études plus que ne coûterait le canal !

(1) Si l'on veut éviter toute surprise désagréable dans l'application, il est bon d'étudier l'écoulement sur le terrain, suffisamment pour le comprendre ; en particulier, il faudra déterminer avec soin l'emplacement des seuils d'écoulement et les conditions d'écoulement sur ces seuils, de caractère plus ou moins discontinu.



Fig. 28.

La vidange peut être réalisée soit par le même canal, notamment si la cuvette est en cul-de-sac, soit par un canal aval. Elle peut poser deux problèmes, soit être naturellement trop rapide, ou trop précoce, soit être trop lente. Dans le premier cas, on risque de ne pas tenir la submersion assez longtemps ou même de ne pas atteindre le maximum prévu. Dans le second cas, on risque de ne pas pouvoir faire les plantations assez tôt et de désaisonner les cultures.

Si la vidange emprunte le canal d'aménée, les autres exutoires possibles doivent être barrés, à moins qu'ils n'interviennent que pour des cotes dans la cuvette suffisamment importantes pour n'être atteintes que les années de fortes crues. Le canal peut être muni d'une vanne ou d'un batardeau, que l'on fermera lorsque la cote maximale est atteinte dans la cuvette, de manière à augmenter la durée d'immersion sur les plus hautes terres.

Si la vidange a lieu par un cheminement différent du canal d'aménée, on pourra prévoir de fermer l'exutoire au moment du remplissage. Sinon, l'équation du remplissage devrait tenir compte du débit de l'exutoire.

Ces quelques exemples ne sont évoqués qu'à titre indicatif, surtout pour donner une idée des éléments hydrologiques nécessaires à l'établissement de ce genre de projets. Le détail des calculs et l'énumération des cas possibles sont affaire d'hydraulique agricole.

9.3. PROBLÈMES HYDROLOGIQUES POSÉS PAR LA RESTRUCTURATION AGRICOLE D'UNE VALLÉE.

Une telle restructuration intéresse naturellement l'aménagement intégré du bassin qui fait l'objet de la plus grande partie de notre exposé ; elle pose aussi, du point de vue hydraulique, des problèmes spécifiques relatifs à l'aménagement du lit majeur, trop particuliers pour être résolus par l'intermédiaire d'un modèle du type de celui que nous avons décrit avec assez de détails, trop généraux pour être traités par une méthodologie propre aux aménagements locaux.

Un bon exemple peut en être donné par le passage d'une économie de cultures de décrue à une économie d'irrigations, sans que cet exemple présente aucun caractère limitatif.

Un tel passage peut être décidé soit parce qu'on espère un meilleur profit de cultures irriguées (rendement amélioré, cultures plus nobles), soit parce qu'un réservoir doit être établi pour d'autres raisons en tête de la vallée. L'existence de ce réservoir, en supprimant ou tout au moins en écrétant considérablement les crues, condamne l'économie traditionnelle de cultures de décrue. Le seul moyen de s'en accommoder est de passer à la culture irriguée.

Toutefois, il n'est guère possible, pour des raisons humaines, de passer brutalement de l'un à l'autre. Il est donc nécessaire de ménager une période de transition pendant laquelle on équipera progressivement la vallée en périmètres irrigués, on formera des cadres agricoles et on habituera la population paysanne aux nouvelles méthodes culturales. Pendant ce temps, il est nécessaire de maintenir partiellement les cultures de décrues qui disparaîtront progressivement à mesure que se développeront les périmètres irrigués.

On peut concevoir deux moyens pour ménager cette transition. Soit créer des barrages de submersion en aval des terres réservées à la culture de décrue, barrages que l'on videra en temps opportun pour permettre les plantations. Soit reconstituer à partir du barrage de tête une crue artificielle suffisante pour permettre une mise en culture de décrue capable de compenser la différence entre le produit de la méthode traditionnelle et le produit de l'irrigation naissante. On peut également combiner les deux méthodes.

La reproduction d'une crue dans la vallée suppose que l'on est capable, avant l'érection du barrage, de déterminer l'effet produit dans le lit majeur par tel programme de lâchure que l'on se propose d'essayer. Le problème ne peut être résolu que par un modèle mathématique de la vallée reproduisant avec une fidélité suffisante la propagation de la crue d'abord en l'état naturel, puis en tenant compte des modifications de structure et de gestion qu'on peut apporter.

Le rôle de l'hydrologue dans cette affaire est de fournir au spécialiste du modèle mathématique les éléments de réglage dudit modèle, c'est-à-dire :

- Une série d'observations longue durée de hauteurs sur le lit mineur tout le long de la vallée. C'est le résultat d'exploitation d'un réseau limnimétrique que l'on souhaite le plus dense possible.
- Les débits totaux du fleuve sur longue période au moins au pied du barrage projeté et en aval de la zone intéressée. Des points intermédiaires seront les bienvenus.
- Un nombre suffisant d'observations courte durée dans le lit majeur.

Il faut bien d'autres éléments pour régler le modèle mais ils sont d'ordre topographique et ne sont pas, en principe, du ressort de l'hydrologue.

Il s'agit généralement d'un modèle dynamique fluvial basé sur la résolution des équations de Saint-Venant qui, une fois disponible, pourra être utilisé à bien d'autres fins, y compris à la prévision des crues et à la gestion de l'ensemble de l'aménagement. En bien des cas, on améliorera son efficacité en l'associant à un modèle précipitations-débits.

ANNEXE A

EXEMPLE D'INFLUENCE DE LA HAUTEUR DE CHUTE DANS UN AMÉNAGEMENT HYDRO-ÉLECTRIQUE DE BASSES EAUX.

Dans la plupart des aménagements au fil de l'eau, la variation de la charge, c'est-à-dire de la différence de niveau entre le plan d'eau amont et le plan d'eau de la restitution, n'est pas négligeable. Soit H_{AM} la cote du plan d'eau amont. Cette cote est généralement réglée de manière à être à peu près constante ; la chute totale étant assez rarement très forte, on maintient toujours la cote amont le plus haut possible, compte tenu des débordements admissibles.

Soit H_R la cote du plan d'eau à la restitution. On suppose ici que cette cote est liée au débit par une relation univoque $H_R = F(Q)$. La chute brute disponible est donc égale à $H_{AM} - F(Q) = H(Q)$. On peut tracer une fois pour toutes la courbe $H(Q)$, étant entendu que la loi hauteur-débit à la restitution, $F(Q)$, peut toujours être connue par un étalonnage approprié.

On comprend que, une puissance nominale étant donnée, il y a deux manières de ne pas l'atteindre :

- en ayant un débit trop faible (défaillance de basses eaux) ;
- en ayant une charge trop faible (défaillance de hautes eaux).

La courbe d'égale puissance tracée sur un graphique (H, Q) a une allure hyperbolique légèrement déformée vers le bas pour tenir compte du fait que, même dans les turbines les mieux adaptées aux fortes variations de charge, le rendement diminue avec la charge. Mais une fraction seulement de cette pseudohyperbole peut être utilisée. En effet, le débit est limité par l'admission maximale : quant à la charge, si l'on suppose constant le plan d'eau amont, elle est limitée par la valeur minimale de la cote de restitution, ou par le calage de l'organe restituteur (fig. A1).

