

217

78 BA

RÉPUBLIQUE FRANÇAISE

MINISTÈRE DE LA COOPÉRATION

# LES BARRAGES SOUTERRAINS

Bureau Central d'Etudes pour les Equipements  
d'Outre-Mer (BCEOM)

217-78BA

RÉPUBLIQUE FRANÇAISE

—

MINISTÈRE DE LA COOPÉRATION

LIBRARY, INTERNATIONAL CONFERENCE  
CENTRE FOR DOCUMENTATION SUPPLY  
AND INFORMATION  
B.P. 100, 12000, No. 100, No. 100  
No. 100, No. 100, No. 100  
6913  
217 78 BA

Collection Techniques rurales en Afrique

# LES BARRAGES SOUTERRAINS

par le

**Bureau Central d'Etudes pour les Equipements  
d'Outre-Mer (BCEOM)**

Tous droits d'adaptation, de traduction et de reproduction par tous procédés,  
y compris la photographie et le microfilm, réservés pour tous pays.

© *Editions du Ministère de la Coopération, 1978*

# SOMMAIRE

AVANT PROPOS .....	9
I. — LES PRINCIPAUX OBJECTIFS .....	13
1.1. — <i>Constitution d'un réservoir en terrain poreux</i> .....	15
1.2. — <i>Etanchement d'une parcelle en milieu aquifère</i> .....	18
1.3. — <i>La séparation d'eau douce de l'eau salée</i> .....	19
II. — LES DONNÉES DE BASE ET LES PRINCIPAUX PROCÉDÉS TECHNIQUES .....	21
2.1. — <i>Ressources hydrauliques - bilan hydrologique</i> .....	24
2.1.1. — Les précipitations .....	25
2.1.2. — Evapotranspiration .....	29
2.1.3. — Le ruissellement de surface .....	34
2.1.4. — Les infiltrations .....	40
2.2. — <i>L'eau dans le sol</i> .....	42
2.2.1. — Pétrographie .....	42
2.2.2. — Granulométrie .....	42
2.2.3. — Porosité .....	44
2.2.4. — Les rapports de l'eau et du sol .....	45
2.2.5. — Porosité efficace .....	45
2.2.6. — Perméabilité .....	46
2.2.7. — Transmissivité d'un aquifère .....	48
2.2.8. — Ecoulement vers un ouvrage de captage : essais de débits .....	49
2.2.9. — Ecoulement dans un drain .....	52
2.3. — <i>Principaux procédés techniques</i> .....	53
2.3.1. — Les palplanches .....	53
2.3.2. — Injection .....	57
2.3.3. — Pieux jointifs - parois moulées .....	60
2.3.4. — Ecrans à pleine fouille .....	60
2.3.5. — Caissons havés .....	63

III. — LE PROJET .....	65
3.1. — <i>Choix du site</i> .....	69
3.1.1. — Topographie .....	69
3.1.2. — Géologie .....	69
3.1.3. — Hydrologie .....	70
3.2. — <i>Etude topographique</i> .....	70
3.3. — <i>Etude géotechnique</i> .....	71
3.3.1. — Reconnaissance directe .....	71
3.3.2. — La sismique réfraction .....	71
3.3.3. — La méthode des résistivités en courant continu ..	73
3.4. — <i>Etude hydrologique et hydrogéologique</i> .....	73
3.4.1. — Capacité d'emmagasinement de l'aquifère en amont du barrage .....	73
3.4.2. — Bilan hydrogéologique .....	75
3.5. — <i>Le projet technique</i> .....	76
3.5.1. — Type d'ouvrage .....	76
3.5.2. — Dimensionnement des ouvrages .....	77
3.5.3. — Les ouvrages annexes .....	80
3.6. — <i>Analyse économique</i> .....	81
3.6.1. — Principe de l'analyse .....	81
3.6.2. — L'environnement du projet - les avantages non chiffrables .....	85
3.6.3. — Application .....	86
IV. — EXEMPLES DE RÉALISATION .....	93
4.1. — <i>Ecrans souterrains en paroi moulée</i> .....	96
4.1.1. — Enceintes étanches sur les chantiers de la Compa- gnie Nationale du Rhône .....	97
4.1.2. — Enceinte du chantier de l'écluse maritime du Havre .....	99
4.1.3. — Enceintes de protection des divers ouvrages souterrains de la région parisienne .....	100
4.1.4. — Barrage contre la pollution d'une nappe phréatique .....	102
4.2. — <i>Ecrans de protection associés à des ouvrages superficiels</i> ..	103
4.2.1. — Barrage des Echelles d'Annibal .....	103
4.2.2. — Le barrage d'Ifri .....	105
4.2.3. — Le barrage de Tifounassine .....	106
4.3. — <i>Séparation eau douce - eau salée - barrages souterrains       dans les zones côtières</i> .....	106

4.4. — <i>Relèvement de la nappe phréatique et réservoirs en terrain poreux</i> .....	108
4.4.1. — Le barrage de Sérignan en France .....	108
4.4.2. — Les barrages souterrains en Allemagne .....	109
4.4.3. — Le barrage souterrain sur l'Oued Charuli en Afghanistan .....	111
4.5. — <i>Captage d'inferoflux d'oueds</i> .....	111
4.5.1. — Le barrage de Tadjemout .....	113
4.5.2. — Le barrage d'Anezi .....	117
4.5.3. — Le barrage de Tazzarine .....	117
4.5.4. — Le barrage de Setrou .....	121
4.6. — <i>Captage simultané des eaux souterraines et superficielles</i> .....	121
4.6.1. — Le barrage du Petit Massa .....	121
4.6.2. — Le barrage de Kadoussa sur l'oued Guir .....	123
4.6.3. — Aménagement des fousms de l'oued Dra et de l'Anti-Atlas .....	126
CONCLUSIONS .....	131
BIBLIOGRAPHIE .....	133



## AVANT-PROPOS

La longue période de sécheresse qui s'est abattue de 1971 à 1975 sur toute la région sahélienne de l'Afrique, y a provoqué de graves problèmes auprès des populations touchées.

Sur ces régions, ce n'est pas seulement au cours de ces années fortement déficitaires que la pénurie en eau s'est manifestée. En année à pluviométrie normale ou même excédentaire, le manque d'eau frappe troupeaux et hommes durant de longs mois de l'année.

Cela est dû essentiellement à la concentration de la quasi-totalité de la pluviométrie sur deux ou trois mois de l'année, après lesquels on assiste à un rapide tarissement des eaux superficielles et de certaines nappes aquifères.

C'est dans le cadre des opérations de sauvegarde des ressources en eau dans ces zones déshéritées que le Ministère de la Coopération, par décision du Comité Directeur du F.A.C. n° 228/CD/75/VI/S/OI, a chargé le B.C.E.O.M. de l'élaboration du présent ouvrage traitant des barrages souterrains. Les points essentiels, constituant ce manuel devront être les suivants :

- Objectifs et principes généraux des barrages souterrains.
- Les conditions d'implantation des barrages souterrains : site, topographie, géophysique, géotechnique, hydrologie, hydrogéologie, socio-économie.
- Elaboration du projet technique : études générales topographiques, géophysiques, géotechniques, hydrologiques, hydrogéologiques ; conception du barrage souterrain et de ses ouvrages connexes ; exploitation du barrage ; aspects économiques.
- Réalisation du barrage souterrain : les techniques de mise en œuvre.
- Exemples de réalisation. Bibliographie.

\* \* \*

Qu'est-ce qu'un barrage souterrain ?

C'est en général un écran étanche construit dans un terrain aquifère. Il peut ainsi répondre à des objectifs très variés : étanchement d'une parcelle



en milieu aquifère, protection d'une nappe souterraine contre l'invasion de l'eau salée ou de la pollution, surélévation et stabilisation d'une nappe aquifère s'écoulant sous le lit d'un cours d'eau, nappe appelée inféroux ou subfluviale.

C'est ce dernier objectif que vise plus particulièrement le présent manuel.

Les barrages souterrains, destinés à récupérer la nappe d'inféroux présentent de multiples avantages. Ils sont en général faciles de conception et peuvent être relativement peu coûteux de réalisation ; dans certains cas et sous certaines conditions favorables, ils peuvent être exécutés en partie, voire en totalité, par de la main-d'œuvre locale.

Ils sont peu vulnérables aux dégradations, ne posent pas de problèmes de sécurité. La réserve d'eau est soustraite à l'évaporation et à la pollution. Les frais d'exploitation et d'entretien sont faibles.

L'exploitation de la nappe ainsi domestiquée peut se réaliser de multiples façons, en fonction du site, du type d'ouvrage, de l'utilisation attendue de l'eau. On peut ainsi utiliser l'eau par prises superficielles, galeries filtrantes, puits ou forages en amont etc.

Les techniques de mise en œuvre dépendent également des caractéristiques du site. Ces techniques peuvent aller du plus simple — une tranchée exécutée à la main et remplie de matériaux imperméables comme l'argile ou du limon argileux — au plus sophistiqué exigeant un matériel spécialisé : pieux jointifs, parois moulées, caissons, voile d'injection etc.

Si certaines de ces techniques très élaborées apparaissent encore d'un coût prohibitif dans maints Etats africains, les progrès technologiques rapidement réalisés en Génie Civil pourraient dans un proche avenir rendre ces techniques parfaitement compétitives. Pour cette raison, dans les exemples de réalisation de barrages souterrains, nous ne nous cantonnons pas seulement aux barrages destinés au captage de la nappe d'inféroux, réalisés avec les moyens locaux, mais nous passerons aussi en revue les écrans souterrains réservés à d'autres fins, afin de voir ainsi les techniques de mise en œuvre dans toute leur diversité.

Certes, si le principe des barrages souterrains apparaît extrêmement simple, leur conception doit néanmoins être minutieuse de manière à éviter des déboires ultérieurs tant au point de vue fonctionnement de ces ouvrages qu'au point de vue de leur exploitation.

L'éventail des connaissances nécessaires pour mener à bien l'étude des barrages souterrains est très vaste : hydrologie, géologie, hydrogéologie, hydraulique, mécanique des sols, génie civil, économie, etc. Nous en donnons les principes essentiels et notions fondamentales, nécessaires à l'élaboration du projet. Bien entendu, le présent manuel ne vise qu'à rassembler de façon synthétique les éléments de base pour guider les projeteurs dans leur travail d'approche. Il ne peut remplacer les ouvrages spécialisés dont la consultation sera indispensable au stade de la conception détaillée des

barrages souterrains : les ouvrages de base sont donnés dans la liste bibliographique.

La première partie de ce manuel expose les principes généraux et objectifs des barrages et écrans souterrains.

La deuxième partie fournit les données de base et quelques procédés techniques nécessaires à l'étude et à la réalisation de ces barrages tandis que la troisième partie traite de l'élaboration du projet tant sous l'angle technique que sous l'angle économique. La quatrième et dernière partie passe en revue les exemples de réalisation de barrages souterrains de types les plus divers.

La rédaction du présent ouvrage a été assurée au cours de l'année 1977 par R. GRAS avec la collaboration de H. AUFFRET, D. CAVASSILAS, V. LE DOLLEY et NGUYEN VAN TUU, ingénieurs au B.C.E.O.M.



## **PREMIÈRE PARTIE**

### **LES PRINCIPAUX OBJECTIFS**



L'objectif essentiel visé dans la création d'un barrage souterrain est l'amélioration des ressources hydrauliques d'une vallée. Par la création d'une retenue souterraine artificielle on peut en effet aboutir à :

- l'accroissement des ressources en eaux souterraines,
- la régulation intersaisonnière, interannuelle de ces ressources,
- le relèvement et la stabilisation du niveau de la nappe,
- le stockage d'eau à l'abri de l'évaporation et de sources polluantes éventuelles (hommes et troupeaux).

Outre l'aspect développement des ressources en eau qui est l'objet essentiel de ce manuel, il convient de mentionner accessoirement d'autres rôles possibles des barrages souterrains : enceintes étanches permettant la réalisation d'aménagements et de travaux souterrains, voile d'étanchéité pour les barrages de surface, séparation eau douce-eau salée etc.

Nous allons passer en revue dans cette première partie les objectifs principaux des barrages souterrains.

Nous verrons ainsi que les buts poursuivis dans l'édification d'un barrage souterrain sont des plus variés et ne se limitent pas uniquement à l'amélioration des ressources hydrauliques d'une région.

## 1.1. — CONSTITUTION D'UN RÉSERVOIR EN TERRAIN POREUX

Cet objectif a motivé la construction des premiers barrages souterrains aussi bien dans des régions à climat tempéré, que sous des climats chauds où il fallait limiter les effets de l'évaporation.

Le but étant le stockage de l'eau comme pour un barrage-réservoir à l'air libre, il faut la conjonction :

- d'un réservoir amont dans lequel l'élévation du niveau de l'eau grâce au barrage pourra créer une réserve notable ; celle-ci dépend du volume et de la porosité utile de la roche-magasin ainsi que de l'étanchéité du substratum.
- d'un site favorable, c'est-à-dire de la possibilité de construire un écran dans l'aquifère sur une section assez restreinte, pour que l'ouvrage soit économiquement viable.

Un barrage souterrain à travers un aquifère de section transversale limitée peut servir à surélever et à fixer le niveau de la nappe qui y circule. La surélévation de la nappe peut apporter l'humidité nécessaire à la couche végétale par capillarité et procurer l'eau nécessaire aux cultures.

Un tel réservoir peut remplir une fonction régulatrice si son exploitation permet d'en faire varier le niveau en liaison avec son remplissage au moment des apports. Dans tous les cas, il faut exploiter le réservoir soit par une prise basse vannée, soit par des puits construits dans la retenue,

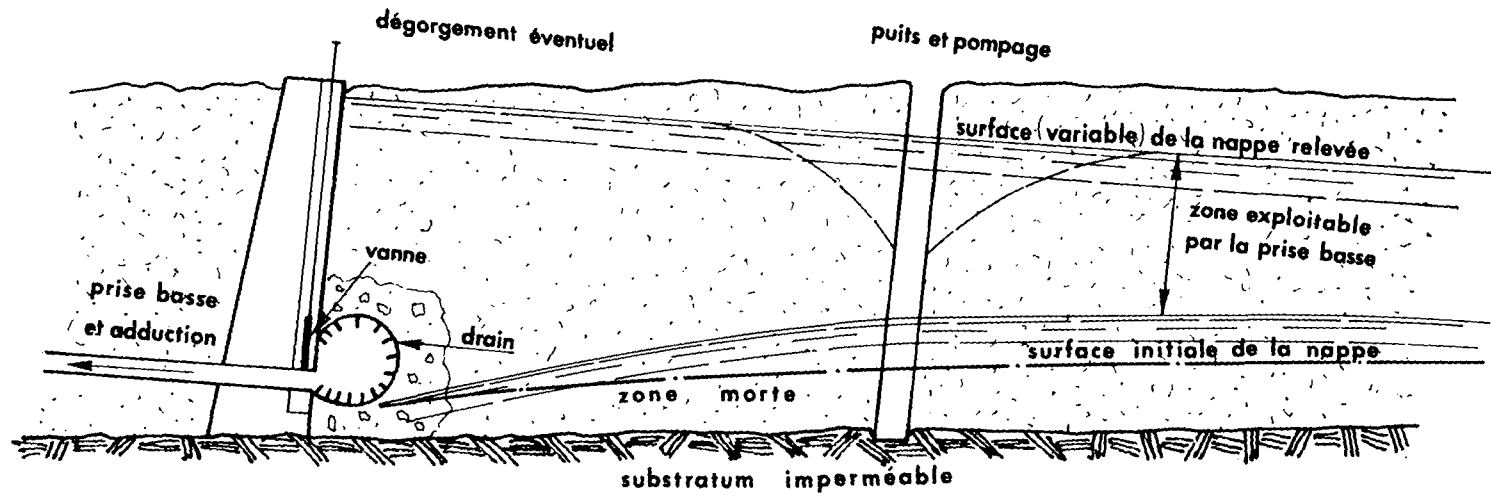


Fig. 1. — Schéma de principe d'un barrage souterrain d'accumulation.

comme le montre la figure 1 qui donne les principes généraux de fonctionnement et d'utilisation d'un barrage souterrain.

Lorsque la surélévation de la nappe atteint un niveau d'émergence il y a source artificielle permettant le captage par gravité de tout ou partie du débit naturel de l'aquifère. Nous rappelons que ce type de barrage souterrain, envisageable en climat aride, n'a qu'un rôle passif : il empêche la vidange naturelle de la nappe mais n'a aucune action directe sur son alimentation.

Il est souvent très intéressant d'augmenter les apports naturels plus ou moins réguliers dans le réservoir par des opérations d'alimentation artificielle : dérivations de cours d'eau (ou d'oueds), ouvrages d'infiltrations d'eaux de crue, fermeture des brèches superficielles ou souterraines etc. En général, plus le débit disponible naturellement est élevé et de brève durée, plus les ouvrages d'alimentation artificielle doivent être étendus et sont délicats de conception compte tenu des crues souvent violentes et soudaines. La mise en réserve d'une quantité d'eau importante dans un terrain poreux est assez délicate, car il convient aussi de tenir compte des charges solides qui risquent de modifier la qualité de l'aquifère quant à sa transmissivité (perméabilité  $\times$  épaisseur).

Les avantages des barrages souterrains sont très nombreux :

- remontée des eaux souterraines à une cote favorable d'utilisation,
- stabilisation relative de cette cote en cas d'utilisation rationnelle des eaux,
- réserve d'eau soustraite à l'évaporation particulièrement intense sous ce climat,
- possibilité de régulariser (plus ou moins suivant la capacité de la retenue) les consommations d'eau en fonction des apports pluviométriques intermittents,
- qualité de l'eau conservée : épuration naturelle au travers des alluvions et fraîcheur ; pollution par les bêtes et les hommes évitée,
- caractère définitif et fiable de l'ouvrage de captage,
- coût de fonctionnement et d'entretien peu élevé et coût de construction pouvant être peu important dans certains cas favorables,
- récupération partielle ou totale des eaux de surface normalement perdues au moment des crues, et utilisation de celles-ci en épandage (cultures saisonnières),
- utilisation optimale des eaux de surface et souterraines,
- garantie des besoins en eau des populations et du bétail lorsque le bilan hydrologique est sérieusement calculé et lorsque les consommations sont contrôlables.

Nous verrons dans la dernière partie de ce manuel les exemples de réalisation de tels barrages souterrains destinés à accroître les ressources en eau d'une région.



## 1.2. — ÉTANCHEMENT D'UNE PARCELLE EN MILIEU AQUIFÈRE

A l'inverse du stockage de l'eau, l'objectif de l'étanchement est de supprimer ou de réduire l'exhaure dans un terrain aquifère où des travaux souterrains sont entrepris. Des écrans d'étanchéité sont construits pour constituer une enceinte fermée permettant d'effectuer les rabattements de nappe localement nécessaires.

Les techniques de réalisation pour cet objectif sont nombreuses et variées, leur développement et leur modernisation ont été considérables après les années 1950, par suite des besoins accrus en ouvrages souterrains avec la nécessité de les enterrer de plus en plus sous les nappes phréatiques (amélioration de l'environnement par camouflage, développements urbains, parkings, fondations d'immeubles, voies différenciées etc.). Nous avons développé au chapitre 2.3., les plus rustiques de ces techniques qui sont aisément transposables à la construction des barrages souterrains de captage d'inféoflux.

Le prix de revient au m<sup>2</sup> des parois d'étanchement est un élément essentiel du choix de la technique : palplanches, parois moulées, écran d'injection etc. Le prix d'une enceinte étanche est très variable suivant les projets et peut atteindre des proportions élevées par rapport à l'ouvrage dont elle facilite la construction. Il est tenu compte dans l'étude de la rentabilité des dépenses des éléments suivants :

- Utilisation des écrans uniquement pendant les 2 ou 3 ans au cours desquels la fouille doit être maintenue à sec, avec récupération ou non des éléments.
- Facilités de travail sur le chantier avec réduction concomitante des dépenses de terrassements et de bétonnages.
- Diminution des coûts d'épuisements dans la fouille (examen des variantes en écrans étanches ou semi-perméables).
- Coût des risques d'abaissement des niveaux de nappe à l'extérieur des emprises, par exemple si celle-ci sert à l'alimentation en eau potable ou aux besoins de l'agriculture.

Un surdimensionnement des installations de pompage avec adjonction des groupes de secours autonomes est souvent prévu en raison du risque de coupure en énergie électrique entraînant l'inondation de la fouille, ou des risques extérieurs (eaux souterraines précieuses, possibilité de tassement des constructions voisines etc.).

L'évolution des procédés d'exécution pour les écrans verticaux des grands ouvrages est orientée vers les parois moulées dans le sol pour les gros chantiers en Europe : saignée creusée par outils mécaniques (jusqu'à 60 m de profondeur) maintenue pleine de boue de forage à la bentonite, puis étanchéité soit en bentonite ciment, soit par panneaux préfabriqués, soit par béton coulé. En Afrique, les techniques les plus couramment employées restent encore les palplanches métalliques.

Divers exemples de réalisation d'enceintes souterraines destinées à étancher une zone déterminée en vue de l'ouverture d'importants chantiers en milieu aquifère ou de la protection d'ouvrages contre la nappe phréatique, sont donnés dans la quatrième partie.

### **1.3. — LA SÉPARATION D'EAU DOUCE DE L'EAU SALÉE**

Des barrages souterrains ont été construits en vue de la séparation d'eau douce et d'eau salée dans des zones littorales où des eaux douces s'écoulent en mer à travers des terrains karstiques : celui de Port-Miou en France pour l'alimentation en eau potable de la région de Marseille, ceux de Morinj, Njivice et Opacica en Yougoslavie sur le littoral adriatique. Leur emploi peut également être envisagé pour la stabilisation de l'interface eau douce/eau salée dans un terrain sablonneux où des pompages sont effectués ; ce cas se rencontre dans les dunes du littoral et au voisinage des chotts en zones arides.

D'autres types de contamination peuvent détériorer une nappe d'eau par exemple pollution par hydrocarbures, par produits chimiques, par déchets industriels. De véritables barrages souterrains ont été construits, dans le but de défendre la nappe contre ces contaminations : nous en verrons quelques exemples en dernière partie.



## **DEUXIÈME PARTIE**

### **LES DONNÉES DE BASE ET LES PRINCIPAUX PROCÉDÉS TECHNIQUES**



Un certain nombre d'outils est nécessaire à la conception et à la réalisation des barrages souterrains ; le présent chapitre les décrit.

#### *A. Données de base en milieu physique*

Ils servent essentiellement à établir le bilan de l'eau et à étudier son comportement dans le sol.

Il convient ainsi tout d'abord de déterminer les volumes d'eau apportés par la nature, principalement sous forme de pluie dont il faut connaître la distribution dans le temps (valeurs moyennes, valeurs extrêmes) et dans l'espace : des notions de statistiques sont nécessaires pour ce faire.

Une partie de ces eaux météorologiques ruisselle : il y a lieu d'estimer ces quantités d'eau de ruissellement superficiel dans le temps (valeurs moyennes, valeurs extrêmes) aux diverses stations hydrométriques quand elle existent, ou par analogie avec des bassins avoisinants similaires qui en possèdent quand aucune donnée hydrométrique n'est disponible sur le bassin concerné.

Une autre partie se perd soit par évapotranspiration soit par infiltration : il est nécessaire d'évaluer ces volumes d'eau ainsi disparus, soit directement quand il existe des mesures in situ, soit par approche théorique.

L'eau infiltrée dépend étroitement des caractéristiques hydrogéologiques du sol : granulométrie, perméabilité, porosité, transmissivité sont des notions de base qu'il y a lieu de bien posséder. On pourra ainsi connaître les ressources et les capacités de stockage d'un terrain aquifère donné, les possibilités et les moyens de créer une rétention d'eau souterraine. Des essais et mesures in situ existent qui permettent d'approcher ces paramètres avec suffisamment de précision.

#### *B. Les procédés techniques*

La connaissance de la technologie des ouvrages est nécessaire dans la réalisation des barrages souterrains.

En dehors de la technique simple de la tranchée comblée de matériaux étanches dont la réalisation est limitée en pratique par les critères de profondeur, épuisement, disponibilité de matériaux et de main-d'œuvre, il existe un choix de procédés qu'une étude économique comparative peut conduire à préconiser.

- Palplanches en bois : les facteurs restrictifs sont les prix de la longueur (inférieure à 6 m), la fragilité du matériau en sols graveleux et le gauchissement possible après exposition à l'air et au soleil. Elles tendent à disparaître à cause du prix du bois dans beaucoup de pays.
- Palplanches en béton : le facteur limitant est la longueur et le poids : il est en effet délicat d'envisager des éléments supérieurs à 8 m.

- Palplanches métalliques : haute résistance, facilité de transport et de mise en œuvre, possibilité d'utilisation dans des sols divers, possibilités de récupération pour réemploi et dimensions sont des éléments favorables. Les équipements de mise en œuvre et coûts dans certains cas, peuvent se révéler, par contre prohibitifs.
- Voile d'injection : cette technique courante pour l'étanchéité des grands barrages ne se justifie que pour un volume de travaux important.
- Pieux jointifs - parois moulées : le rôle d'écran étanche des pieux jointifs peut se doubler pour certaines conditions d'un rôle parafouille. Cette méthode permet de traverser les gros blocs susceptibles d'être rencontrés dans les alluvions. L'aspect négatif est la nécessité d'un matériel important et l'approvisionnement coûteux en bentonite. La paroi moulée peut être utilisée en tant que protection provisoire ou comme ouvrage définitif pour la protection des nappes contre la pollution.
- Ecrans à pleine fouille : cette technique consiste à remblayer la fouille soit directement par le matériau étanche, soit après utilisation d'un coulis de bentonite remplacé par le matériau étanche injecté par tube plongeur.
- Caissons havés : utilisé couramment par le fonçage horizontal, ce procédé présente le double inconvénient : nécessité du jointoyage des caissons et coût prohibitif lorsque les débits à pomper sont importants. Lorsque l'ouvrage doit comporter une partie importante en superstructure, cette technique peut cependant devenir intéressante.

## 2.1. — RESSOURCES HYDRAULIQUES BILAN HYDROLOGIQUE

Evaluer les disponibilités en eaux superficielles et souterraines d'un bassin c'est déterminer les termes essentiels composant le bilan hydrologique. Le bilan hydrologique d'un bassin n'est significatif que pour une période de temps suffisamment longue, l'année hydrologique par exemple.

Il peut être représenté par la relation simplifiée suivante :

$$P = E + R + I$$

dans laquelle :

$P$  = précipitations sur la surface de l'impluvium.

$E$  = évapotranspiration.

$R$  = ruissellement de surface.

$I$  = infiltration.

Le phénomène réel est extrêmement complexe et met en jeu de nombreux facteurs, certains constants (topographie, nature du sol) d'autres variables (précipitations, évapotranspiration, couverture végétale, cultures, état des nappes souterraines, débordements des crues dans le lit majeur...).

Il faut non seulement évaluer des valeurs moyennes qui permettent d'apprécier le phénomène dans son ensemble mais également déterminer les valeurs extrêmes. Ainsi, les valeurs maximales permettront de concevoir les ouvrages et assurer leur protection (évacuation des crues, affouillements, etc.) ; les valeurs minimales permettront de prévoir les mesures de secours en période de déficit hydraulique.

Pour ces diverses raisons, l'établissement d'un bilan hydrologique fait appel à de très nombreuses méthodes théoriques ou pratiques et exige une parfaite connaissance des phénomènes physiques qui régissent le bilan. C'est donc une affaire de spécialistes ou de techniciens avertis.

Nous ne donnons ci-après que les notions essentielles se rapportant aux quatre termes composant l'égalité ci-dessus.

### 2.1.1. — Les précipitations

Les stations météorologiques relèvent les précipitations, souvent pendant de longues périodes. L'ensemble des données disponibles est peu maniable, peu apte à une rapide synthèse des caractéristiques de la pluviométrie. Les notions rappelées ci-après sont également valables pour les données hydrométriques.

La statistique descriptive cherche à résumer la série de données par 2 valeurs essentielles :

- *Valeur centrale* : elle peut être définie soit par la moyenne  $\bar{P}$  soit par la médiane  $M$  des  $n$  valeurs  $P_i$  observées.

La moyenne  $\bar{P}$  est donnée par  $\bar{P} = \Sigma P_i / n$

La médiane  $M$  est telle que les nombres d'observations inférieures ou supérieures à  $M$  soient égaux. La détermination de  $M$  nécessite le classement des  $n$  valeurs de  $P_i$  par ordre de grandeur décroissante (ou croissante). Si  $n$  est impair ( $n = 2p + 1$ )  $M$  est la valeur  $P_{p+1}$ . Si  $n$  est pair ( $n = 2p$ ), on convient de prendre  $M = (P_p + P_{p+1})/2$ . C'est-à-dire la moyenne arithmétique des valeurs de rang  $p$  et  $p+1$ .

- *Caractéristique de dispersion des données autour de la valeur centrale* :

Cette dispersion peut être caractérisée soit par l'intervalle de variation

$$V = P_{\max} - P_{\min}, \text{ soit par l'écart absolu moyen } E = \frac{1}{n} \Sigma (P_i - \bar{P})$$

mièux encore par l'écart quadratique moyen  $\sigma = \sqrt{\Sigma (P_i - \bar{P})^2 / n - 1}$ .

A partir de ces notions il est alors possible de synthétiser les précipitations en une station donnée par diverses valeurs représentatives.

#### A. *Module pluviométrique annuel : moyenne et valeurs extrêmes*

La moyenne arithmétique des précipitations annuelles relevées en une station est encore appelée module pluviométrique moyen. Elle dépend de la longueur de la période d'observations : il convient par conséquent



d'adopter comme modules pluviométriques annuels sur une région, ceux donnés par les stations ayant fonctionné sur la plus grande période.

- *Les valeurs extrêmes* correspondent aux précipitations annuelles de l'année la plus humide et de l'année la plus sèche, sur la période de relevé. Les rapports de ces valeurs extrêmes au module moyen sont appelés respectivement « indice d'humidité » ou « indice de sécheresse » et caractérisent les écarts relevés à une station sur la période intéressée.

Ainsi, à Agadès la hauteur moyenne annuelle des pluies sur cinquante ans de relevés est de 167,2 mm pour 24,1 jours de pluie. La distribution interannuelle est très irrégulière. Ainsi, l'année la plus humide est de 286 mm (1953, 1958) et l'année la plus sèche est de 55 mm (1948) donnant ainsi un rapport de 5,2 entre l'année la plus sèche et l'année la plus humide. Comparés à l'année moyenne les rapports sont de 1,71 pour l'année humide et 0,33 pour l'année sèche.

On peut décrire de façon rationnelle et synthétique, une longue série de modules pluviométriques annuels par une loi théorique de répartition des fréquences, par exemple Gauss, Galton, Pearson, Gumbel etc. parmi les lois les plus fréquemment usitées. Les manuels spécialisés donneront en détail ces lois et les méthodes d'ajustement pour rechercher la loi qui s'adapte le mieux à la série des modules considérés.

Nous verrons plus loin, dans le chapitre hydrologie, quelques exemples de ces lois.

### B. Précipitations moyennes mensuelles

Ce sont les valeurs moyennes, mois par mois, des précipitations relevées sur une période donnée. A ces valeurs moyennes, on associe les valeurs des précipitations extrêmes — minimale et maximale — relevées, le mois donné, sur la période considérée.

La répartition des pluies sur les divers mois de l'année calendaire ou de l'année hydrologique peut bien être mise en évidence par les rapports des précipitations mensuelles à la précipitation annuelle, donnés en % par exemple.

Ainsi pour 3 stations au centre Niger, isohyète 500 mm, nous avons les moyennes mensuelles suivantes (en mm).

Tableau N° I  
*Pluviométrie mensuelle pour Bouza, Illela et Tahoua*

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Bouza (14 ans)	0	0	0	4	21	48	138	207	68	12	0	0
Illela (14 ans)	0	0	0	1	13	46	161	176	73	13	0	0
Tahoua (45 ans)	0	0	0	3	18	50	115	148	61	12	0	0

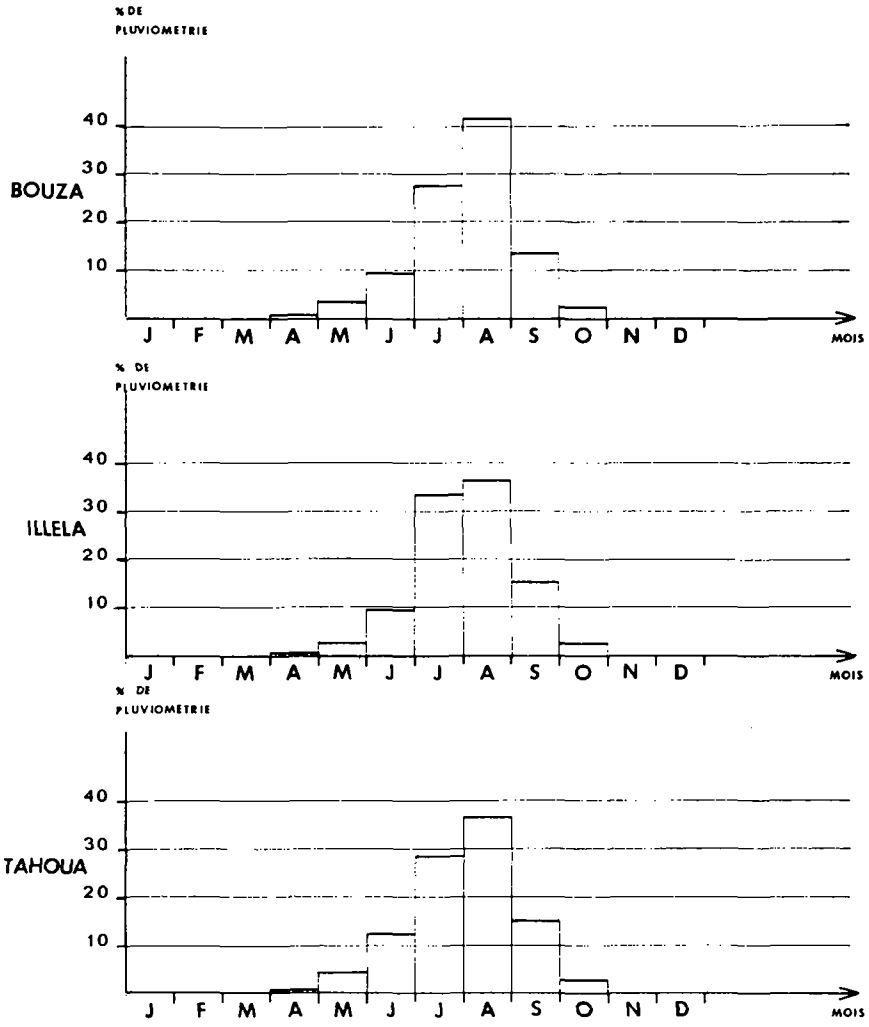


Fig. 2. — Exemple de distribution mensuelle des pluies.

En pourcentage moyen par rapport au total annuel, on a les chiffres suivants :

Tableau N° II  
*Distribution mensuelle des pluies à Bouza, Illela et Tahoua*

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Bouza .....	0	0	0	0,8	4,2	9,6	27,7	41,6	13,7	2,4	0	0
Illela .....	0	0	0	0,2	2,7	9,5	33,3	36,4	15,1	2,7	0	0
Tahoua .....	0	0	0	0,7	4,4	12,2	28,3	36,4	15,0	2,9	0	0

Les pluies sont donc pratiquement concentrées sur 4 mois de l'année, de juin à septembre, avec un maximum pour les deux mois de juillet août.

Sur 8 mois de l'année, il tombe moins de 8 % de la pluviométrie annuelle ce qui explique la grave pénurie en eau dont souffre la zone sahélienne.

Le nombre moyen de jours est également intéressant pour la connaissance de la pluviométrie. Ainsi, à Agadès, station existant depuis 1921, nous avons la répartition moyenne des pluies par mois suivante :

Tableau N° III  
*Pluie mensuelle à Agadès et nombre moyen de jours de pluies*

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
Pluie (mm)	0,2	0,1	0,0	11	5,7	9,3	44,8	90,0	15,6	0,4	0,0	0,0	167,2
% par mois	0,1	0,1	—	0,7	3,4	5,6	26,8	53,8	9,3	0,2	—	—	100
Nbre de jours	0,2	—	0,1	0,2	1,3	2,3	7	10,3	2,5	0,2	—	—	24,10

De ce tableau, on peut donc voir qu'il ne pleut pratiquement pas d'octobre à avril. La quasi-totalité des pluies est concentrée sur les quatre mois de la saison d'hivernage, de juin à septembre, (95,9 % de la pluviométrie annuelle). Les deux mois juillet et août comptent pour 81 % de la pluie annuelle.

### C. Les précipitations journalières

L'analyse des précipitations journalières pourra être nécessaire dans le cas où le barrage souterrain est muni d'ouvrages annexes tels que prises d'eau, dérivation etc. Ces ouvrages imposent des structures ou dispositifs de protection contre les crues dont les caractéristiques (débits de pointe, volume, durée, temps de montée etc.) devront dès lors être déterminées. Pour les calculs de crues sur certains bassins versants suffisamment petits,

il faut descendre même jusqu'au stade des averses, si des enregistrements sur pluviographes existent, pour déterminer les courbes « durée-intensité-fréquence » des averses les plus fortes enregistrées à la station.

Ces techniques sont détaillées dans les manuels spécialisés de climatologie ou d'hydrologie.

