

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ANALYSE CRITIQUE
du

BARRAGE de
L'OUED KERMA.

Proposé Par :

S.E.T.H.Y.A.L.

Etudié par : Mr

A. OUDJEHANE

Dirigé par : Mr

TAGUIZADE

PROMOTION : Janvier. 88.

ANALYSE CRITIQUE DU BARRAGE

DE L'OUED KERMA.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

"
C' est une impression si agreable de s'occuper
de choses que l' on ne connait pas, ou que l' on ne connait qu'à
demi; aussi nul ne devrait blamer la dilettante qui s'aventure dans
un art qu'il n'apprendra jamais, ou l' artiste qui dépassant les
limites de son art, se donne la joie d'explorer le domaine voisin."
"

GOETHE.

DEDICACES



À ma Mère, et à mon Père,

à qui Je dois d'être ce que Je suis

À mes Soeurs et à mes Freres

À ma Nièce

À tous ceux et celles que J'ai connu

et aimé durant 22 ans.

À Patrizia

AZZEDDINE

Remerciements



Je tiens à remercier Mr. GUENATRI
auprès de la S.E.T.H.Y.A.L, ainsi que
Mr. ABDERRAHIM et Mr. TAGUIZADE.

Je remercierai également Mr. A. KENANA,
pour l'aide qu'il m'a apporté.

Mes plus vifs remerciements iront à Melle
F. OUDJEHANE, ma Sorella.

Enfin, que tous ceux qui ont de près ou
de loin, contribué à ma formation et à
l'élaboration de ce travail, trouvent
l'expression de ma profonde reconnaissance.

MERCI . .

Analyse critique du barrage

de l'Oued Kerma

Introduction.

| | | |
|--------------|--|----|
| Chapitre 1 : | Présentation de l'ouvrage. | 1 |
| Chapitre 2 : | Organisation des études de barrage. | 9 |
| Chapitre 3 : | L'Etude hydrologique dans l'étude de factibilité d'un barrage. | 12 |
| | I. Objet des études hydrologiques | 14 |
| | II. Hydrologie de l'Oued Kerma | 35 |
| | III. Variantes d'alimentation de la retenue en eau | 41 |
| | IV. Conclusion | 45 |
| Chapitre 4 : | L'Etude géologique | 48 |
| | I. Objet des études géologiques | 50 |
| | II. Organisation des études géologiques | 67 |
| | III. Géologie du barrage de l'O.Kerma | 71 |
| | IV. Reconnaissance géologique du site | 73 |
| | V. Etude géotechnique du sol | 74 |
| | VI. Conclusion | 78 |

| | | |
|--------------|--|-----|
| Chapitre 5 : | Dimensionnement du barrage | 80 |
| Chapitre 6 : | Stabilité du barrage | 82 |
| | A. Forces assissantes sur le barrage | 82 |
| | B. Vérification de la stabilité | 86 |
| | C. Vérification des contraintes | 89 |
| Chapitre 7 : | Ouvrages annexes | 92 |
| Chapitre 8 : | Aménagements à apporter au barrage de l'Oued Kerma | 100 |
| | A. Alimentation de la retenue en eau | 101 |
| | B. Problèmes de sol et du terrain | 103 |
| Chapitre 9 : | Conclusion | 106 |

INTRODUCTION

La construction d'ouvrages tels les barrages comporte certains risques. Ces risques sont les résultats soit d'erreurs dans la conception, soit d'erreurs dans l'étude du sol, sur lequel il doit s'appuyer.

Le barrage de l'Oued Kerma jugé par l'entreprise S.E.T.H.Y.A.L., comme cas à grand risque, a été abandonné à 90 % achevé.

Après les erreurs, ce qui est essentiel, ce n'est pas tant de juger les hommes, car DIEU est le seul juge, mais d'abord et avant tout de déterminer les causes de ces erreurs, afin d'en tirer la leçon et de faire reculer les limites de l'imprévisible.

Tout le long de notre étude, nous verrons comment doit s'échelonner une "vraie" étude et puis comparer avec ce qui a été fait pour le barrage de l'Oued Kerma.