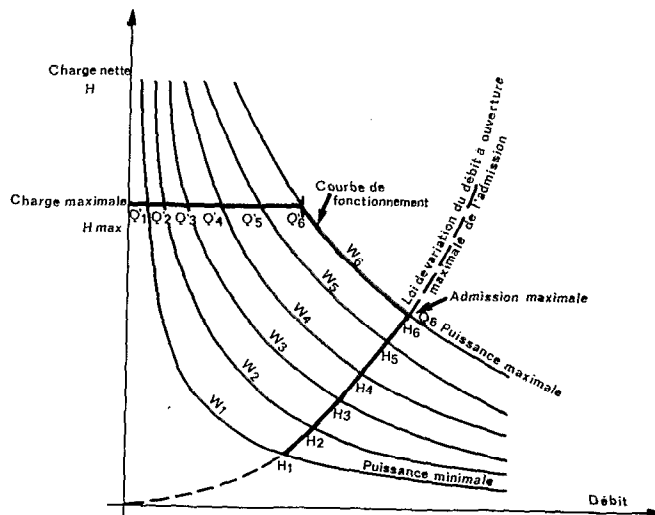


Fig. A1

Lorsque la charge commence à décroître à partir de la charge maximale, le débit croît et le point de fonctionnement décrit une courbe à puissance constante. Lorsque l'admission est ouverte au maximum, le débit commence à décroître si la charge continue à décroître, ce débit étant approximativement proportionnel à la racine carrée de la charge. De sorte que la puissance se met à diminuer et que le point de fonctionnement décrit une parabole descendante. Ordinairement, lorsque le produit QH devient insuffisant, la turbine décroche (puissance minimale).

Il y a donc interpénétration des données purement hydrologiques, hauteurs et débits, et des données électromécaniques concernant les groupes. Il ne servirait à rien d'effectuer une étude statistique directe des débits de basses-eaux, car on serait incapable d'en interpréter les résultats du point de vue de la production hydroélectrique, but du projet.

Les défaillances devront donc s'exprimer en puissances et non en débits. Pour chaque puissance retenue, on aura deux causes de défaillance :

- En basses eaux, les débits : la fourniture ne sera pas assurée lorsque le débit descendra au-dessous d'une certaine valeur Q_{limite} .
- En hautes eaux, les hauteurs de chute. On a alors tout le débit qu'on veut mais, en dessous de la chute pour laquelle on a l'admission maximale (H_{limite}), la puissance fournie diminue.

Si on connaît au départ l'équipement qui doit être mis en place, et que l'on désire connaître les possibilités de cet équipement, on dispose des courbes de fonctionnement des groupes, dont on tire, pour chaque puissance, H_{limite} et Q_{limite} .

Pour les basses eaux, on dresse, année par année, la liste des débits non dépassés en 10 jours, etc. durant la période des données hydrologiques directes ou étendues. De même, pour les hautes eaux, on fait le décompte, année par année, du nombre de jours pour lesquels différentes valeurs de la hauteur de chute n'ont pas été atteintes.

Revenons au graphique de la figure A1. Plaçons-nous au point le plus bas de l'étiage ; le débit sera minimal et la chute maximale. Le débit croissant, la charge ne va pas diminuer tout de suite de façon sensible et le point de fonctionnement de l'usine va suivre une horizontale, recoupant successivement les courbes d'égale puissance W_1, W_2, \dots , etc., ce qui correspond à une augmentation de la puissance produite avec le débit. A chaque valeur de W_1, W_2, \dots correspond un débit Q'_1, Q'_2, \dots . La puissance continue à croître jusqu'au maximum admis pour l'installation : W_6 sur notre graphique. Lorsque, le débit naturel augmentant toujours, la charge nette commence à décroître de manière notable, l'admission dans la turbine va augmenter de manière à maintenir W_6 et le point de fonctionnement décrira l'arc de la parabole représentant la loi de débit de la turbine, compris entre la courbe de puissance maximale W_6 et la courbe de puissance minimale W_1 .

Il en résulte que tant qu'on fonctionne à la charge maximale, c'est-à-dire, en gros, tant qu'on n'a pas dépassé le débit Q'_6 , la puissance fournie est limitée par le débit. On peut donc, pour une puissance donnée (W_4 par exemple), déterminer le nombre de jours pour lequel cette puissance n'est pas atteinte : puissances et débits sont interchangeables (défaillances de basses eaux).

La branche d'hyperbole correspondant à la puissance maximale est parcourue par le point de fonctionnement jusqu'au débit Q'_6 (admission maximale). Lorsque le débit continue à croître, la charge nette diminue ; la puissance fournie n'est plus limitée par le débit naturel, mais par la charge. A chaque puissance W_5, W_4, \dots , on peut donc faire correspondre une charge nette H_5, H_4, \dots en dessous de laquelle la puissance désignée ne peut pas être atteinte (défaillance de hautes eaux).

Il est alors facile, en calculant les deux types de défaillance, d'établir un tableau dans lequel on notera, pour chaque année d'observation des débits, le nombre de jours pendant lesquels la puissance aurait été au moins égale à une gamme de puissances choisie de manière à couvrir avec suffisamment de détail les variations possibles envisagées pour le projet.

Nous montrerons le mécanisme des opérations sur quelques données extraites d'une de nos études. En ne gardant que les trois dernières années, les défaillances de basses eaux (débits en m^3/s non dépassés en 10 jours, 20 jours, etc.) sont données par le tableau :

	10 j	20 j	30 j	40 j	50 j	60 j	70 j	80 j	90 j	100 j	110 j	120 j
1956	26	53	62	85	87	107	118	142	147	173	194	233
1957	0	0	1	6	11	31	37	44	52	56	64	94
1958	62	76	84	94	96	102	120	164	246	304	388	403

Les défaillances de hautes eaux (nombres de jours pour lesquels la chute est inférieure à 2,50 m, 3 m, etc.) se traduisaient par les valeurs suivantes :

	2,50 m	3,00 m	3,50 m	4,00 m	4,50 m	5,00 m
1956	81	91	107	137	187	202
1957	118	134	141	166	201	238
1958	84	116	156	186	(220)	

Le diagramme de fonctionnement des turbines, dans l'exemple choisi, donnait les conditions suivantes pour différentes puissances :

720 CV	Basses eaux	$Q \geq 20,4 \text{ m}^3/\text{s}$
	Hautes eaux	$H \geq 5,20 \text{ m}$
600 CV	Basses eaux	$Q \geq 17 \text{ m}^3/\text{s}$
	Hautes eaux	$H \geq 4,55 \text{ m}$
500 CV	Basses eaux	$Q \geq 14,3 \text{ m}^3/\text{s}$
	Hautes eaux	$H \geq 4,10 \text{ m}$
400 CV	Basses eaux	$Q \geq 11,5 \text{ m}^3/\text{s}$
	Hautes eaux	$H \geq 3,60 \text{ m}$
300 CV	Basses eaux	$Q \geq 8,5 \text{ m}^3/\text{s}$
	Hautes eaux	$H \geq 3,00 \text{ m}$
150 CV (puissance minimale) :	Basses eaux	$Q \geq 7 \text{ m}^3/\text{s}$
	Hautes eaux	$H \geq 2,70 \text{ m}$

On fait le décompte, pour chaque puissance, du nombre de jours par an pendant lesquels cette puissance n'est pas fournie. Prenons par exemple la puissance 500 CV.