#### D. *Dispersion spatiale des précipitations.*

Une précipitation n'est jamais uniformément répartie sur un bassin et l'homogénéité est d'autant plus faible que le bassin est plus grand.

Il faut tenir compte de cette dispersion spatiale en prenant en compte toutes les stations intéressant le bassin considéré.

Le calcul de la lame d'eau moyenne tombée sur une zone déterminée peut se faire par plusieurs procédés :

##### — *Hauteur moyenne des précipitations.*

C'est une méthode simple consistant à prendre la moyenne arithmétique des précipitations relevées aux diverses stations pendant le laps de temps considéré. Cette méthode ne tient pas compte de la surface couverte par chaque station : elle est donc en général d'une très faible précision.

##### — *Tracé des isohyètes.*

Ce sont les courbes d'égales précipitations sur le bassin considéré, tracées à partir des relevés à chaque station. (Voir figures nos 3 et 3 bis pages suivantes, pour les pluies relevées à Agadès en 1959 et 1964). La lame d'eau moyenne est obtenue par planimétrie. Cette méthode est la plus rationnelle sinon la plus précise.

##### — *Polygone de Thiessens.*

Cette méthode suppose une distribution linéaire des précipitations en fonction de la distance entre 2 stations voisines. Les médiatrices des segments de droites joignant 2 stations voisines constituent ainsi pour chaque station un polygone dont la superficie correspond à la zone d'influence de cette station, superficie obtenue par planimétrie. (Voir figure n° 4). Si  $S_A$  est la superficie intéressée par la station  $A$  où il a été relevé  $P_A$  mm de précipitations sur l'intervalle de temps considéré, la lame d'eau  $P$  correspondante est de :

$$P = \Sigma S_A P_A / \Sigma S_A$$

avec  $\Sigma S_A$  = superficie du bassin versant étudié.

### 2.1.2. — **Evapotranspiration**

Dans le cycle de l'eau, en zone aride, l'évapotranspiration joue un rôle essentiel. Elle regroupe l'ensemble des processus d'évaporation de

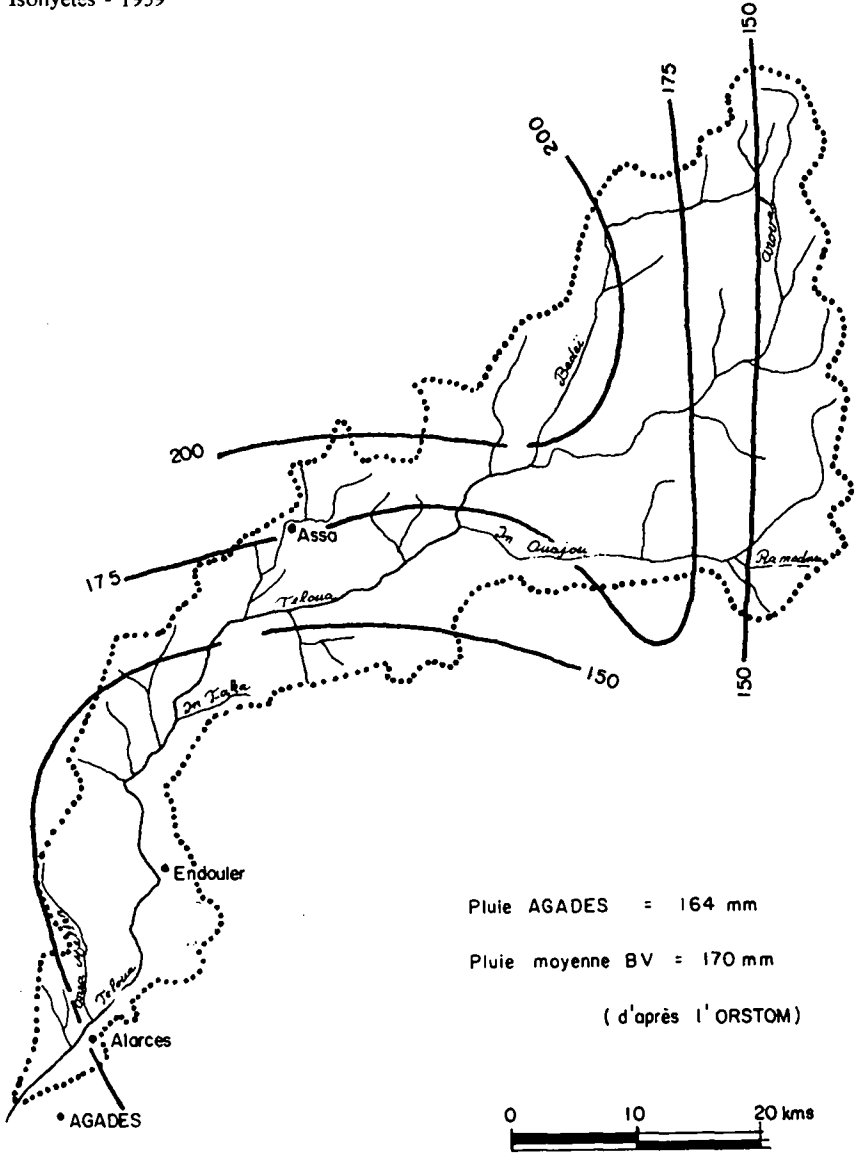


Fig. 3. — Pluviométrie sur la Teloua (Niger).

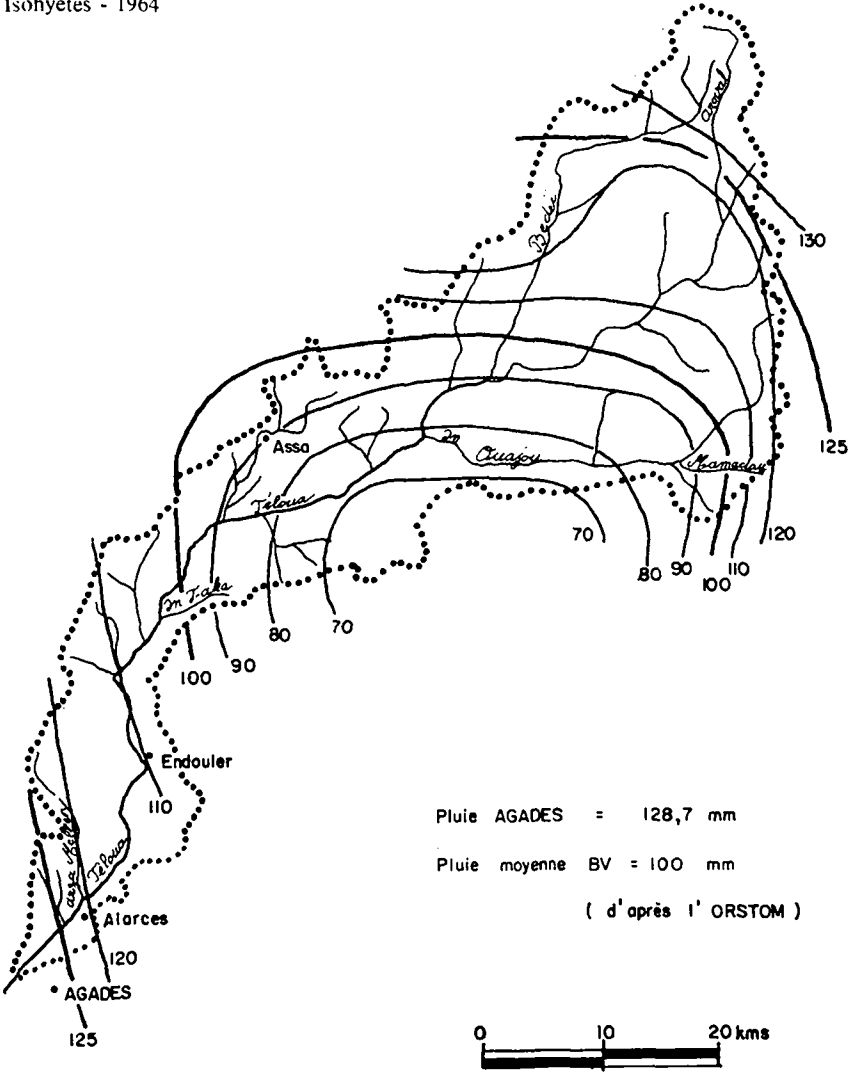


Fig. 3 bis. — Pluviométrie sur le Teloua (Niger).

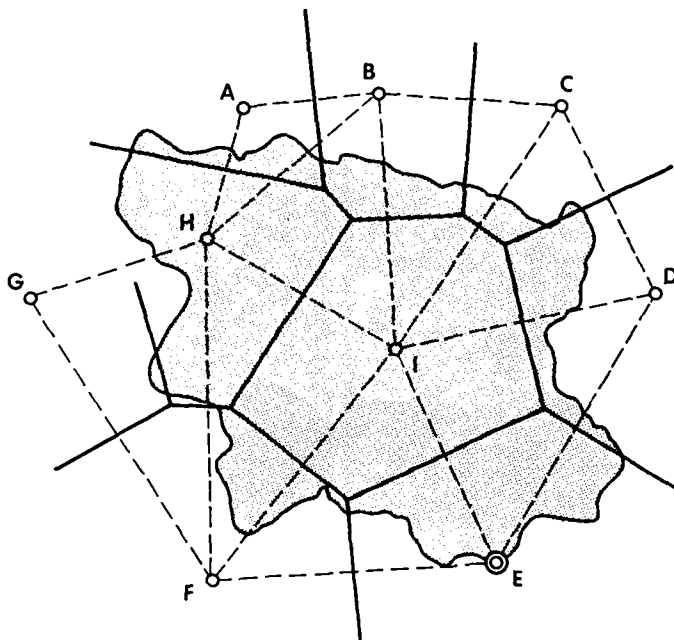


Fig. 4. — Méthode du polygone de Thiessens.

l'eau par l'atmosphère et de *transpiration* qui est la consommation de l'eau par les plantes.

*L'évaporation* dépend principalement des facteurs suivants : déficit hydrométrique, température de l'air, insolation, vitesse et turbulence du vent et enfin pression barométrique. Les relations qui lient ces divers facteurs à l'évaporation sont relativement complexes, aussi les stations météorologiques mesurent-elles directement l'évaporation de l'atmosphère au moyen d'évaporomètres normalisés, de types divers.

Ceux donnant les résultats les plus directement utilisables sont les bacs évaporatoires (par exemple le bac classe A du Weather Bureau des Etats Unis, ou bien le bac Colorado), malheureusement peu répandu dans les stations météorologiques officielles qui utilisent encore l'évaporomètre Piche dont les résultats sont très peu significatifs. Les stations ORSTOM utilisent des bacs enterrés voisins du type Colorado, dont nous donnons ci-après les résultats à quelques stations pour la moyenne mensuelle journalière en mm.

Tableau N° IV  
Evaporation moyenne journalière (mm)

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Lai (Tchad)	7,2	8,3	8,5	8,9	7,4	5,0	3,3	3,5	3,7	5,6	7,0	6,4	2 270
Yaoundé (Cameroun)	2,7	2,9	2,7	2,8	3,0	2,1	2,1	1,9	1,6	2,3	2,5	2,7	891
Brazzaville (Congo)	3,0	3,4	3,7	3,6	3,1	2,8	2,7	3,4	4,1	3,4	3,2	2,7	1 191

A défaut de ces données directes, l'évaporation pourrait être évaluée à l'aide de formules, comme par exemple celle de Penman.

$$E = \frac{\delta H + \gamma E_a}{\gamma + \delta}$$

où  $H$  = radiation effectivement utilisée,

$\delta$  = pente de la courbe représentant la variation de la tension maximum de vapeur d'eau en fonction de la température de l'air,

$E_a$  = pouvoir évaporant de l'air,

$\gamma$  = constante de Bowen.

L'application pratique de cette formule nécessite les tables numériques et les données suivantes fournies par les stations météorologiques :

- la radiation globale,
- l'insolation relative,
- la température moyenne de l'air,
- la tension moyenne de vapeur d'eau,
- l'albedo de la surface.

La transpiration des plantes dépend des facteurs climatologiques (température, humidité, vent, insolation), du sol et de la plante. Elle est donc très complexe et est mesurée par divers procédés (évaporomètres, lysimètres) pour l'estimation des besoins en eau des plantes.

L'évapotranspiration qui exprime les pertes d'eau globales par l'atmosphère et par les plantes et qui intéresse directement les bilans hydrologiques d'un bassin peut se calculer au moyen de formules. Ces formules prennent en compte les facteurs ayant un rôle prépondérant dans le processus de l'évapotranspiration. Ainsi :

- la formule de Turc  $E = (I_g + 50) \times 0,40 \times \frac{t}{t + 15}$

où  $E$  = évapotranspiration potentielle mensuelle,

$I_g$  = valeur moyenne mensuelle de la radiation solaire globale,

$t$  = valeur moyenne de la température mensuelle ;



— la formule de Thornthwaite, qui semble adaptée en zone semi-aride

$$E = C t^a$$

C et a étant des constantes correspondant à un lieu donné.

### 2.1.3. — Le ruissellement de surface

Le régime d'écoulement à un exutoire donné peut s'étudier avec une relative précision dans le cas où, à cet exutoire, il existe une station de jaugeage, en fonctionnement pendant une période assez longue pour permettre une approche statistique.

Si à l'exutoire considéré, il n'existe pas de données hydrométriques, force est d'avoir recours, par voie d'analogie et de corrélation, à des débits relevés à des stations intéressant des bassins similaires voisins.

L'ensemble des données disponibles à une station hydrométrique se présente, comme une station météorologique, sous forme de débits moyens journaliers, moyens mensuels, ou moyens annuels. Ces débits résultent des hauteurs d'eau lues à l'échelle limnimétrique ou bien enregistrées au limni-graphe de la station donnée.

A cet ensemble de données en débits on peut procéder aux mêmes analyses statistiques que celles mentionnées pour la pluviométrie.

Tel est le cas par exemple de la station de Kouri sur la Volta Noire en Haute-Volta :

Tableau N° V  
Débits moyens mensuels en m<sup>3</sup>/s et apports annuels en Hm<sup>3</sup> sur la Volta Noire à Kouri

		M	J	Jt	A	S	O	N	D	J	F	M	A	Apports (Hm <sup>3</sup> )
Kouri	54-55	9	11	14	28	88	137	152	105	36	15	14	13	1 640
	55-56	12	12	16	36	71	124	144	90	32	17	12	10	1 510
	56-57	10	11	14	34	79	112	106	46	18	12	10	9	1 210
	57-58	10	12	17	31	56	101	113	74	22	14	11	10	1 240
	58-59	9	11	16	37	89	130	141	88	28	16	11	9	1 540
	59-60	9	11	11	23	41	59,4	55	17	12	10	9	9	700
	60-61	9	10	16	32	44	71	76	30	13	10	9	9	780
	61-62	9	9	15	49	131	180	136	44	19	13	10	9	1 640
	62-63	9	9	11	20	68	79	68	22	13	10	9	9	860
	63-64	11	9	12	31	75	105	104	48	—	—	—	—	(1 170)
	Moyenne	10	10	15	32	74	110	110	56	21	13	10	10	1 229

Grâce aux débits relevés à une station, il est possible de procéder à une analyse fréquentielle des crues, dans le cas où le barrage souterrain est associé à des ouvrages « aériens » nécessitant des structures de protection ou de sécurité.

Les lois de répartition fréquentielle les plus usitées en hydrologie découlent :

— soit de la loi de Gauss (\*), qui s'écrit :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \text{avec} \quad u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$$

où  $\bar{x}$  est la moyenne et  $\sigma$  l'écart-type de la série des variables  $x$  étudiée.

Nous avons aussi la loi de Galton (ou Gibrat-Gauss) dans laquelle :

$$u = a \log(x+b) + c$$

— soit des lois de type exponentiel. Nous pouvons ainsi citer :

- la loi de Fuller-Coutagne  $F(x) = 1 - e^{-p(x-q)}$
- la loi de Goodrich  $F(x) = 1 - e^{-l(x-m)^{1/n}}$
- la loi de Gumbel  $F(x) = 1 - \exp(-e^{-\alpha(x-x_0)})$
- la loi de Fréchet  $F(x) = 1 - \exp(-e^{-\alpha(\log x - \log x_0)})$
- la loi de Pearson  $F(x) = \frac{a^\gamma}{\Gamma(\gamma)} \int_0^x e^{-ax} x^{\gamma-1} dx.$

*Exemple :*

Nous donnons ci-après les résultats d'une telle étude fréquentielle effectuée par la station de Moundou sur le Logone au Tchad, station pour laquelle ont été recherchées plusieurs lois d'ajustement (Gumbel, Goodrich, Pearson III).

Le tableau N° VI page suivante donne les débits des crues maximales annuelles classés par ordre décroissant.

#### a. Application de la loi de Goodrich

De 1934 à 1971, 35 valeurs de crues maximales annuelles ont pu être connues, les essais d'ajustement statistiques avec ces valeurs ont montré que la loi de distribution de Goodrich donne une très bonne cohérence.

La loi de répartition est de la forme :

$$F(Q) = e^{-l(Q-m)^{1/n}}.$$

---

(\*) La loi de Gauss, en raison de sa symétrie, est utilisée pour représenter la répartition statistique des valeurs moyennes (par exemple pluies mensuelles, volumes annuels écoulés à une station...). Pour les valeurs extrêmes (crues, étiages...), elle s'adapte plus rarement.

Tableau N° VI  
*Station de Moundou — crues maximales annuelles classées*

1948-1971				1942-1971			
Date	Q (m³/s)	R	$T = \frac{25}{R}$	Date	Q (m³/s)	R	$T = \frac{31}{R}$
07-10-56	3 640	1	25	07-10-56	3 640	1	31
26-08-48	3 288	2	12,5	26-08-48	3 288	2	15,5
27-08-68	2 860	3	8,33	47	(2 900)	3	10,33
04-10-55	2 805	4	6,25	04-10-43	2 895	4	7,75
16-09-59	2 670	5	5,00	27-08-68	2 860	5	6,2
04-09-70	2 605	6	4,17	04-10-55	2 805	6	5,17
20-09-69	2 560	7	3,57	10-08-45	2 670	8	4,43
62	(2 501)	8	3,13	16-09-59	2 670	8	3,88
08-09-66	2 500	9	2,78	04-09-70	2 605	9	3,44
23-08-63	2 360	10	2,50	18-09-42	2 595	10	3,10
05-09-64	2 251	11	2,27	20-09-69	2 560	11	2,82
14-10-54	2 220	12	2,08	62	(2 501)	12	2,58
16-09-50	1 916	13	1,92	08-09-66	2 500	13	2,38
60	(1 910)	14	1,79	23-08-63	2 360	14	2,21
21-09-49	1 870	15	1,67	26-09-46	2 295	15	2,07
30-09-58	1 763	16	1,56	05-09-64	2 251	16	1,94
10-09-71	1 755	17	1,47	14-10-54	2 220	17	1,82
27-09-52	1 754	18	1,39	16-09-50	1 916	18	1,72
16-09-67	1 595	19	1,32	60	(1 910)	19	1,63
61	(1 572)	20	1,25	21-09-49	1 870	20	1,55
06-09-57	1 540	21	1,19	30-09-58	1 763	21	1,48
16-08-65	1 534	22	1,14	10-09-71	1 755	22	1,41
24-09-53	1 385	23	1,09	27-09-52	1 754	23	1,35
23-08-51	1 337	24	1,04	16-09-67	1 595	24	1,29
				61	(1 572)	25	1,24
				06-09-57	1 540	26	1,19
				16-08-65	1 534	27	1,15
				21-09-44	1 445	28	1,11
				24-09-53	1 385	29	1,07
				23-08-51	1 337	30	1,03

N.B. — Les valeurs entre parenthèses sont des valeurs rétablies.

Les valeurs de divers paramètres  $l$ ,  $m$  et  $n$  sont données par les relations suivantes :

$$\varphi(n) = \frac{\mu_3}{\sigma^3} = \frac{N \cdot \Sigma(Q - \bar{Q})^3}{(N-1) \cdot (N-2) \cdot \sigma^3}$$

$$l^{-n} = \frac{\sigma}{\sqrt{\Gamma_2 - \Gamma_1^2}}$$

et

$$m = \bar{Q} - \frac{\Gamma_1 \sigma}{\sqrt{\Gamma_2 - \Gamma_1^2}}$$

Les calculs ont donné les résultats suivants :

$$\begin{aligned} \varphi(n) &= 1,448 & \text{d'où} & \quad n = 0,807 \\ l &= 2,584 \cdot 10^{-4} & \text{et} & \quad m = 1\,478 \end{aligned}$$

La loi de distribution s'écrit donc :

$$F(Q) = e^{-2,584 \cdot 10^{-4} (Q-1\,478)^{1/0,807}}.$$

*b. Application de la loi de Gumbel*

La loi limite de Gumbel correspond à une fonction de répartition de la forme :

$$F(Q) = e^{-e^{-y}} \quad \text{avec} \quad y = \alpha(Q - Q_0)$$

et la probabilité  $P$  (ou le temps de retour  $T$ ) correspondant à un débit  $Q$  de crue maximale annuelle est telle que :

$$P = 1 - F(Q) = \frac{1}{T}$$

$\alpha$  et  $Q_0$  sont donnés par les relations :

$$\frac{1}{\alpha} = 0,78 \sigma \quad \text{et} \quad Q_0 = \bar{Q} - 0,45 \sigma$$

$\sigma$  et  $\bar{Q}$  étant respectivement l'écart quadratique moyen et la moyenne des débits maxima annuels.

L'étude de la distribution fréquentielle des valeurs extrêmes n'est valable qu'avec une série continue de crues maximales et la précision augmente avec le nombre de données. Pour ces raisons, nous faisons nos calculs d'abord avec les valeurs de 1948 à 1971, écartant ainsi la crue maximale de 1947 qui reste sujette à caution et ensuite avec les valeurs de 1942 à 1971 en adoptant pour la crue de 1947 le débit rétabli de 2 900 m<sup>3</sup>/s.

1. *Pour la période 1948-1971 (24 années)* : les points sont portés sur le graphique Gumbel, figure n° 5 ci-après, avec les temps de retour théoriques correspondants. Nous constatons que les points représentatifs s'alignent avec une très faible dispersion suivant une droite.

L'équation de cette droite est donnée ci-avant. Les calculs donnent avec  $\sigma = 614,2$  et  $\bar{Q} = 2175$  :

$$\frac{1}{\alpha} = 479,1 \quad \text{et} \quad Q_0 = 1\,898,6.$$

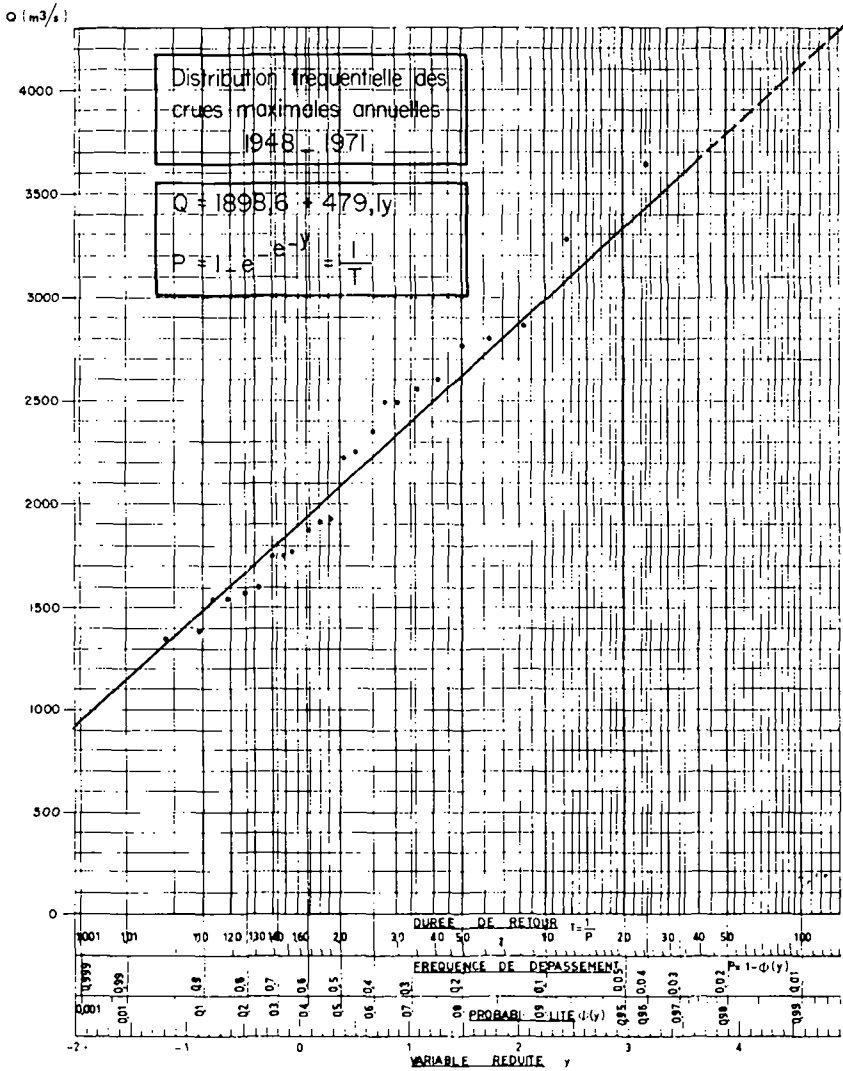


Fig. 5. — Station de Moundou sur le Logone (Tchad).

La loi de distribution correspondante est donc :

$$F(Q) = e^{-c \cdot y} = 1 - \frac{1}{T} \quad \text{avec} \quad Q = 1898,6 + 479,1 y$$

représentée par la droite de la figure n° 5 qui donnera la valeur de la crue centennale.

2. Pour la période 1942-1971 (30 années) pour laquelle nous avons pris 2900 m<sup>3</sup>/s comme valeur du débit maximal de 1947.

Les 30 points représentatifs s'alignent également avec une très faible dispersion selon une droite.

Les calculs donnent les résultats suivants :

$$\begin{aligned} \sigma &= 604,3 & \bar{Q} &= 2\,233 \\ \frac{1}{\alpha} &= 471,3 & \text{et} & Q_0 = 1\,961,1 \end{aligned}$$

La droite de Gumbel a pour équation :

$$F(Q) = e^{-e^{-y}} = 1 - \frac{1}{T} \quad \text{avec} \quad Q = 1\,961,1 + 471,3 y$$

### c. Application de la loi de Pearson III

Les essais d'ajustement graphique avec la loi de distribution de Pearson III donnent également une bonne cohérence quoique la dispersion semble plus grande notamment aux fortes crues.

Nous avons fait les calculs correspondants afin d'avoir un recoupement supplémentaire.

La loi de distribution dite de Pearson III est donnée par :

$$F(Q) = 1 - \frac{a}{\Gamma(\gamma)} \int_0^Q e^{-aQ} Q^{\gamma-1} dQ$$

les paramètres  $\gamma$ ,  $a$  étant donnés par :

$$\varphi(\gamma) = \log \bar{Q} - \overline{\log Q} \quad \text{et} \quad a = \frac{\gamma}{\bar{Q}}$$

En prenant les 35 valeurs recueillies de 1934 à 1971, nous obtenons :

$$\varphi(\gamma) = 0,01538 \quad \text{soit} \quad \gamma = 14,28 \quad \text{et} \quad a = 0,006456$$

La loi de distribution s'écrit donc pour les crues maximales annuelles de Moundou :

$$F(Q) = 1 - \frac{(0,006\,456)^{14,28}}{(14,28)} \int_0^Q e^{-0,006\,456 Q} Q^{13,28} dQ.$$

Les résultats obtenus par ces diverses lois sont présentés, pour comparaison dans le tableau ci-après où l'on peut constater la dispersion manifeste des résultats des chiffres malgré que l'on soit devant un cas considéré comme privilégié (excellente station en fonctionnement sur une longue période).

**Tableau N° VII**  
*Récapitulation des résultats des études fréquentielles sur la station de Moundou (Tchad).*

	Gumbel 1948-1971	Gumbel 1942-1971	Goodrich 1934-1971	Pearson III 1934-1971
$Q_{100}$ (m <sup>3</sup> /s) .....	4 105	4 132	4 173	3 806
$Q_{50}$ (m <sup>3</sup> /s) .....	3 790	3 805	3 838	3 571
$Q_{20}$ (m <sup>3</sup> /s) .....	3 322	3 372	3 388	3 279
$Q_{10}$ (m <sup>3</sup> /s) .....	2 986	3 046	3 021	2 986

En règle générale, la dispersion des résultats des ajustements fréquentiels est beaucoup plus grande. Une grande circonspection est donc de mise dans l'utilisation des lois d'ajustement statistiques que l'on peut trouver en détail dans les manuels spécialisés.

**2.1.4. — Les infiltrations**

L'infiltration est la pénétration de l'eau de ruissellement dans le sol.

Elle dépend de la capacité d'infiltration  $f$  du sol ; c'est l'intensité maximum de pluie que le sol peut absorber lorsque l'intensité de la pluie reçue est égale ou supérieure à  $f$ . L'excédent d'eau concourt au ruissellement de surface vers l'exutoire du réseau hydrographique.

Cette capacité d'infiltration  $f$  n'est pas constante. Maximum et égale à  $f_0$  au départ,  $f$  tend asymptotiquement vers une valeur constante  $f_c$ . Cette variation peut être représentée par la loi de Horton.

$$f = f_c + (f_0 - f_c) e^{-K_f t}$$

ou  $K_f$  est une constante positive et  $t$  est le temps compté depuis le début de l'averse.

Le volume  $V$  infiltré pendant une durée  $t$  est l'intégrale de cette fonction soit :

$$V = f_c t + \frac{f_0 - f_c}{K_f} (1 - e^{-K_f t}).$$

Le phénomène est complexe et dépend des caractéristiques physiques du sol (topographie), de son état (porosité, humidité), de la couverture végétale, des caractéristiques de la pluie etc. Il est mesuré en laboratoire et sur le terrain par des lysimètres.

La figure n° 6 schématise le processus d'alimentation d'une nappe aquifère par les infiltrations.

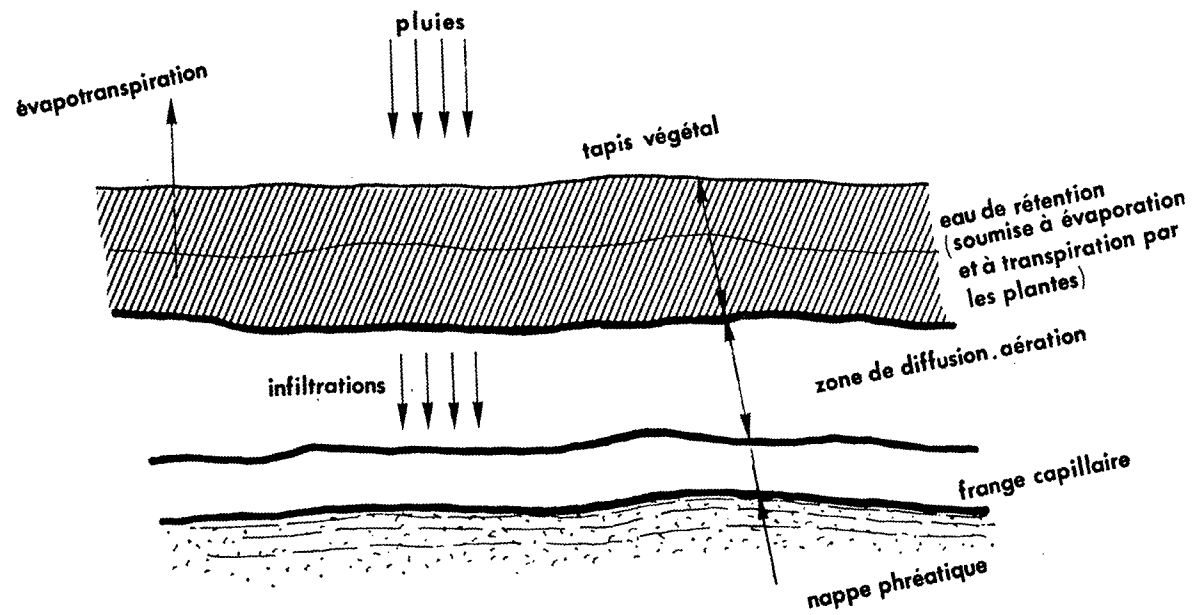


Fig. 6. — Schéma d'alimentation d'une nappe phrétique.



## 2.2. — L'EAU DANS LE SOL

Nous avons passé en revue dans les paragraphes précédents, l'eau reçue sous forme de précipitation, et ce qui en advient de cette eau : une partie est consommée par les plantes, une partie s'infiltré dans le sol et le reste est évacué par le système de drainage naturel qu'est le réseau hydrographique du bassin considéré.

C'est le sort de l'eau infiltrée dans le sol qui intéresse le présent paragraphe.

### 2.2.1. — Pétrographie

Un sol résulte de l'influence des facteurs physiques, chimiques, biologiques et humains sur des roches mères que l'on trouve généralement à l'amont des bassins et en substratum. Il se distingue des roches mères par sa composition chimique (silice, silicates et carbonates) et par sa structure physique en éléments fractionnés.

Au point de vue des comportements de l'eau dans le sol, on distingue :

- les roches cohérentes qui comprennent la classe des roches éruptives (granites, diorites, basaltes, trachytes etc.) et la classe des roches métamorphiques (schistes, gneiss, micaschistes etc.).

Ces roches ne laissent pas passer l'eau sauf si elles présentent des fissures qui les rendent plus ou moins perméables. En général, on a donc affaire à des faibles écoulements ou de faibles réserves.

- les roches sédimentaires, qu'elles soient de formation marine, lacustre ou continentale, abritent en général de larges nappes aquifères. Elles sont particulièrement intéressantes au point de vue réserves souterraines.

On a ainsi :

- les sables : désagrégation des roches mères et transport par l'eau,
- les gravats : galets et graviers,
- les arènes : désagrégation de roches sur place,
- les conglomérats : galets soudés par ciment silicieux ou calcaire,
- les argiles : silicates d'alumine hydratés,
- les marnes : mélange d'argile et de calcaire,
- les roches carbonatées : craie, loess, calcaires,
- les roches phosphatées,
- les bauxites : hydroxydes d'aluminium mélangés etc.

Le faciès d'une formation est l'ensemble des caractères pétrographiques qui permettent de la distinguer.

### 2.2.2. — Granulométrie

L'état de division des éléments du sol nous intéresse, plus que sa composition chimique, pour la détermination de ses capacités aquifères. L'analyse

se fait par tamisage pour les gros éléments (supérieurs à 0,2 mm) puis par sédimentation par lévigation pour les éléments inférieurs à 200 microns en appliquant la loi de Stokes (les vitesses de chute des particules dans un liquide varient proportionnellement au carré de leurs rayons).

En général on a l'habitude de représenter la granulométrie d'un matériau sous forme de graphique, dans lequel les diamètres sont portés en abscisses logarithmiques et en ordonnées les pourcentages cumulés des poids pour chaque diamètre mesuré.

Plus la granulométrie est uniforme plus la courbe s'approche de la verticale.

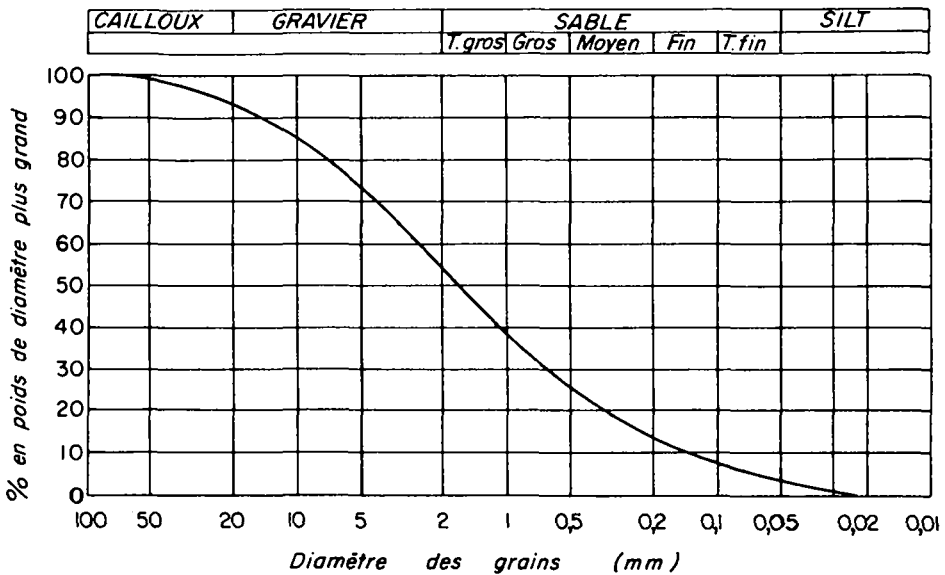


Fig. 7. — Courbe granulométrique cumulative.

On définit encore :

— le coefficient d'uniformité, ou de Hazen par :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

où  $D_{60}$  représente la taille (diamètre) de la particule telle que 60 % du sol soit plus fin et 40 % plus gros.

$D_{10}$  représente de même la taille de la particule telle que 10 % du sol soit plus fin et 90 % plus gros.

Si  $C_u < 2$ , la granulométrie est dite uniforme.

$C_u > 2$ , la granulométrie est dite variée.

— le coefficient de courbure

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

avec des notations analogues.