Nous ferons tout le long de l'étude, référence à certaines réalisations célèbres pour leurs ruptures et pour les problèmes rencontrés. Ceci dans le but de mettre en relief l'étude qui a été établie pour la réalisation du barrage de l'Oued Kerma.

Enfin après l'analyse critique du barrage, nous verrons comment on pourrait éventuellement pallier aux problèmes qui seraient rencontrés lors de l'utilisation du barrage.

ANALYSE CRITIQUE DE L'OUED KERMA, AVEC LES POSSIBILITES
DE REAMENAGEMENT .

"La façon de formuler un problème compte souvent plus que sa solution"

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

A l'extrémité Sud-Ouest de la ville d'Alger, a été réalisé le Parc Zoologique et de Loisirs National. Le barrage de l'Oued Kerma sis dans le Parc, a été réalisé avec sa retenue afin de servir principalement d'ensemble architectural et décoratif au parc Zoologique .

1) Retenue

La retenue dont la capacité a été limitée à 163 883 m³, devrait avoir une longueur de 488 m, une largeur de 28 m à 125 m, et une profondeur de 3 à 13,7 m . Des murs de soutènement sur les deux rives réaliseront les murs de retenue .

2) Collecteur d'eaux usées

Le fonctionnement du barrage de l'Oued Kerma nécessite la réalisation d'un collecteur d'eau usées. Les espaces du Parc sont traversés du Nord au Sud par l'Oued Kerma sur lequel le barrage et la retenue ont été réalisés. Malheureusement les eaux de l'oued sont polluées par le déversement d'eaux usées des agglomérations avoisinantes.

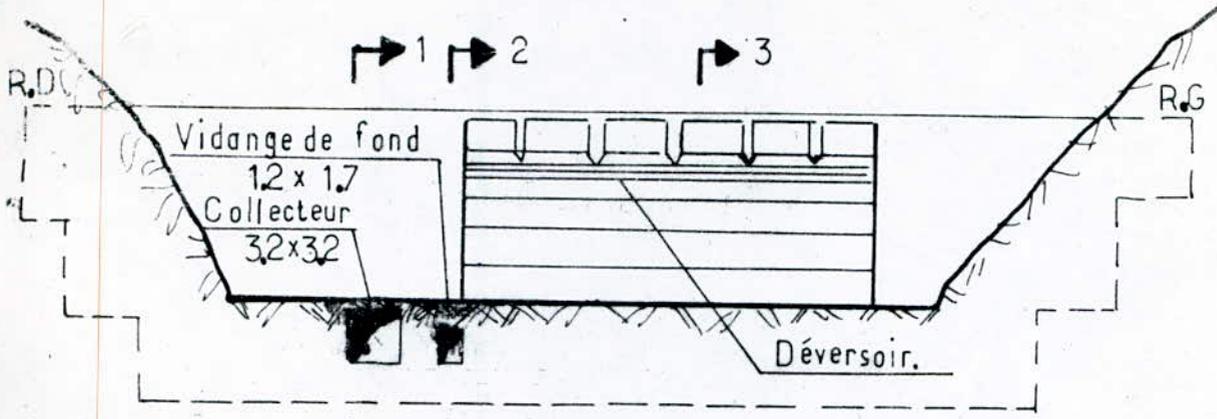
Le collecteur d'eaux usées devrait évacuer ces eaux, en traversant la retenue. Il serait posé au fond de la retenue en rive gauche sur la majeure longueur de la retenue, avant de passer en rive droite à l'amont du barrage. Le collecteur aurait une longueur de 488 m, avec quelques variations de directions.