En basses eaux :

La condition requise pour assurer la puissance de 500 CV est $Q \geq 14,3 \text{ m}^3/\text{s}$. En 1956, cette condition est toujours réalisée, donc le nombre de jours de défaillance est zéro. En 1957, on a $Q < 11$, donc $< 14,3$, pendant 50 jours ; d'autre part $Q < 31$ pendant 60 jours. En supposant l'interpolation linéaire, on trouve finalement 52 jours.

En hautes eaux :

La condition requise pour assurer la puissance de 500 CV est $H \geq 4,10 \text{ m}$. En 1957, pour reprendre le même exemple, on a 166 jours de défaillance pour $H \geq 4,00 \text{ m}$ et 201 jours pour $H \geq 4,50 \text{ m}$, soit, en supposant la variation linéaire : 173 jours pour $H \geq 4,10 \text{ m}$.

Au total pour l'année 1957, le contrat de 500 CV n'aurait pas été réalisé pendant $173 + 52 = 225$ jours ; il aurait donc été réalisé pendant : $365 - 225 = 140$ jours.

En calculant ainsi, pour chaque puissance et pour chaque année, on obtient un tableau dont nous donnons un extrait ci-dessous :

	720 CV	600 CV	500 CV	400 CV	300 CV	250 CV
1956	153	184	220	252	274	282
1957	57	108	140	169	186	200

Il est facile de calculer le productible de chaque année en intégrant la courbe $N = f(W)$ du nombre de jours en fonction de la puissance. On trouve ici 6,15 millions de kWh pour 1956 et 4,08 millions de kWh pour 1957.

On peut alors étudier statistiquement la répartition des productibles, mais c'est seulement à ce stade que cette étude doit être faite, alors que l'on atteint les valeurs de la seule variable aléatoire dont les caractéristiques nous intéressent.

Si l'on ne connaît pas au départ le type de machines qu'on veut installer, il faudra faire une série d'essais avec différents équipements dont les possibilités et les conditions économiques de production pourront ainsi être comparées.

* * *

ANNEXE B

MÉTHODES D'ÉVALUATION SOMMAIRE DE LA RÉGULARISATION.

Avant l'utilisation du calcul automatique, les calculs de régularisation utilisaient des procédés simplifiés qui peuvent encore rendre des services dans des cas peu compliqués ou, lors de la prospection et des études préliminaires, pour se faire une idée rapide et grossière des possibilités d'un aménagement. Les principes généraux de la méthodologie sont toujours les mêmes, puisqu'il s'agit toujours de faire sur le système d'eau des bilans hydrologiques se rapportant à des intervalles de temps successifs et comportant toujours les termes entrées-sorties-stockage. Simple-ment, les modalités d'application varient suivant les particularités des problèmes que l'on peut classer en trois groupes :

- Régularisation saisonnière.
- Régularisation interannuelle.
- Passage d'une période de basses eaux.

Le troisième cas peut être formellement considéré comme de la régularisation saisonnière, mais la brièveté de la période de pénurie à passer peut conduire à des procédés de calcul différents pouvant avoir une influence sur la nature des éléments hydrologiques à fournir. Il n'est pas question de décrire ici tous les procédés qui ont été employés pour résoudre ces problèmes ; ils se ressemblent beaucoup. Il faut encore ajouter qu'en réalité on passe insensiblement d'un cas à l'autre et que le choix de la méthode peut parfois être inspiré par la nature des données disponibles.

Les méthodes décrites ne peuvent s'appliquer qu'à un seul réservoir et à une seule demande. S'il y en a plusieurs, on peut encore s'en sortir en admettant, lorsque ce n'est pas trop irréaliste, que les réservoirs peuvent être groupés en un seul, en combinant éventuellement les courbes de remplissage.

B.1. RÉGULARISATION SAISONNIÈRE.

Pour les deux premiers cas, nous nous appuyerons sur un exemple pour lequel les apports mensuels et annuels sont donnés dans le tableau B I. On peut définir la régularisation saisonnière comme un mode d'exploitation qui consiste à créer une réserve telle que l'année la plus mauvaise puisse satisfaire la demande, de telle façon que cette réserve soit toujours pleine en début d'année d'exploitation. Il suffit donc de faire le calcul sur l'année de la période disponible présentant les apports les moins favorables ; s'il y a doute, on en prendra plusieurs et on retiendra le plus défavorable.

TABLEAU B I
APPORTS MENSUELS EN MILLIONS DE M³

Mois Année	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Année
1	2	2	1	2	4	13	55	110	80	45	22	7	343
2	3	2	4	3	25	40	40	95	100	60	34	15	421
3	7	5	4	4	12	18	23	37	75	52	27	12	276
4	5	3	2	2	1	2	11	48	65	35	32	17	223
5	9	6	3	3	7	29	41	142	97	80	56	33	506
6	15	8	5	4	4	31	30	78	92	65	35	17	384
7	9	5	3	2	1	1	27	31	45	22	10	5	161
8	3	1	1	0	1	1	3	25	34	32	11	6	118
9	2	1	1	2	14	17	45	101	80	66	39	13	381
10	8	4	3	2	7	7	28	69	72	48	25	14	287
11	7	4	3	3	5	51	48	76	102	71	58	21	449
12	17	9	5	5	6	22	21	83	110	87	49	31	445
13	25	15	9	5	43	52	48	98	102	75	60	29	561
14	10	5	3	2	1	1	34	62	37	48	25	5	233
15	4	2	2	2	7	27	31	73	95	51	27	10	331
Evaporation mensuelle (en m)													
	0,07	0,08	0,10	0,13	0,16	0,15	0,09	0,06	0,05	0,07	0,09	0,08	1,13
Répartition de la demande (10 ⁶ m ³)													
	3,6	4,3	13,2	15,8	15,8	7,9	2,6						63,2

Bien entendu, le problème de l'échantillonnage se pose ici comme partout ailleurs et lorsqu'on procède sur une série historique telle que celle du tableau B I, on n'est évidemment pas sûr que l'année la plus défavorable de ce tableau corresponde à un minimum. Si on veut véritablement étudier la distribution statistique des possibilités, il faut faire le calcul sur un certain nombre d'années, de manière à pouvoir au moins esquisser une telle distribution. Mais si le procédé est utilisé pour dégager un ordre de grandeur au stade de la prospection, le constat sur échantillon historique est bien suffisant, quitte à s'octroyer d'assez larges limites de sécurité.

Le cas du tableau B I est clair et il est bien évident que l'année 8 sera la plus défavorable, quelle que soit la valeur de la demande annuelle et sa distribution. La fourniture maximale possible, au vu du tableau B I, est de

118 millions de m^3 pour l'année, si on néglige l'évaporation et si on s'impose de commencer et de terminer l'année à retenue pleine. Si on suppose que la demande est répartie uniformément sur l'année, la courbe de demandes cumulées est représentée sur la figure B 1 par la droite en trait mixte OA (QRMAX).