### 2.2.3. — Porosité

La porosité est directement liée à l'analyse granulométrique : c'est le rapport entre le volume des espaces lacunaires remplis d'eau et d'air et le volume total du sol en place.

$$p = \frac{V - v}{V}$$

avec  $p$  = porosité totale ou vraie

$V$  = volume du sol en place

$v$  = volume réel des particules

ou encore :

$$p = \frac{D_r - D_a}{D_r}$$

avec  $D_r$  = poids spécifique réel des particules (généralement = 2,6 g/cm<sup>3</sup>)

$D_a$  = poids spécifique du sol en place.

Pour une terre sableuse  $D_g = 1,30$  à 1,40

Pour une terre argileuse  $D_a = 1,40$  à 1,60

Pour une terre limoneuse  $D_a = 1,20$  à 1,30

*Exemple :*

pour  $D_a = 1,40$   $p = 0,46$  ou 46 %

et  $D_r = 2,60$

Quelques valeurs de porosité totale (d'après Castany)

Graviers .....	25 à 40 %
Graviers uniformes de 4 mm .....	36 %
Sables et graviers .....	25 à 30 %
Sables (suivant uniformité des grains) .....	26 à 47 %
Alluvions récentes .....	5 à 15 %
Argiles .....	44 à 50 %
Limons .....	34 à 50 %
Marnes .....	47 à 50 %
Calcaires .....	0,5 à 17 %
Craie .....	14 à 44 %
Schistes .....	1 à 10 %
Basalte .....	0,1 à 2,9 %

## 2.2.4. — Les rapports de l'eau et du sol

Les rapports de l'eau et du sol sont régis par 3 forces principales :

1. Les forces hygroscopiques qui maintiennent l'eau en contact avec les particules du sol (le coefficient hygroscopique étant le maximum qu'un sol sec absorbe au contact de l'air à 50 % d'humidité et à 25° Celsius).

2. Les forces de capillarité qui permettent à l'eau de s'élever dans le champ de la pesanteur à l'intérieur du sol (c'est unitairement la différence d'énergie libre entre 1 g d'eau fixée par le sol et 1 g d'eau libre, ou encore la hauteur en cm à laquelle cette différence d'énergie élève 1 g d'eau dans le champ de la pesanteur).

Ces forces de capillarité sont très importantes pour les agronomes car ce sont elles qui maintiennent de l'eau disponible pour les plantes après les irrigations (ou les pluies). Ils définissent par son logarithme la tension d'humidité qui unitairement est la force nécessaire pour séparer 1 g d'eau sur 1 cm<sup>2</sup> de sol. Ils classent ainsi les sols suivant leur capacité de rétention ou « field capacity » qui schématiquement est le poids d'eau limite que le sol peut conserver ; au-delà de cette limite il y a écoulement gravitaire.

3. Les forces de pesanteur qui permettent à l'eau de s'écouler.

De plus les espaces lacunaires d'un sol contiennent également de l'air en même temps que l'eau des forces hygroscopiques et des forces de capillarité.

## 2.2.5. — Porosité efficace

Le volume d'eau libéré par un sol sous l'action des forces de pesanteur est donc très inférieur au volume correspondant à la porosité totale du sol. On est alors amené pour les besoins de l'exploitation des eaux souterraines à définir la porosité efficace qui correspond à une portion de la porosité totale et qui représente le volume d'eau susceptible d'être libéré par un sol.

$$P_e = \frac{V_e}{V}$$

$P_e$  = porosité efficace

$V_e$  = volume d'eau libérable par le sol

$V$  = volume du sol.

Par exemple, une nappe emmagasinée dans des sables de porosité totale 30 % ne libèrera, si la porosité efficace est de 10 %, que le tiers du volume total d'eau qui remplit les vides de l'aquifère supposé saturé.

Donnons quelques valeurs de porosité efficace (d'après Castany) :

Graviers .....	25 %
Sable grossier, sable et graviers .....	10 %
Sable fin .....	10 %

Argile et graviers .....	5 %
Argile seule .....	3 %
Alluvions .....	10 à 20 %
Craie .....	2 à 5 %

### 2.2.6. — Perméabilité

La perméabilité d'un sol caractérise la facilité plus ou moins grande avec laquelle s'effectue la circulation de l'eau au travers de ses particules.

— *La loi de Darcy* exprime cette perméabilité sous la forme d'une vitesse par unité de pente (soit aussi un débit par unité de surface et de pente). La figure n° 8 illustre l'expérience de Darcy.

On a :  $V = K \frac{H}{L} = KI$  et  $Q = K.S.I.$ ,

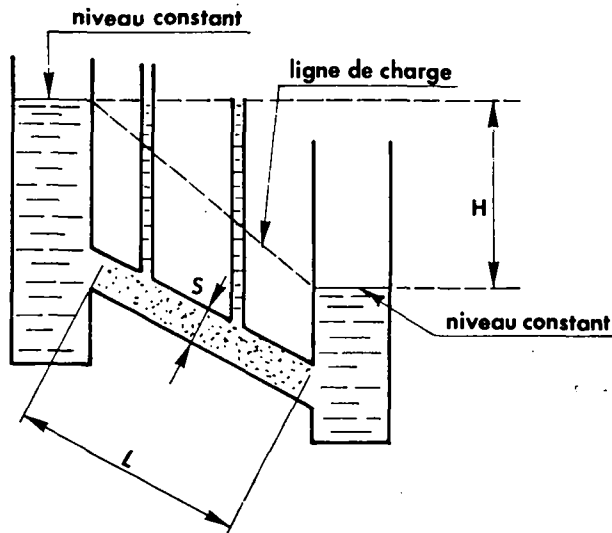


Fig. 8. — Expérience de Darcy.

Où : .  $V$  est la vitesse apparente moyenne de l'eau dans le sol (dont on considère la section totale  $S$  : solides et vides)

.  $H/L = I$  représente la pente motrice, ou pente piézométrique ou gradient hydraulique (c'est un nombre sans dimension)

.  $Q$  est le débit à travers la section  $S$

.  $K$  est un coefficient multiplicatif ayant la dimension d'une vitesse.

Appelé improprement coefficient de perméabilité, c'est en fait la vitesse de filtration du matériau par unité de pente. En unité C.G.S. où  $Q$  est mesurée en  $\text{cm}^3/\text{s}$ , la section  $S$  en  $\text{cm}^2$  on obtient :

$$K = \frac{Q}{SI} \text{ en cm/s.}$$

Par exemple  $K = 2,10^{-2}$  cm/s correspond à la perméabilité d'un matériau aquifère débitant  $0,02 \text{ cm}^3/\text{s}$  à travers une surface de  $1 \text{ cm}^2$  sous un gradient unité.

Le classement des sols d'après leur perméabilité est généralement le suivant :

Perméabilité = très bonne	Bonne	Médiocre	Imperméable
Sols Graviers Types Gravillons sans éléments fins	Sables et graviers sables grossiers	Sables fins Sables et argiles	Argile

Avec des valeurs suivantes de la perméabilité :

Graviers de 3 à 7 mm .....	4 cm/s
Sable de dunes .....	$6 \cdot 10^{-1}$ cm/s
Alluvions .....	$5 \cdot 10^{-2}$ cm/s
Argiles .....	$3 \cdot 10^{-7}$ cm/s

— Dans les sables, la perméabilité est étroitement liée à la granulométrie (les éléments les plus fins réduisant celle-ci) et au diamètre des grains.

La formule de Hazen permet d'évaluer approximativement la perméabilité d'un sable à granulométrie continue.

$$K \text{ cm/s} = 100(D_{10})^2 \quad \text{où} \quad D_{10} \text{ est exprimé en cm}$$

Exemples :

- Pour un gravier où  $D_{10} = 0,2 \text{ cm}$  (90 % des particules plus grosses et 10 % plus petites)

On obtient  $K = 4 \text{ cm/s}$ .

- Pour un sable où  $D_{10} = 0,02 \text{ cm}$ , on obtient :

$$K = 4 \cdot 10^{-2} \text{ cm/s.}$$

La vitesse effective de l'eau dans le sol correspond à la circulation de l'eau à travers des pores libres, elle est donc liée à la porosité efficace.

Il convient donc pour calculer cette vitesse effective, de diviser la vitesse moyenne globale (vides ou pleins) trouvée par la formule de Darcy, par la porosité efficace  $P_e$ .

Exemple : Si  $K = 2 \cdot 10^{-2}$  cm/s et  $P_e = 20$  %.

$$\text{On obtient : } K_{\text{effectif}} = \frac{2 \cdot 10^{-2}}{0,2} \text{ cm/s} = 0,1 \text{ cm/s.}$$

Nous considérons en général dans les études relatives aux terrains aquifères dans lesquels nous établirons les barrages souterrains que la loi de Darcy est applicable c'est-à-dire que l'écoulement se fait en régime laminaire dans un milieu relativement homogène et isotrope, avec un substratum imperméable près de l'horizontale et un gradient hydraulique compris entre 0,2 et 100 pour mille.

En effet, il convient pour la validité de la loi de Darcy que la vitesse effective d'écoulement soit inférieure à la vitesse critique entraînant un régime turbulent ; dans ce cas, la vitesse de filtration serait à étudier par la loi de Chezy-Krasnopoliski, de la forme :

$$V = K \sqrt{R_i}.$$

### 2.2.7. — Transmissivité d'un aquifère

Elle est définie par la relation :

$$T = KH$$

avec :

$T$  = valeur de la transmissivité de l'aquifère exprimée généralement en  $\text{m}^2/\text{s}$ .

$K$  = coefficient de perméabilité exprimé en m/s.

$H$  = puissance de l'aquifère en m.

Cette notion de transmissivité permet de comparer la capacité de 2 terrains aquifères différents. Par exemple :

Aquifère « A » de puissance  $H_A = 1$  m avec  $K = 0,1$  m/s

Aquifère « B » de puissance  $H_B = 15$  m avec  $K = 10^{-2}$  m/s

$$\begin{array}{l} T_A = 0,10 \text{ m}^2/\text{s} \\ T_B = 0,15 \text{ m}^2/\text{s} \end{array} \quad \text{donc} \quad T_B \geq T_A$$

Notons qu'une transmissivité horizontale peut être différente de la transmissivité verticale.

### 2.2.8. — Ecoulement vers un ouvrage de captage : essais de débits

Les essais de débits permettent de déterminer :

- le coefficient de perméabilité  $K$
- les réserves et les possibilités de débit de la nappe captée.

On rappelle la formule de Dupuit pour une nappe libre. Avec les notations de la figure n° 9, on a :

$$Q = V S$$

$$V = K \frac{dy}{dx}$$

$$S = 2\pi x y.$$

D'où  $Q = 2\pi K x y \frac{dy}{dx}$ , ce qui donne : ( $\text{Log } 10 = 2,302$ ) :

$$Q = K\pi \frac{H^2 - h^2}{2,3 \log \frac{R}{r}}$$

La valeur de  $K$ , lorsque l'on a 2 piézomètres  $P_1$  et  $P_2$  voisins du puits est donnée par

$$K = 0,733 \cdot Q \cdot \frac{\log \frac{x_2}{x_1}}{y_2^2 - y_1^2}$$

le coefficient 0,733 provenant de  $2,302/\pi$ .

Si l'on exprime  $x$  et  $y$  en mètres,  $Q$  en  $\text{m}^3/\text{s}$ , on obtient  $K$  en  $\text{m}/\text{s}$ .

Si l'on dispose seulement de trous à la tarière de 4 ou 5 cm de diamètre il est conseillé d'employer les graphiques ou le calcul par la formule de Ernst (1950), comme il est indiqué ci-après :

On perce le trou à la tarière de 4 ou 5 cm de diamètre soit jusqu'à la couche imperméable, soit à l'intérieur du terrain aquifère sur une profondeur de l'ordre de 2 m sous le niveau de la nappe. Dans les sols sableux, il sera souvent indispensable de tuber à l'aide d'un tube largement perforé.

On prélève dans le trou, à l'aide d'une écope longue, toute l'eau possible ; le rabattement du niveau de l'eau dans le trou doit être d'au moins 0,40 m. On mesure alors la vitesse de remontée de l'eau dans le trou.



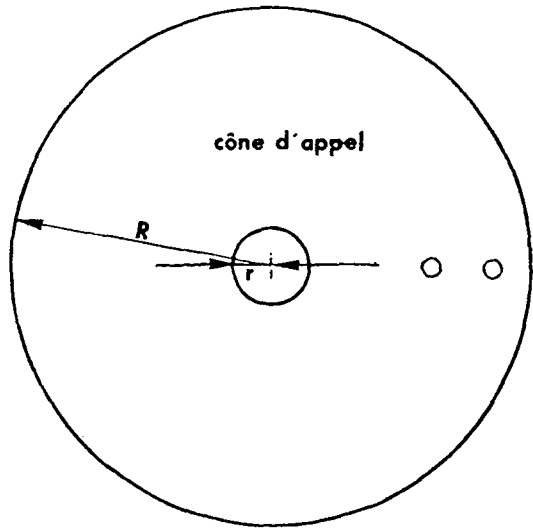
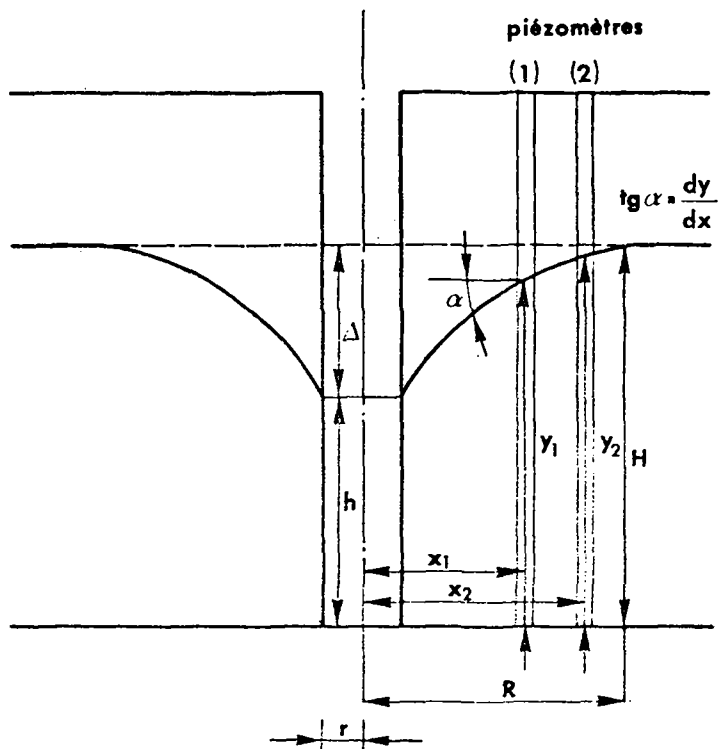


Fig. 9. — Essais de pompage dans un puits complété par des piezomètres.

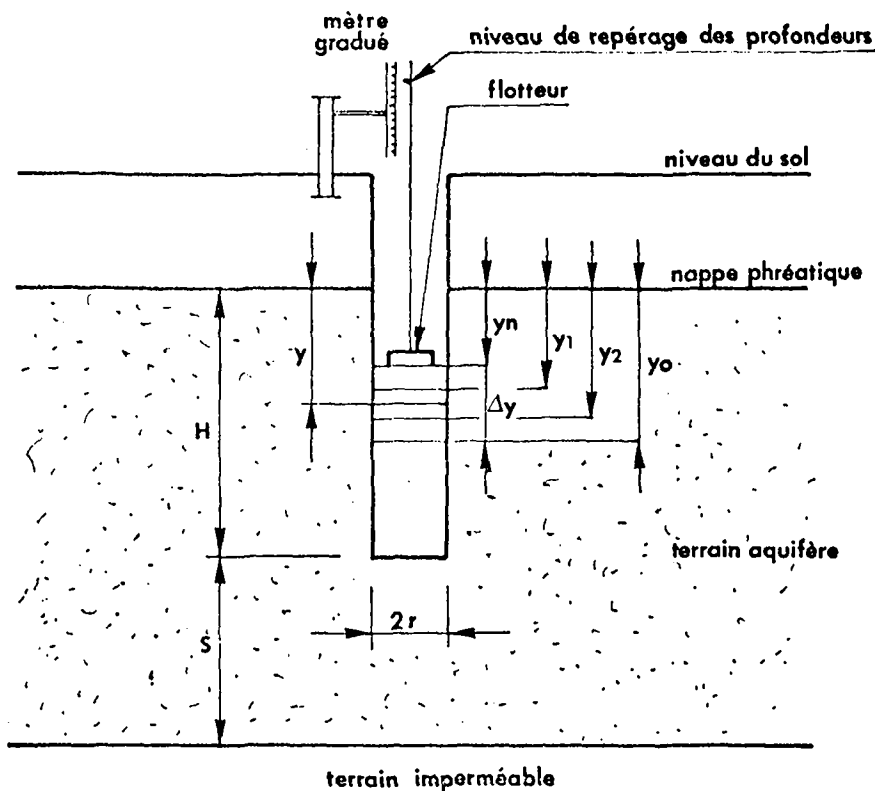


Fig. 10. — Mesure du coefficient de perméabilité par la méthode de Ernst.

La figure n° 10 indique le principe de la méthode, à laquelle correspondent 2 formules pratiques, suivant que le trou à la tarière a été foré plus ou moins près du niveau imperméable :

Si :  $H$  = profondeur du trou sous la nappe phréatique (en cm).

$S$  = profondeur de la couche imperméable sous le fond du trou

$S = 0$  lorsque le trou à la tarière atteint l'imperméable (en cm).

$r$  = rayon du trou à la tarière (en cm).

$Y$  = distance *moyenne* entre le niveau de la nappe et le niveau dans le trou au cours de la remontée de l'eau  $y$  pendant un temps  $t$  (en cm).

$K$  = conductivité hydraulique exprimée en m/24 heures.

Les deux formules s'expriment de la façon suivante :

$$a) \quad K = \frac{4\,000 \times r^2}{(H + 20r) \left(2 - \frac{Y}{H}\right) Y} \frac{\Delta Y}{\Delta t} \quad \text{si } S \geq \frac{1}{2} H$$

$$b) \quad K = \frac{3\,600 \times r^2}{(H+10r) \left(2 - \frac{Y}{H}\right) Y} \frac{\Delta Y}{\Delta t} \quad \text{si } S = 0 \text{ ou si } S < \frac{1}{2} H.$$

*Exemple :*

Supposons que l'on ait  $S > \frac{1}{2} H$  dans un trou à la tarière de rayon  $r = 4$  cm, ayant donné lieu aux mesures suivantes :

- $H = 126$  cm
- $Y = 28,4$  cm
- $\Delta Y = 5,6$  cm en  $\Delta t = 50$  s.

L'application de la formule de Ernst donne :

$$K = 6 \times 0,11 = 0,66 \text{ m/24 h}$$

$$\text{ou encore } K = 7,6 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s.}$$

## 2.2.9. — Ecoulement dans un drain

Pour le drainage en pied de barrage souterrain on pourra utiliser les formules de Vincent qui expriment les lois de l'écoulement dans les tuyaux de drainage :

$$V = 3,59 \alpha \sqrt{\frac{50 \, dh}{l + 50 \, d}}$$

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} V$$

avec :  $d$  = diamètre intérieur du drain en m

$\frac{h}{l}$  = pente du drain avec  $h$  = différence de niveau en m  
 $l$  = longueur du drain en m

$\alpha$  = coefficient dépendant de la nature et du diamètre du drain, inférieur à 1.

Pour un drain en ciment de diamètre 0,20, on a :  $\alpha = 0,90$ .

*Exemple numérique :*

- $d = 0,20$  m      •  $l = 100$  m
- $h = 1$  m        •  $\alpha = 0,90$

$$\text{d'où } V = 3,59 \times 0,90 \sqrt{\frac{50 \times 0,20 \times 1}{100 + (50 \times 0,20)}} = 0,97 \text{ m/s}$$

$$\text{et } Q = 0,97 \times \frac{\pi (0,20)^2}{4} = 0,03 \text{ m}^3/\text{s} = 30 \text{ l/s.}$$

## 2.3. — LES PROCÉDÉS TECHNIQUES

Nous avons vu que pour la réalisation des barrages souterrains, les moyens de mise en œuvre sont des plus variés, allant du plus simple au plus compliqué.

Le plus simple consiste à réaliser, à la main ou au moyen d'engins mécaniques, une tranchée en travers du thalweg atteignant l'horizon imperméable et à la remplir de matériaux peu perméables. Pour que ce soit possible, il faut essentiellement que :

- la tranchée ne soit pas de profondeur prohibitive : au delà de 8 m, les déblais deviennent très importants à moins d'étayer les talus ou que leur cohésion soit importante, ce qui est rarement le cas lorsqu'on est au sein d'une nappe aquifère.
- les venues d'eau ne nécessitent pas un pompage trop important.
- les matériaux imperméables existent à une distance raisonnable du site du barrage pour ne pas imposer des coûts de transports trop élevés.
- la main-d'œuvre soit disponible à proximité dans le cas d'un chantier essentiellement manuel.

Si l'une (ou plusieurs) des conditions ci-dessus n'est pas remplie, le coût du barrage souterrain risque d'être moins intéressant que s'il est réalisé par d'autres procédés : une étude économique comparative devient dès lors nécessaire pour choisir la solution optimale.

C'est pourquoi nous allons ci-après passer en revue la technologie des divers procédés de réalisation d'un écran étanche, avec leurs possibilités et leurs limites, leurs avantages et leurs défauts.

### 2.3.1. — Les palplanches

#### A. *Palplanches en bois (2 à 6 m)*

Leur poids est faible et permet une manutention aisée. Elles sont assez durables sous eau et peuvent assurer une bonne étanchéité. Elles peuvent en principe être fabriquées localement, à la demande tant en quantité qu'en dimensions (en général épaisseur de 8 à 20 cm, largeur de 15 à 60 cm), à condition de disposer du bois à prix relativement modique.

La profondeur d'emploi est cependant réduite, inférieure à 6 m. Elles peuvent se briser facilement sur du terrain graveleux ; exposées à l'air et au soleil elles se gauchissent d'où battage impossible.

Les divers modes d'assemblage sont donnés dans la figure n° 11, page suivante.

Jadis utilisées, elles disparaissent pratiquement de nos jours au profit des palplanches en béton armé ou métallique.

#### B. *Palplanches en béton armé (5 à 15 m)*

Ces palplanches peuvent se préfabriquer sur place donc évitent les graves problèmes d'approvisionnement. Elles sont durables, sont solides,

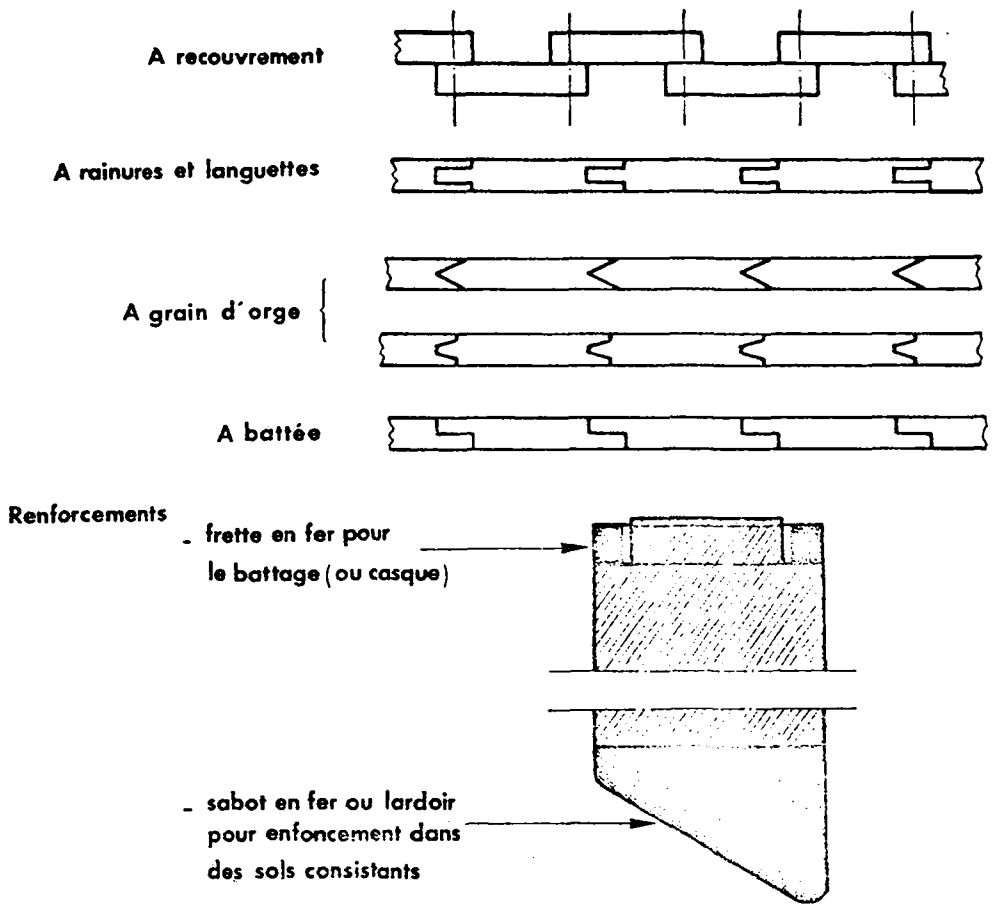


Fig. 11. — Dispositions diverses de palplanches en bois.

résistantes aux agents physiques et chimiques. Elles peuvent émerger de l'eau sans inconvénient majeur et peuvent être incorporées aisément dans l'ouvrage de surface. La profondeur d'emploi peut atteindre 15 m, dans des conditions favorables de sol.

Leur poids est important et le prix est élevé. Il pourrait y avoir de graves difficultés de transport, de manutention et de mise en place, et l'étanchéité est mal assurée. (Voir fig. n° 12).

Les dimensions sont très variables, de même que la constitution et les modes d'assemblage. Il existe de nombreux types brevetés.

C. *Palplanches en béton armé moulées dans le sol (5 à 8 m).* (Fig. n° 13) (Type Franki).

Des caissons en acier de section rectangulaire, de dimension intérieure 1 m × 0,20 m, et de hauteur maximale 8 m sont foncés alternativement au

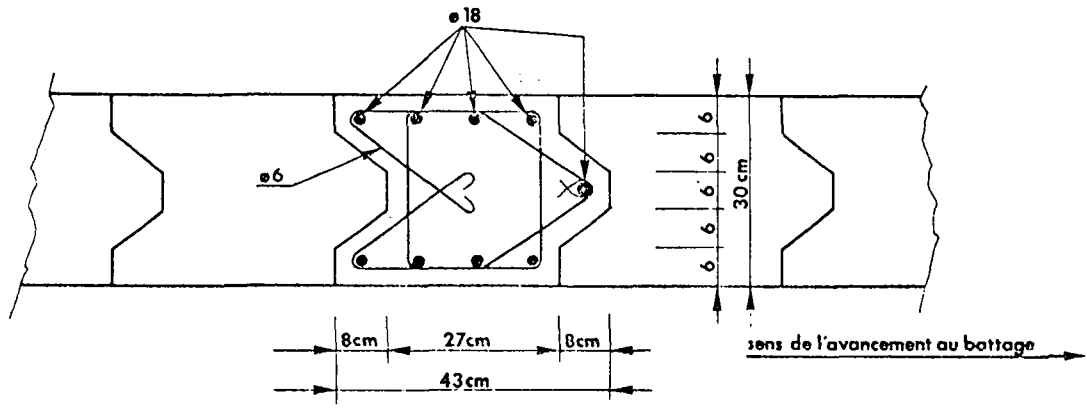
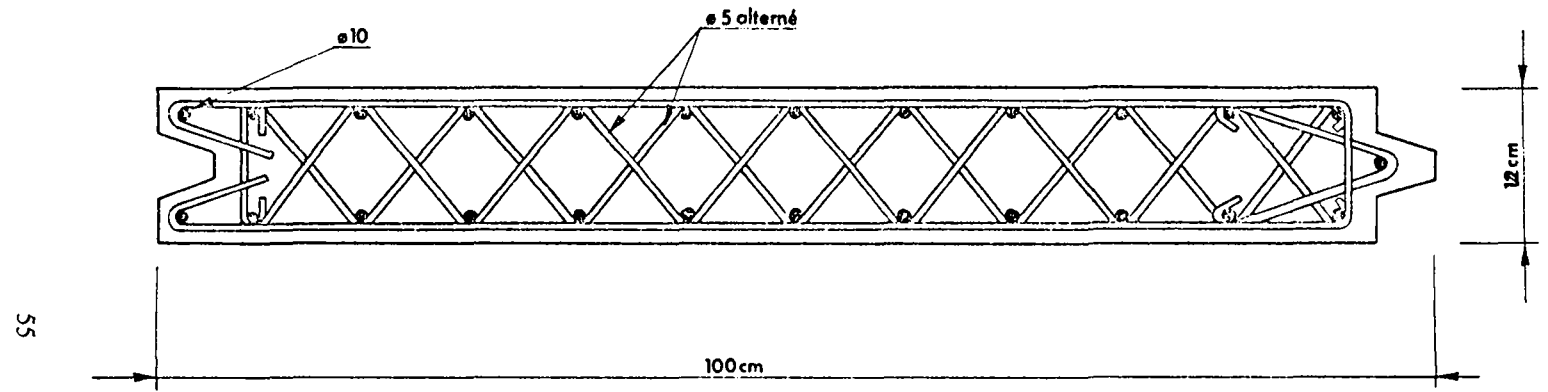


Fig. 12. — Palplanches en béton armé préfabriquées.

palplanches de 5 à 10 m de longueur



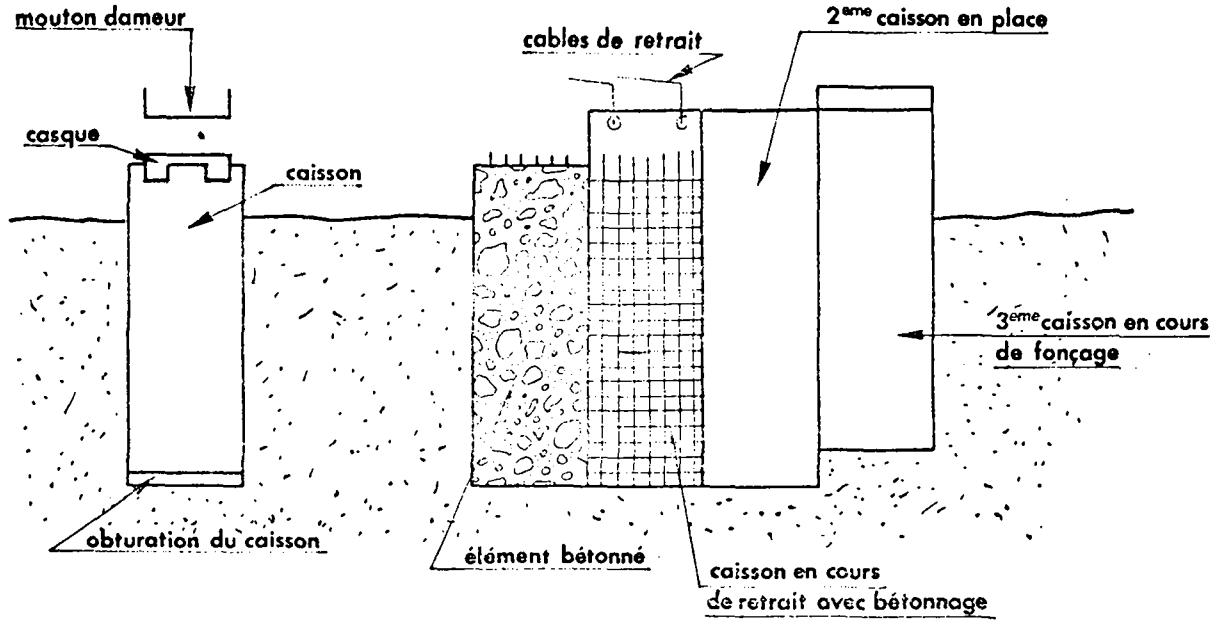


Fig. 13. — Palplanches en béton armé moulé dans le sol.

moyen d'une sonnette munie d'un mouton à chute libre. Un casque placé sur le caisson amortit les coups du mouton et une plaque de tôle à la partie inférieure empêche l'entrée du terrain pendant le battage.

Deux à trois caissons qui s'emboîtent l'un à l'autre sont battus avant la mise en place des armatures et le bétonnage au moyen d'une goulotte (dans le 1<sup>er</sup> caisson). On surveille la descente du béton (emploi d'un mandrin) au fur et à mesure de l'extraction du caisson métallique.

#### *D. Les palplanches métalliques (5 à 30 m)*

Elles sont très connues pour leur haute résistance, leur facilité relative de transport et de mise en œuvre, leur possibilité d'utilisation sur des sols très divers. Leur récupération pour réemploi est possible.

Elles exigent des engins de mise en œuvre souvent importants, sous l'égide d'une Entreprise spécialisée. Leur coût est prohibitif en beaucoup d'Etats et l'expérience montre que leur approvisionnement est problématique et que des ruptures de stock se produisent très fréquemment, si des précautions minutieuses ne sont pas prises au préalable.

Les caractéristiques et dimensions sont très variées. Il est possible de les assembler en caissons ce qui permet d'augmenter leur résistance et leur étanchéité.

Le tableau n° 8 page suivante donne les caractéristiques essentielles des palplanches Larssen les plus communes.

Citons également les palplanches plates type Lackawanna ou Rombas 400 G qui sont en général destinés à constituer des rideaux fermés. Leur faible inertie transversale ne constitue pas un obstacle majeur si le barrage souterrain projeté ne présente pas de partie aérienne imposant des poussées latérales (voir tableau IX page 59).

La mise en œuvre des palplanches plates est une opération délicate exigeant beaucoup de soins.

Le battage des palplanches se fait par :

- . marteau trépidateur (mouton de 80 kg à 1 000 kg ; nombre de coups/mn 100 à 250)
- . sonnette (mouton de 1 à 8 t ; nombre de coups/mn : 30 à 60)
- . poids du mouton à choisir : au moins égal à celui de la palplanche.

#### **2.3.2. — Injection**

Utilisés fréquemment pour l'étanchéité de grands barrages de retenue, les voiles d'injection prolongent les fondations et les ancrages des barrages, notamment quand ces derniers sont édifiés sur assises perméables.

L'inconvénient majeur du procédé est la difficulté de pouvoir chiffrer à l'avance le coût d'un rideau injecté. Cela est plus particulièrement vrai dans le cas trop fréquent des alluvions présentant une structure feuilletée ;



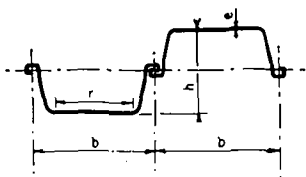


Tableau N° VIII  
Caractéristiques des palplanches Larssen

CARACTÉRISTIQUES DES PROFILS  
 $E = 21\,000 \text{ kg/mm}^2 = 21 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$

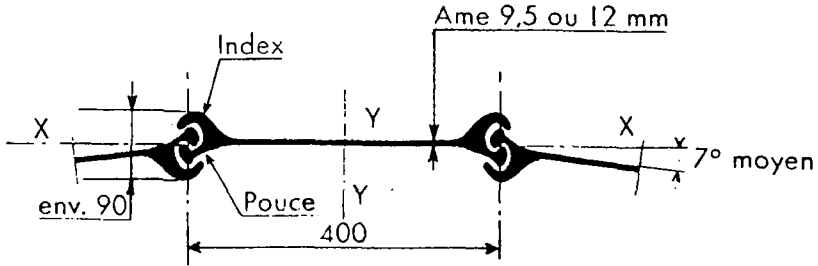
Profil	Lar- geur utile <i>b</i>	Hau- teur <i>h</i>	Epais- seur <i>e</i>	Lar- geur dispo- nible entre ailes <i>r</i>	Péri- mètre déve- loppé d'un m cou- rant de rideau <i>r</i>	Sec- tion d'un m cou- rant de rideau	Poids		Mo- dule de résis- tance par m courant de rideau	Mo- ment d'inertie par m courant de rideau	Rayon de gira- tion
							de 1 m de de pal- m <sup>2</sup> de plan- rideau che	de 1 m <sup>2</sup> de rideau			
	mm	mm	mm	mm	cm	cm <sup>2</sup>	kg/m	kg/m <sup>2</sup>			cm
SL1	365	80	4,8	255	258	69	19,7	54	146	585	2,92
SL2	450	130	6,0	305	275	92	32,4	72	300	1 950	4,61
SL3	450	200	7,1	275	302	108	38,0	84,5	550	5 500	7,10
SL4	450	250	8,9	270	321	133	46,9	104	850	10 600	8,95
SL5	450	280	10,3	240	322	149	52,7	117	1 050	14 700	9,70
31	450	150	9,5	250	230	127	45,0	100	460	3 450	5,21
II	400	200	10,0	280	270	156	48,8	122	850	8 500	7,40
III	400	247	14,0	250	285	198	62,0	155	1 360	16 800	9,20
IV	400	310	15,5	250	310	239	74,8	187	2 000	31 600	11,50
V	420	344	21,0	260	330	300	100,0	238	2 900	50 900	13,00
VI	420	440	22,0	250	368	369	122,0	290	4 200	92 000	15,80
IIIn	400	270	9,5	250	301	156	48,8	122	1 100	14 900	9,75
IIIIn	400	290	13,0	255	309	198	62,0	155	1 600	23 200	10,85
IIIs	500	340	12,4	280	333	177	69,6	139	1 600	27 500	12,44
IIIIs	500	380	14,3	270	344	201	79,0	158	2 000	38 000	13,73
IVIs	500	440	15,5	240	355	224	88,0	176	2 500	54 800	15,70
VIs	500	450	20,6	230	368	270	106,0	212	3 200	72 000	16,33

le coulis tend alors à cheminer horizontalement assez loin. ce qui se traduit par une consommation excessive de produits à injecter. On peut réduire dans une certaine mesure la consommation de coulis en multipliant le nombre de forages d'injection, mais cette solution n'est pas nécessairement plus économique.