3) Barrage

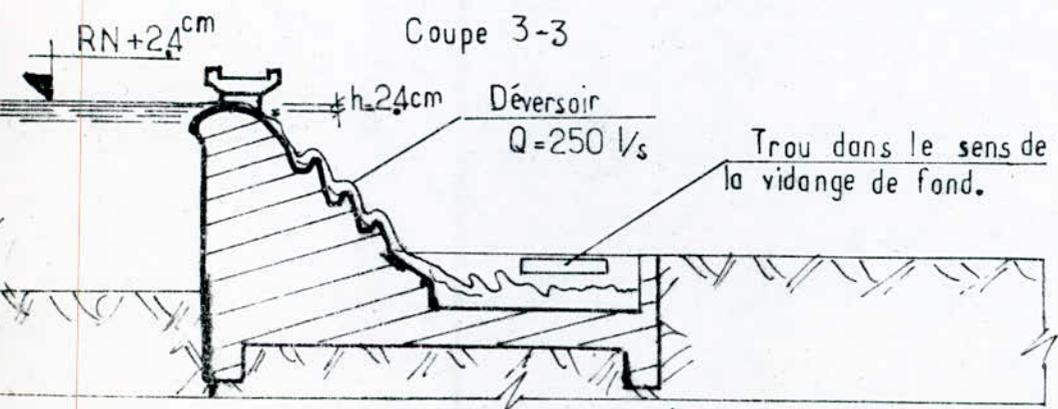
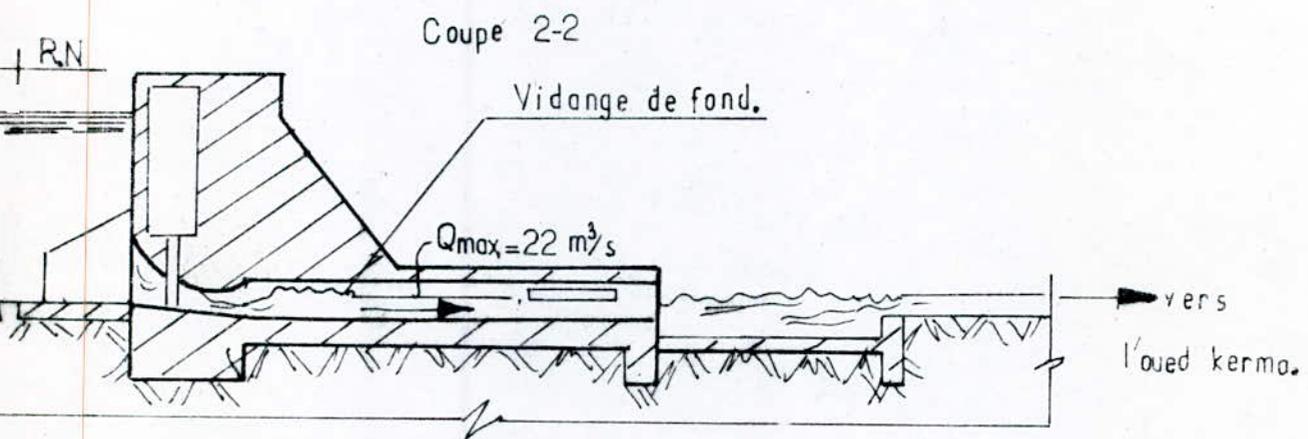
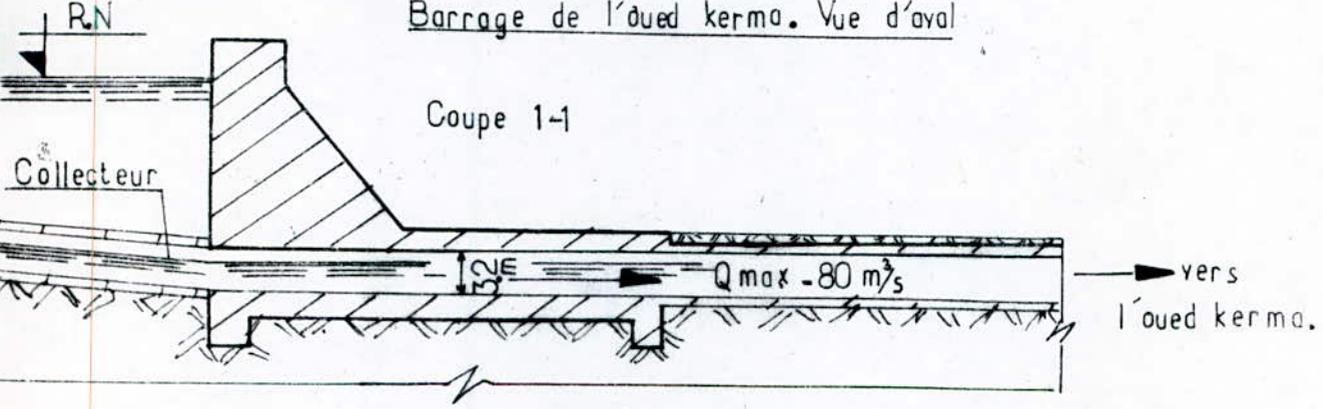
Le barrage de l'Oued Kerma est un barrage poids en béton. On lui reconnaît un profil idéal triangulaire avec parement amont vertical, et un parement aval possédant un fruit $m = 0,8$.