Traçons maintenant en trait plein, sur la figure B 1, la courbe des apports cumulés de l'année 8. Si on mène, parallèlement à QRMAX, les tangentes extérieures à cette courbe (contact supérieur a, contact inférieur b), le volume de réserve nécessaire pour remplir les conditions de la régularisation saisonnière est donné par la distance, selon l'ordonnée, entre ces deux tangentes. On peut remarquer qu'il eut été plus simple de commencer l'année par le mois 12, de façon à n'avoir à mener que la tangente inférieure. Le volume de réserve VRESMAX nécessaire est de 63 millions de m^3 et le débit régularisé de $3,73 m^3/s$.

On a tracé également la droite QR2 correspondant à un débit régularisé de $2 m^3/s$, soit un total annuel de 63,2 millions de m^3 . Aucun tronçon de la courbe des apports cumulés, après le retour à la retenue pleine, n'ayant une pente inférieure à QR2, il suffit de tracer la tangente inférieure. Le volume de régularisation VRES2 ressort à 32 millions de m^3 .

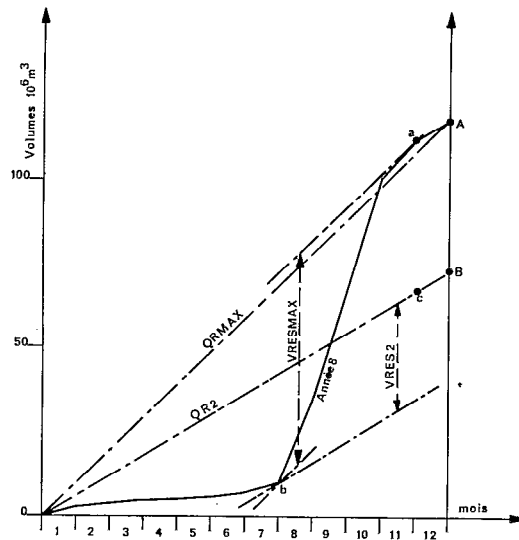


Fig. B 1.

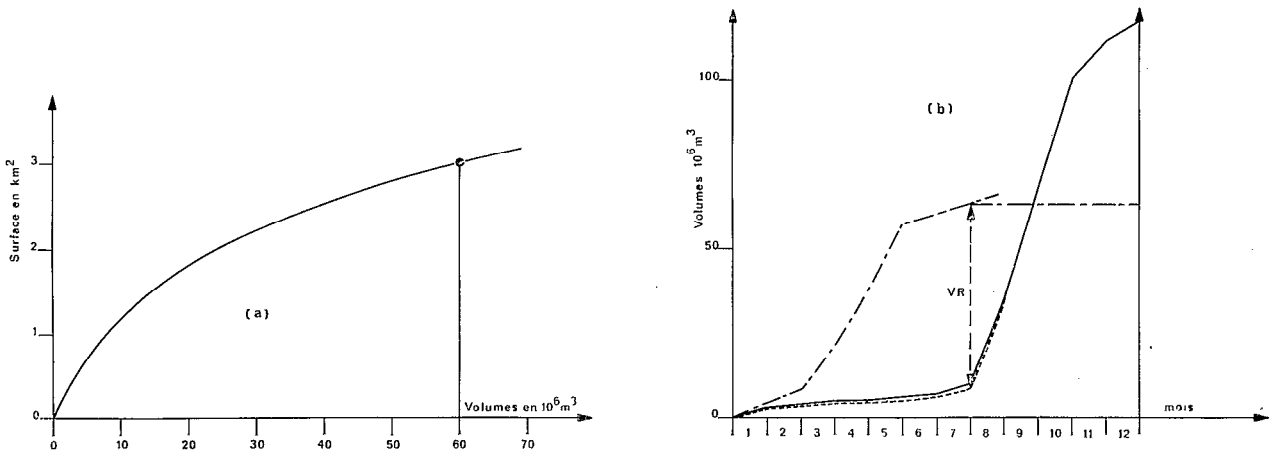


Fig. B 2

Supposons maintenant que cette même demande de 63,2 millions de m³ ne soit plus répartie uniformément sur l'année, mais comme l'indique la dernière ligne du tableau B 1. On désire d'autre part tenir compte de l'évaporation dont les hauteurs mensuelles figurent également au tableau B 1. Il faut alors disposer de la courbe de remplissage, qu'on représentera plus commodément comme la courbe de variation de la surface de la retenue en fonction du volume (fig. B 2.a).

Pour le calcul des évaporations, il faut savoir également de quel volume stocké on part au début de l'exploitation durant l'année 8, autrement dit se donner une valeur du volume maximal de la réserve. On a vu que pour un débit régularisé il suffirait de 32 millions de m³. Pour la répartition de la demande imposée maintenant, presque entièrement bloquée durant la période creuse, il faudra s'attendre à des besoins beaucoup plus importants ; on n'hésitera pas à prendre un volume initial de 60 millions de m³. Il faut remarquer que, pour le calcul de l'évaporation, on se place dans des conditions d'autant plus défavorables qu'on prend ce volume plus fort, puisqu'on aura alors une surface d'évaporation plus grande.

Le calcul se déroule comme il est indiqué sur le tableau B 2. Pour le premier mois, par exemple, on suppose que l'évaporation s'est produite sur les 3 km² correspondant sur la courbe B 2(a) au volume initial de 60 millions de m³. Comme le taux d'évaporation est pour ce mois de 0,07 m, le volume évaporé sera de 0,21 million de m³, ce qui réduit les apports à 2,79 millions de m³. On continue ainsi jusqu'à ce que la réserve soit à nouveau pleine. La courbe des apports cumulés, corrigée de l'évaporation, est tracée en tireté sur la figure B 2(b). On trouve que la réserve nécessaire est de 55 millions de m³.

TABLEAU B 2

Mois	Volume des apports naturels (10 ⁶ m ³)	Volume de la retenue (10 ⁶ m ³)	Surface (10 ⁶ m ²)	Evaporation mensuelle (m)	Volume évaporé (10 ⁶ m ³)	Volume d'apports réel (10 ⁶ m ³)	Volume d'apports réel cumulé
1	3	60	3	0,07	0,21	2,79	2,79
2	1	55	2,9	0,08	0,23	0,77	3,56
3	1	44	2,7	0,10	0,27	0,73	4,29
4	0	27	2,1	0,13	0,27	-0,27	4,02
5	1	8	1,0	0,16	0,16	0,84	4,86
6	1	7	0,9	0,15	0,14	0,86	5,72
7	3	6	0,8	0,09	0,07	2,93	8,65
8	25	32	2,3	0,06	0,14	24,86	33,51
9	34	60		0,05			
10	32	60		0,07			
11	11	60		0,09			
12	6	60		0,08			

B.2. RÉGULARISATION INTERANNUELLE.

Elle consiste à choisir la réserve de telle façon qu'elle permette des reports de volume d'une année sur l'autre. La retenue ne sera donc plus nécessairement pleine au début de chaque année d'exploitation. Les possibilités de prélèvements seront naturellement bien supérieures.