L'exécution correcte d'une voile d'injection implique l'intervention d'une entreprise spécialisée disposant d'un matériel adéquat et d'une expérience certaine. Une telle intervention ne se justifie que pour un volume de travaux relativement important qui est rarement atteint quand il s'agit de la construction d'un barrage souterrain.

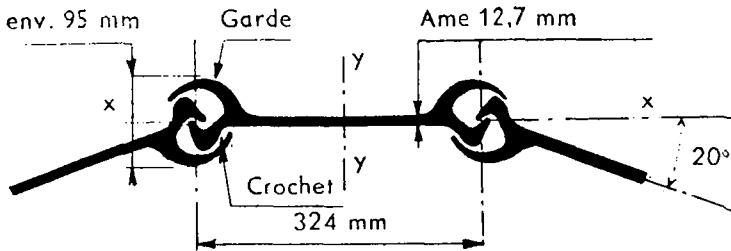
Tableau N° IX  
*Palplanches Lackawanna - Rombas 400 G*

*Palplanche Rombas 400 G*



Epaisseur mm	Section d'une pal- planche cm <sup>2</sup>	Poids		Module de résistance d'une palplanche		Module de résis- tance d'un ml de rideau cm <sup>3</sup>	Moment d'inertie d'une palplanche		Moment d'inertie d'un ml de rideau cm <sup>2</sup>
		d'un m de pal- planche kg/ml	d'un m <sup>2</sup> de paroi kg/m <sup>2</sup>	xx cm <sup>3</sup>	yy cm <sup>3</sup>		xx cm <sup>4</sup>	yy cm <sup>4</sup>	
9,5	68,7	54,0	135	40	740	110	145	14 700	480
12	76,2	59,8	149,5	40	800	110	145	15 000	480

*Palplanche Lackawanna*



Epaisseur mm	Section d'une pal- planche cm <sup>2</sup>	Poids		Module de résistance d'une palplanche		Module de résis- tance d'un ml de rideau cm <sup>3</sup>	Moment d'inertie d'une palplanche		Moment d'inertie d'un ml de rideau cm <sup>4</sup>
		d'un m de pal- planche kg/ml	d'un m <sup>2</sup> de paroi kg/m <sup>2</sup>	xx cm <sup>3</sup>	yy cm <sup>3</sup>		xx cm <sup>4</sup>	yy cm <sup>4</sup>	
12,7	78,6	61,90	192	68,0	590	207	271	11 220	964

### 2.3.3. — Pieux jointifs - Parois moulées

Les pieux jointifs ont été souvent employés au Maroc pour la construction de barrages souterrains comportant ou non une superstructure apparente. Outre son rôle d'écran étanche, le rideau de pieux peut servir de parafoille à condition que sa partie supérieure soit correctement ancrée à l'amont et que son pied soit suffisamment buté à l'aval. Un des avantages des pieux forés est que leur mode d'exécution permet de traverser au trépan les gros blocs de pierre qui pourraient être rencontrés dans les alluvions. Les forages peuvent être tubés ou exécutés à l'eau lourde. Ceci implique le transport sur le site du barrage d'un matériel relativement important et l'approvisionnement coûteux en bentonite.

Les inconvénients, ainsi que les risques de pannes mécaniques sont évités quand on travaille en forages tubés, employés avec succès sur les chantiers des barrages de Tifounassine et de Tazzarine (Maroc), où les conditions d'application étaient relativement favorables (terrains traversés faciles et pieux assez peu profonds). La description de ces deux ouvrages est donnée dans la dernière partie.

Une technique plus récente, celle de la paroi moulée, est utilisée de plus en plus pour la réalisation d'écrans étanches souterrains dans des circonstances très variées: établissement d'écrans provisoires destinés à la protection des chantiers d'ouvrages fondés en milieu aquifère, exécution d'écrans définitifs destinés à protéger les nappes phréatiques contre la pollution, réalisation des rideaux d'étanchéité des barrages fondés sur terrains perméables, etc. (voir figure 14).

La méthode de la paroi moulée est notamment appliquée, depuis 1962, sur les chantiers ouverts par la Compagnie Nationale du Rhône en vue de l'édification de plusieurs ouvrages d'art tels que barrages, usines hydro-électriques et écluses.

Des progrès techniques ont été enregistrés au cours de cette dernière décade; divers types de matériels de plus en plus lourds et sophistiqués ont été créés permettant de réaliser des parois atteignant des profondeurs comprises entre 50 et 100 m. Les rendements horaires se sont accrus passant de 1-2 m<sup>2</sup> à 6-7 m<sup>2</sup>, voire 10-12 m<sup>2</sup> dans certains cas particulièrement favorables.

### 2.3.4. — Ecrans à pleine fouille (voir figure 15)

Pour le cas d'un barrage souterrain réalisable à pleine fouille mais dont les sujétions de chantier imposent des précautions spéciales, signalons les procédés suivants utilisés pour réaliser des écrans en terrains aquifères.

A. *Construction d'un blindage* progressant avec la fouille avec épuisement soit par drain gravitaire (tranchée provisoire) soit par pompage. Remblaiement de la fouille par un matériau imperméable: argile compacte, béton gras (3 volumes de mortier pour 4 volumes de cailloux; mortier à

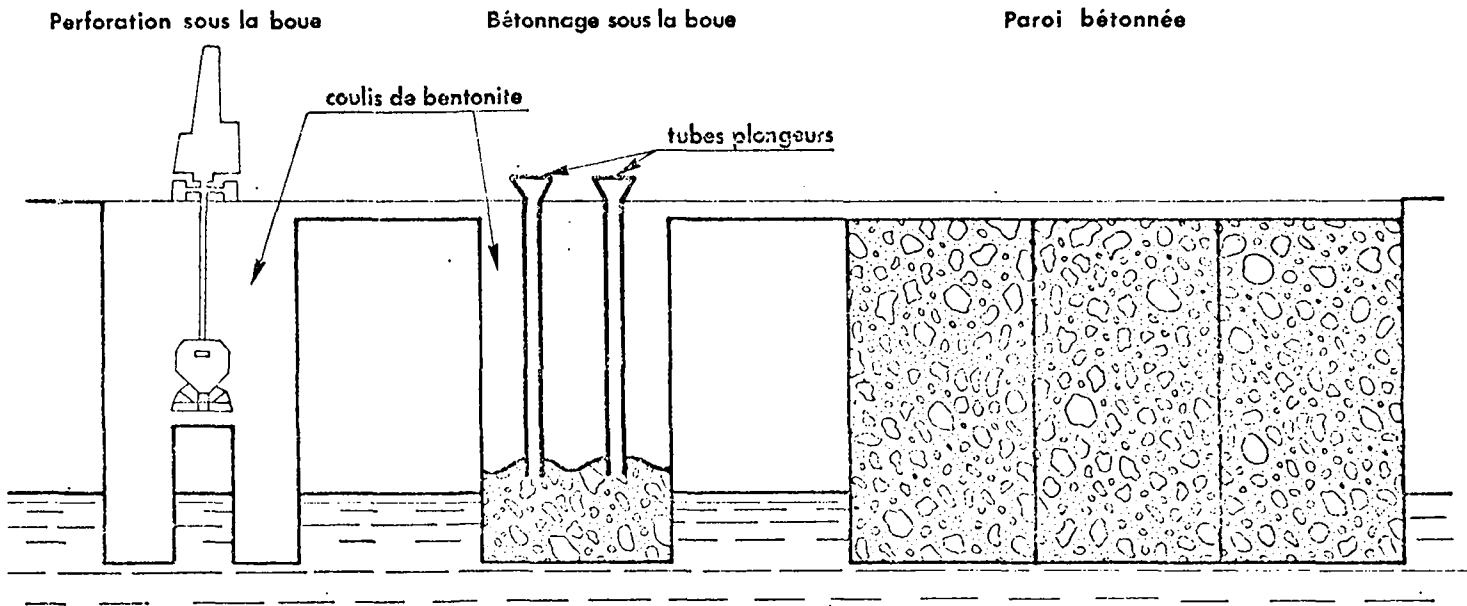


Fig. 14. — Exécution d'une paroi moulée par panneaux alternés.

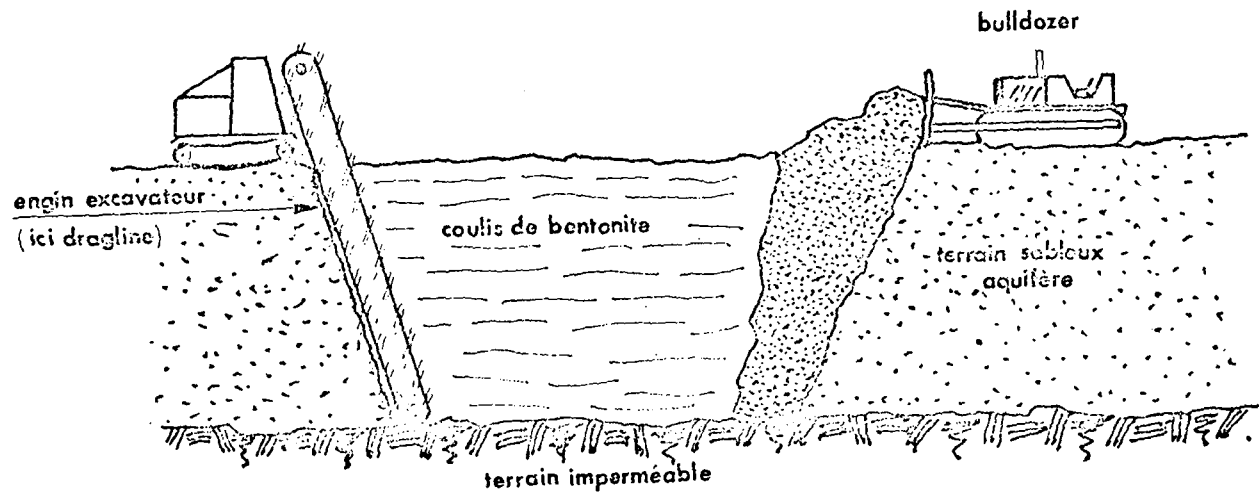


Fig. 15. — Construction d'un écran d'étanchéité avec dragline et bulldozer par emploi de coulis en bentonite et remplissage à l'argile.

700 l de sable pour 450 kg de ciment ou de chaux hydraulique avec si possible addition d'un hydrofuge de masse).

B. *Remplissage de la fouille* au fur et à mesure de son excavation par un coulis de bentonite qui maintient les parois. Puis dans une deuxième phase remplacement du coulis de bentonite par un béton plastique mis en place au moyen de tubes plongeurs ou par de l'argile pulvérisée.

Pour les écrans d'étanchéité de grande profondeur (jusqu'à 50 m) on utilise des machines à perforation à benne type SEPICOS (30 m) ou Kelly (50 m) qui creusent des puits successifs tenus au coulis de bentonite.

Il existe sur le marché une bentonite-ciment autodurcissable qui permet d'effectuer l'écran d'étanchéité en une seule opération.

### **2.3.5. — Caissons havés**

La maçonnerie s'exécute progressivement sur une trousse coupante (appelée Rouet), de forme rectangulaire ou circulaire en laissant à l'intérieur un puits pour l'extraction des déblais, la maçonnerie déjà construite servant de blindage (technique courante de construction des puits).

Les travaux sont entrepris soit à niveau vide en effectuant un pompage d'exhaure dans le puits soit à niveau plein en excavant dans l'eau à l'aide d'engins mécaniques manœuvrés de la surface.

La technique du havage est fréquemment employée pour l'exécution des tunnels ou des drains dans les terrains aquifères, en progression horizontale.

Il est à noter que la « jointivité » des caissons n'est jamais parfaite et qu'il faut traiter chaque joint afin d'assurer une étanchéité satisfaisante.

La méthode, généralement très chère, devient prohibitive quand les débits à pomper sont abondants. Elle peut toutefois s'avérer intéressante dans le cas où le barrage souterrain doit comporter une superstructure importante destinée à capter, en plus de l'inféoflux, des apports superficiels importants et notamment des débits de crues.



## **TROISIÈME PARTIE**

### **LE PROJET**





Cette partie du manuel détaille la succession des opérations préalables à l'élaboration du projet d'exécution du barrage souterrain et des ouvrages annexes.

## 1. Choix du site

Les caractéristiques topographiques et géologiques conditionnent le type, l'importance et le coût des ouvrages.

Au point de vue topographie, une reconnaissance aérienne, terrestre et au bureau basée sur des cartes à grande échelle (1/100 000 ou 1/50 000) doit être effectuée pour localiser les impluviums bien circonscrits où les eaux sont drainées vers un resserrement suffisamment étroit pour être raisonnablement barré.

Au point de vue géologie, une étude sur cartes et plans géologiques appuyée par des reconnaissances sur place et des enquêtes sur les puits et forages existants permettront de confirmer ou d'infirmier le choix du site.

## 2. Etude topographique

Après choix du site associé à une première approche économique justificative, on établit les éléments suivants :

- plan de l'emplacement du barrage (1/500-1/1 000),
- plan de la zone du bassin (1/10 000-1/20 000),
- plan de la zone à irriguer (1/5 000-1/2 000) éventuelle,
- levé de tracé du canal de dérivation (1/1 000) éventuel.

## 3. Etude géotechnique

En vue de déterminer le profil géologique au site du barrage et les caractéristiques géologiques et hydrogéologiques de la retenue, divers procédés peuvent être utilisés en relation directe avec l'importance de l'ouvrage.

### *Reconnaissance directe :*

- tarière à main : permet de descendre à une profondeur de 15 m, avec injection éventuelle de bentonite dans des sols cohérents (sable, graviers..) ne comportant pas de gros éléments.
- puits creusés à la main ou en fouille ouverte jusqu'à 5-6 m,
- sondeuses à rotation ou percussion,
- sondeuses à battage.

### *Sismique réfraction*

Mesure des vitesses de propagation d'ondes longitudinales : elle permet de repérer la position du bed-rock et de connaître l'épaisseur du terrain aquifère.

### *Résistivité en courant continu*

Différenciation des terrains par mesure de la conductivité : la résistivité est inversement proportionnelle à la teneur en eau.

## **4. Etudes hydrogéologiques**

Elles permettent d'évaluer la capacité d'emmagasinement du site, d'après le volume théorique du terrain aquifère intéressé, la porosité totale et la porosité efficace.

## **5. Projet technique**

Ce type d'ouvrage traité ici a pour objet la surélévation du niveau d'une nappe, le captage d'un inféroflux ou la constitution d'une réserve d'eau.

*Dimensionnement* : 2 voies sont possibles :

- En fonction des besoins et de leur variation saisonnière, on déduit les volumes utilisables de la réserve imposée par les caractéristiques du site.
- Si la capacité du réservoir n'est pas entièrement déterminée, on peut la fixer par les besoins à satisfaire et le prix de revient de l'eau.

*Les ouvrages annexes* : ouvrages de prise et d'adduction

L'eau peut être captée au moyen des ouvrages de prise qui peuvent être soit de fond soit de surface soit constitués par des puits exploités par exhaure manuelle, animale ou mécanique. L'utilisation simultanée des 3 moyens est également possible et permet une exploitation souple en fonction du niveau de la nappe captive.

Le barrage souterrain peut être surmonté d'un barrage de surface, ce dernier sera alors conçu selon les méthodes de calculs propres à ces ouvrages et doit être muni des organes de sécurité et de protection appropriés.

## **6. Analyse économique**

Les paramètres principaux sont les coûts de construction, d'entretien, de fonctionnement, et les avantages chiffrables apportés par l'ouvrage.

On calcule sur la durée de vie de l'ouvrage (35 à 40 ans) leurs critères d'appréciation du projet, qui sont :

- le bénéfice actualisé,
- le taux de rentabilité interne.

Outre ces critères, il faut tenir compte des impacts non chiffrables du projet sur le plan local ou régional, considérations qui participent dans les décisions de réalisation de l'aménagement.

### **3.1. — CHOIX DU SITE**

L'identification des sites possibles pour l'établissement d'un barrage souterrain résulte de considérations d'ordre topographique, géologique et hydrologique.

Les conditions topographiques et géologiques d'un site déterminent, dans une large mesure, le type, l'importance et donc le coût de l'ouvrage qui pourrait y être édifié. Par ailleurs, le coût du projet dépend de la distance et de la dénivellation entre le barrage et les lieux d'utilisation des ressources hydrauliques mobilisées.

Dans le cas où il y aurait hésitation entre deux ou plusieurs sites valables, le choix ne pourrait intervenir qu'après élaboration de quelques avant-projets sommaires, en vue d'une comparaison économique.

#### **3.1.1. — Topographie**

La topographie est un critère clé. Il convient de trouver un impluvium bien circonscrit dont les eaux d'infiltration soient drainées naturellement vers un passage étroit, où sera construit le barrage souterrain.

Généralement un oued indiquera superficiellement la ligne d'écoulement des eaux ; si son lit est constitué de matériaux alluviaux, par exemple graviers ou sables, il y aura présomption d'un inféoflux.

La reconnaissance générale de la région où l'on souhaite capter les eaux souterraines se fera utilement à l'aide de cartes ou de photos aériennes aux échelles 1/100 000 ou 1/50 000 s'il en existe. Un survol aérien de la région permettra de mieux localiser les bassins et les sites possibles.

Une deuxième étape consistera en une reconnaissance sur le terrain, au cours de laquelle on procédera à un examen géologique superficiel en même temps que l'on estimera l'importance approximative de l'ouvrage pour chacun des sites repérés (longueur, profondeur estimée etc.).

#### **3.1.2. — Géologie**

La géologie du bassin et du site devant être favorable à la conservation des eaux d'infiltration par la présence d'un substratum imperméable en

amont du barrage et au droit de celui-ci ; on recherchera évidemment les cartes et les études géologiques s'il en existe, et l'on appréciera visuellement au cours de la reconnaissance sur le terrain la possibilité d'existence d'une telle assise imperméable surmontée d'un terrain poreux et aquifère.

Il sera souvent utile d'effectuer une enquête sur les forages ou les puits qui auraient été creusés dans le bassin repéré. Sur le site même du barrage, on recherchera l'existence de parois et d'un bed-rock étanches par les affleurements de roches imperméables ; mais cet examen superficiel ne peut être qu'indicatif et devra de toutes façons être confirmé par une étude géotechnique, dont il sera question plus loin. L'existence d'un bassin alluvionnaire pouvant constituer une réserve d'eau souterraine en amont du futur barrage sera éventuellement mentionnée pour chacun des sites. On examinera également sur cartes et « in situ » quelles sont les possibilités, aux points de vue topographique et pédologique, d'utilisation hydro-agricole des eaux souterraines après leur captage. La présence, en aval du site, d'un périmètre pouvant être ultérieurement irrigué, constituera un élément décisif dans le choix de celui-ci.

### **3.1.3. — Hydrologie**

On s'efforcera d'implanter le barrage souterrain à l'aval d'un bassin susceptible d'assurer une alimentation soutenue en eaux souterraines. Cette alimentation étant fonction de la surface d'impluvium, de la pluviométrie, de la capacité d'infiltration et de conservation des eaux sous forme d'une nappe phréatique, on établira un bilan hydrologique pour chaque bassin repéré (ou pour un même bassin au droit des différents sites de barrages souterrains possibles). Les outils dont nous avons fait mention au chapitre 2.1. aideront, après étude climatologique, à établir ces bilans des ressources en eau du bassin.

## **3.2. — ÉTUDE TOPOGRAPHIQUE**

Le choix du site étant fait avec une première approche économique justifiant l'établissement du projet, on entreprendra les études topographiques, à savoir :

- Un plan au 1/500 ou au 1/1 000 à l'emplacement du barrage souterrain, avec mise en place d'une borne de nivellement repère.
- Un plan au 1/10 000 ou au 1/20 000 de la zone du bassin la plus proche du site (5 à 6 km en amont du site) susceptible de constituer une réserve d'eau souterraine.
- Un plan au 1/5 000 ou au 1/10 000 le cas échéant de la zone à irriguer en aval du site avec profil en long au 1/1 000 du tracé du futur canal de dérivation des eaux captées.

### 3.3. — ÉTUDE GÉOTECHNIQUE

Cette étude a pour but de déterminer :

- Le profil géologique au site même du barrage : position et nature du bed-rock et des parois latérales ; degré de leur imperméabilité naturelle ; épaisseur et nature du remplissage alluvionnaire ; existence et importance d'un inféroflux.
- Le degré de perméabilité et la capacité de stockage de la cuvette alluvionnaire en amont du barrage. L'existence d'une nappe phréatique et la transmissivité de l'aquifère.

On a décrit ci-après les principales méthodes d'étude géotechnique, que l'on choisira selon l'importance de l'ouvrage et les moyens matériels et financiers dont on dispose pour l'étude (il faut prévoir en moyenne 5 % du coût estimé des ouvrages pour les études).

#### 3.3.1. — Reconnaissance directe

A l'aide de puits ou de forages à réaliser au voisinage du site à l'intérieur de la cuvette alluvionnaire de retenue, divers procédés peuvent être utilisés :

A. *La tarière à main* qui est une cuillère de 44 à 100 mm de diamètre, montée à l'extrémité de tubes rallonge de 1 m de longueur chaque. La tarière permet de descendre jusqu'à 15 m avec injection de bentonite, dans les sols cohérents, les sables, et les graviers ne comportant pas de gros éléments.

B. *Les puits* creusés soit à la main soit à la pelle mécanique en fouille ouverte, jusqu'à 5 ou 6 m de profondeur.

C. *Les sondeuses à rotation* ou à *percussion* dans les terrains cohérents.

D. *Les sondeuses à battage* dans les sables et les graviers.

#### 3.3.2. — La sismique réfraction

Son principe est basé sur l'étude comparative des vitesses de propagation des ondes longitudinales. La sismique réfraction permet de repérer aisément la position du bed-rock (imperméable) et de connaître l'épaisseur du terrain poreux aquifère.

En pratique (voir figure 16), on tire simultanément plusieurs explosifs à des distances régulières et l'on enregistre la propagation des ondes sous forme de courbes appelées « dromochroniques » donnant les temps de propagation en fonction du matériau ; du fait des vitesses de propagation différentes, les ondes réfractées arrivent avant les ondes incidentes.

A titre indicatif, citons quelques valeurs courantes de la vitesse de propagation suivant les matériaux :

Eaux .....	1 400 à 1 700 m/s
Sable sec .....	250 à 600 m/s

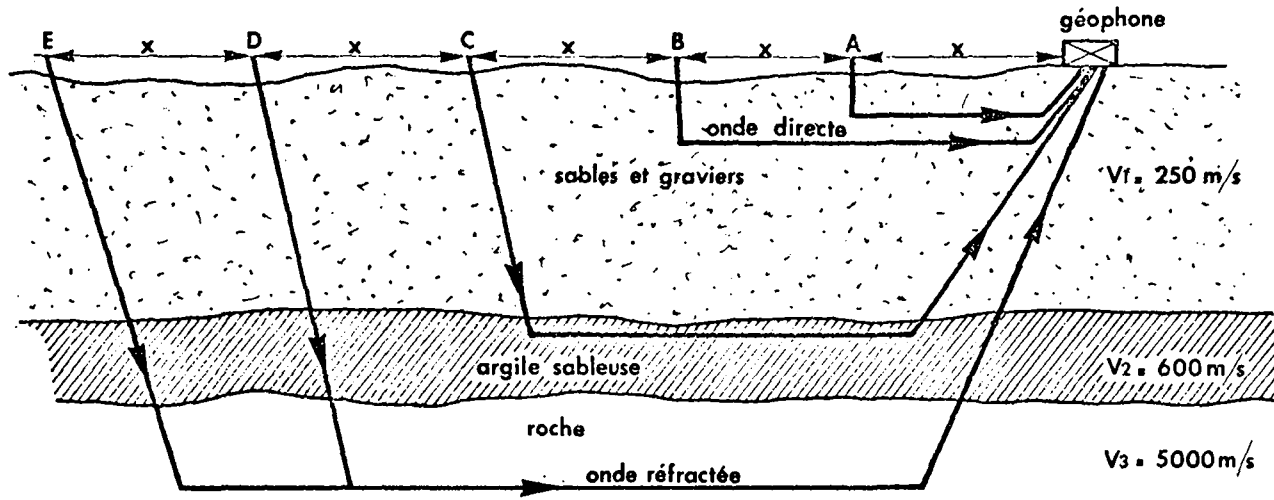


Fig. 16. — Schéma de principe d'une reconnaissance par la méthode sismique.

Sable noyé .....	500 à 1 200 m/s
Gravier noyé .....	500 à 900 m/s
Argile .....	1 200 à 2 800 m/s
Schistes durs .....	1 800 à 3 000 m/s
Roches compactes .....	3 000 à 5 000 m/s

### 3.3.3. — La méthode des résistivités en courant continu

La méthode consiste à différencier les terrains par leur plus ou moins grande conductibilité. La résistivité sera faible dans les formations à forte teneur en eau, elle sera forte dans les matériaux imperméables à faible porosité.

L'unité est l'ohm-mètre qui est la résistivité d'un prisme de 1 m de long et de 1 m<sup>2</sup> de section, présentant une résistance de 1 ohm.

*Principe* : au moyen de 2 électrodes placées en 2 points *A* et *B* de la zone à étudier, on envoie dans le terrain un courant d'intensité *I*. Entre 2 électrodes intermédiaires apparaît une différence de potentiel *V*. La mesure de *V* et de *I* permet de déterminer la résistivité  $R_a$  du terrain intéressé.

La profondeur d'investigation est fixée à  $\frac{AB}{3}$ .

A titre indicatif, citons quelques valeurs courantes de la résistivité :

Sables saturés .....	0,5 à 10 ohm-mètres
Argiles .....	10 à 50 ohm-mètres
Graves noyées .....	100 à 2 000 ohm-mètres
Graves sèches .....	200 à 10 000 ohm-mètres
Schistes .....	250 à 300 ohm-mètres

*Nota* : Les 2 méthodes de prospection de géophysique (sismique réfraction et résistivité) s'appuient sur un étalonnage obligatoire du sol ; on ne peut donc se passer complètement de sondages mais seulement en réduire le nombre.

En même temps que l'on fera faire les profils géologiques de la cuvette amont, nécessitant, comme on vient de le voir, des forages de base, on fera tuber ceux-ci en piézomètres. Si l'on a fait placer un nombre suffisant de piézomètres, il sera intéressant d'établir la carte de la surface piézométrique de la nappe, en courbes isopièzes.

## 3.4. — ÉTUDE HYDROLOGIQUE ET HYDROGÉOLOGIQUE

### 3.4.1. — Capacité d'emmagasinement de l'aquifère en amont du barrage

Si en amont du site de barrage souterrain le bassin alluvionnaire est capable de constituer une réserve d'eau, on calculera la valeur théorique



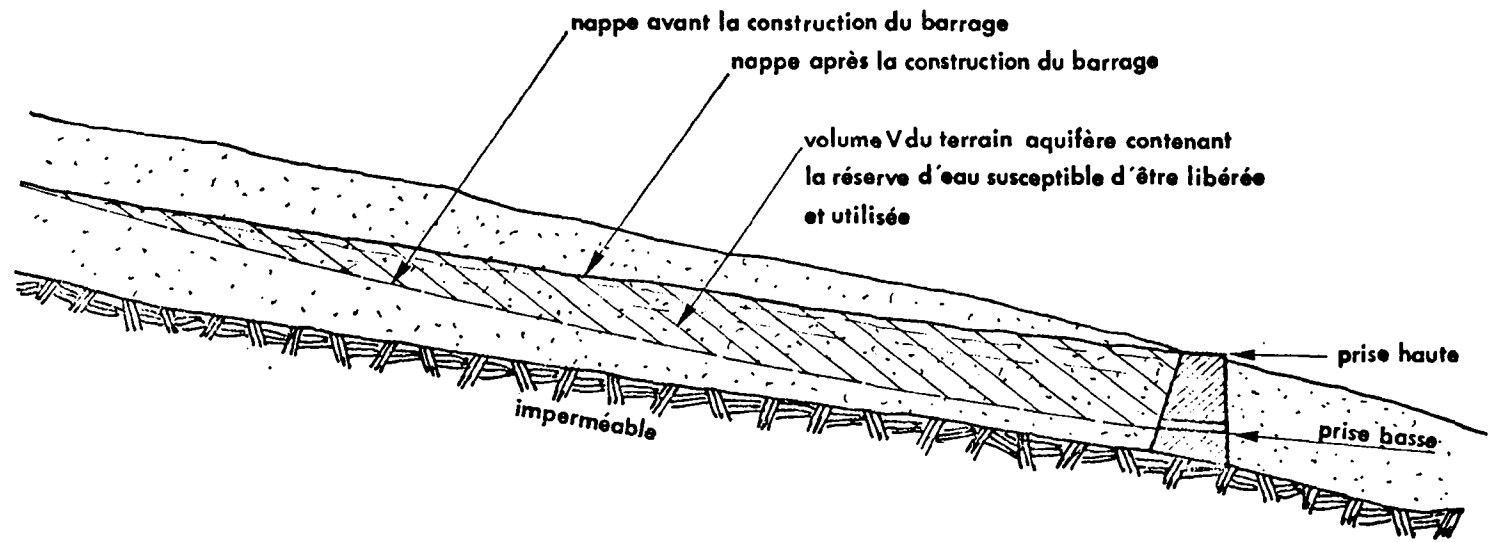


Fig. 17. — Schéma d'une réserve constituée par un barrage souterrain.

de cette réserve, après avoir dessiné les profils schématiques nécessaires, comme le montre l'exemple suivant :

Soit  $V$  le volume du terrain aquifère qui sera baigné par les eaux souterraines après construction du barrage. Connaissant d'après les analyses de ce terrain sa porosité totale  $p = \frac{D_r - D_a}{D_r}$  (paragraphe 2.2.3.) et sa porosité efficace ( $p_e$ ) (paragraphe 2.2.5) on calculera le volume d'eau  $V_2$  susceptible d'être emmagasiné  $V_2 = V \times p$  et le volume d'eau  $V_3$  qui pourra être libéré dans la prise basse du barrage :  $V_3 = V \times p_e$  (voir figure 17).

Numériquement, considérons un volume  $V = 1\,500\,000 \text{ m}^3$  de sables et graviers de porosité totale  $p = 30 \%$  et de porosité efficace  $p_e = 10 \%$ .

Nous pouvons calculer l'emmagasinement :

$$V_2 = 1\,500\,000 \text{ m}^3 \times \frac{30}{100} = 450\,000 \text{ m}^3 \text{ d'eau d'infiltration}$$

et la restitution

$$V_3 = 1\,500\,000 \text{ m}^3 \times \frac{10}{100} = 150\,000 \text{ m}^3 \text{ d'eau}$$

au niveau de la prise basse du barrage souterrain.

### 3.4.2. — Bilan hydrogéologique

Connaissant le coefficient de perméabilité  $K$ , la profondeur  $H$  de l'aquifère juste en amont du barrage, il est aisé de calculer la transmissivité  $KH$  et le débit total disponible au droit du barrage  $KHL$ ,  $L$  étant la largeur de l'aquifère.

*Exemple :*

Supposons que l'on ait mesuré  $K = 8 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$

$$K = 8 \times 10^{-4} \text{ m/s}$$

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

$$L = 80 \text{ m}$$

$$\text{débit disponible} = (8 \times 10^{-4}) \times 10 \times 80 = 0,64 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ soit } 640 \text{ l/s.}$$

*Nota :* La transmissivité de l'aquifère varie selon le niveau de la nappe phréatique. Il convient donc d'avoir une moyenne annuelle de la hauteur piézométrique  $H$  pour avoir la valeur moyenne du débit disponible.

Il sera utile d'essayer d'établir alors un bilan hydrologique en calculant :

$S$  = superficie de l'impluvium

$P$  = pluviométrie moyenne annuelle

$R$  = ruissellement moyen annuel (donnant les quantités d'eau pouvant être épandues ou déversées par les superstructures du barrage souterrain)

$E$  = évaporation moyenne annuelle

$I$  = infiltration moyenne annuelle

$$(P \times S) = R + E + I$$

en général la valeur de  $I$  sera déduite des 3 autres :

$$I = (P \times S) - R - E.$$

On comparera cette valeur au débit disponible au droit du barrage.

### 3.5. — LE PROJET TECHNIQUE

#### 3.5.1. — Type d'ouvrage

Dans le présent paragraphe, on examine exclusivement les projets de barrages souterrains ayant pour objet la surélévation d'une nappe phréatique, le captage d'un inféoflux ou la constitution d'une réserve d'eau en milieu perméable.

La surélévation de la nappe phréatique peut permettre de prélever le débit de l'inféoflux à l'aide d'une prise haute et de transporter l'eau captée, par gravité, jusqu'aux lieux d'utilisation : villages ou périmètres d'irrigation, à condition que ces derniers soient situés à une cote inférieure à celle du lit de la rivière au droit du barrage. Dans certains cas rencontrés dans le Sud du Maroc, la surélévation de la nappe a permis de créer ou d'améliorer des petites palmeraies situées à l'amont immédiat du barrage.

En principe, un barrage souterrain est un ouvrage établi entièrement au-dessous de la cote du lit de la rivière. Cependant, le barrage peut dépasser un peu le lit de la rivière (de quelques décimètres ou quelques mètres), ce qui permet de dériver ainsi une portion plus ou moins appréciable de l'écoulement superficiel.

Les crues des cours d'eau de type sahélien étant brutales, les barrages de dérivation risquent d'être renversés quand ils ne sont pas bien ancrés dans le bed-rock, ou contournés quand les berges sont basses et susceptibles d'être érodées facilement.

*A priori*, la solution consisterait à construire des barrages du type « mobile » tels que barrages-toits, à housses, etc. qui peuvent s'effacer pendant les crues, ce qui réduirait beaucoup les risques de renversement ou de contournement. En fait, ces dispositifs sont rarement utilisés à cause de leur coût élevé, de leur vulnérabilité due à l'importance des matériaux charriés par les oueds pendant les crues, et des difficultés d'entretien sur des sites souvent très isolés.

Les petits barrages de dérivation établis sur des oueds à fortes crues sont constitués quelques fois, par des murs à créneaux en maçonnerie ou en béton. (Voir figure 18 page suivante).

Après le passage de la pointe de la crue, les espaces entre pilettes sont bouchés au moyen de batardeaux rudimentaires. Parfois, les batardeaux sont constitués, tout simplement par un tas de matériaux mis en vrac (trunks de palmiers, branchages, pierres, etc.) qui forment un « fusible » destiné à sauter lors de la première crue importante.

Au Maroc, après diverses crues catastrophiques enregistrées au cours des années 50, plusieurs barrages de dérivation ont été construits et équipés de vannes wagons que l'on manœuvre à partir d'une passerelle située au-dessus de la cote des plus hautes eaux.

Les vannes dont les dimensions sont de l'ordre de 5 m de large par 1,5 m de haut remplacent les « fusibles » traditionnels dont la mise en place en fin de crue était une opération laborieuse.

En l'absence de tout débit superficiel, les vannes sont bloquées au-dessus des *PHE*, le lit de la rivière restant presque entièrement inobstrué. Elles ne sont abaissées qu'après le passage de la pointe de la crue, ce qui permet aux usagers de dériver les débits contrôlables de la « queue de crue ». Il est à signaler, enfin, que l'utilisation de « fusibles » plus ou moins perfectionnés permet d'éviter l'engravement de l'ouvrage de prise et le relèvement du profil en long de l'oued, en amont du barrage.

### 3.5.2. — Dimensionnement des ouvrages

Dans le cas où le barrage souterrain serait susceptible de créer une réserve relativement importante, il est possible d'envisager une certaine régularisation des apports annuels de la rivière à aménager.

Le degré de régularisation dépendra de la capacité du réservoir souterrain, du régime hydrologique de la rivière, de l'importance et du calendrier des prélèvements destinés à satisfaire les besoins.

Le régime de la rivière étant supposé connu et le volume de la réserve étant généralement imposé par la topographie du site, on en déduira l'importance des volumes annuels utilisables compte tenu des variations saisonnières des besoins. Dans l'hypothèse où la capacité du réservoir ne serait pas entièrement déterminée par les caractéristiques naturelles du site, on pourrait la fixer en fonction des besoins à satisfaire et du prix de revient du mètre cube régularisé.

Les ouvrages de prise et les conduites ou canaux d'adduction seront calibrés pour le débit maximal qu'il faut transporter pendant les périodes de pointe (alimentation en eau potable ou irrigation).