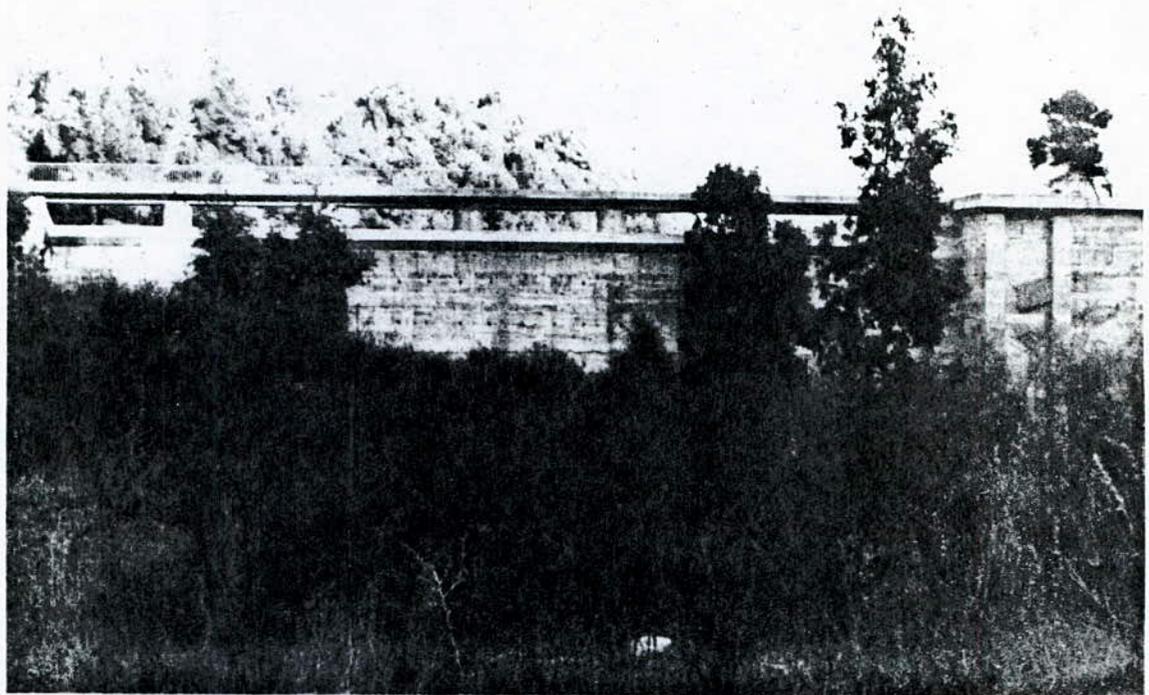
La hauteur maximale du barrage hors-sol est de 13,7 m (cote 178,7). Les fondations vont à une profondeur de 8,5 m (cote 156,5), ce qui fait une hauteur totale de 22,2 m. La longueur du couronnement est de 125 m. La largeur à la base est de 150 m. Dans ce barrage, est incorporé:

- * une ouverture avec les dimensions 3,2 x 3,2 pour le passage du collecteur.
- * une vidange de fond prévu pour l'évacuation du débit maximal de 22 m³.
- * un déversoir de surface en cascade long de 40 m, calculé pour évacuer sous la charge d'environ 2,4 cm, un débit de 250 l/s. Ce déversoir de surface en cascade éclairé le soir par en dessous à l'aide de lampes électriques sera un élément esthétique très effectif du barrage.
Comme supplément décoratif, il a été proposé d'installer un jet d'eau de 50 mètres de hauteur (équivalent à une pression de 5 bars), au milieu de la retenue.