Si on prend toujours comme référence l'échantillon historique du tableau B 1, il est bien évident qu'on ne pourra pas utiliser, sans défaillance, un débit supérieur au débit moyen de la période fournie par cet échantillon, soit 341 millions de m³ par an.

Pour le calcul de la réserve, on commencera toujours par opérer au pas de temps annuel, en négligeant l'évaporation. La courbe des apports cumulés pour la période est tracée en trait plein sur le graphique de la figure B 3. Les demandes cumulées sont représentées par la droite 0 (1) en trait mixte, pour la fourniture maximale de 341 millions de m³ par an. La réserve nécessaire pour assurer sur la période historique une régularisation sans défaillance, est donnée par la distance, suivant l'ordonnée, entre les deux tangentes extérieures à la courbe des apports cumulés, menées parallèlement à la droite 0 (1). On trouve ici $\alpha\alpha'$ qui correspond à 440 millions de m³.

Sur le même graphique, on a tracé la droite 0 (2) correspondant à un débit régularisé de 200 millions de m³ par an. Pour chaque point angulaire supérieur de la courbe des apports cumulés, on trace une parallèle à 0 (2), ne la conservant que si la fraction de la courbe située à droite lui passe en-dessous. Pour chaque tronçon de cette courbe ainsi définie, on recherche la distance maximale entre la courbe et la parallèle correspondante, suivant l'ordonnée ; la plus grande de ces distances maximales mesure le volume de réserve nécessaire. Dans le cas présent, c'est la distance $\beta\beta'$, qui correspond à un volume d'environ 110 millions de m³.

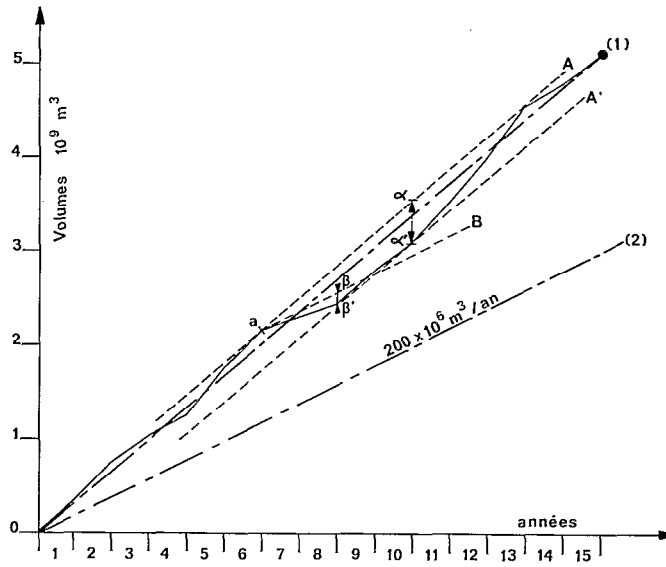


Fig. B 3.

A moins d'établir des graphiques à très grande échelle, l'évaluation des volumes de réserve par ce procédé est peu précise. C'est pourquoi on préfère souvent présenter les graphiques de façon différente. Sur la figure B 4, qui se rapporte à la demande de 200 millions de m^3 , on part d'un volume initial de 110 millions de m^3 . On suit les valeurs annuelles du tableau B 1 auxquelles on retranche la demande (200). Si le résultat est positif, on l'inscrit au-dessus d'une horizontale tracée à partir du point initial, tant que le point précédent reste sur cette horizontale. Si le résultat est négatif, on le porte en déduction de l'horizontale, ou du point précédent s'il y en a un. S'il est positif et que le point précédent ne soit pas sur l'horizontale, on le porte en addition de ce point : s'il dépasse alors l'horizontale, on marque la valeur de l'excédent et on le ramène à l'horizontale. Tous les excédents ainsi marqués correspondent à des déversements. Le volume à prévoir pour la réserve est donné par la distance à l'horizontale du point le plus bas du graphique : on trouve ici 120 millions de m^3 , un peu plus qu'avec l'estimation précédente qui, rappelons-le, est moins précise.

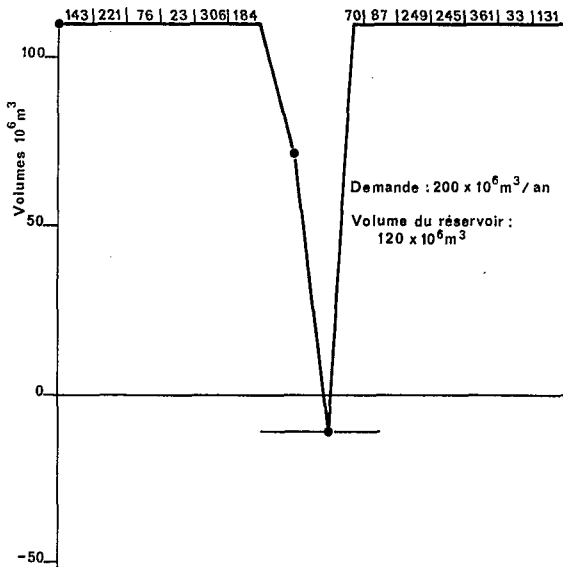


Fig. B 4.

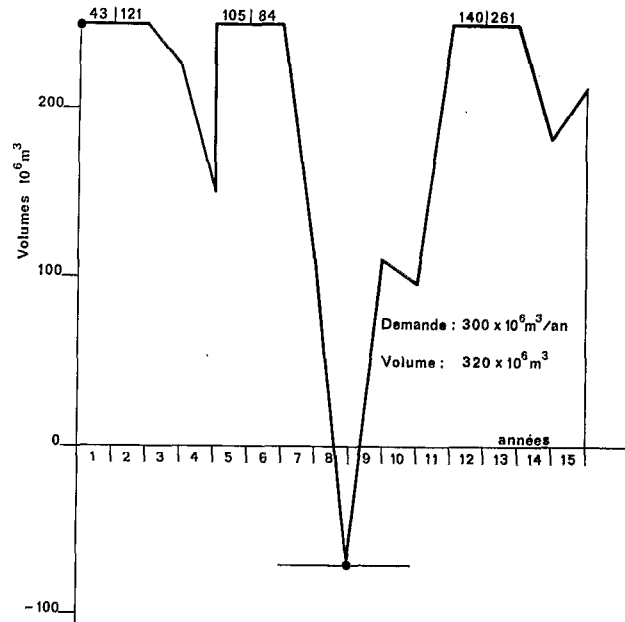


Fig. B 5.

On a présenté sur la figure B 5 une construction analogue pour une demande de 300 millions de m^3 par an. On trouve un volume de réserve de 320 millions de m^3 .

Il est tout à fait possible de raffiner la méthode en introduisant l'évaporation, en opérant au pas de temps mensuel, en adoptant une distribution de la demande non uniforme sur l'année. On peut même introduire des clauses de restriction. Mais il est alors nettement préférable, plus rapide et plus souple, de passer au modèle de simulation. De toutes manières, de telles méthodes ne permettent en aucun cas de jouer sur la marche interne du système d'eau dès qu'il y a plus d'un réservoir.