Quelques valeurs des consommations d'eau en pays arides sont données ci-après à titre purement indicatif. Ces chiffres peuvent servir à fixer

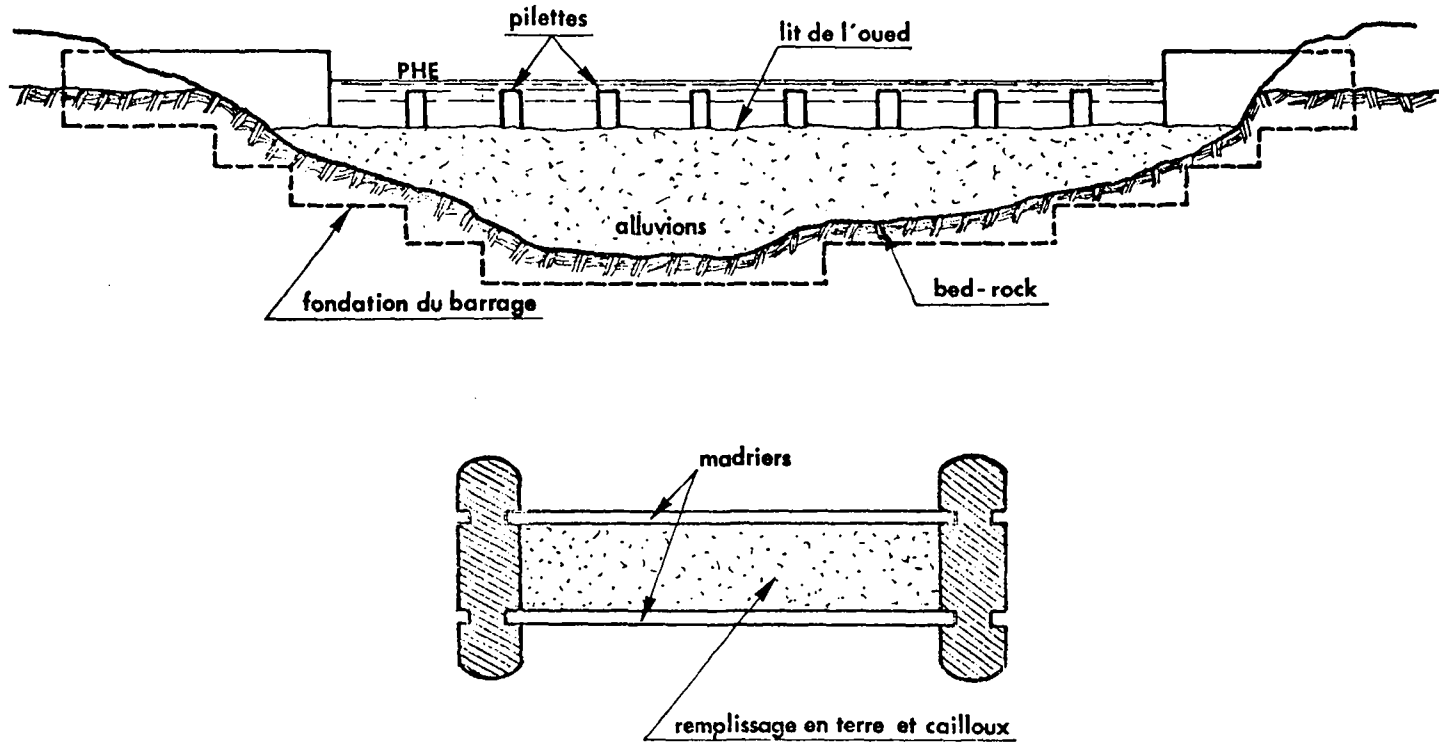


Fig. 18. — Disposition schématique d'un barrage de dérivation des eaux des crues.

grossièrement l'importance des réserves à constituer (ou les besoins qu'une réserve donnée serait en mesure de satisfaire) et la valeur du débit à transporter. Le volume d'une réserve et les besoins annuels seront de l'ordre de quelques centaines de milliers ou de quelques millions de mètres cubes et le débit à dériver de quelques dizaines ou quelques centaines de litres par seconde.

#### A. Consommations journalières moyennes

· par habitant sédentaire .....	50 l
· par bovin .....	25 l
· par ovin ou caprin .....	4 l
· par cheval .....	30 l
· par chameau .....	25 l

#### B. Besoins agricoles

En ce qui concerne les périmètres irrigués ayant une étendue d'une centaine d'hectares au moins et comportant des plantations et diverses cultures, telles que céréales, fourrages, légumes, maïs, henné, etc. la consommation annuelle par hectare se situe entre 5 000 et 10 000 m<sup>3</sup>, suivant le degré d'intensification des irrigations. Le débit de pointe est généralement de l'ordre de 1 litre par seconde et par hectare.

Si le barrage sert à capter un débit présentant de fortes variations saisonnières, on peut envisager diverses façons de calibrer l'ouvrage de prise et la conduite ou le canal d'amenée.

- Si l'on recherche un degré de sécurité élevé, et cela s'impose quand il s'agit de l'alimentation en eau des hommes et du bétail ou d'irrigations pérennes, il est prudent de ne prendre en considération que le débit que l'on observe pendant les saisons sèches.
- Il peut cependant s'avérer intéressant de prélever des débits plus importants pendant les périodes humides afin de pratiquer des irrigations saisonnières sur des superficies variables dépendant de l'hydraulicité de l'année. De telles irrigations sont nécessairement plus ou moins aléatoires, mais le produit moyen des cultures peut être appréciable si la fréquence des gros débits est assez élevée pour justifier un surdimensionnement des ouvrages de prise et d'adduction.

Pratiquement, on peut avoir à résoudre deux sortes de problèmes : ou bien on dispose d'un débit donné aux fluctuations saisonnières connues et il s'agit de fixer la limite supérieure des besoins pouvant être satisfaits, ou bien, les besoins étant fixés *à priori*, il faut rechercher et mobiliser les ressources hydrauliques nécessaires pour satisfaire ces besoins avec un degré de sécurité acceptable.

On peut, enfin, envisager le cas où le barrage sert, en outre, à dériver pendant des périodes très courtes (quelques jours par an) des débits de crue importants qui seront utilisés pour faire des épandages.

Il s'agit alors de transporter sur les lieux d'utilisation, en peu de temps, des volumes d'eau aussi importants que possible par l'intermédiaire de canaux dont la pente est généralement très faible et la section très grande. L'exécution de tels canaux conduit à des terrassements considérables. Souvent faute d'organes de contrôle tels que vannes de garde ou limiteurs de débits, les canaux sont fortement érodés ou détruits à l'occasion du passage d'une crue un peu exceptionnelle. Il arrive même parfois que la rivière s'engouffre dans le canal de dérivation, creuse celui-ci profondément et abandonne son lit primitif, ce qui peut avoir des conséquences catastrophiques pour les populations vivant à l'aval.

On ne saurait trop insister sur l'intérêt qu'il y a à protéger les canaux de dérivation par des ouvrages de tête convenablement dimensionnés.

### 3.5.3. — Les ouvrages annexes

S'il s'agit d'un barrage souterrain proprement dit, les ouvrages annexes sont relativement simples : un ouvrage de prise et une conduite d'adduction.

L'ouvrage de prise peut être situé soit au fond du barrage soit à sa partie supérieure.

Dans le premier cas, la prise peut être constituée par exemple par un drain horizontal établi au niveau du bed-rock, contre la face amont du barrage. Ce drain alimente, par l'intermédiaire d'un orifice vanné, une conduite enterrée qui se prolonge jusqu'aux lieux d'utilisation de l'eau ainsi captée. La surface initiale de la nappe est relevée par le barrage puis rabattue par le drain.

Dans le cas d'une prise haute, le barrage crée une source artificielle qui peut être captée par un canal établi au niveau supérieur du barrage. L'eau est conduite vers l'une des berges de l'oued où se trouve l'ouvrage de prise proprement dit, origine de la canalisation d'adduction gravitaire.

L'eau peut aussi être captée au moyen de puits qui peuvent être exploités par exhaure manuelle ou animale ou bien qui peuvent être équipés de pompes si le débit est assez important pour justifier une telle installation.

L'utilisation simultanée d'une prise de fond, d'une prise de surface et de puits permet une exploitation plus avantageuse des ressources hydrauliques souterraines accumulées en amont du barrage souterrain.

Bien entendu, un tel mode d'exploitation pourrait être intermittent, la durée d'utilisation dépendant des valeurs respectives de débits affluants et prélevés.

Dans le cas d'une prise de surface, aucune régularisation n'est possible ; le débit dérivé est égal à chaque instant aux apports de l'oued. Si la capacité

de transport de l'adduction ne permettait pas de prélever la totalité du débit affluant, une partie de celui-ci pourrait être perdue pour les usagers du barrage souterrain.

Si le barrage souterrain comporte une superstructure de surface, celle-ci doit être calculée comme un petit barrage déversant devant résister aux poussées des terres, aux pressions hydrostatiques et aux efforts dynamiques du courant. Des affouillements plus ou moins importants peuvent se produire à l'aval du barrage, et il convient de prendre des dispositions pour réduire leur profondeur et assurer la stabilité du barrage. Dans ce cas, il ne sera pas possible de considérer le barrage souterrain comme un simple écran d'étanchéité maintenu en équilibre par la butée aval. Il faudra le traiter comme une fondation de barrage déversant et vérifier que les conditions de stabilité sont satisfaites, notamment en ce qui concerne les efforts de renversement et de glissement.

Si les berges de la rivière sont constituées par des matériaux meubles susceptibles d'être érodés, il convient de bien ancrer le barrage au moyen de murs bajoyers qui entaillent les berges assez profondément.

On peut également limiter la remontée du plan d'eau à l'amont du barrage déversant (et par voie de conséquence les risques de contournement) en employant le procédé des pertuis munis de « fusibles », comme précédemment exposé.

### **3.6. — ANALYSE ÉCONOMIQUE**

L'étude de la justification économique des ouvrages implique la comparaison de leur coût de construction, d'entretien et de fonctionnement, et des avantages qu'ils apportent. Mais l'analyse des avantages montre qu'ils se rattachent à deux catégories : ceux qui sont chiffrables et ceux qui ne le sont pas.

Seuls ceux du premier type sont pris en considération dans un calcul économique. Nous les traiterons en premier lieu. Mais il est souhaitable que toute étude de justification d'un ouvrage comporte un paragraphe sur les avantages non chiffrables (et éventuellement les nuisances) apportées par l'aménagement. Nous y reviendrons.

#### **3.6.1. — Principe de l'analyse**

Nous proposons deux critères de jugement pour apprécier la rentabilité économique des ouvrages : le calcul du bénéfice actualisé, ou la détermination du taux de rentabilité interne.

##### *A. Bénéfice actualisé*

La comparaison des coûts et avantages mesurables se traduit par la sommation des bénéfices annuels, ramenés à une année de référence par



un calcul d'actualisation. Le bénéfice actualisé s'exprime par la formule :

$$\bar{B} = \sum_{i=0}^{i=n} \frac{R_i - D_i}{(1+a)^i} \quad \text{avec :}$$

$\bar{B}$  = bénéfice actualisé

$R_i$  = recettes escomptées au cours de l'année  $i$

$D_i$  = dépenses effectuées pendant l'année  $i$

$a$  = taux d'actualisation

$n$  = horizon sur lequel est faite l'analyse économique ; nous conseillons de prendre pour  $n$  une valeur de l'ordre de 35 à 40 ans, qui sera le plus souvent inférieure à la durée de vie d'un barrage souterrain  
année 0 : celle du démarrage de la construction de l'ouvrage.

Le taux d'actualisation permet de comparer dépenses et recettes survenant à des époques différentes. Le taux  $a$  est tel que :

$$R_i = \frac{R_{i+1}}{1+a}$$

si l'on admet que la recette (ou éventuellement la dépense)  $R_i$  de l'année  $i$  est équivalente à la recette (ou la dépense)  $R_{i+1}$  de l'année  $i+1$ . Il traduit les préférences de la collectivité, sous forme d'un équilibre entre possibilités d'investissement actuelles et futures. Le taux d'actualisation se définit donc au niveau national en fonction d'un équilibre entre ressources et dépenses. Sa valeur est parfois difficile à fixer, elle oscille généralement entre 10 et 14 %, dans les pays où doit être utilisé le présent guide pour la construction des barrages souterrains.

Un ouvrage pourra être construit s'il procure un gain pour l'économie nationale, donc si son bénéfice actualisé est positif (à la limite on doit aussi réaliser un investissement marginal équilibrant recettes et dépenses actualisées, dont le bénéfice actualisé est nul). Si l'on doit comparer deux ouvrages, celui qui doit être préféré est celui apportant le bénéfice actualisé le plus élevé (à condition bien entendu qu'il soit positif ou nul à la limite). Nous signalons que le calcul d'actualisation doit être fait dans les deux cas sur la même durée.

On a l'habitude de particulariser les dépenses d'investissement  $I$  (coût de construction du barrage, éventuellement des ouvrages annexes) et la formule donnant le bénéfice actualisé devient :

$$\bar{B} = -I + \sum_{i=1}^{i=n} \frac{R_i - D_i}{(1+a)^i},$$

l'actualisation des dépenses et des recettes étant rapportée à l'année de construction du barrage. Vu la taille des ouvrages dont il s'agit, le temps de construction ne dépasse pas en général un an. Si ce n'est pas le cas, il

est facile de s'y ramener, soit en particulierisant l'année de démarrage des travaux, comprenant alors l'essentiel des investissements (soit  $I$ ), les investissements complémentaires éventuels rentrant dans les dépenses  $D_1$ , soit en faisant séparément un calcul d'actualisation pour tous les investissements. Si on a alors :

$I_0$  : investissements de l'année de démarrage du projet,

$I_1$  : investissements de l'année 1 (année suivante), le calcul donne :

$$I \text{ (investissement total actualisé)} = I_0 + \frac{I_1}{1+a}$$

Nous nous sommes arrêtés à l'année 1, mais l'on pourrait évidemment étendre la formule aussi loin que l'on veut. Ceci pourrait être nécessaire dans le cas d'un périmètre d'irrigation où l'on décide d'équiper une première tranche du périmètre d'irrigation alimenté par le barrage immédiatement après celui-ci, et où on diffère la réalisation d'une tranche complémentaire en attendant les résultats de la première tranche. Le cas sera rare, vu la faible importance des ressources en eau le plus souvent concernées dans l'aménagement des barrages souterrains.

La formule donnant le bénéfice actualisé se simplifie dans deux cas :

— Si chaque année, le bénéfice obtenu ( $R_i - D_i$ ) est une constante, soit  $B$ , on obtient :

$$\bar{B} = -I + B \sum_{i=1}^{i=n} \frac{1}{(1+a)^i}$$

$$\text{ou } \bar{B} = -I + \frac{B}{a} \left[ 1 - \frac{1}{(1+a)^n} \right]$$

— Si  $n$  devient grand, le terme  $\frac{1}{(1+a)^n}$  est négligeable et il convient donc d'arrêter le calcul d'actualisation. Nous considérons  $n$  comme grand pour une période dépassant 30 à 35 ans, avec des taux d'actualisation supérieurs à 10 %. A titre indicatif :

$$\text{pour } a = 10 \% \text{ et } n = 35 \text{ ans, } \frac{1}{(1+a)^n} = 0,036$$

$$\text{pour } a = 14 \% \text{ et } n = 30 \text{ ans, } \frac{1}{(1+a)^n} = 0,020$$

Dans le cas d'un bénéfice annuel constant, avec  $n$  grand, la formule donnant le bénéfice actualisé se réduit à :

$$\bar{B} = -I + \frac{B}{a}$$

Les coûts entrant dans les calculs ci-dessus sont :

- Le coût du barrage souterrain, ses frais d'entretien et de fonctionnement (ces derniers généralement nuls, à moins que l'ouvrage ne soit combiné avec une retenue superficielle à l'aide de batardeaux, ou avec une station de pompage).
- Le coût des ouvrages annexes, leurs frais d'entretien et de fonctionnement prise d'eau, distribution d'eau.

Les avantages à prendre en considération peuvent être de deux types :

- Avantages résultant de l'introduction et de l'amélioration de cultures irriguées. On les chiffre par la valeur ajoutée sur le périmètre d'irrigation (revenu brut moins intrants).
- Avantages procurés par l'alimentation en eau des populations et des troupeaux. Ceux-ci sont parfois difficilement chiffrables. Deux cas peuvent se présenter : il existe une autre solution pour satisfaire la même demande d'eau, par exemple la construction d'un puits. On peut alors évaluer les avantages du barrage par comparaison à la dépense qu'aurait nécessité la solution alternative. (Nous le verrons plus loin sur un exemple). Dans le cas contraire, on devra se contenter de décrire les avantages du barrage de façon qualitative.

Un petit problème peut surgir lorsqu'il s'agit d'un barrage mixte servant à la fois pour l'irrigation et pour l'alimentation en eau des populations et des troupeaux. Si les avantages résultant de l'alimentation en eau des populations ne sont pas chiffrables (pas de solution alternative à leur alimentation en eau), il ne serait pas juste dans l'étude économique, où l'on ne prend en compte que les seuls avantages pour l'irrigation, de tenir compte du coût total de l'ouvrage. Dans ce cas pour les ouvrages communs, il faut partager les coûts entre les diverses utilisations au prorata des volumes consommés par chaque type d'utilisation.

## B. Taux de rentabilité interne

Le critère de jugement par le bénéfice actualisé peut être remplacé par le critère équivalent du taux de rentabilité interne. On appelle taux de rentabilité interne le taux d'actualisation  $r$  pour lequel le bénéfice actualisé est nul.

Un projet devra être réalisé si la valeur de  $r$  obtenue est supérieure ou égale au taux d'actualisation défini au niveau national. De même si l'on doit comparer deux projets, on choisira celui pour lequel la valeur de  $r$  obtenue est la plus forte, mais à condition que ce taux soit bien entendu supérieur ou égal au taux d'actualisation.

Pour déterminer le taux de rentabilité interne la méthode la plus simple est une méthode graphique en traçant par points la courbe reliant bénéfice actualisé et taux d'actualisation (voir graphique n° 19). Nous l'appliquerons

plus loin sur un exemple. Toutefois, lorsque les deux conditions de simplification évoquées plus haut sont remplies, c'est-à-dire bénéfice annuel constant  $B$ , et période d'analyse longue ( $n$  de l'ordre de 35 à 40 ans), la formule donnant le taux de rentabilité interne  $r$  s'écrit :

$$r = \frac{B}{I},$$

$I$  représentant les dépenses d'investissement, comme indiqué précédemment.

Nous conseillons de faire un premier calcul approché en utilisant cette formule vu sa simplicité, lorsqu'on peut s'y ramener aisément, c'est-à-dire par exemple lorsque le barrage souterrain dessert un périmètre d'irrigation.

En utilisant pour valeur de  $B$  le bénéfice escompté après développement du périmètre, on surestime légèrement les bénéfices obtenus pendant les premières années (plus le périmètre est petit, plus la surestimation est faible). On obtient donc une valeur de  $r$  par excès, mais qui donne un bon ordre de grandeur. Si la valeur ainsi obtenue est inférieure à 10 %, on peut penser que la rentabilité économique de l'aménagement ne sera pas assurée. Mais bien entendu, ce critère économique est à compléter par une analyse plus détaillée des autres incidences du projet.

### **3.6.2. — L'environnement du projet. Les avantages non chiffrables**

Les barrages souterrains sont souvent construits dans des régions subdésertiques, et peuvent alors constituer la seule solution pour mobiliser des ressources en eau qui sans cela seraient perdues. Tout au moins, ils permettent d'améliorer sensiblement le stockage de l'eau dans des nappes alluviales, et peuvent procurer une source d'eau pérenne là où il n'en existait pas. La ressource ainsi obtenue pourra alors servir de base pour une alimentation en eau des populations et des troupeaux, éventuellement pour l'arrosage de quelques cultures. Le simple fait de permettre ainsi la fixation de population peut justifier l'aménagement.

Il est cependant souhaitable de bien analyser les développements qui seront permis par la source d'eau et de les replacer dans leur contexte :

Estimation de la quantité d'eau retenue (en plus de celle pré-existant éventuellement dans les conditions naturelles) et donc de la population et du cheptel qu'il est ainsi possible d'alimenter ;

Localisation par rapport aux autres points d'eau, populations et troupeaux existant dans la région, appréciation de l'extension et de la valeur des pâturages qu'il est possible d'atteindre à partir du point d'eau à développer ;

Examen particulier des points d'eau existant sur le cours d'eau à l'aval de l'aménagement envisagé, et des conséquences probables de l'aménagement...

Il convient d'apprécier tous les effets, aussi bien favorables que défavorables que pourrait avoir cet aménagement pour décider de sa réalisation tout d'abord, de son utilisation optimale ensuite (il peut être nécessaire de limiter la quantité d'hommes et de troupeaux pour éviter le surpâturage, pour permettre un partage des ressources rendant possible, par exemple, la création d'un périmètre d'irrigation amenant des revenus complémentaires etc.).

En résumé, il faut faire un inventaire minutieux de toutes les conséquences de l'aménagement pouvant relever de domaines variés :

- Conséquences hydrologiques et liaisons avec les autres points d'eau.
- Utilisations possibles de l'aménagement :
  - . alimentation des populations et des troupeaux (fixation des populations, meilleure utilisation des pâturages),
  - . irrigation,
  - . préservation de la faune sauvage,
  - . préservation du milieu (plantations pour lutter contre l'érosion etc.).
- Incidence de ces utilisations sur les équilibres régionaux.
- Autres incidences :
  - . Conséquences sanitaires notamment.

Toutes ces considérations seront à examiner attentivement en complément de l'étude économique proprement dite pour décider ou non de la réalisation de l'aménagement.

### 3.6.3. — Application

Nous donnerons ci-dessous un exemple de calcul de la rentabilité économique d'un aménagement de barrage souterrain, destiné à alimenter un périmètre d'irrigation, puis nous développerons un cas théorique pour l'appréciation de la valeur économique de l'alimentation en eau des populations, et des troupeaux le cas échéant.

#### A. Cas d'un périmètre d'irrigation

L'exemple que nous avons pris est celui du *barrage souterrain d'Assaka* au Maroc. Ce barrage ayant été construit en 1973, les éléments que nous indiquons sur le coût de l'ouvrage, et l'utilisation des eaux pour l'irrigation pendant les deux premières années sont réels. Pour l'appréciation du projet avant sa réalisation ces éléments auraient dû être estimés, comme le sont ici les superficies cultivées et rendements à partir de 1976 (année 3).

##### a) Renseignements de base

Nous utilisons les renseignements de base suivants (prix en Dirhams, établis en 1973).

— Investissements totaux (barrage + amenée et distribution des eaux d'irrigation) : 656 900 D.

— Frais d'entretien : 2 % par an soit 13 000 D. en chiffres ronds (les frais de fonctionnement — distribution de l'eau d'irrigation — sont pris en compte dans les frais culturaux).

— Utilisation et produits :

. En phase finale de développement l'irrigation sera pratiquée sur 100 hectares avec la répartition des cultures suivantes :

Céréales : 45 hectares  
 Fourrages : 30 hectares  
 Maraîchage : 25 hectares

. Pendant les deux premières années d'exploitation les superficies suivantes sont cultivées (hectares) :

	Année 1	Année 2
Céréales	48	35
Fourrages	15	30
Maraîchage	25	25

. Valeur ajoutée de la production obtenue (D/ha) :

Cultures \ Années	Années			
	1	2	3	4 et suivantes
Céréales .....	200	250	275	300
Fourrages .....	400	500	550	600
Maraîchage.....	2 000	2 500	2 750	3 000

. Valeur ajoutée de la production pré-existante : nulle, il n'y avait aucune culture à l'emplacement du périmètre irrigué.

b) *Calcul du bénéfice actualisé*

Avec les notations précédemment indiquées dans le texte, et en faisant les calculs d'actualisation à l'année de réalisation de l'investissement considérée comme année 0, on a :

$$I = 656\,900$$

$$R_1 - D_1 = (48 \times 200) + (15 \times 400) + (25 \times 2\,000) - 13\,000 = 52\,600$$

$$R_2 - D_2 = (35 \times 250) + (30 \times 500) + (25 \times 2\,500) - 13\,000 = 73\,250$$

$$R_3 - D_3 = (45 \times 275) + (30 \times 550) + (25 \times 2\,750) - 13\,000 = 84\,625$$

$$R_i - D_i = (45 \times 300) + (30 \times 600) + (25 \times 3\,000) - 13\,000 = 93\,500$$

$$(i \geq 4)$$

$$\bar{B} = 656\,900 + \frac{52\,600}{1+a} + \frac{73\,250}{(1+a)^2} + \frac{84\,625}{(1+a)^3} + 93\,500 \sum_{i=4}^{i=n} \frac{1}{(1+a)^i}$$

Avec un taux d'actualisation  $a = 10 \%$  et  $n = 30$  ans,  $B = 164\,300$  D. (chiffres arrondis). L'ouvrage est alors économiquement intéressant.

c) *Calcul du taux de rentabilité interne*

Nous avons effectué la détermination du taux de rentabilité interne par une méthode graphique, en calculant le bénéfice actualisé, pour des taux d'actualisation variables (voir figure 19).

$a = 12 \%$	$B = +37\,900$
$a = 14 \%$	$B = -59\,700$
$a = 16 \%$	$B = -135\,400$

On obtient donc un taux de rentabilité interne un peu inférieur à  $13 \%$ . Cette valeur est favorable au projet, avec le taux d'actualisation indiqué de  $10 \%$ .

Pour avoir une appréciation rapide du taux de rentabilité interne, nous pouvons appliquer les 2 approximations mentionnées plus haut :

*Adoption d'un bénéfice annuel constant.*

Si l'on néglige la période de développement du périmètre, en admettant que l'on obtienne dès l'année 1 le bénéfice constant effectivement projeté à partir de l'année 4, le graphique donne un taux de rentabilité voisin de  $14 \%$ , donc surestimé d'une unité puisqu'en général on arrondit le taux de rentabilité à l'unité la plus voisine.

Si de surcroît  $n$  est considéré comme grand,

$$r = \frac{B}{I} = \frac{93\,500}{656\,900} = 14 \%$$

La surestimation du taux de rentabilité interne reste de même d'une unité. C'est donc une approximation très valable bien que les conditions de calcul n'aient pas été ici très favorables, le bénéfice annuel s'accroissant très fortement pendant la phase de développement du périmètre, en passant de  $52\,600$  D la première année à  $93\,500$  D l'année 4.

Nous avons indiqué que la démarche conseillée consistait d'abord à faire ce calcul approché  $r = \frac{B}{I}$ . Le résultat favorable obtenu de  $14 \%$ , nous aurait conduit à compléter la détermination du taux de rentabilité comme nous l'avons fait par la méthode graphique.

**B. Valeur économique de l'alimentation en eau des populations**  
(et éventuellement des troupeaux).

Notre exemple se place dans l'hypothèse où on a le choix entre plusieurs (au moins deux) types d'aménagement pour l'alimentation en eau (barrage souterrain d'un côté, de l'autre puits, ou forage, ou barrage collinaire, ou mare artificielle, etc.).

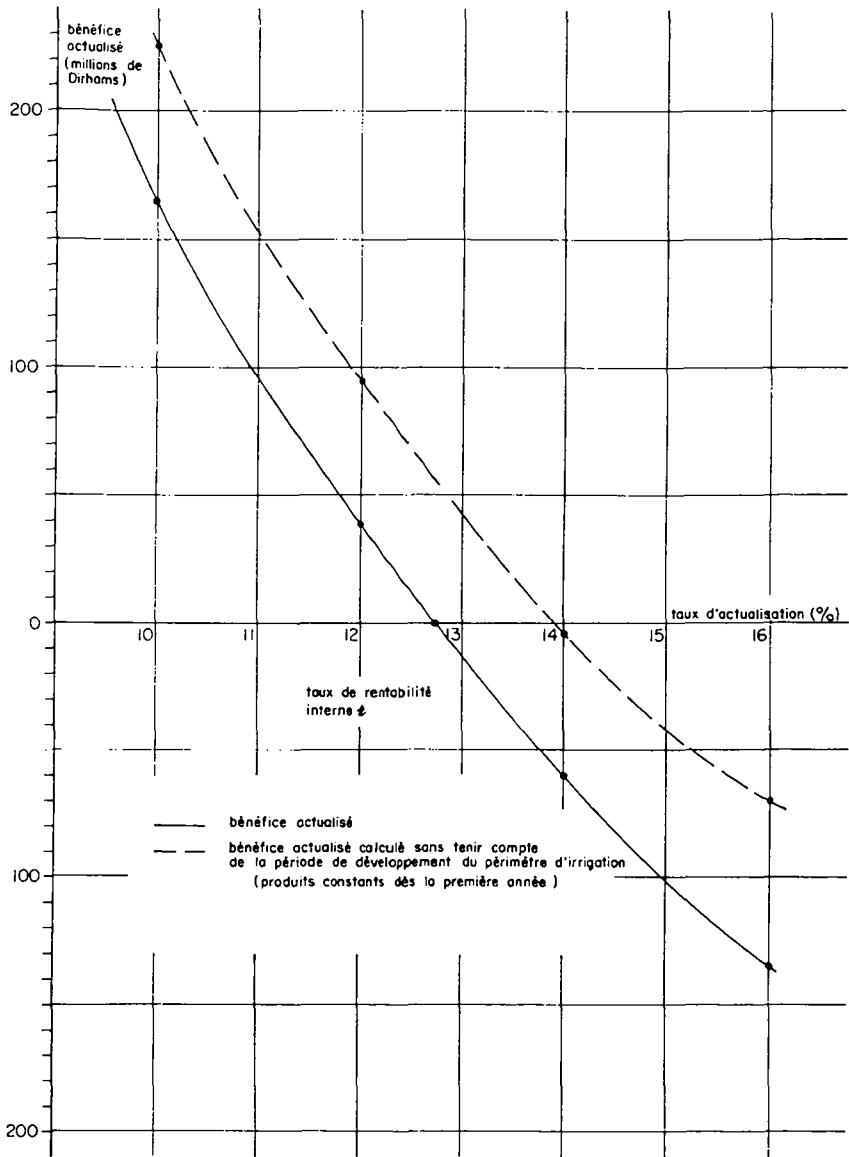


Fig. 19. — Détermination graphique du taux de rentabilité interne.

Supposons pour l'alimentation de populations et de troupeaux que l'on ait le choix entre deux aménagements :

a) Celui d'un barrage souterrain entraînant les dépenses suivantes :

- Construction du barrage et des ouvrages annexes      4 500 000 F CFA
  - Frais d'entretien annuels 2 %                                      90 000 F CFA
- (frais de fonctionnement nuls)



b) Celui d'un puits profond, qui devrait être équipé d'une moto-pompe pour l'exhaure de l'eau, avec comme dépenses :

— Construction du puits et des ouvrages annexes	2 000 000 F CFA
— Frais d'entretien annuels de ceux-ci	30 000 F CFA
— Equipement d'une moto-pompe	1 000 000 F CFA
— Frais d'entretien annuels de la moto-pompe	50 000 F CFA
— Frais de fonctionnement annuels de la moto-pompe	100 000 F CFA

Les durées de vie supposées seraient de :

— barrage souterrain	: 40 ans
— puits et ouvrages annexes	: 20 ans
— moto-pompe	: 10 ans

Nous avons indiqué que les avantages du barrage peuvent alors être estimés par la dépense supprimée en évitant la construction du puits, si l'utilité des deux aménagements est la même (même population et — ou — même cheptel desservis).

Pour pouvoir faire le calcul d'actualisation sur la même durée, nous prendrons une durée de 40 ans (il y aura donc un renouvellement du puits la 21<sup>e</sup> année et 3 renouvellements de la moto-pompe les 11<sup>e</sup>, 21<sup>e</sup> et 31<sup>e</sup> années) et supposons que le taux d'actualisation est de 10 %. Le bénéfice actualisé résultant de la construction du barrage peut alors être estimé à :

$$\begin{aligned}
 B = & - \left[ 4\,500\,000 + \sum_{n=1}^{n=40} \frac{90\,000}{(1+0,10)^n} \right] \\
 & + 2\,000\,000 + \frac{2\,000\,000}{(1+0,10)^{21}} + 1\,000\,000 + \frac{1\,000\,000}{(1+0,10)^{11}} + \frac{1\,000\,000}{(1+0,10)^{21}} \\
 & + \frac{1\,000\,000}{(1+0,10)^{31}} + \sum_{n=1}^{n=40} \frac{30\,000+50\,000+100\,000}{(1+0,10)^n} \\
 = & -5\,380\,000 + 5\,567\,000 = +187\,000 \text{ F CFA}^{(*)}
 \end{aligned}$$

Il y a donc intérêt à construire le barrage souterrain plutôt que le puits (en faveur du barrage il y a sans doute d'autres avantages que nous n'avons pas chiffrés, et en particulier sa simplicité de fonctionnement. Comparativement, l'entretien et le fonctionnement de la moto-pompe, et son changement tous les 10 ans représentent de grosses sujétions pouvant entraîner l'interruption de la distribution d'eau).

#### Remarque

Nous ferons une remarque à propos de cet exemple en ce qui concerne la durée de vie des ouvrages : pour le calcul d'actualisation nous nous

(\*)  $n$  étant grand, nous aurions pu prendre :  $\sum_{n=1}^{n=40} \frac{1}{(1+0,10)^n} \neq \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(1+0,10)^n} = 1$

sommes rapportés à la durée de vie estimée la plus longue, soit 40 ans. Et le calcul est ici particulièrement simple, 40 ans représentant un nombre entier de fois les autres durées de vie. Si ce n'est pas le cas, nous conseillons de faire le calcul d'actualisation pour le plus petit commun multiple des durées de vie concernées (ce qui sera en fait le plus souvent équivalent à une actualisation de durée illimitée, mais en limitant toutefois les renouvellements à 30 ans environ).

Si dans l'exemple précédent nous avons eu :

Durée de vie du barrage souterrain = 30 ans  
 Durée de vie du puits = 20 ans  
 Durée de vie de la moto-pompe = 10 ans, nous aurions dû faire le calcul sur 60 ans, soit :

$$\begin{aligned}
 B = - & \left[ 4\,500\,000 + \frac{4\,500\,000}{(1+0,10)^{31}} + \sum_{n=1}^{n=60} \frac{90\,000}{(1+0,10)^n} \right] \\
 & + 2\,000\,000 + \frac{2\,000\,000}{(1+0,10)^{21}} + \frac{2\,000\,000}{(1+0,10)^{41}} + 1\,000\,000 \\
 & + \frac{1\,000\,000}{(1+0,10)^{11}} + \frac{1\,000\,000}{(1+0,10)^{21}} + \frac{1\,000\,000}{(1+0,10)^{31}} + \frac{1\,000\,000}{(1+0,10)^{41}} \\
 & + \frac{1\,000\,000}{(1+0,10)^{51}} + \sum_{n=1}^{n=60} \frac{30\,000 + 50\,000 + 100\,000}{(1+0,10)^n}
 \end{aligned}$$

que nous aurions traduit par l'approximation :

$$\begin{aligned}
 B = - & \left[ 4\,500\,000 + \frac{4\,500\,000}{(1+0,10)^{31}} + 10 \times 90\,000 \right] \\
 & + 2\,000\,000 + \frac{2\,000\,000}{(1+0,10)^{21}} + 1\,000\,000 + \frac{1\,000\,000}{(1+0,10)^{11}} + \frac{1\,000\,000}{(1+0,10)^{21}} \\
 & + \frac{1\,000\,000}{(1+0,10)^{31}} + 10 \times 180\,000 = 40\,000 \text{ F CFA}
 \end{aligned}$$

La conclusion économique reste de très peu en faveur du barrage souterrain.



## **QUATRIÈME PARTIE**

### **EXEMPLES DE RÉALISATION**

Le tableau à double entrée ci-contre présente les exemples de réalisation de barrage souterrain en fonction de la technique de réalisation et des objectifs.

Technique Objectif	Paroi moulée	Ecrans associés à ouvrages superficiels			Mur d'argile	Mur Béton	Palplanches		Non précisée
		Pieux forés jointifs	Pieux semi-jointifs	Rideau d'injection			Caissons Haves		
Etanchéité	Chantiers CNR Ecluse du Havre								
Enceintes de protection	Ouvrages région Parisienne								
Barrage anti-pollution	Raffinerie de Hauconcourt								
Parafouilles		. Echelles d'Annibal . St-Martory . Ouvrages en Espagne en . Ifi	Tifounassine						
Séparation eau douce eau salée				Morinj					
Relèvement de nappes et réservoirs en terrains poreux					Chennitz Francfort (Oder)				. Serignan . Oued . Charouly . Westerwald
Captage d'inféroflux		. Tazarine . Setrou				Tadjemout		Tadjemout	
Captage simultané eau surface souter- raines		. Tidri (Draa)					Massa		

Un barrage souterrain doit parfaitement s'adapter aux problèmes spécifiques posés et répondre aux sujétions techniques très variées parfois contradictoires. Sa conception exige par conséquent une parfaite connaissance des divers moyens de mise en œuvre. D'autre part, les objectifs à atteindre par un barrage souterrain peuvent — et doivent — être multiples afin d'assurer une bonne rentabilité de l'ouvrage : ces objectifs peuvent constituer autant de contraintes supplémentaires auxquelles il convient de se plier.

Pour ces raisons, dans le présent chapitre, nous allons passer en revue les réalisations les plus remarquables de barrages souterrains de par le monde, pour en voir toute la diversité aussi bien en techniques de mise en œuvre qu'en utilisation.

Nous examinerons ainsi, tout d'abord, des réalisations d'écrans souterrains, d'enceintes étanches dont le but essentiel (pollution, protection de chantiers souterrains, isolation de nappes salées etc.) est loin d'être celui d'accroître des ressources en eau d'une région mais dont les techniques de réalisations sont intéressantes et pourraient être appliquées aux barrages souterrains.