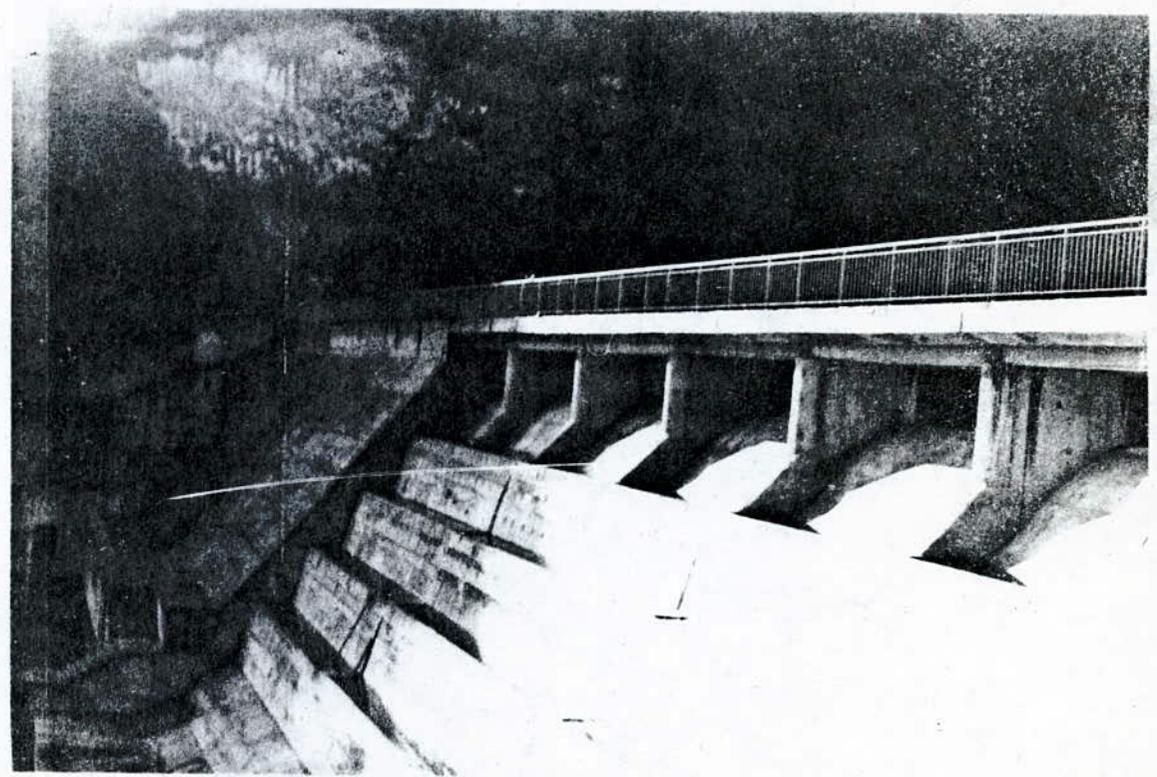
Barrage de l'oued kerma. Vue d'aval