B.3. PASSAGE D'UNE PÉRIODE DE BASSES-EAUX.

Il s'agit d'aménagements qui sont presque au fil de l'eau, mais pour lesquels on a besoin d'une certaine réserve afin de « soutenir les étiages ». La période pour laquelle on doit « assurer le passage » est souvent brève, au moins dans la plupart des années, et l'analyse doit se faire, lorsque c'est possible, au pas de temps journalier. Il est alors indispensable de disposer de chroniques, aussi longues que possible, de débits journaliers aux points intéressant le projet ; ces chroniques ne peuvent être établies que par l'observation directe ou par l'interpolation géographique entre stations hydrométriques. Il est exclu d'utiliser l'extension hydropluviométrique, à moins de cas très particuliers pour lesquels on disposerait de longues séries avec une densité de postes suffisante pour mettre en œuvre un modèle de transformation pluies-débits.

S'il n'est vraiment pas possible de disposer d'une série de débits journaliers suffisamment longue, on peut essayer de faire la même opération avec des débits moyens mensuels, mais les résultats obtenus seront très approximatifs, parfois même inutilisables.

Pour les calculs, on doit considérer deux cas, suivant que le site choisi pour le réservoir est juste à l'amont du point de prélèvement, ou tout au moins suffisamment près pour que les apports du bassin intermédiaire soient négligeables, ou qu'il est quelque part dans le bassin, loin en amont du point de prélèvement de façon que les apports intermédiaires puissent être négligés.

B.3.1. Réservoir situé près du point de prélèvement.

Soit $Q_1 m^3/s$ une valeur choisie pour le débit d'équipement : tout débit journalier q_j inférieur à Q_1 entraînera un déficit égal à $86\,400 (Q_1 - q_j) m^3$ qui devra être compensé par la réserve. Partant du jour de décrue auquel on trouve la première fois $q_j < Q_1$, pour aboutir au jour de la crue suivante à partir duquel on a toujours $q_j > Q_1$, le déficit total à compenser est égal à la valeur maximale de la fonction $86\,400 \Sigma (Q_1 - q_j)$ calculée pour chaque jour de l'intervalle de temps considéré. On considère, puisqu'il s'agit d'une régularisation saisonnière et que l'on suppose Q_1 très inférieur au module, qu'au départ (premier jour où $q_j < Q_1$) la retenue est pleine. Si, au cours des calculs successifs de $\Sigma (Q_1 - q_j)$, cette quantité vient à s'annuler, il faut arrêter le calcul et le reprendre au premier jour suivant où q_j est à nouveau inférieur à Q_1 . C'est qu'en effet, au cours de la période, on peut avoir pendant quelque temps $q_j > Q_1$, ce qui revient à recharger partiellement la retenue ; dans le cas présent, ces excédents temporaires peuvent être pris en compte. Mais à partir du moment où $\Sigma (Q_1 - q_j)$ s'annule, la retenue est pleine, les nouveaux excédents sont déversés et ne peuvent plus être pris en compte.

Après avoir fait cette opération pour chaque année de la période d'observation, on peut faire l'étude statistique des volumes de réserve nécessaires. Si on veut explorer à fond les possibilités d'aménagement, on peut procéder ainsi pour différentes valeurs du débit d'équipement et traduire les résultats en graphique des défaillances ; il est alors possible de choisir en toute connaissance de cause un aménagement optimal tenant compte d'un certain pourcentage de risque. La limite supérieure du volume de réserve qui peut être retenu est fournie par les caractéristiques de la cuvette choisie ; ce choix peut du reste être reconsidéré, ou complété, d'après les résultats de l'étude précédente. Il faut de plus que les apports propres de la cuvette soient capables de la remplir complètement, même durant les années les plus sèches.

Si on doit utiliser des débits moyens mensuels à la place des débits journaliers, il ne sera pas possible, notamment, de rejeter les excédents déversés chaque fois qu'au cours de la période déficitaire on remplit complètement la cuvette.

B.3.2. Réservoir situé loin du point de prélèvement.

On part également à réservoir plein. Du fait que les débits sur lesquels on raisonne ne passent pas en totalité dans la cuvette, on ne peut plus prendre en compte les excédents $q_j - Q_1$ qui se manifestent lorsque le débit journalier est supérieur au débit d'équipement. Autrement dit, on ne retiendra dans le calcul de la fonction $\Sigma (Q_1 - q_j)$ que les termes positifs.

Pour le reste, l'exploitation des données se fait de la même manière que pour B.3.1.

Si on ne dispose, pour la série longue durée, que des débits moyens mensuels, l'imprécision sera encore plus grande que dans le cas précédent puisque, en plus des valeurs $\Sigma (Q_1 - q_j) < 0$, on conservera également les termes $Q_1 - q_j < 0$ qui devraient eux aussi être éliminés.

*
* *

ANNEXE C

LE HYÉTOGRAMME ENVELOPPE ET LES INTENSITÉS DURÉES.

Le problème consiste à établir pour un bassin donné, en s'appuyant sur ce qu'on connaît du régime des précipitations de la région, un épisode pluvieux dont la répartition dans le temps et dans l'espace soient telles qu'on n'ait pratiquement aucune chance de voir se produire un jour un épisode plus défavorable. Les méthodes les plus utilisées actuellement sont :

- celle de la précipitation maximale probable (P.M.P.),
- celle du hyétogramme enveloppe,
- celle des intensités durées.

La première a fait l'objet de nombreuses publications et nous avons donné précédemment quelques références.

Lorsqu'on se place à un pas de temps journalier, la méthode du hyétogramme-enveloppe consiste à accepter dans sa complexité la fonction aléatoire qu'est l'épisode pluvieux et à en estimer une limite supérieure au moyen de l'échantillon dont on dispose.

On sélectionne d'abord les stations à utiliser en s'arrangeant pour qu'elles se situent dans la même zone climatique que le bassin. Si ce dernier comporte de façon évidente des zones climatiques nettement différentes du point de vue de la répartition statistique des pluies journalières, ces zones seront étudiées séparément et on aura donc deux ou plusieurs groupes de stations fournissant des nombres différents de stations-années. Pour la détermination de la fréquence finale du hyétogramme, on adoptera la moyenne des nombres de stations-années obtenues pour chacun des groupes. Supposons, pour simplifier, que le bassin puisse être considéré comme homogène du point de vue des pluies journalières.

On choisit d'abord la durée sur laquelle on doit définir le hyétogramme-enveloppe. Cette durée doit être au moins égale au temps de concentration du bassin. On consulte alors les relevés journaliers des postes sélectionnés et on repère les épisodes pluvieux les plus importants. On établit un tableau de la manière suivante :

- pour le premier épisode pluvieux retenu, on porte dans une colonne centrale (temps zéro) la pluie journalière la plus forte de l'épisode. On inscrit ensuite dans les colonnes de gauche les hauteurs correspondant aux temps — 1, — 2, etc. et dans les colonnes de droite les hauteurs correspondant aux temps + 1, + 2, etc. ;
- pour les autres épisodes, on procède de la même manière, mais on n'inscrit les chiffres que s'ils sont supérieurs au dernier chiffre inscrit.