Nous verrons enfin les exemples de réalisation de barrages souterrains en zone sahéenne, destinés à résoudre le problème de l'alimentation en eau urbaine, hydro-agricole ou pastorale (3), (6), (10), (16), (\*).

#### **4.1. — ÉCRANS SOUTERRAINS EN PAROI MOULÉE**

Les parois moulées ont été jusqu'ici rarement appliquées à la réalisation de barrages souterrains destinés à accroître les ressources hydrauliques d'une région.

On s'en est servi certes pour étancher les terrains perméables situés sous les fondations de barrages classiques et notamment de barrages en terre ou en enrochements fondés sur des alluvions, et l'on peut dire, dans un tel cas, que le barrage-réservoir superficiel est prolongé en profondeur par un véritable barrage souterrain. Mais l'utilité pratique de ce dernier, du point de vue de l'exploitation des ressources en eau, est généralement négligeable.

Par contre les parois moulées servent à créer des enceintes étanches destinées à protéger une certaine zone contre les venues d'eau et limiter ainsi l'importance des épuisements. Une telle protection peut être temporaire (exécution de fouilles pour la fondation d'ouvrages en milieu aquifère) ou définitive (ouvrages souterrains tels que sous-sols, parkings, etc.).

---

(\*) Les chiffres entre parenthèses donnent la référence bibliographique pour la quatrième partie.

En sens inverse, les enceintes étanches peuvent servir à protéger une nappe phréatique contre la pollution provenant d'une zone déterminée (aire industrielle, décharge, etc.).

Grâce au développement de la technique de la paroi moulée dans le sol, la construction d'enceintes souterraines étanches s'est considérablement répandue au cours des 15 dernières années et l'on réalise aujourd'hui couramment des rideaux étanches et des enceintes fermées de très grandes dimensions.

A l'heure actuelle les écrans moulés sont réalisés de trois manières différentes.

Après avoir creusé au moyen d'outils mécaniques une tranchée qui est maintenue pleine de boue de forage (bentonite), on réalise un simple diaphragme en coulis de bentonite ciment dont la capacité portante dépend du dosage en ciment, mais dont le moment résistant est pratiquement négligeable. Dans certains cas, on immerge dans le coulis bentonite-ciment, avant la prise de celui-ci, des panneaux préfabriqués, mais le plus souvent on réalise une paroi en béton armé moulée dans le sol.

Cette dernière technique a remplacé au cours de ces dernières années les rideaux de pieux jointifs.

Quelques exemples de ces diverses applications seront donnés dans les paragraphes suivants. Nous citerons notamment les expériences faites par la Compagnie Nationale du Rhône, car elles ont permis d'apporter à la technique de la paroi moulée dans le sol des perfectionnements notables.

#### **4.1.1. — Enceintes étanches sur les chantiers de la Compagnie Nationale du Rhône**

En matière de parois moulées, la Compagnie Nationale du Rhône a entrepris, à partir de 1962, une série d'expériences à grande échelle qui lui permirent de simplifier les techniques et, par voie de conséquence, de réduire les délais d'exécution et abaisser les prix de revient (7), (8).

Ces expériences ont été faites à l'occasion de la réalisation, entre 1962 et 1970, des aménagements des chutes de Pierre-Bénite, Bourg-les-Valence, Vallabrègues, Saint-Vallier (voir figure 20) et Avignon. Il a fallu protéger successivement ou simultanément dix chantiers s'étendant sur des superficies allant de 3 à 16 ha, au moyen d'enceintes suffisamment étanches ancrées dans le substratum à des profondeurs variant de 10 à 30 m et représentant une surface totale supérieure à 200 000 m<sup>2</sup>. Ce substratum est constitué, suivant le site, par des calcaires ou marno-calcaires, des molasses sableuses, ou des grès marneux, ou enfin des argiles bleues. Il est surmonté d'une couche d'alluvions quaternaires très perméables.

Les ouvrages à construire (usine-écluse, usine-barrage ou barrage de retenue) sont en général implantés dans les champs d'inondation du Rhône. Compte tenu des grandes dimensions des ouvrages à édifier, la longueur de



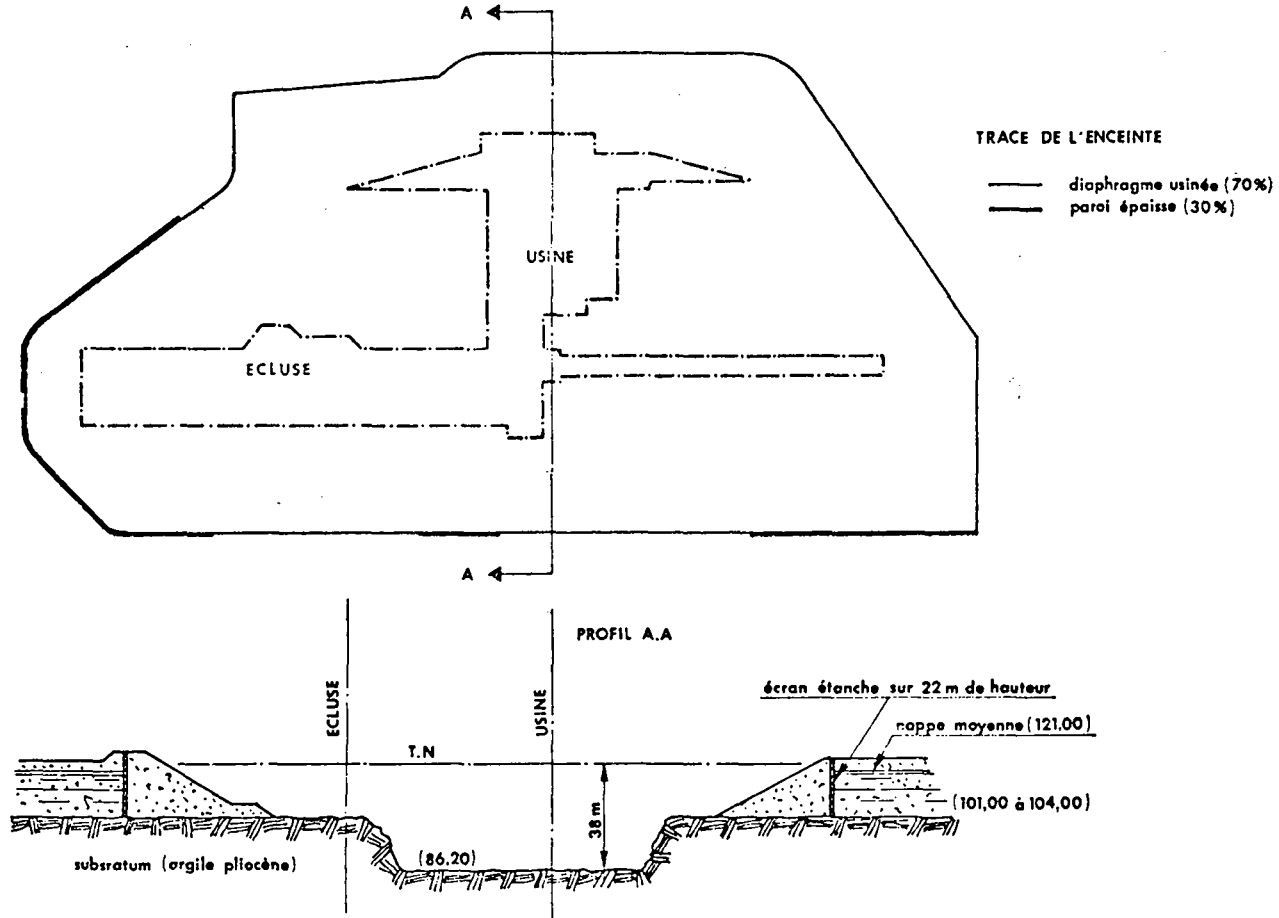


Fig. 20. — Aménagement de Saint Vallier sur le Rhône. Enceinte étanche du bloc usine-écluse.

l'écran ceinturant de tels chantiers est très importante, variant de 700 à 1 600 m.

La paroi remplit uniquement un rôle d'étanchéité, la poussée hydraulique à laquelle elle se trouve soumise étant encaissée par le massif de terre dans lequel elle est implantée. De ce fait, l'écran peut avoir une épaisseur très faible, mais il doit rester suffisamment plastique pour pouvoir subir, sans fissuration, de légers déplacements horizontaux.

Le coût d'une enceinte étanche représente, en ce qui concerne les aménagements du Rhône, 5 % environ du prix des ouvrages dont elle facilite la construction.

Des progrès considérables ont été réalisés dans le domaine de la conception et de la construction des divers matériels employés pour l'excavation des tranchées. Sur les chantiers du Rhône, ont été utilisées des perforatrices à circulation inverse de boue, des machines à benne preneuse libre et des machines à benne preneuse guidée du type « Kelly », qui paraissent donner les meilleurs résultats, mais qui nécessitent des superstructures élevées dont la hauteur doit dépasser légèrement la profondeur de la tranchée à excaver. Par ailleurs, le processus d'exécution a été simplifié, les deux opérations successives d'excavation et de bétonnage ayant été confondues en une seule.

Dès le creusement de la tranchée, on la remplit avec un coulis de ciment-bentonite ; puis lorsque l'excavation d'un fourneau est achevée les déblais graveleux déposés au bord de la fouille sont remis en place dans la tranchée pour constituer, avec le coulis dont l'excédent est récupéré, le béton plastique définitif. Pour éviter le durcissement du coulis pendant tout ce processus, on ajoute un retardateur de prise.

Le rendement moyen pour les parois épaisses, qui était sur les premiers chantiers du Rhône de l'ordre de 2 m<sup>2</sup> par heure et par machine, a atteint 8 à 9 m<sup>2</sup> sur le chantier de l'usine-écluse d'Avignon, la moyenne étant de de l'ordre de 5 m<sup>2</sup>.

Toujours dans un but de simplification et d'économie, la Compagnie Nationale du Rhône, utilise, depuis 1969, la technique du diaphragme continu mince qui est obtenu par battage d'un profilé avec injection de bentonite-ciment pendant l'enfoncement et à l'arrachage. La paroi n'a alors qu'une dizaine de cm d'épaisseur, au lieu de 50 à 60 cm pour les parois moulées « épaisses ». Le battage du profilé qui est en fer I de 800 à 900 mm, est réalisé soit par percussion soit par vibro-fonçage. Les vibro-fonceurs utilisés permettent de faire descendre les profilés sans grande difficulté jusqu'à 15 ou 20 m, et même d'atteindre 25 m si nécessaire.

#### **4.1.2. — Enceinte du chantier de l'écluse maritime du Havre**

L'enceinte étanche réalisée en 1967-1968 à l'occasion de la construction de l'écluse maritime du Havre est un autre exemple remarquable de paroi moulée dans le sol (5).

La paroi qui ceinture la fouille, dont le fond est situé à près de 40 m au-dessous du niveau des hautes mers, a la forme d'un rectangle aux angles arrondis de 679 m de longueur et 400 m de largeur.

L'ancrage dans le bed-rock est de 1,50 m et la hauteur moyenne de la paroi est de 37,50 m, le maximum atteignant 41,50 m. Sa surface totale s'élève à 74 140 m<sup>2</sup>, l'épaisseur théorique étant de 0,60 m.

On avait pensé tout d'abord constituer une enceinte en palplanches mais le coût de ce procédé a été jugé trop élevé, car les palplanches ne pouvaient pas être récupérées par arrachage.

Il a été alors décidé de réaliser une paroi moulée et des études ont été entreprises en vue de la recherche de la composition optimale des matériaux à utiliser qui devait satisfaire à deux conditions :

- être économique, donc fabriqué à partir des agrégats provenant du site de l'écluse ou d'un site voisin, en utilisant le moins possible de ciment et de bentonite,
- être suffisamment plastique pendant la durée des travaux pour ne pas être cisailé sous l'effet des déformations importantes que le terrain allait subir après ouverture des fouilles et rabattement des nappes.

Après divers essais, il a été décidé d'utiliser le béton d'argile. Le remplacement de la bentonite par une émulsion de bitume permettait d'obtenir, à résistance égale, un meilleur module d'élasticité, mais le prix du coulis ainsi obtenu était trop élevé.

Du point de vue du mode d'exécution de l'écran d'étanchéité, on a utilisé la méthode des panneaux alternés (voir figure 14). On a perforé et bétonné en premier lieu les panneaux primaires puis, après que le béton de remplissage ait atteint une consistance suffisante, on a procédé à l'exécution des panneaux secondaires. La longueur des panneaux était comprise entre 8,40 et 13,50 m.

#### **4.1.3. — Enceintes de protection des divers ouvrages souterrains de la région parisienne**

Les parkings, sous-sols d'immeubles et autres ouvrages souterrains de la région parisienne sont de plus en plus profonds. Pour les isoler des nappes phréatiques qui les entourent on utilise maintenant, le plus souvent, des écrans étanches constitués par des parois préfabriquées ou moulées dans le sol qui sont descendues jusqu'au niveau d'une couche profonde relativement imperméable.

Parmi les constructions réalisées dans la région parisienne un des exemples les plus remarquables est celui de Puteaux-Tour Blanche où l'écran de 22 m sur 600 m de périmètre s'est révélé avantageux pour protéger des crues un sous-sol de 12 600 m<sup>2</sup> presque toujours hors d'eau.

Sur la coupe géologique schématique établie entre le Pont de Suresnes et le Pont de Courbevoie, ont été figurés quelques écrans étanches d'importance exceptionnelle, (voir figure 21).

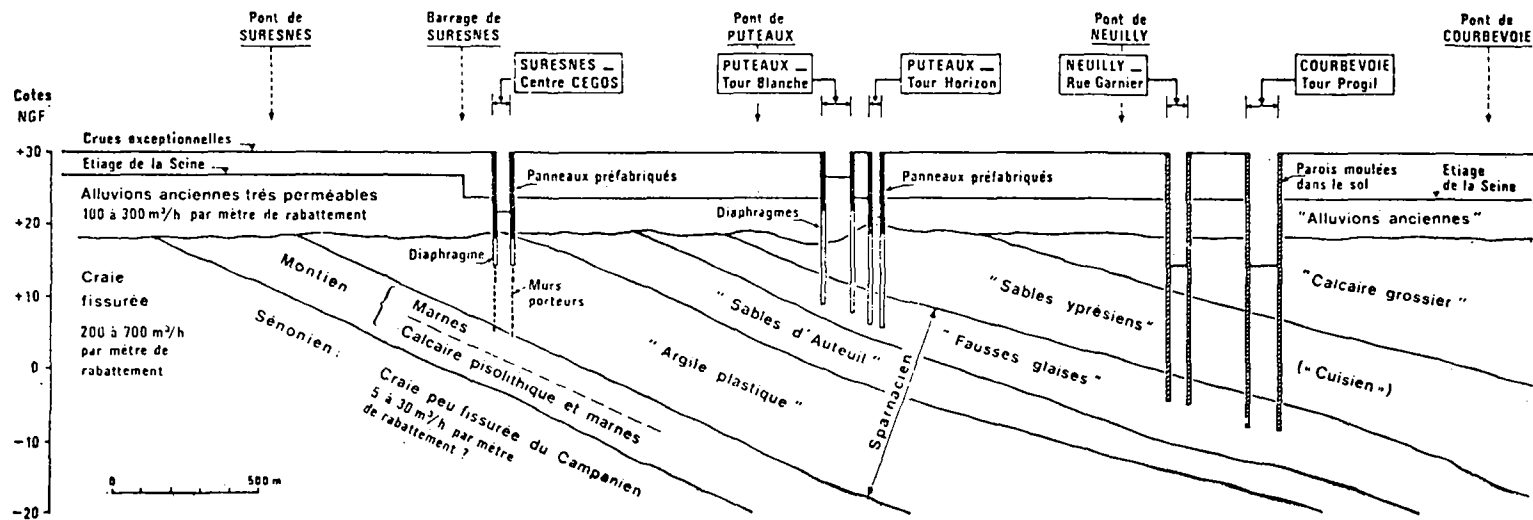


Fig. 21. — Profil géologique schématique de Suresnes à Courbevoie.

#### 4.1.4. — Barrage contre la pollution d'une nappe phréatique

Dans le cas de certaines industries chimiques ou pétrolières, il est nécessaire, de prévoir une protection des eaux souterraines au moyen d'une chape d'étanchéité qui récupère les effluents (10).

Le même problème se pose à propos de la réalisation d'une décharge contrôlée, quand le site choisi est perméable.

La protection des nappes phréatiques contre de telles pollutions nécessite l'exécution de travaux sur des superficies qui sont souvent très étendues.

Pour réduire l'importance et le coût des travaux on a remplacé quelquefois la chape d'étanchéité par une enceinte périmétrale constituée par une paroi moulée dans le sol. On réalise alors, en quelque sorte, un barrage souterrain fonctionnant en sens inverse puisqu'il retient les eaux extérieures à l'enceinte. Ce procédé n'est avantageux que s'il existe à faible profondeur une couche imperméable permettant d'ancrer le rideau d'étanchéité et former ainsi une boîte fermée.

L'intérêt du procédé, qui pourrait être utilisé plus couramment, est d'autant plus grand que la superficie à protéger est plus étendue.

La technique de la paroi périmétrale a été utilisée avec succès à la raffinerie de Hauconcourt où il fallait protéger une nappe phréatique contre les infiltrations d'hydrocarbures.

Une économie substantielle a été obtenue en utilisant pour la réalisation de la paroi moulée une « boue autodurcissable » à la place du béton ou du conglomerat plastique eau-ciment-bentonite-agrégats.

La boue autodurcissable est un mélange d'eau, de bentonite et de ciment. La bentonite sert à stabiliser la boue liquide, et le ciment, par sa prise, assure le passage à l'état solide. Le rôle de la boue liquide est d'assurer la stabilité des parois de la tranchée et il suffit pour cela que la pression hydrostatique à l'intérieur de la fouille soit supérieure ou égale à la pression de la nappe (la boue est plus dense que l'eau et son niveau dans la fouille est pratiquement toujours supérieur à celui de la nappe phréatique).

Par suite de cette surpression, la boue aurait tendance à s'écouler vers le terrain environnant. Pour éviter cela, la boue doit posséder une certaine rigidité de structure afin que sa mise en mouvement ne puisse pas avoir lieu au-dessous d'un certain seuil d'énergie. On dit alors que la boue est thixotrope. Dans ces conditions, la boue s'autobloque rapidement en pénétrant dans le sol.

Une solution similaire a été adoptée pour la raffinerie des Flandres à Dunkerque. Ici, le terrain est constitué par des sables de dune perméables noyés sur une profondeur d'une trentaine de mètres, mais en grande partie par de l'eau salée immobile sur laquelle circule avec un gradient notable une nappe d'eau douce de faible épaisseur alimentée par l'infiltration des pluies locales.

Etant donné qu'il est parfaitement inutile de barrer l'eau salée, il a suffi de construire un écran non fermé, suspendu, descendant d'un mètre environ sous la surface de la nappe d'eau douce.

L'utilisation d'un écran suspendu peut également s'avérer avantageuse lorsqu'il s'agit de rabattre une nappe dans un terrain hétérogène formé d'un milieu perméable contenant des lentilles étendues relativement peu perméables dans le sens vertical.

Supposons un écran suspendu fermé destiné à diminuer le débit de pompage à l'intérieur de l'enceinte. Le débit par mètre de rabattement pourrait être diminué encore davantage si l'on rajoutait un écran suspendu transversal de façon à intercepter certaines lignes de courant, comme il est indiqué sur la figure 22.

## **4.2. — ÉCRANS DE PROTECTION ASSOCIÉS A DES OUVRAGES SUPERFICIELS**

Réalisé sous un ouvrage hydraulique fondé sur alluvions, (barrage, ouvrage de prise, écluse, etc.) un écran souterrain permet d'allonger les lignes de fuite, ce qui a pour effet de limiter les sous-pressions et les vitesses d'infiltration dans le milieu poreux.

On écarte ainsi le risque de formation de renards tout en améliorant l'équilibre statique de l'ouvrage grâce à la réduction des sous-pressions.

Généralement, les écrans de cette nature sont réalisés par injection, battage de palplanches ou au moyen de parois moulées dans le sol. Le cas le plus classique est celui des rideaux étanches qui prolongent les noyaux imperméables des barrages en terre ou en enrochements fondés sur des terrains plus ou moins perméables.

Pendant, les pieux forés jointifs ont été utilisés aussi, bien souvent, pour la réalisation de tels écrans. Citons l'exemple du prébaratardeau amont du barrage de l'Aigle sur la Dordogne, où l'écran d'étanchéité en pieux forés recoupait toute la couche d'alluvions qui était fortement perméable.

### **4.2.1. — Barrage des Echelles d'Annibal (voir figure 23)**

Dans le cas des batardeaux du barrage des Echelles d'Annibal sur l'Isère, fondés sur des alluvions de 60 m de profondeur, la perméabilité diminuait beaucoup en profondeur. En conséquence, il a été estimé qu'un rideau d'une dizaine de mètres devait suffire. Comme il n'était pas possible de battre des palplanches ni de procéder à des injections par suite de la granulométrie des alluvions, on a utilisé les pieux forés jointifs pour la réalisation des parafoilles amont et aval.

Des parafoilles en pieux forés jointifs ont été utilisés pour remettre en état plusieurs barrages de faible chute. Citons les exemples de Saint-Martory sur la Garonne, en France et de quelques ouvrages espagnols tels

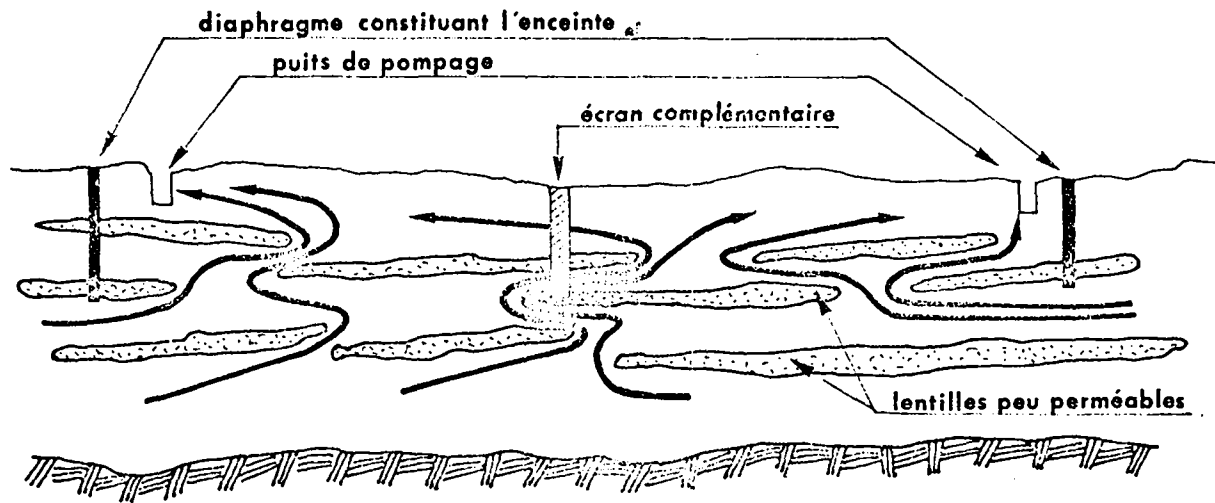
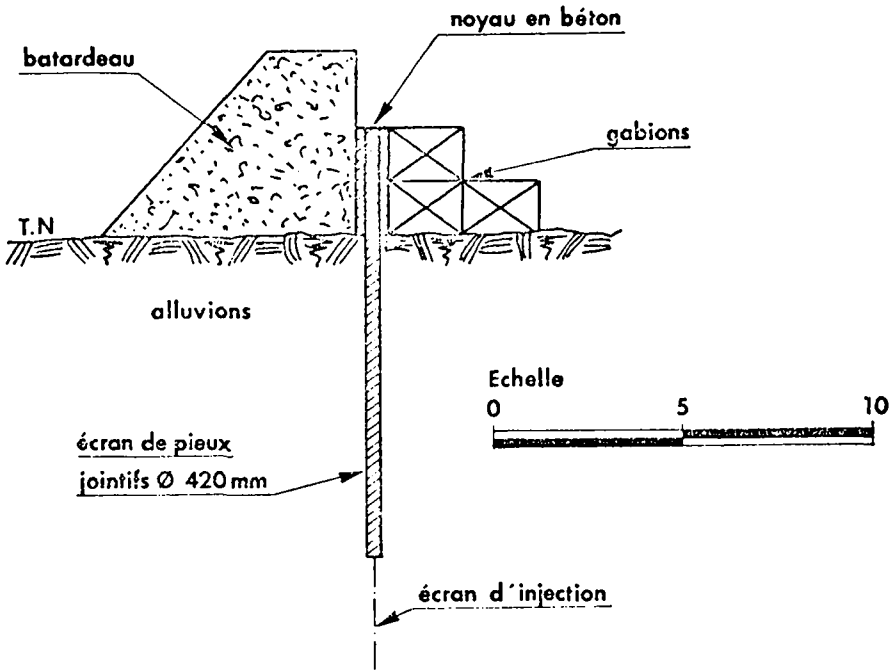


Fig. 22. — Lignes de courant dans un terrain hétérogène coupées par un écran suspendu.



Section transversale du atardeau aval

Fig. 23. — Barrage des Echelles d'Annibal.

que le barrage El Porvenir de Zamora sur le rio Duero (rideau de 300 m de longueur), le déversoir du barrage de Tranco sur le rio Guadalquivir et le barrage de Pignaletti sur le rio Ebro (rideau de 230 m de longueur).

#### 4.2.2. — Le barrage d'IFLI

Des pieux forés jointifs ont été utilisés de même pour le confortement du barrage d'Ifli sur l'Oued Draa, situé à une trentaine de kilomètres en amont de Zagora (Maroc). Ce barrage, long de 84 m, était entièrement constitué de gabions. Sur une semelle de 5 m de largeur, terminée par une parafouille de 1 m de profondeur était posée, longitudinalement, une rangée de gabions, contrebutee, tous les 2 m, par un gabion disposé transversalement.

Le barrage ayant subi des désordres graves à l'occasion d'une forte crue, il a été proposé de créer à l'aval du barrage un mur parafouille en pieux jointifs.

Les têtes des pieux noyées dans une poutre de liaison en béton armé et l'ensemble étaient tenus par des tirants horizontaux parallèles accrochés à l'amont à une autre poutre en béton qui venait buter contre la face amont



du barrage. La structure a été calculée comme s'il s'agissait d'un mur ancré en tête et suffisamment buté au pied.

#### **4.2.3. — Le barrage de Tifounassine**

Dans le cas d'ouvrages en gabions (Ifli), le problème des sous-pressions ne se pose pas. Mais quand on a affaire à un barrage en maçonnerie ou en béton déversant, fondé sur alluvions, la construction d'un parafouille aval étanche peut provoquer des sous-pressions susceptibles de compromettre la stabilité de l'ouvrage. Pour éviter un tel risque, on a été amené à imaginer le parafouille en pieux semi-jointifs. (Voir figure 24).

C'est le cas du barrage de Tifounassine, qui est un ouvrage de dérivation destiné à satisfaire les besoins de la palmeraie de Goulmina (Maroc) (13). Le barrage était à l'origine constitué par une longue dalle en maçonnerie de 8,50 m de largeur et 1,50 m d'épaisseur, posée sur les alluvions de l'oued Rheris et prolongée vers l'aval par des gabions destinés à réduire les risques d'érosion. Sur cette dalle étaient fondées 9 piles basses qui donnaient à l'ouvrage une forme crénelée. Les espaces entre piles étaient remplis de terre que les crues emportaient périodiquement.

De cette manière, l'ouvrage se trouvait presque entièrement « effacé » pendant les crues, ce qui lui assurait une certaine pérennité. Malgré cette précaution, les gabions ont été emportés lors de la crue exceptionnelle de 1950, et à leur place il s'est formé un trou profond de quelques mètres. Dès lors, des affouillements sous la dalle étaient à craindre, ce qui aurait compromis la stabilité de l'ouvrage. Le barrage proprement dit n'ayant pas souffert, il a été décidé de le protéger au moyen d'un parafouille aval en pieux forés, moulés dans le sol, de 420 mm de diamètre. Et pour éviter la création de sous-pressions dangereuses sous la dalle, des vides de 5 cm ont été laissés entre deux pieux voisins.

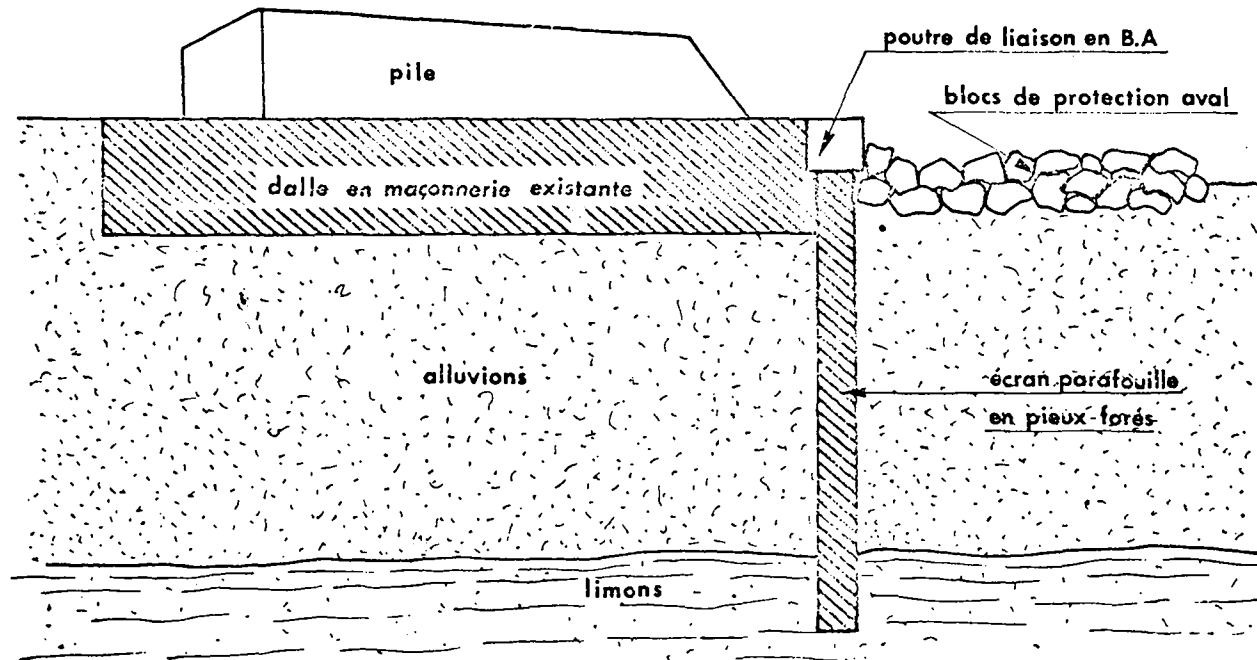
La réalisation de ce parafouille, d'une profondeur moyenne de 6,50 m, a nécessité l'exécution de près de 150 pieux, formant un rideau de 400 m<sup>2</sup> environ.

On a utilisé la méthode des forages tubés, les gros blocs rencontrés à l'intérieur de la colonne havée ayant été désagrégés au trépan.

Pour améliorer encore la protection du lit de la rivière contre les affouillements, des gros blocs ont été déversés à l'aval du rideau de pieux sur une longueur de l'ordre de 5 m.

#### **4.3. — SÉPARATION EAU DOUCE - EAU SALÉE - BARRAGES SOUTERRAINS DANS LES ZONES CÔTIÈRES**

Des aménagements intéressants ont été réalisés par les ingénieurs yougoslaves dans les zones karstiques qui bordent la Mer Adriatique (15). Dans cette région aux faibles ressources hydrauliques, les besoins en eau



L'espace entre deux piles est rempli de terre qui est emportée à l'occasion d'une crue.

Fig. 24. — Barrage de Tifounassine (Type « Fusible »).

se sont accrus considérablement au cours des deux dernières décades, par suite du développement touristique et de l'amélioration des conditions de vie des populations locales.

Il s'agissait, d'une part, de protéger les sources voisines du rivage contre l'intrusion marine et d'autre part, d'emmagasiner dans les calcaires karstiques les eaux excédentaires de l'hiver et du printemps. Citons ainsi le cas du rideau d'injection de Morinj (15).

Morinj est une zone de sources karstiques située sur la côte de l'Adriatique, près de Dubrovnik. Le débit global des sources est de l'ordre de  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ , mais il peut tomber au-dessous de cette valeur à la fin d'une longue période de sécheresse qui débute généralement vers la fin juillet, après la fonte des neiges.

Les reconnaissances géologiques ont montré que l'écoulement se faisait de l'ouest vers l'est à travers des couches calcaires limitées au nord et au sud par des formations imperméables ou peu perméables, l'invasion marine suivant le même chemin en sens inverse, et pénétrant profondément dans la zone des sources dont les eaux étaient salinisées.

Il a été décidé de couper ce passage par un rideau d'injection ayant 400 m de longueur et 100 m de profondeur, le sommet du rideau étant situé à 10 m au-dessus du niveau moyen de la mer.

Les injections ont été réalisées à partir d'une galerie qui avait été creusée, initialement, dans un but de reconnaissance. Il est à noter que la galerie est envahie par les eaux pendant les périodes de crues.

Les cavernes karstiques recoupées par le rideau ont été injectées par des méthodes spéciales. Quant aux cavernes situées en amont de l'écran étanche, elles ont été utilisées pour le captage des eaux.

#### **4.4. — RELÈVEMENT DE LA NAPPE PHRÉATIQUE ET RÉSERVOIRS EN TERRAIN POREUX**

L'établissement de barrages souterrains destinés à augmenter les ressources hydrauliques disponibles, soit en assurant un stockage saisonnier de celles-ci, soit en relevant le plan d'eau d'une nappe phréatique en vue d'une utilisation plus commode, est une technique qui s'est développée depuis longtemps. Nous citerons dans ce qui suit un certain nombre d'exemples de barrages de ce type.

##### **4.4.1. — Le barrage de Sérignan en France**

En France le barrage de Sérignan dans le Vaucluse, dont les études ont débuté en 1926, est un ouvrage entièrement enterré construit par le Génie Rural dans une ancienne vallée de l'Eygues qui longe le versant sud du massif de Grès d'Uchaux.

Il s'agit selon Gignoux et Barbier (9), d'une « vallée morte », mais dont le remplissage alluvial est parcouru par une importante circulation d'eaux souterraines. L'ouvrage a été descendu jusqu'au bed-rock et ancré sur les grès, en rive droite, et sur la molasse qui surmonte les grès, en rive gauche. Le barrage a permis d'irriguer des superficies situées au-dessus des anciens canaux d'irrigation.

Selon les mêmes auteurs, un ouvrage analogue, établi dans les alluvions de Pô serait exploité dans la région de Turin.

#### 4.4.2. — Les barrages souterrains en Allemagne

##### A. Aménagements de Chennitz et Francfort sur Oder

W. GUEMBEL (11) signale quelques exemples de petits barrages souterrains, réalisés en Allemagne. L'aménagement le plus ancien est celui de Chennitz, en Saxe qui remonte à 1875. Un ouvrage initialement conçu pour assurer une infiltration latérale par les bords de la rivière Zwcenitz, a été agrandi et transformé en vue d'une infiltration verticale.

La couche imperméable formant le substratum, constitué par une ardoise argileuse, est surmontée d'une couche perméable de 2 à 3 m d'épaisseur se composant de galets recouverts de sable fin et de graviers. La partie superficielle est constituée par un limon sableux de 0,50 m à 1,50 m d'épaisseur.

L'installation s'étendait sur une superficie de 28 ha, mais elle était subdivisée, par des barrages souterrains (murs d'argile), en quatre compartiments, ce qui permettait des vidanges et des nettoyages séparés.

La nappe aquifère était renforcée par les installations d'un canal parallèle à la rivière, situé à 70 m environ de celle-ci et dont le fond comportait un filtre de 0,40 m d'épaisseur.

Le captage de l'eau se faisait au moyen d'une rangée de 50 puits creusés à une distance de 30 à 40 m des bords de la rivière.

Une installation similaire, réalisée près de Francfort sur Oder, a été utilisée non seulement pour l'irrigation mais aussi pour la régularisation des débits de la rivière qui sont très faibles pendant l'étiage.

##### B. Barrages dans le Westerwald

Un autre aménagement assez original a été réalisé dans le Westerwald. Au-dessus d'une formation marneuse, une cuvette s'étendant sur une superficie de 2,6 km<sup>2</sup> est remplie de graviers et sables limoneux de 6 à 8 m d'épaisseur surmontés par une couche végétale présentant un bon pouvoir d'absorption (la couverture végétale se composait de forêts et de prairies).

Malgré ces circonstances, *a priori* favorables, le débit de la nappe phréatique était très instable et insuffisant. Après une période de pluies prolongées, six sources réparties sur le pourtour de la cuvette débitaient entre 5 et 12 litres par seconde. Pour étancher ces fuites, il a fallu construire six petits barrages souterrains, disposés comme il est indiqué sur la figure 25.