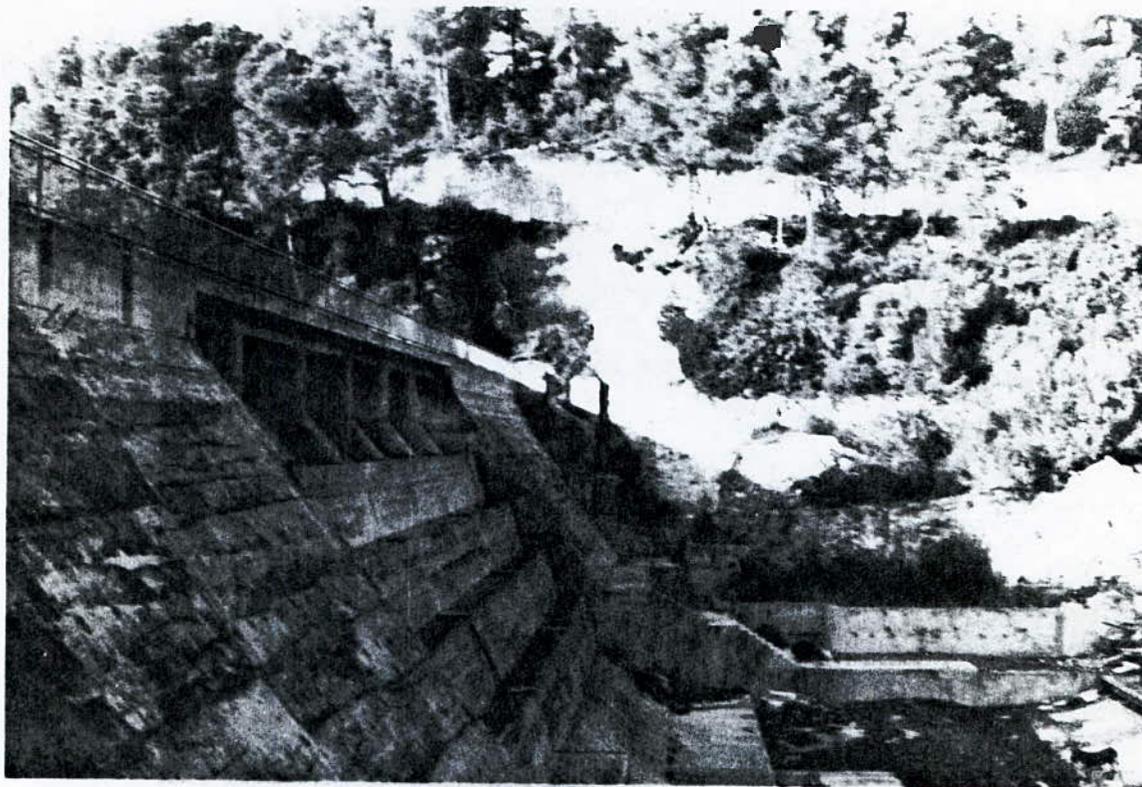




Barrage de Loyed Kerma. vue d'amont

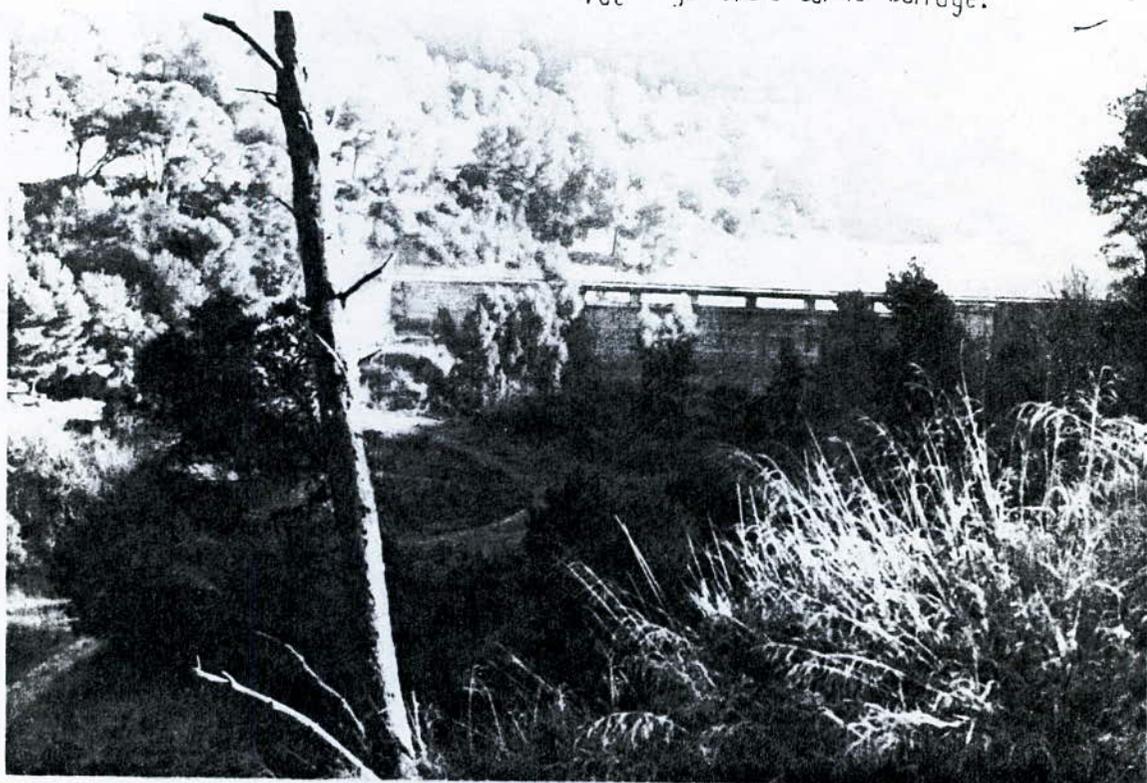