Exemple :

Temps de base du hyétogramme : 9 jours ;								
1 ^e épisode :	10,	15,	75,	60,	95,	5,	10,	25 ;
2 ^e épisode :	8,	125,	11,	55,	9,	7,	8,	3 ;
3 ^e épisode :	40,	35,	23,	45,	75,	2,	1.	

Le classement est donné dans le tableau suivant :

- 4	- 3	- 2	- 1	0	+ 1	+ 2	+ 3	+ 4
10	15	75	60	95	5	10	25	
				125	11	55		7
40	35							

Lorsqu'on a ainsi passé en revue tous les relevés à toutes les stations, on a obtenu un hyétogramme ponctuel considéré comme d'autant plus rare que le nombre de stations-années est plus élevé.

L'application d'un tel hyétogramme à l'ensemble du bassin conduirait à exagérer de manière parfois inadmissible la marge de sécurité et ce d'autant plus que le bassin est plus grand. Il faut procéder à l'étude de zones d'abattement qu'on déterminera à l'aide des plus fortes pluies observées aux pluviomètres exploités dans le bassin et appliquer le schéma d'abattement ainsi trouvé au hyétogramme-enveloppe avant de lui appliquer l'opérateur de transformation pluies-débits.

Sous cette forme, la méthode du hyétogramme-enveloppe ne peut être appliquée que pour des durées de base relativement courtes, au grand maximum une dizaine de jours. Au-delà, les épisodes pluvieux risquent de chevaucher d'une manière aléatoire et on augmente artificiellement le risque, en dénaturant par trop la forme normale d'un épisode ; la fréquence qu'on attribue au résultat est alors beaucoup trop forte.

Lorsqu'on doit choisir pour le hyétogramme exceptionnel une durée assez longue, il est préférable d'opérer par intensités-durées, l'intensité étant exprimée, pour le pas de temps journalier, que nous avons adoptée ici, en mm/jour.

On commence par étudier la répartition statistique de la pluie journalière en utilisant une méthode de stations-années afin d'augmenter l'échantillonnage. Les discussions académiques qu'on pourrait amorcer, touchant la rectitude théorique du procédé, sont ici hors de saison. On en déduit la pluie journalière, de fréquence millénaire par exemple sans attacher trop d'importance à ce terme ; il s'agit d'un résultat d'extrapolation, sans plus, et non d'une réalité probabiliste.

On fait la même étude pour les pluies de deux jours, trois jours, etc. Nous montrerons le procédé de calcul sur les pluies de 5 jours par exemple. On commence par sélectionner dans les séries d'observations qu'on possède les périodes présentant de fortes pluviométries. On totalise alors, pour chacune de ces périodes, les cinq premières pluies journalières puis on enlève au total ainsi obtenu la pluie du premier jour et on ajoute celle du sixième, etc. On retient toutes les valeurs maximales obtenues pour lesquelles les périodes de cinq jours ayant servi au calcul ne chevauchent pas ; on s'assure ainsi un échantillon de valeur à peu près indépendantes. Si l'on dispose de N stations-années, on conserve les N plus fortes valeurs obtenues que l'on classe et que l'on extrapole pour trouver la pluie en cinq jours correspondant à la fréquence retenue.

Supposons que l'on ait ainsi obtenu une série d'intensités-durées dont chacune correspond à la fréquence dite « millénaire » pour une durée de base de 10 jours.

Durée (jours)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Totaux (mm)	250	300	345	400	430	450	462	466	468	470
Intensités (mm/jour)	250	150	115	100	86	75	66	58	52	47

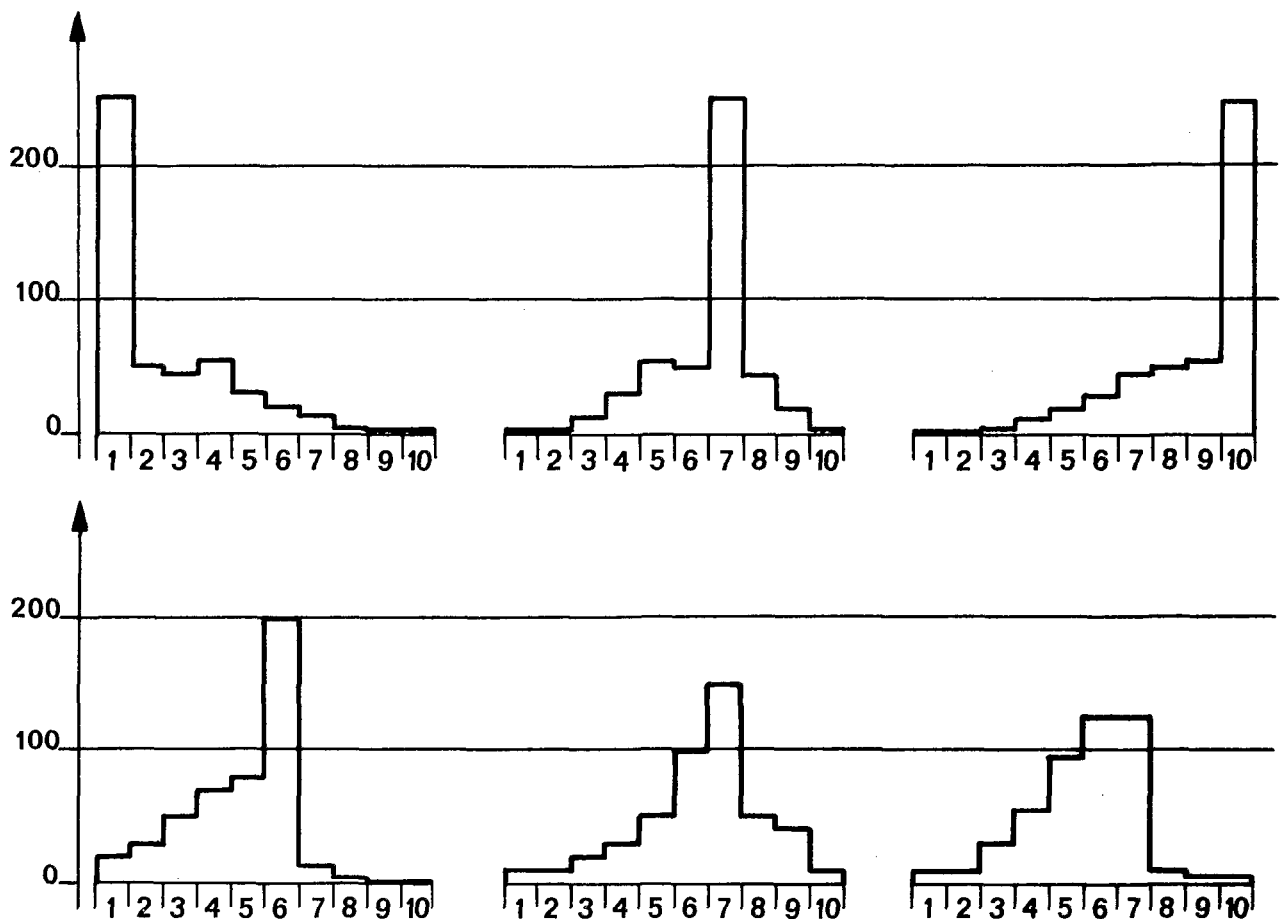


Fig. C.1.