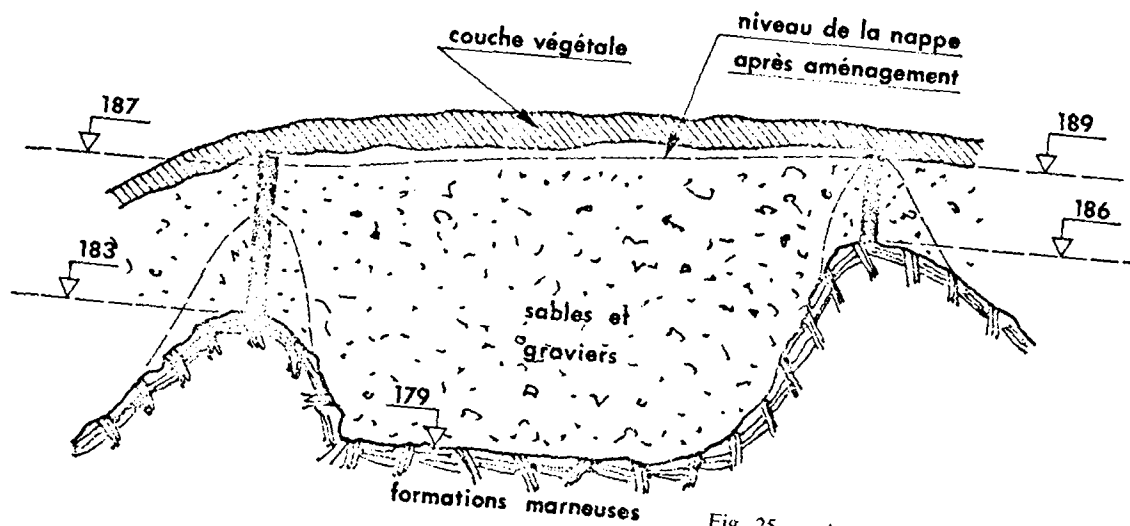
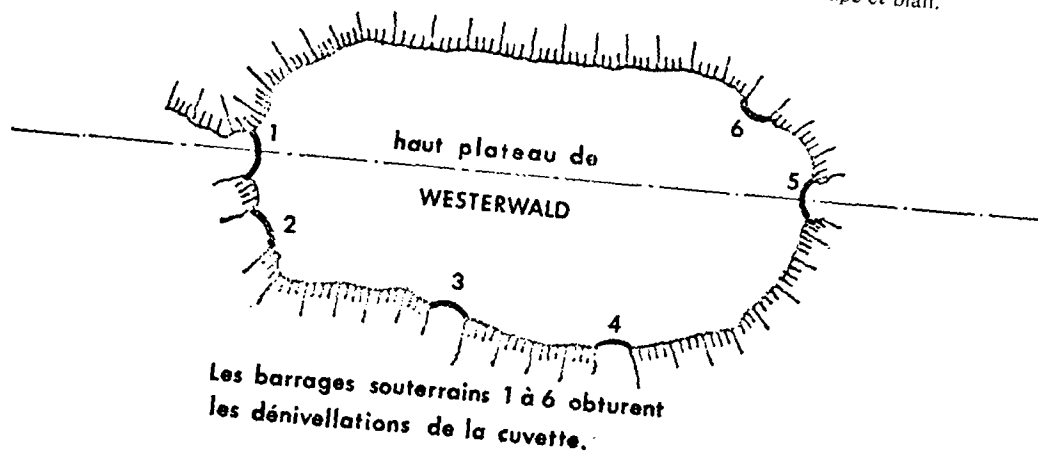


Fig. 25. — Aménagement de Westerwald : coupe et plan.



Après achèvement des travaux, le niveau de la nappe a pu être relevé de 3 m dans la partie amont de la retenue et de 4 m à l'aval.

#### **4.4.3. — Le barrage souterrain sur l'oued Charuli en Afghanistan**

W. GUEMBEL cite encore l'exemple d'un barrage souterrain conçu par lui et réalisé en Afghanistan Central, dans une région aride et tout à fait inculte.

De même qu'à Westerwald il s'agissait de parfaire l'étanchéité d'une cuvette remplie de matériaux perméables. En plan la cuvette a grossièrement la forme d'un triangle isocèle de 8 km de base et 22 km de hauteur (voir figure 26). Le fond et les parois de la cuvette sont constitués par du porphyre imperméable. La profondeur varie de 3 à 8 m et le remplissage est formé de galets, graviers et sables légèrement limoneux. Ces matériaux perméables sont recouverts d'une couche de sable de dunes légèrement argileux de 0,30 à 0,60 m d'épaisseur, formant une plaine plate de 75 m<sup>2</sup> de superficie, qui est traversée par l'oued Charuli et entourée par des collines d'une hauteur moyenne de 300 m (12).

Les collines se resserrent vers l'aval pour ne plus laisser qu'un passage de 600 m qui se prolonge sous les alluvions sur une profondeur de l'ordre de 4 m.

C'est la partie souterraine de ce passage qui a été barrée en surélevant un seuil naturel qui ne fermait pas complètement la cuvette.

Grâce à cet aménagement il a été possible d'accumuler une partie des apports de l'oued Charuli qui sont abondants deux fois par an, pendant 15 jours à la fonte des neiges, en avril, et pendant 5 jours, en moyenne, en septembre.

L'alimentation de la nappe est assurée par un réseau de canaux filtrants dont certains suivent le pied des collines, les autres étant perpendiculaires au lit de l'oued.

L'accroissement des ressources hydrauliques disponibles a permis d'irriguer 11 500 ha dont une partie est située à l'amont du barrage souterrain (haute vallée) et une partie à l'aval (basse vallée).

#### **4.5. — CAPTAGE D'INFEROFLUX D'OUEDS**

C'est en Afrique du Nord et plus particulièrement en Algérie et au Maroc qu'ont été construits plusieurs barrages souterrains. Dans la plupart des cas, la partie souterraine était prolongée par une superstructure plus ou moins importante, destinée à dériver les eaux superficielles pendant la saison humide, ou même pendant les très courtes périodes de crues.

Signalons, enfin, que la nappe d'inféroflux d'un oued peut parfois être captée par l'intermédiaire d'une galerie creusée dans les alluvions de cet oued, comme dans le cas du drain de Freija qui fait office de barrage souterrain.

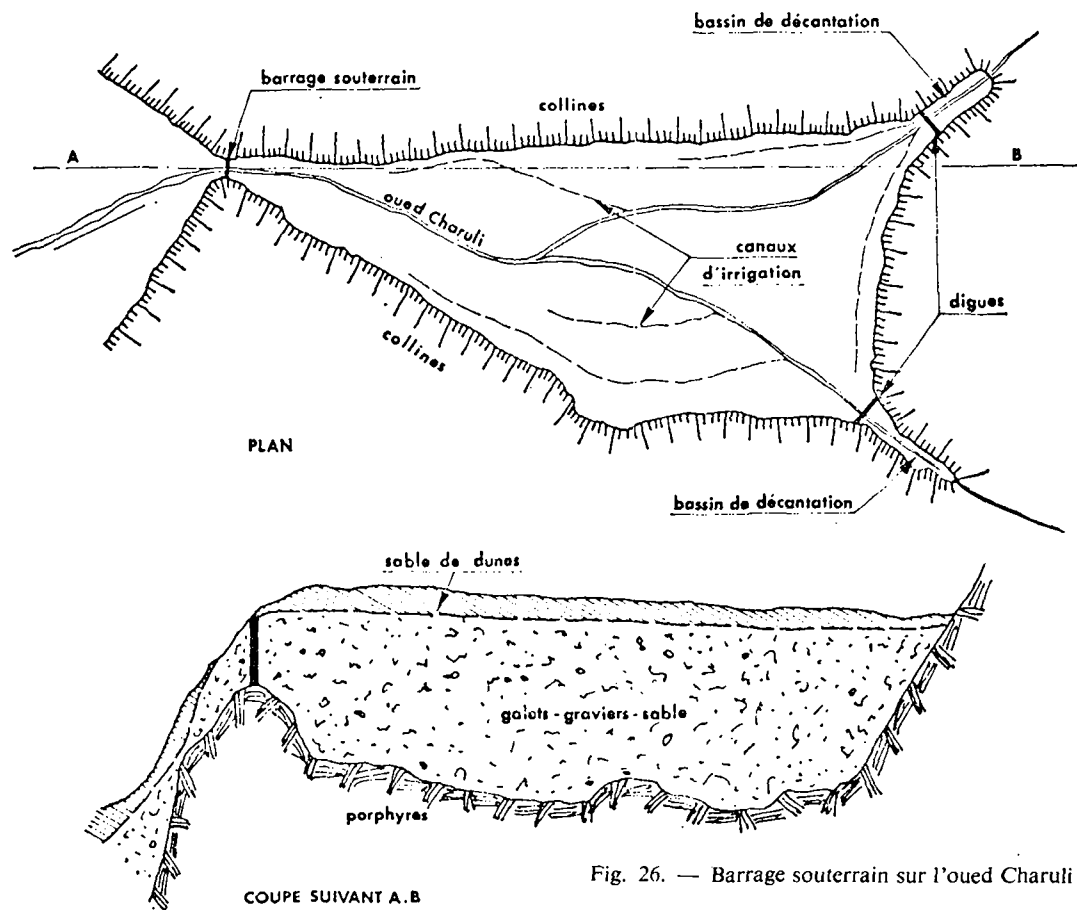


Fig. 26. — Barrage souterrain sur l'oued Charuli

#### 4.5.1. — Le barrage de Tadjemout

L'ouvrage de Tadjemout situé sur l'oued Mzi, près de Laghouat, en Algérie, est un exemple assez rare de barrage d'inféroflux pur. Il mérite, pour cette raison, une description détaillée (6).

Avant sa construction, qui date de 1948, les usagers de la petite oasis de Tadjemout, qui se trouve au pied des derniers chaînons de l'Atlas Saharien, s'efforçaient de dériver une résurgence du sous-écoulement du Mzi au moyen de petites levées de sable établies au travers du lit de l'oued, et d'une séguia relativement longue et sinueuse, creusée dans les alluvions sableuses. Par ces moyens rudimentaires, ils réussissaient à récupérer le tiers environ du débit de la résurgence qui atteignait une centaine de litres/seconde.

Le cheptel était périodiquement décimé pendant les périodes de sécheresse et les conditions de vie devenaient alors extrêmement précaires.

Après une étude géologique, liée aux reconnaissances entreprises dans le Sud Algérien en vue de l'exploitation systématique de la nappe albienne il a été estimé possible d'améliorer beaucoup l'alimentation en eau de l'oasis de Tadjemout en construisant un barrage souterrain susceptible de capter la quasi-totalité de l'inféroflux de l'oued Mzi.

Il est à noter que la topographie des lieux ne permettait pas d'envisager la construction d'un barrage-réservoir classique, solution par ailleurs peu satisfaisante à cause des pertes par évaporation qui atteindraient des valeurs inadmissibles dans cette région saharienne.

Compte tenu des résultats des mesures effectuées, les débits captables seraient de 400 à 800 l/s.

Il s'agissait de barrer l'inféroflux tout en laissant le lit de l'oued Mzi libre pour l'écoulement des crues qui sont fort importantes (le barrage souterrain est couronné d'une route en béton submersible capable d'évacuer un débit de 2 000 m<sup>3</sup>/s, sur une longueur de 300 m et une lame déversante de 1,50 m). (Voir figure 27).

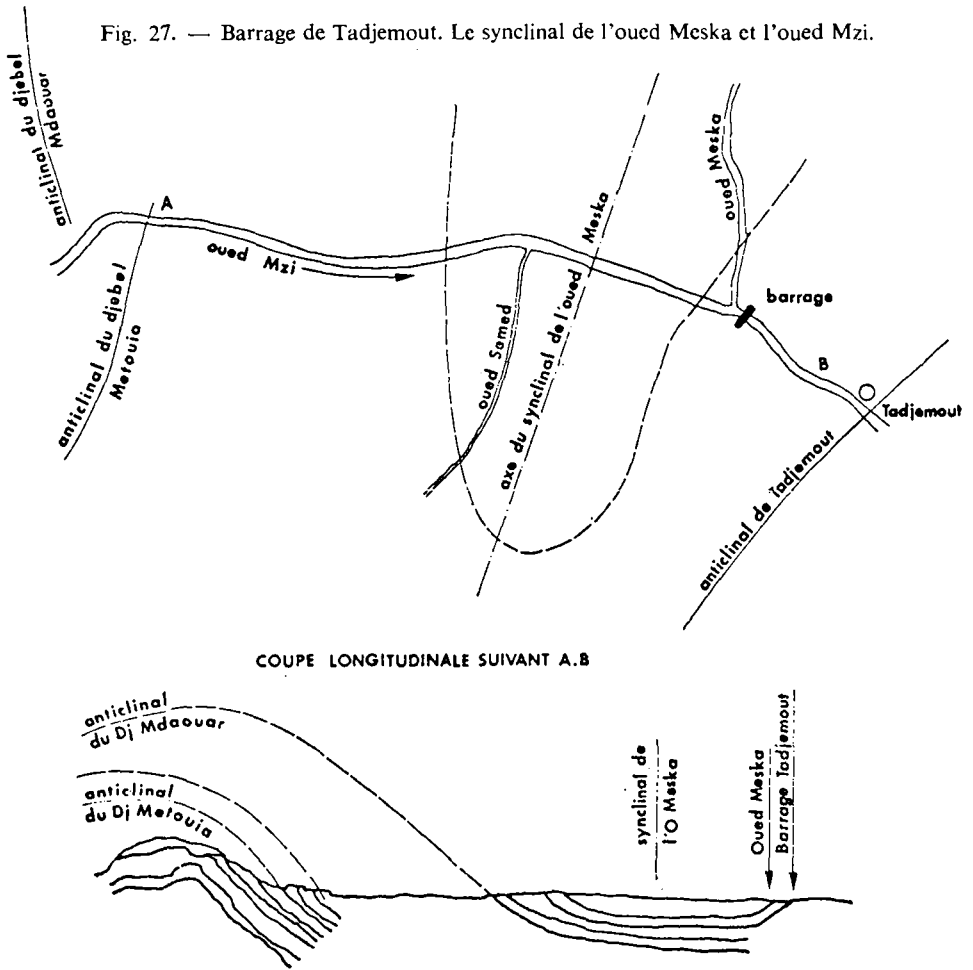
Il fallait, par ailleurs, diriger les eaux captées vers une chambre de mise en charge en évitant de mettre le sable en émulsion et d'entraîner une quantité incompatible avec son élimination par décantation (l'idée de la construction d'un dessableur n'a pas été retenue, car son fonctionnement aurait nécessité de grandes quantités d'eau).

L'ouvrage réalisé comporte :

- un mur-barrage en béton ayant 300 m de long et 7 m de hauteur maximale, entièrement noyé dans les alluvions aquifères et fondé sur les grès.
- deux rideaux de palplanches qui prolongent le mur-barrage sur chacune des rives,
- un dispositif filtrant qui constitue la partie la plus originale de l'ouvrage,
- une conduite de 1 m de diamètre, noyée dans le béton du mur, qui amène les eaux captées vers un puisard collecteur, origine de la conduite d'adduction.



Les fouilles, le béton de fondation, le mur du barrage et les murs de refend ont été exécutés à l'abri d'une enceinte de palplanches. Mais la présence d'un bed-rock relativement dur empêchait la pénétration des palplanches et l'étanchéité de l'enceinte était médiocre.



Malgré l'établissement d'un deuxième rideau de palplanches en amont du premier les venues d'eau de l'amont restaient importantes, s'ajoutant aux venues d'eau des grès et à celles en provenance de l'aval.

En raison des venues d'eau non négligeables venant des grès, il a été jugé utile de procéder à des injections de collage sous le barrage pour assurer la liaison béton radier (6).

Le système filtrant est du type multicellulaire auto-drainant. Il est composé de 23 cellules, chacune d'elles comportant trois alvéoles et un

puisard (voir figure 28 : coupes transversale et longitudinale d'une cellule drainante).

Les alvéoles qui contiennent les filtres sont séparées par des murs de refend s'appuyant sur le mur-barrage.

Par ailleurs, un mur en parpaings creux sépare le filtre des alluvions de l'oued. L'espace compris entre le mur de parpaings et le rideau de palplanches destiné à protéger le chantier est rempli d'un tout-venant propre, criblé à 5 mm, afin de constituer un préfiltre qui s'oppose à l'entraînement des éléments sableux les plus fins de l'oued, sans création d'une perte de charge sensible à l'entrée des cellules.

La constitution du filtre proprement dit, dont le rôle est d'empêcher l'entraînement des limons contenus dans les alluvions, a été l'opération la plus délicate des travaux.

Après plusieurs essais de laboratoire, ayant pour objet le choix de la granulométrie optimale du filtre ; il a été jugé nécessaire de satisfaire à deux conditions :

1. obtenir un coefficient d'uniformité aussi voisin que possible de celui du sable aquifère, et
2. limiter le diamètre des éléments fins à un maximum égal à 10 fois celui des éléments les plus fins du sol.

Compte tenu des résultats des essais, la composition du filtre a été fixée de la manière suivante :

- Un primaire de 50 cm d'épaisseur, constitué par des sables calibrés de 1 à 5 mm, le coefficient de perméabilité étant compris entre  $2$  et  $4 \times 10^{-1}$  cm/s. Leur diamètre efficace, compris entre 4 fois celui des éléments fins du sable et 4 fois celui des grains les plus fins du sol, était voisin de 1,3 mm.
- Un secondaire de 50 cm d'épaisseur également constitué par du tout-venant de l'oued, calibré de 5 à 20 mm.

Les deux parties du filtre sont homogènes, mais le préfiltre présente un coefficient d'uniformité relativement important.

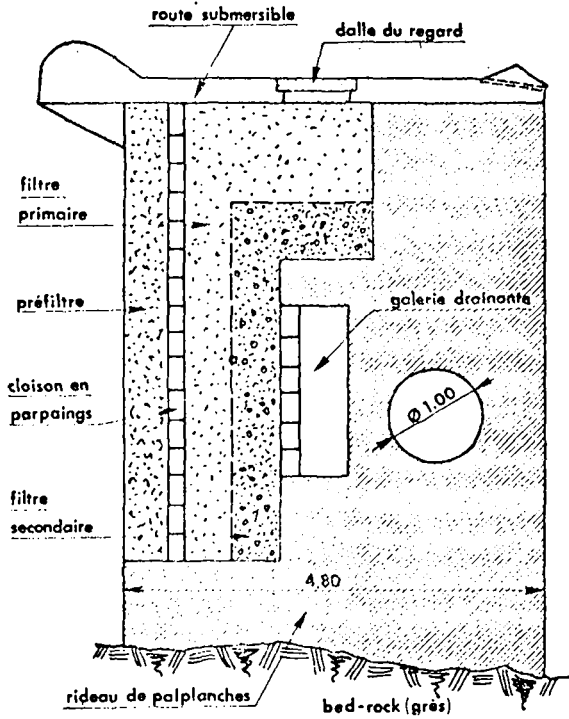
Des essais portant sur l'efficacité du filtre ont permis de constater qu'il n'y avait aucun entraînement du sable. Les éléments sableux les plus fins étaient absorbés par le préfiltre, tandis que les grains sableux de celui-ci étaient arrêtés par le primaire.

Des regards disposés au-dessus des cellules permettent de remplacer les filtres en cas de colmatage.

Les eaux filtrées par les alvéoles d'une même cellule s'écoulent par une galerie drainante à section rectangulaire vers un puisard faisant partie de la cellule.

Les divers puisards communiquent avec une conduite circulaire noyée dans le béton du mur-barrage, et les eaux drainées sont rassemblées dans un puits collecteur. De là, les eaux sont dérivées vers les lieux d'utilisation au moyen d'une conduite d'adduction de 4,3 km de long, de 800 mm et 1 000 mm de diamètre.

COUPE TRANSVERSALE  
D'UNE CELLULE FILTRANTE



COUPE LONGITUDINALE D'UNE CELLULE DRAINANTE

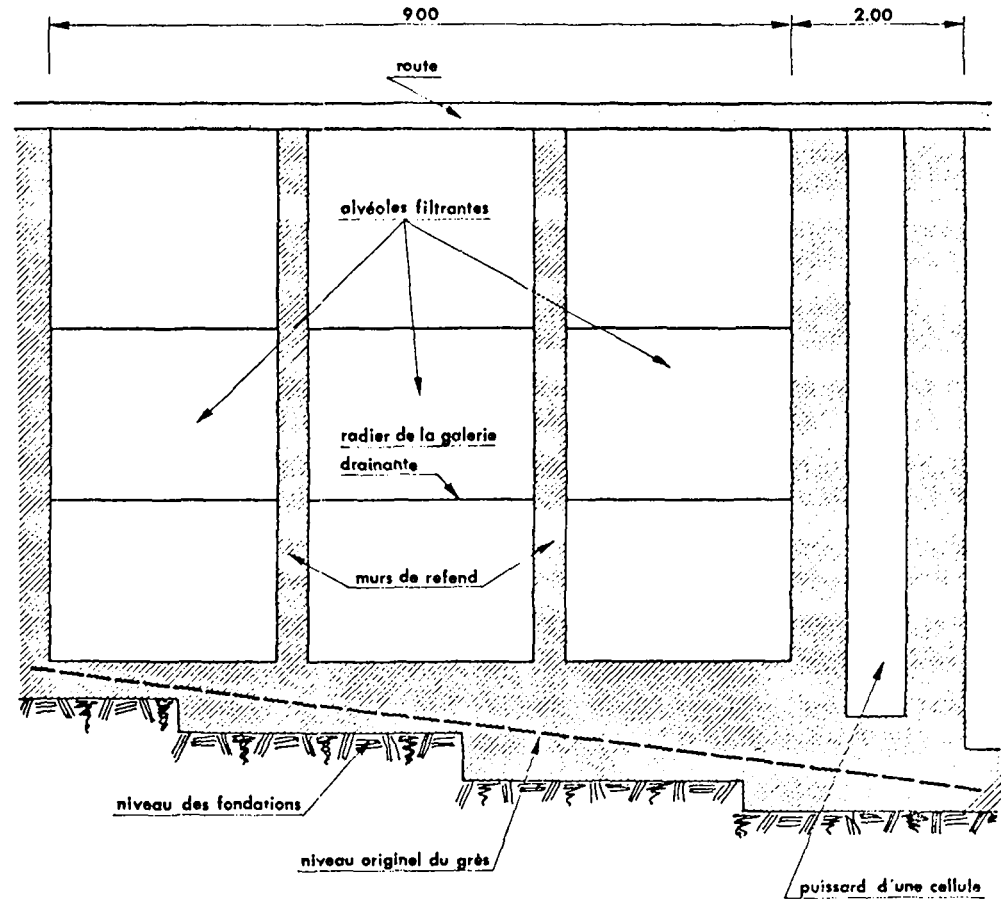


Fig. 28. — Barrage de Tadjemout.

#### 4.5.2. — Le barrage d'Anezi (voir fig. 29)

Il s'agit d'un petit ouvrage construit sur l'oued Bou Tergui, qui est un affluent de l'oued Massa. Il est implanté un peu en amont d'Anezi, petite localité de l'Anti-Atlas située entre Tiznit et Tafraout (Maroc).

Le barrage, qui est enterré sous une couche d'alluvions de 4 m d'épaisseur environ, est destiné à capter l'inféoflux de l'oued en un point où la vallée se rétrécit et ne dépasse pas la largeur de 50 m. Le barrage, dont la longueur en crête est de 35 m, est fondé sur des schistes compacts étanches.

Le niveau de la nappe alluviale se situe à 0,60 m au-dessous de la crête du barrage et les eaux sont captées à l'aide de deux drains en éléments de buses de  $\varnothing$  30 et de 0,30 m de longueur, disposés au niveau de la fondation, le long de la face amont de l'ouvrage. Ces deux drains convergent vers un puisard central dans lequel sont collectées les eaux avant d'être conduites vers l'aval, par l'intermédiaire d'une prise de fond constituée par une buse de  $\varnothing$  40.

Le barrage d'Anezi est un des rares exemples d'ouvrage entièrement enterré.

#### 4.5.3. — Le barrage de Tazzarine

Le barrage de Tazzarine est constitué par un écran de 1 500 m<sup>2</sup> environ, entièrement souterrain, et réalisé par des pieux forés jointifs. Sa longueur est de l'ordre de 150 m, et sa profondeur maximale est de 15 m. (Voir figure 30).

Tazzarine est une palmeraie de 500 ha, située à 140 km à vol d'oiseau, à l'est d'Ouarzazate, dans le Sud Marocain. L'oued Tazzarine draine, au niveau de la palmeraie, un bassin de 2 000 km<sup>2</sup> environ s'étendant sur une partie du versant sud de Djebel Sarhzo (3).

La pluviométrie annuelle y est extrêmement irrégulière et sa moyenne ne dépasse pas 100 mm.

Divers projets ont été élaborés pour résoudre le problème de la pénurie en eau et les solutions palplanches, caissons, gabions ont été successivement envisagées. Finalement, en 1954 on a procédé à la réalisation d'un écran étanche en pieux forés de 560 mm de diamètre.

Pour éviter les désordres susceptibles d'être provoqués par des affouillements à l'aval de la partie déversante de l'ouvrage, les têtes des pieux ont été reliées par une poutre en béton, laquelle était retenue, vers l'amont, par des tirants en béton armé, longs de 5 m, noyés dans les alluvions. La partie aval a été protégée par un tapis de gabions.

Compte tenu de l'éloignement du chantier qui se trouvait à 700 km des ateliers de l'entreprise, il a été décidé de travailler en forages tubés, procédé qui ne nécessitait pas le transport d'un matériel lourd et qui se justifiait d'autant plus que la profondeur des forages était faible.

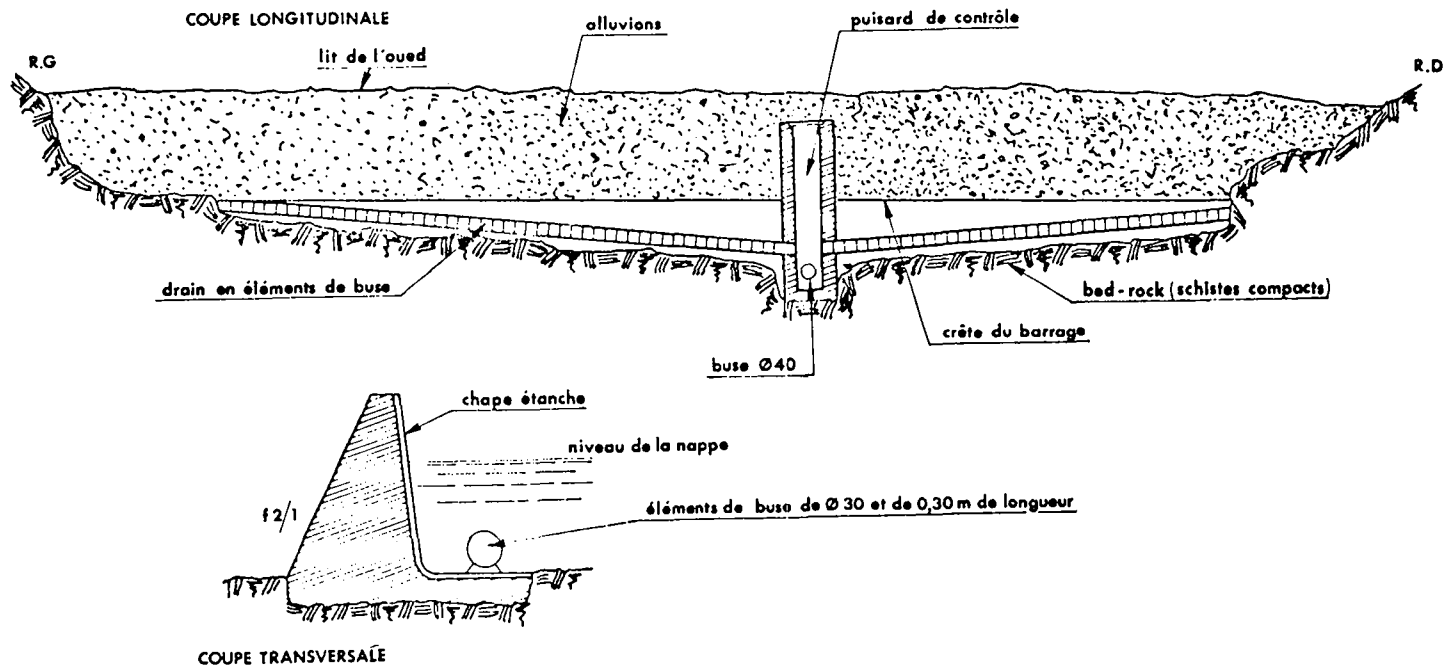


Fig. 29. — Barrage enterré d'Anezi.

Dans les forages ainsi réalisés, on introduisait des éléments préfabriqués et d'un diamètre inférieur à celui du forage, cette opération étant suivie par le bétonnage de la partie annulaire.

Le procédé employé, illustré par la figure 31, permettait de réserver entre deux pieux contigus un espace vide destiné à être injecté au moyen d'un écran tube récupérable. On assurait de la sorte, l'étanchéité parfaite de l'écran souterrain. Les pieux étaient armés de 6 fers  $\varnothing$  16 mm, reliés par une spire hélicoïdale en fer de  $\varnothing$  5 mm au pas de 24 mm.

Dans la partie déversante de l'ouvrage, les fers de 16 mm étaient remplacés par des fers de 24 mm sur une longueur de 7 m, comptée à partir de la tête des pieux, qui pourraient ainsi résister mieux dans l'éventualité d'un affouillement.

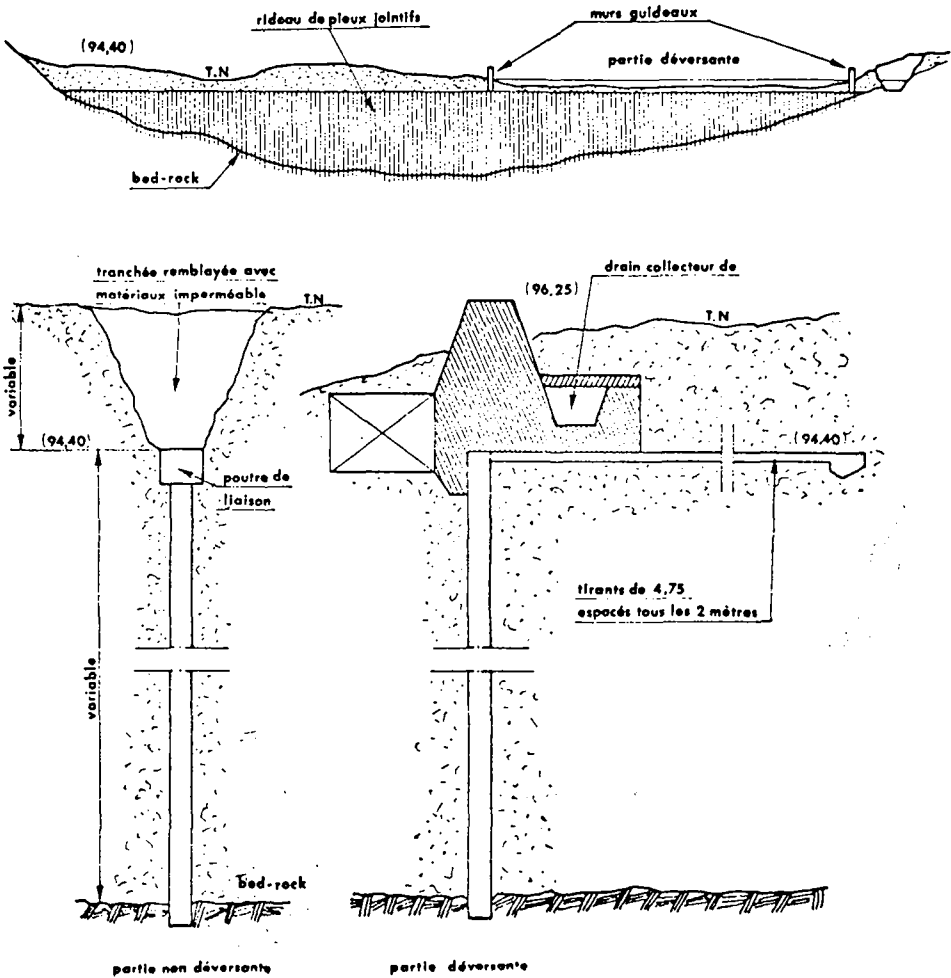


Fig. 30. — Barrage souterrain de Tazzarine.

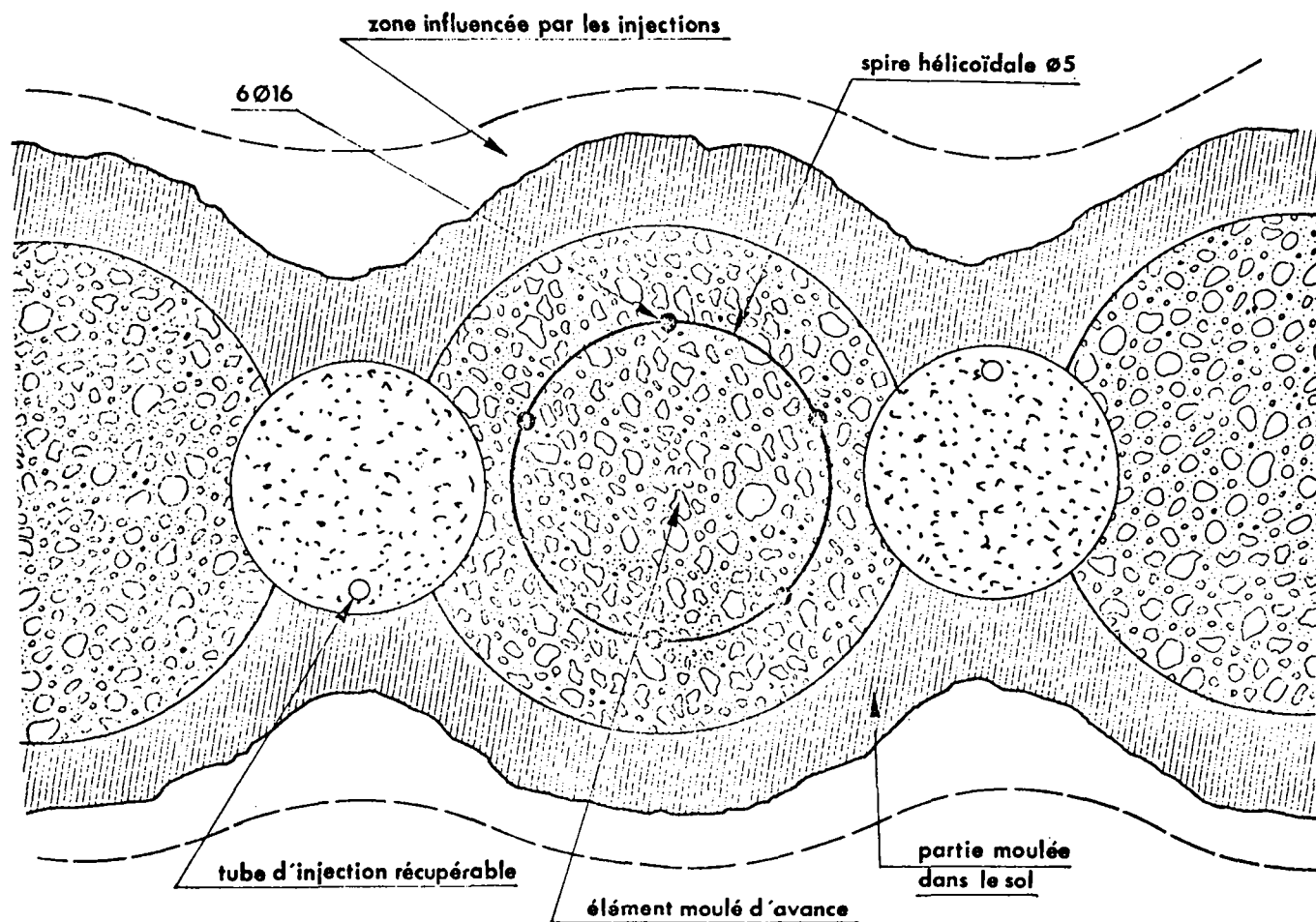


Fig. 31. — Barrage souterrain de Tazzarine. Disposition des pieux jointifs.

#### **4.5.4. — Le barrage de Setrou**

La technique des pieux forés jointifs a été utilisée de même pour la réalisation d'un autre barrage souterrain, à Setrou, à une vingtaine de kilomètres au sud de Fès, au Maroc (17).

Pour améliorer l'irrigation de l'oasis de Setrou, l'Administration a construit sur l'oued Aggai un petit ouvrage de prise de très faible hauteur. Cette rivière coule sur un lit alluvionnaire de 9 m d'épaisseur, d'assez forte perméabilité, ce qui faisait craindre qu'une fois le barrage de dérivation exécuté, l'eau se perde par infiltration.

En outre, on s'est aperçu que le lit alluvionnaire était le siège d'un écoulement notable dont le débit récupéré s'avérait très intéressant pour l'irrigation projetée.

Il a donc été décidé d'exécuter un rideau de pieux jointifs, ancré dans les calcaires du substratum, son extrémité supérieure étant noyée dans la maçonnerie de l'ouvrage de prise.

Réalisé en pieux de 420 mm de diamètre, le rideau étanche, qui barre intégralement toute la vallée alluvionnaire, a une profondeur maximale de 10 m et une superficie totale de l'ordre de 220 m<sup>2</sup>. (Voir figure 32).

#### **4.6. — CAPTAGE SIMULTANÉ DES EAUX SOUTERRAINES ET SUPERFICIELLES**

Il a été dit que les barrages souterrains « purs », destinés à capter un inféoflux ou à relever le niveau d'une nappe phréatique, étaient des ouvrages rares. On rencontre beaucoup plus souvent des barrages souterrains dotés d'une superstructure qui sert à capter soit un débit superficiel pérenne, soit des volumes d'eau importants s'écoulant pendant les périodes de crues.