Le terme « fréquence millénaire » n'est applicable *strictu sensu* qu'à chaque valeur prise séparément. Il s'agit maintenant de passer à la fonction aléatoire. Bien entendu, il y a une infinité de manières de tirer un épisode pluvieux du tableau ci-dessus. Ce qu'on demande en définitive, c'est que le total pour une période de 10 jours, choisie comme base, soit égal à 470 mm, que le maximum journalier ne dépasse pas 250 mm et que les pluies en 2 jours, 3 jours, etc. n'excèdent pas les totaux indiqués ci-dessus. Il convient donc de choisir la disposition la plus défavorable obéissant à ces conditions. Comme on ne peut vérifier qu'une disposition est plus défavorable qu'une autre qu'après le passage dans l'opérateur, il faudra fournir un certain nombre de hyétogrammes qui seront ensuite essayés à tour de rôle. De plus, si l'on veut, dans le calcul du projet, tenir compte du laminage dans la retenue, ce n'est qu'après étude de ce laminage pour chacune des crues dérivées des hyétogrammes proposés, qu'on pourra finalement décider du choix le plus défavorable.

Un certain nombre de hyétogrammes ont été ainsi établis sur la figure C1 à partir des chiffres ci-dessous. Il est bien difficile de désigner à priori celui dont la crue afférente causera le plus d'ennuis au projeteur.

La méthode des intensités-durées-fréquences est plus souple que celle du hyétogramme enveloppe, car elle permet de descendre à des pas de temps nettement inférieurs à la journée. Il faut pour cela disposer d'éléments d'observations convenables, c'est-à-dire de relevés pluviographiques ; à ceci près, la méthodologie de construction des hyétogrammes est la même que pour un pas de temps journalier.

* * *

TABLE DES MATIÈRES

1.	INTRODUCTION	4
2.	COMPOSANTES D'UN AMÉNAGEMENT	7
2.1.	<i>Les sources</i>	7
2.1.1.	Eaux de surface	7
2.1.2.	Eaux souterraines	7
2.1.3.	Eaux de mer	7
2.1.4.	Eaux usées	7
2.2.	<i>Les organes</i>	8
2.2.1.	Organes d'accumulation	8
2.2.2.	Organes de transfert	10
2.2.3.	Forages	10
2.2.4.	Stations de pompage	10
2.2.5.	Stations de traitement	11
2.2.6.	Stations d'épuration	11
2.2.7.	Centrales hydro-électriques	11
2.2.8.	Digues de protection	13
2.2.9.	Réservoirs latéraux d'amortissement	13
2.3.	<i>Les aires d'utilisation</i>	14
2.3.1.	Zone urbaine d'habitation	14
2.3.2.	Zone industrielle	15
2.3.3.	Périmètre d'irrigation	15
2.3.4.	Réseau de distribution électrique	15
2.3.5.	Aire de récréation	15
2.3.6.	Navigation	15
2.3.7.	Débits réservés	15
2.3.8.	Les rejets	15
3.	CARACTÉRISTIQUES DES DEMANDES	16
3.1.	<i>Les exigences des demandes et leur satisfaction</i>	16
3.1.1.	Quantité	16
3.1.2.	Qualité	17
3.2.	<i>Demande en eau potable</i>	17
3.3.	<i>Demande en eau industrielle</i>	18
3.4.	<i>Demande agricole</i>	18
3.5.	<i>Demande en énergie hydroélectrique</i>	19
4.	CONSTRUCTION D'UN MODÈLE DE SIMULATION	21
4.1.	<i>Préanalyse du système</i>	21
4.2.	<i>Découpage géographique, unité hydraulique</i>	21
4.3.	<i>Schéma topologique</i>	24
4.3.1.	Apports d'eau au système	26
4.3.2.	Les aires d'utilisation	26

4.3.3.	Les jonctions	26
4.3.4.	Les barrages-réservoirs, intégrés au système des unités hydrauliques	26
4.3.5.	Pompages et usines hydro-électriques	26
4.3.6.	Réservoirs hors du système des unités	26
4.3.7.	Les transferts	27
4.3.8.	Autres remarques	27
4.3.9.	Des exemples	27
4.4.	<i>Organisation du calcul</i>	29
4.4.1.	Opération (1)	30
4.4.2.	Opération (2)	30
4.4.3.	Opération (3)	30
4.4.4.	Opération (4)	31
4.4.5.	Opération (5)	31
4.4.6.	Opération (6)	32
4.4.7.	Opération (7)	32
4.5.	<i>Algorithmes opératoires</i>	39
4.5.1.	Fonctionnement d'un réservoir	39
4.5.2.	Fonctionnement d'une nappe	47
4.5.3.	Fonctionnement d'un périmètre irrigué	48
4.5.4.	Transferts et jonctions	48
4.5.5.	Satisfaction d'une demande	52
5.	PRÉPARATION DES DONNÉES CONCERNANT LES APPORTS	53
5.1.	<i>Débits et salures observés aux stations</i>	53
5.2.	<i>Homogénéisation et extension des données « débits »</i>	54
5.3.	<i>Homogénéisation et extension des données « salinités »</i>	57
5.4.	<i>Calcul de l'échantillon historique pour le modèle</i>	60
5.4.1.	Calcul des A_n et AC_n (apports)	60
5.4.2.	Calcul des SA_n et SAC_n (salures des apports)	62
5.5.	<i>Echantillon synthétique</i>	63
6.	UTILISATION D'UN MODÈLE DE SIMULATION POUR L'AMÉNAGEMENT DES EAUX	69
6.1.	<i>La manipulation du modèle</i>	69
6.2.	<i>Etablissement et traitement de la prospective</i>	70
7.	LES CRUES ET LES AMÉNAGEMENTS	73
7.1.	<i>Notions de crue de projet et de crue des travaux</i>	73
7.2.	<i>Rappel des méthodes de calcul des crues</i>	74
8.	LES CRUES DANS LES PETITS AMÉNAGEMENTS	79
8.1.	<i>Détermination d'une crue de fréquence donnée sur un bassin étudié</i>	79
8.2.	<i>Extension géographique des résultats</i>	80
8.3.	<i>Application des résultats au calcul des ouvrages</i>	83
8.3.1.	Franchissement d'eau	83
8.3.2.	Petits réservoirs, barrages collinaires	84

9. AMÉNAGEMENT DES LITS MAJEURS	85
9.1. <i>Inventaire des zones inondées</i>	86
9.2. <i>Aménagements locaux</i>	88
9.3. <i>Problèmes hydrologiques posés par la restructuration d'une vallée</i>	90
ANNEXE A	
Exemple d'influence de la hauteur de chute dans un aménagement hydro-électrique de basses eaux	91
ANNEXE B	
Méthodes d'évaluation sommaire de la régularisation	93
ANNEXE C	
Le hyétogramme enveloppe et les intensités durées	99

*
* *