Dans certains cas, plutôt exceptionnels, la même superstructure peut servir, suivant les saisons, à capter les faibles débits d'étiage ou à prélever dans la rivière une fraction plus ou moins importante des apports de crues. On rencontre ces ouvrages dans les régions très arides, où il importe de capter toutes les ressources hydrauliques aussi faibles et aussi aléatoires soient-elles.

Nous donnerons dans les pages qui suivent, quelques exemples de barrages destinés à capter aussi bien les eaux souterraines que superficielles. Tous ces exemples ont été choisis dans le Sud Marocain (Souss, Anti-Atlas, Vallée du Draa et Guir) où il existe un grand nombre d'ouvrages de captage des eaux de types très variés.

##### **4.6.1. — Le barrage du « Petit Massa »**

Cet ouvrage a été édifié en 1951-1952 sur l'oued Massa, un peu en amont du pont sur la route Agadir-Tiznit, en remplacement du barrage traditionnel



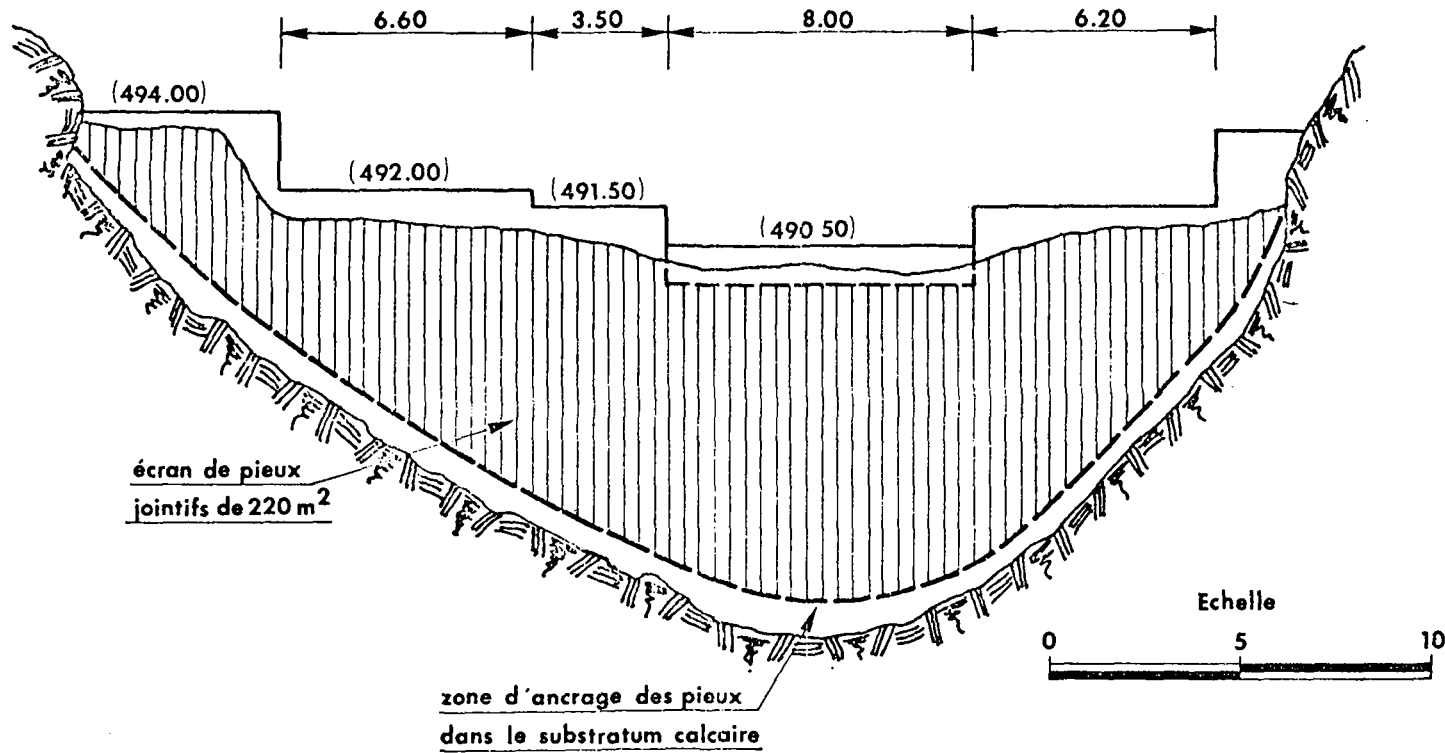


Fig. 32. — Barrage de l'oued Aggai à Sétrou.

en terre, qui était emporté à chaque crue et reconstruit par les usagers après le passage de la crue, en vue de l'irrigation d'un périmètre de 600 ha.

Cependant, les études hydrogéologiques avaient prouvé l'existence d'un important inféoflux qui occupait la totalité de la masse alluvionnaire, et qui se perdait entièrement à la mer, le barrage se trouvant à 25 km environ de l'embouchure de l'oued Massa (16).

Le lit de l'oued Massa au droit de l'ouvrage est formé d'une gorge creusée dans les schistes et comblée d'alluvions à gros galets, sur une profondeur de 6 à 7 m.

Pour récupérer à la fois l'inféoflux et l'écoulement pérenne superficiel, il a été décidé de construire un barrage souterrain, fondé sur les schistes du bed-rock et comportant un seuil déversant de 100 m de longueur, arasé à 3 m environ au-dessus des alluvions. (Voir figure 33 et photos 34).

Ce seuil joue donc le rôle d'un barrage de dérivation permettant d'évacuer, sans dommages, les crues de l'oued Massa et de capter son débit d'étiage.

L'ouvrage est équipé d'un pertuis de chasse et d'une prise haute, munie de vannes à niveau amont constant, calibrée pour un débit de 800 l/s.

Le barrage souterrain a été réalisé par la Compagnie Industrielle des Travaux (C.I.T.R.A.), par havage de quatre caissons rectangulaires juxtaposés, méthode qui s'est avérée très coûteuse. L'ouvrage a permis de capter un débit variant de 150 à 650 l/s.

#### **4.6.2. — Le barrage de Kadoussa sur l'oued Guir**

Il existe sur l'oued Guir, près de Boudenib (Maroc), trois ouvrages de dérivation qui sont, de l'amont vers l'aval, les barrages de Toula, Kadoussa et Sahli. Ils servent à irriguer des palmeraies voisines.

Lors de la crue exceptionnelle de 1950, le barrage de Kadoussa, fondé dans les alluvions a été emporté. Cet ouvrage a été reconstruit deux ans après sa rupture et l'on a pris soin de le fonder sur le substratum calcaire. Le nouveau barrage construit en collerette, a une hauteur maximale de 15 m au-dessus des fondations et permet de capter, en plus des débits pérennes superficiels, l'inféoflux de l'oued Guir, qui est appréciable en ce point.

L'ouvrage se compose d'une partie centrale déversante (profil en forme de doucine), suffisamment longue pour permettre le passage des plus fortes crues sous une lame de hauteur raisonnable et de deux murs-culées arasés un peu au-dessus de la cote des plus hautes eaux. La partie déversante est entaillée par deux passes à graviers, destinées à fixer la position du lit mineur et à empêcher l'accumulation de graviers devant l'entrée de la

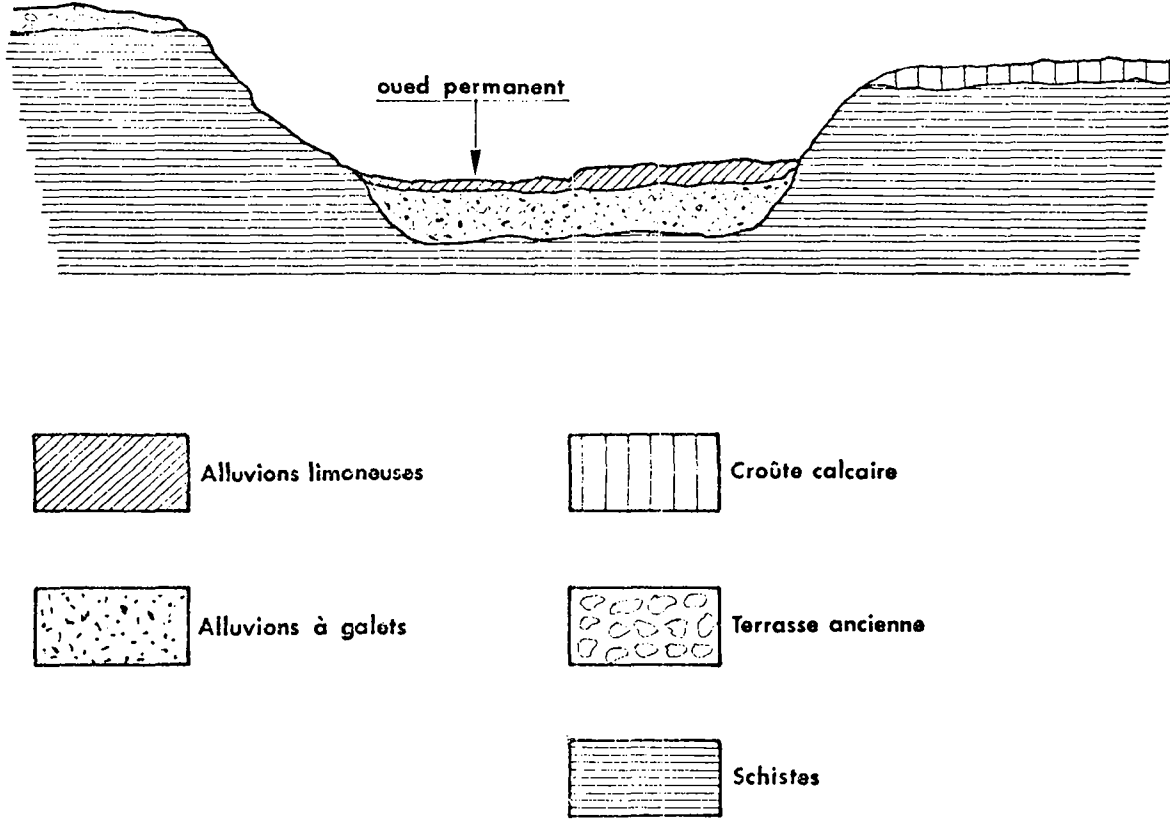


Fig. 33. — Coupe géologique schématique de l'oued Massa au droit du barrage souterrain.

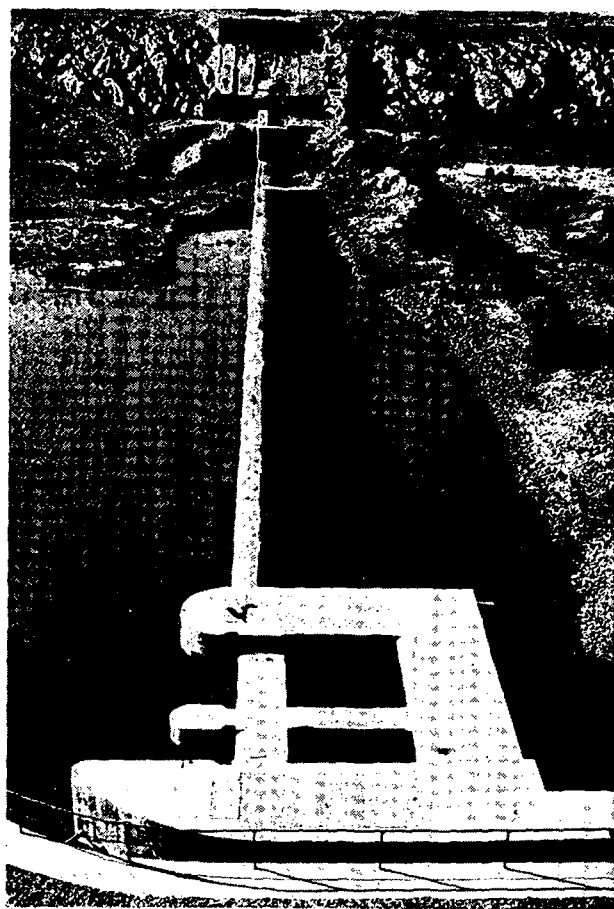


Fig. 34. — Barrage souterrain « Petit Massa ».

prise. Ces passes peuvent être obturées pendant l'étiage au moyen de batardeaux.

La prise est constituée par une conduite (en buses de  $\varnothing$  80 noyées dans le corps du barrage), qui débouche dans l'une des passes à graviers. L'entrée de la prise est protégée par une vanne de garde manœuvrée du haut d'une passerelle qui prolonge le mur-culée rive gauche (voir photo 35).

#### **4.6.3. — Aménagement des Foums de l'oued Dra et de l'Anti-Atlas**

L'oued Dra, depuis Agdz jusqu'au M'Hamid à l'aval de Tagounit, a constitué un puissant inféroflux, alimenté par son écoulement pérenne ou semi-pérenne et ses crues périodiques. L'oued traverse perpendiculairement une série de chaînes parallèles et forme des défilés dits « Foums », qui sont barrés par des seuils souterrains, constitués généralement par des grès et des quartzites : ces seuils ont pour effet de ramener à la surface les eaux de l'inféroflux sous forme de résurgences ou « gueltas ».

On rencontre ainsi, de l'amont vers l'aval, les foums de Tansikht, Azlag et Zagora, le foug Takkat, gorge par laquelle l'oued Dra traverse le Djebel Bani, et, enfin, le foug Tidri, par lequel le Dra traverse le deuxième Bani. (Voir figure 36).

Les foums sont des sites particulièrement favorables pour le captage de l'inféroflux, qui peut être réalisé par la construction de drains ou de barrages souterrains. Au foug Tidri, près de Tagounit, a été construit un barrage souterrain en pieux forés selon la technique décrite à propos des barrages de Tazzarine et de Tifounassine.

Les eaux de l'inféroflux sont exploitées pour irriguer, pendant la saison sèche, le chapelet des palmeraies qui s'étirent le long des cours du Dra, entre Agdz et le M'Hamid.

L'épaisseur moyenne de la tranche alluvionnaire, mesurée dans le lit mineur de l'oued, est de 20 à 25 m dans les zones les plus profondes, et de 5 à 12 m aux emplacements des seuils, tandis que le niveau hydrostatique s'établit toujours entre 0 et 5 m de profondeur. Les alluvions sont très hétérogènes, plutôt colmatées dans l'ensemble, avec quelques lentilles à gros galets créant des zones à forts débits. Les eaux sont de plus en plus chargées en sels vers l'aval, par suite de l'évaporation à partir des gueltas, et même à travers les alluvions.

Nous ne citerons que les foums les plus importants, qui s'alignent suivant les barres quartzitiques du Bani. On y rencontre de l'ouest vers l'est : Tarjicht, Foug el Hassane, Akka, Tata, Agadir Tissint et Foug Zguid.

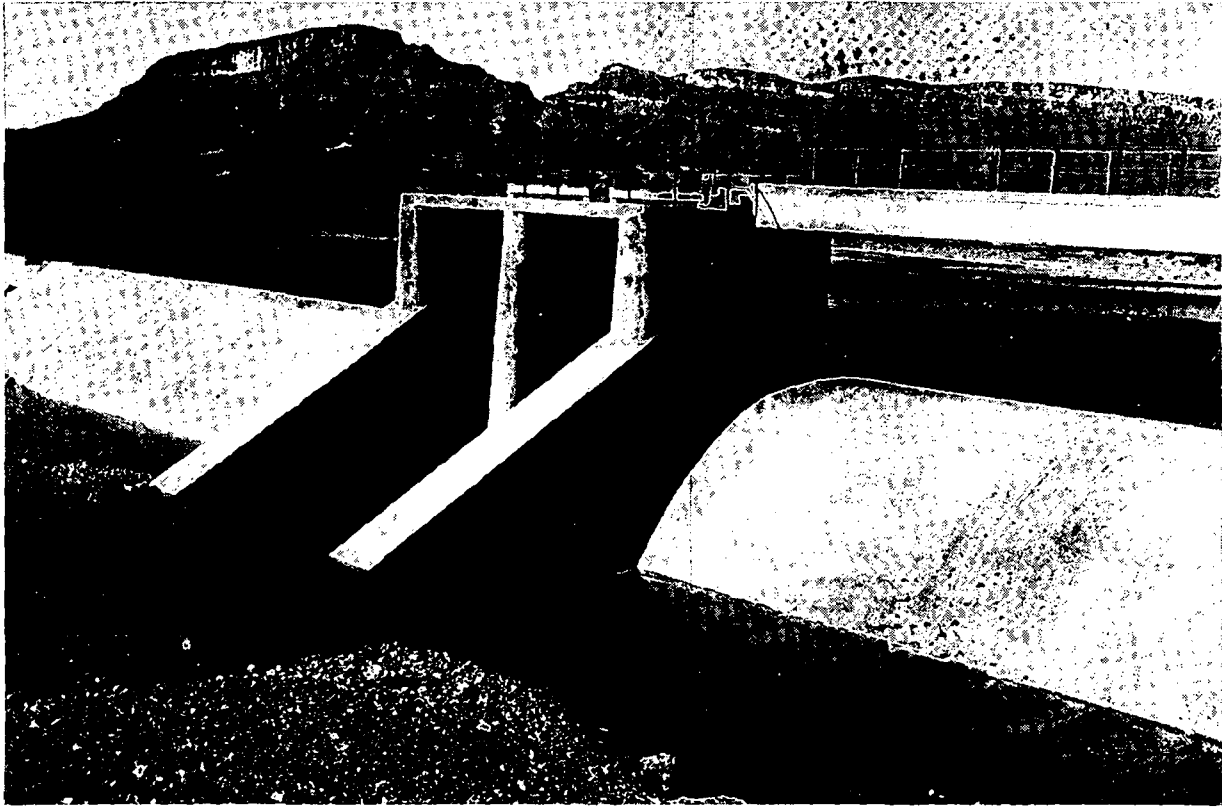


Fig. 35. — Barrage souterrain de Kadoussa après reconstruction.

Les débits des résurgences correspondantes varient de 50 à 300 l/s. (Voir figures 37 et 38).

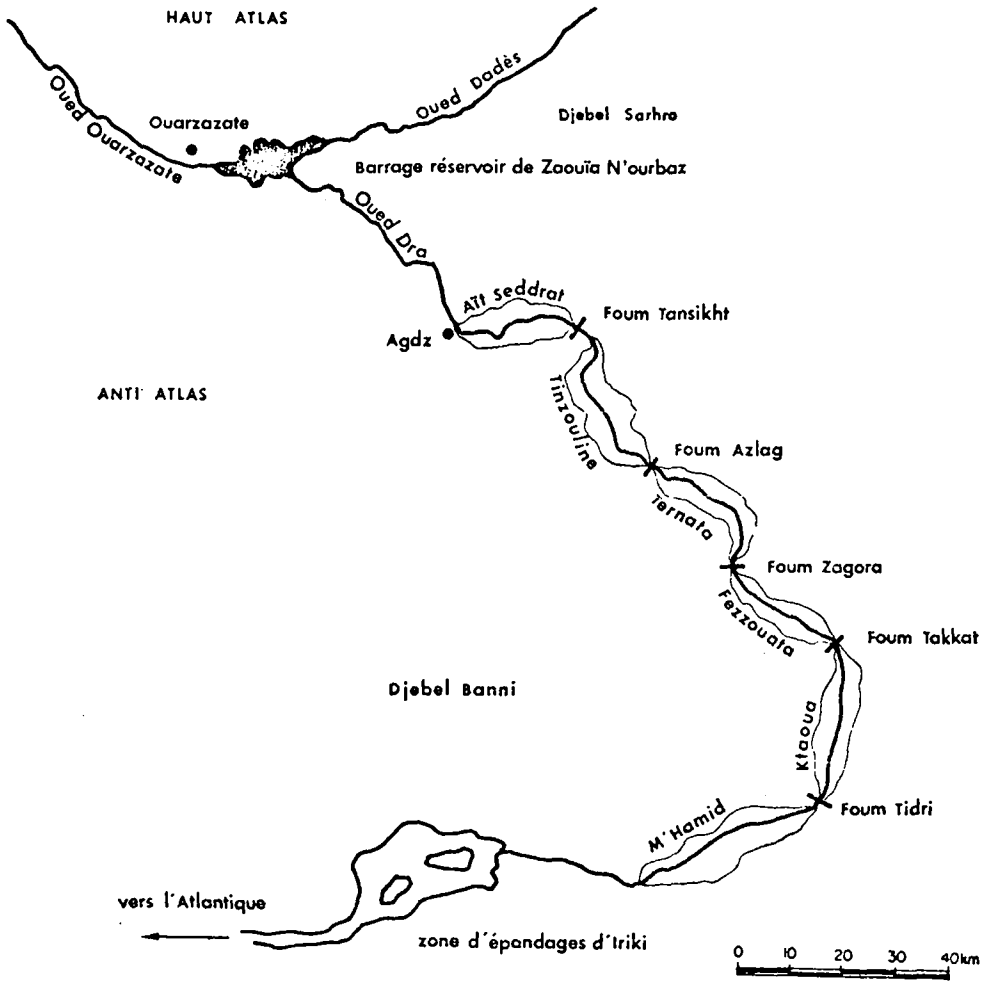


Fig. 36. — Les palmeraies de la vallée du Dra. Echelle 1/1000 000<sup>e</sup>.

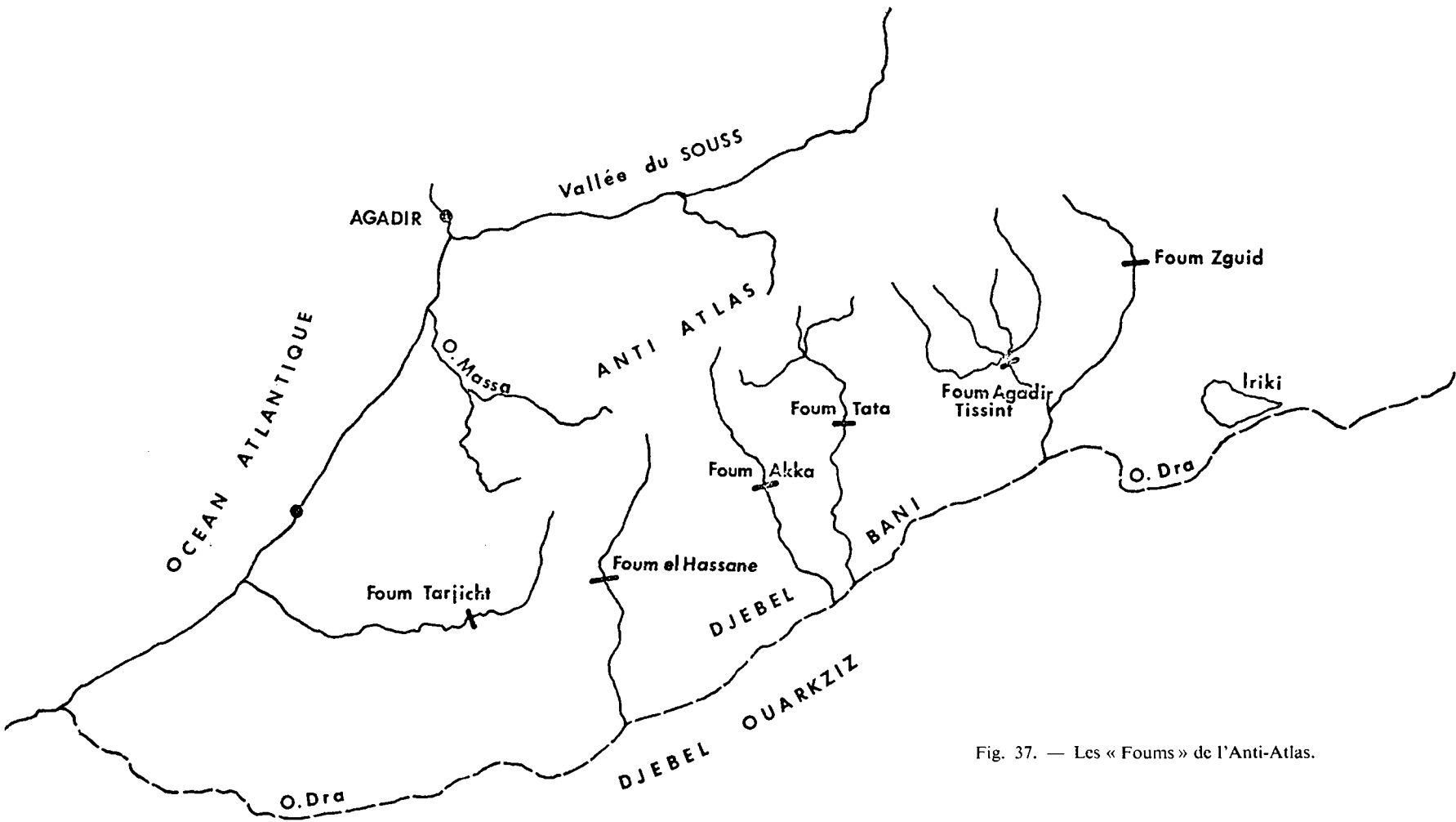
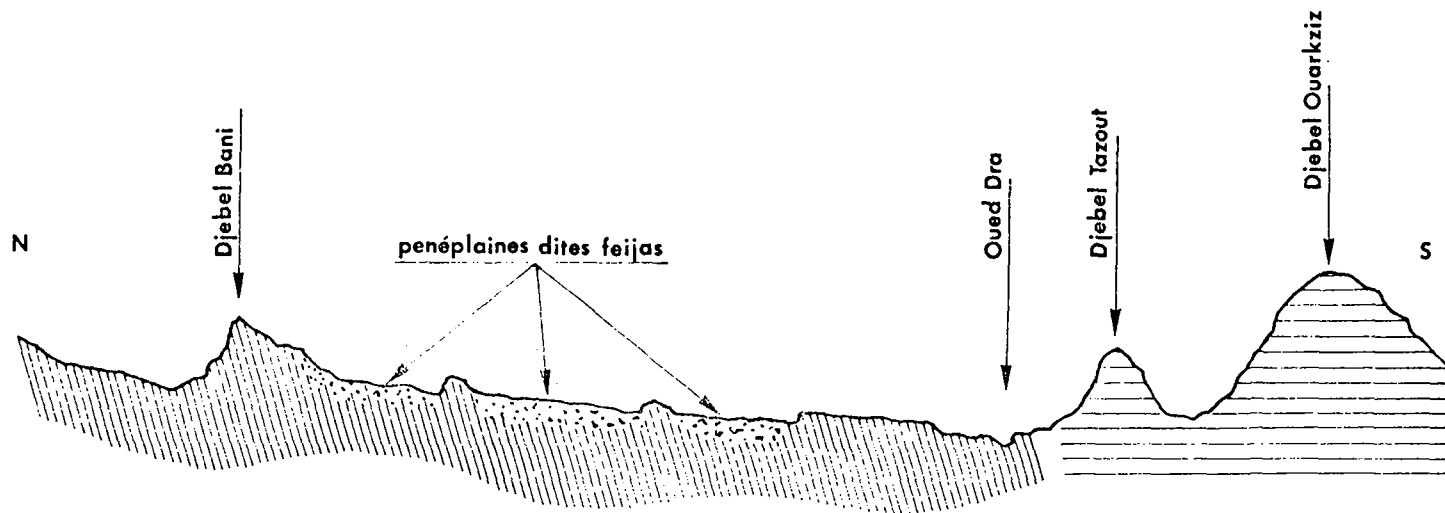


Fig. 37. — Les « Foums » de l'Anti-Atlas.





Les feijas sont compartimentées par des rides parallèles en alignements discontinus.  
 Les fous ont été créés à la traversés des rias par les oueds de l'Anti-Atlas.

Fig. 38. — Coupe schématique nord-sud du Djebel Bani au Djebel Ouarkziz.

## CONCLUSIONS

A travers les chapitres de ce manuel nous avons pu voir les possibilités très intéressantes d'utilisation des barrages souterrains comme solution aux problèmes de la pénurie des ressources en eau des zones sahéliennes et subdésertiques.

La caractéristique essentielle de ces zones est en effet d'avoir une pluviométrie totalement concentrée sur 2 ou 3 mois de l'année seulement. Au cours de cette période, les nappes aquifères, notamment les nappes d'inféoflux, se rechargent avec les apports pluviaux. Mais elles se vident aussitôt la fin de la saison des pluies et cessent rapidement d'être facilement exploitables avec les moyens d'exhaure souvent fort précaires dont disposent les populations locales. En supprimant les pertes vers l'aval on stabilise ainsi le niveau de la nappe ou du moins on le maintient dans des limites exploitables. C'est le rôle des barrages souterrains.

Nous l'avons vu, les avantages sont multiples. Faciles de conception, peu coûteux, les barrages souterrains peuvent souvent être réalisés avec des moyens locaux, utilisant de la main-d'œuvre non spécialisée. L'entretien est extrêmement réduit, ces ouvrages enterrés étant soustraits aux dégradations habituelles aux ouvrages aériens. La retenue d'eau souterraine ainsi créée est à l'abri des sources polluantes. L'évaporation particulièrement intense sous ces climats, est d'effet pratiquement nul sauf s'il y a résurgence de l'eau à l'air libre.

Tous ces avantages votent en faveur des barrages souterrains qui loin d'être une panacée aux graves problèmes posés par le manque d'eau dans les régions déshéritées, peuvent cependant constituer dans bien des cas des palliatifs intéressants et soulager ainsi les populations touchées d'une part notable du lourd fardeau apporté par la sécheresse.

Le présent manuel a fait la synthèse des méthodes possibles de mise en œuvre, des difficultés rencontrées, des connaissances de base nécessaires à l'élaboration des projets. En ce sens, il espère contribuer à promouvoir les barrages souterrains dans les régions subdésertiques d'Afrique et d'ailleurs.



## BIBLIOGRAPHIE GÉNÉRALE

- J. ADAM. — Techniques agricoles des pays chauds, 1957, Encyclopédie O.M.
- ANGLADETTE, DESCHAMPS. — Problèmes et perspectives de l'agriculture dans les pays tropicaux, 1974, Maison Neuve et Larose.
- BCEOM-IEMVT. — Hydraulique pastorale, 1973, Ministère de la Coopération.
- BDPA. — Memento de l'agronome. 1974, Ministère de la Coopération.
- BIZOT. — Béton armé, 1965, Eyrolles.
- BREMONT. — Techniques du développement des puits, 1965, Gauthier-Villars.
- Bureau of Reclamation. — Design of small canal, 1974.
- A. CACQUOT, J. KERISEL. — Traité de mécanique des sols, 1966, Gauthier-Villars.
- H. CAMBEFORT. — Reconnaissance des sols et fondations spéciales, 1963, Dunod.
- CARLIER. — Hydraulique générale et appliquée, 1974, Eyrolles.
- G. CASTANY. — Traité pratique des eaux souterraines, 1963, Dunod.
- CHARTIER. — Cours de statistiques, 1962, Dunod.
- CHERET. — Mesures piézométriques et essais de pompage dans les nappes souterraines, 1971, Fidès.
- DEGREMONT. — Mémento technique de l'eau, 1971, Dégremont.
- Ecole Nat. Ponts et Chaussées. — Cours de procédés généraux de construction : terrassements, carrières, mortiers et bétons, 1968, ENPC.
- FOURMARIER. — Hydrogéologie. Introduction à l'étude des eaux destinées à l'alimentation humaine et à l'industrie, 1958, Masson et Cie.
- P. FRANQUIN. — La climatologie en Afrique Occidentale, 1972, Ministère de la Coopération.
- A. GIET, L. GEMINARD. — Résistance des matériaux. Tome I, 1968, Dunod.
- GIGNOUX, Barbier. — Géologie des barrages et des aménagements, 1955, Masson et Cie.
- P. GITTINGER. — Economic analysis of agricultural projects, 1972, John Hopkins University Press.
- C. GLEIZES. — Evaluation des quantités d'eau nécessaires aux irrigations, 1964, Ministère de la Coopération.
- A. LENCASTRE. — Manuel d'hydraulique générale, 1963, Eyrolles.
- LINSLEY, KOLHER et PAULHUS. — Applied Hydrology, 1966, McGraw Hill.

- LELIAVSKY. — Précis d'hydraulique fluviale, 1961, Dunod.
- Ch. MALLET, J. PACQUANT. — Les barrages en terres, 1953, Eyrolles.
- Ministère Agriculture. — Retenues collinaires, 1972, Ministère Agriculture.
- Ministère Agriculture. — Technique des barrages en aménagement rural, 1977, Service Hydraulique.
- Ministère Agriculture. — La rentabilité des investissements de Génie Rural, 1960, Imprimerie Nationale.
- P. POIREE, Ch. OLLIER. — Irrigation, 1962, Eyrolles.
- P. POIREE, OLLIER. — Assainissement agricole et drainage, 1953, Eyrolles.
- G. POST, P. LONDE. — Les barrages en terre compactée, 1960, Gauthier-Villars.
- G. REMENIERAS. — L'Hydrologie de l'Ingénieur,, 1965, Eyrolles.
- M. ROCHE. — Hydrologie de surface, 1963, Gauthier-Villars.
- J. RODIER. — Régimes hydrologiques de l'Afrique Noire à l'Ouest du Congo, 1965, ORSTOM.
- J. RODIER, C. AUVRAY. — Estimation des débits des crues décennales par les B.V. de superficie inférieure à 200 km<sup>2</sup> en Afrique Occidentale, 1965, ORSTOM.
- ROLLEY. — Améliorations agricoles - Irrigations, 1953, Eyrolles.
- H. SCHOELLER. — Les eaux souterraines (hydrologie dynamique et chimique, recherche, exploitation et évaluation des ressources), 1962, Masson et Cie.
- SOGETHA. — Les ouvrages d'un petit réseau d'irrigation, 1968, réimpr. 1974, Ministère de la Coopération.
- SOGETHA. — Les petits barrages en terre, 1968, Ministère de la Coopération.
- SOGREAH. — Irrigation gravitaire par canaux, 1976, Ministère de la Coopération.
- SOGREAH. — Manuel de l'adjoint technique du génie rural, 1975, Ministère de la Coopération.
- SOGREAH. — Les pompes et les petites stations de pompages, 1975, Ministère de la Coopération.
- UNESCO. — Echange hydrique des plantes en milieu aride ou semi-aride, 1962, UNESCO
- J.R. VAILLANT. — La gestion d'un service des eaux, 1970, BCEOM.
- H. VARLET. — Barrages réservoirs Tome I, Tome II et Tome III, 1958, Eyrolles.
- VEN TE CHOW. — Open channel hydraulics, 1959, McGraw-Hill.
- VERDEYEN, ROISIN, NUYENS. — Mécanique des sols, 1969, Dunod.
- A. WETERSTON. — Development planning : lessons of experience, 1965, J. Hopkins.

## BIBLIOGRAPHIE

### DE LA QUATRIÈME PARTIE

- R. AMBROGGI. — Etude géologique d'un barrage souterrain. Note inédite, Rabat, 1946.
- J. CARDINAL, E. CAZENOVE. — Ouvrages profonds à radiers perméables, stations de pompage automatiques, écrans d'étanchéité, reconnaissance et calcul des débits. Travaux, octobre 1971.
- D. CAVASSILAS. — Le barrage de Tazzarine. Notes inédites, Rabat, 1954.
- D. CAVASSILAS. — Les ouvrages de prise en pays arides. Terres et eaux n° 21, Alger 1954.
- J. DUBOIS. — L'écran d'étanchéité de la nouvelle écluse maritime du Havre. Travaux, janvier 1971.
- Ch. DUQUESNOY. — Barrage de Tadjemout. Terres et Eaux n° 5, Alger.
- J. GARRAUD. — Conditions d'exploitation du dispositif de réalimentation de la nappe, le long du canal de fuite de Donzère-Mondragon. La Houille Blanche n° 3, 1965.
- Ci. GEMAEHLING, J. MATHIAN. — Parois moulées utilisées comme écrans provisoires sur les chantiers du Rhône. Travaux, novembre 1970.
- GIGNOUX et BARBIER. — Géologie des barrages. Masson et Cie, Paris.
- J. GRANIER. — Protection de la nappe phréatique au moyen d'une enceinte étanche moulée dans le sol. Nuisances et Environnement, octobre 1973.
- W. GUEMBEL. — Barrages et retenues souterraines. La Technique Sanitaire et Municipale, septembre-octobre 1947.
- W. GUEMBEL. — Aperçu sur la construction de barrages souterrains. Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, circulaire K n° 12, Paris, 15 novembre 1945.
- P. LONDE. — Présentation d'une communication de B. TARDIEU au 11<sup>e</sup> Congrès des Grands barrages, Madrid, 1973.
- R. MAZAN. — Alimentation en eau de la ville de Tanger. Les hommes, la Terre et l'Eau, n° 6, Rabat, octobre 1963.
- B. PAULIN. — Establishment of subsurface dams and utilization of natural subsurface barriers for realization of underground storages in the coastal karst spring zones and their protection against sea-water intrusion. 11<sup>e</sup> Congrès des Grands Barrages, Madrid, 1973.
- A. ROBAUX. — Les barrages souterrains. Terres et Eaux, n° 23. Alger 1954.
- SOLETANCHE. — Les parois de pieux jointifs et leurs applications. Document à diffusion restreinte non daté.

Achévé d'imprimer  
IMPRIMERIE MARCEL BON  
70000 VESOUL  
Dépot légal N° 2313. 1-79.