vue d'aval

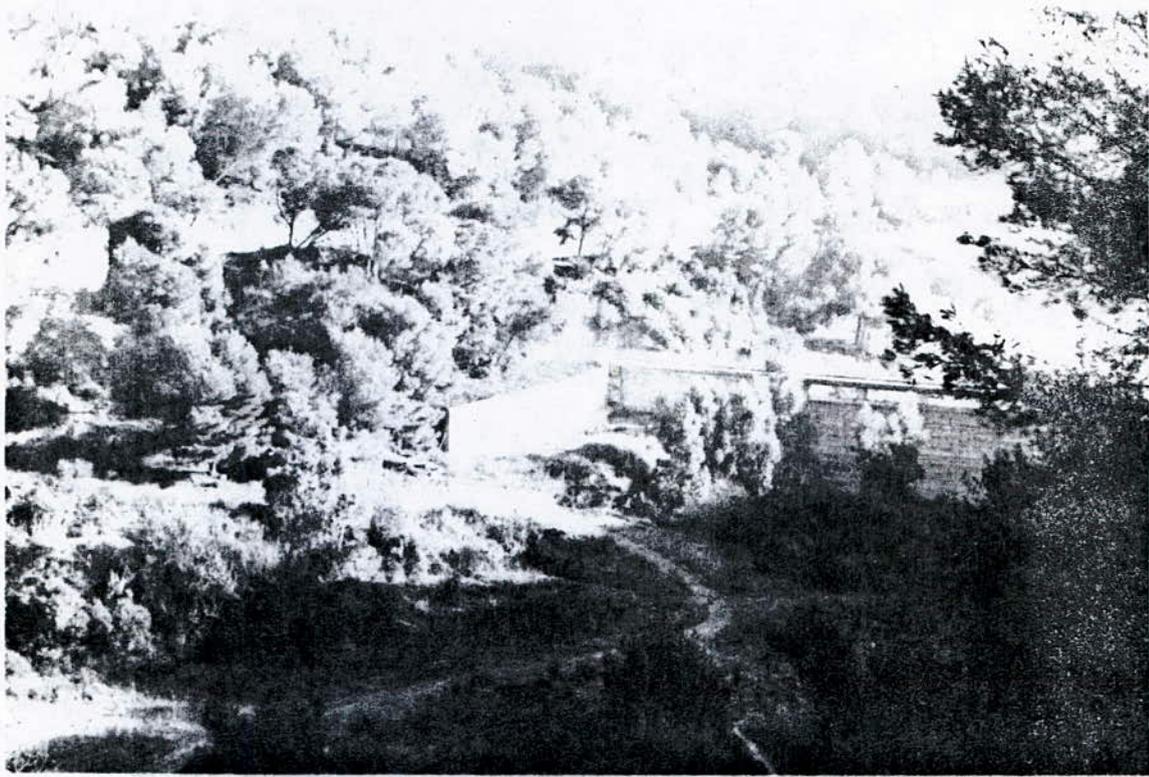




Partie aval du barrage.

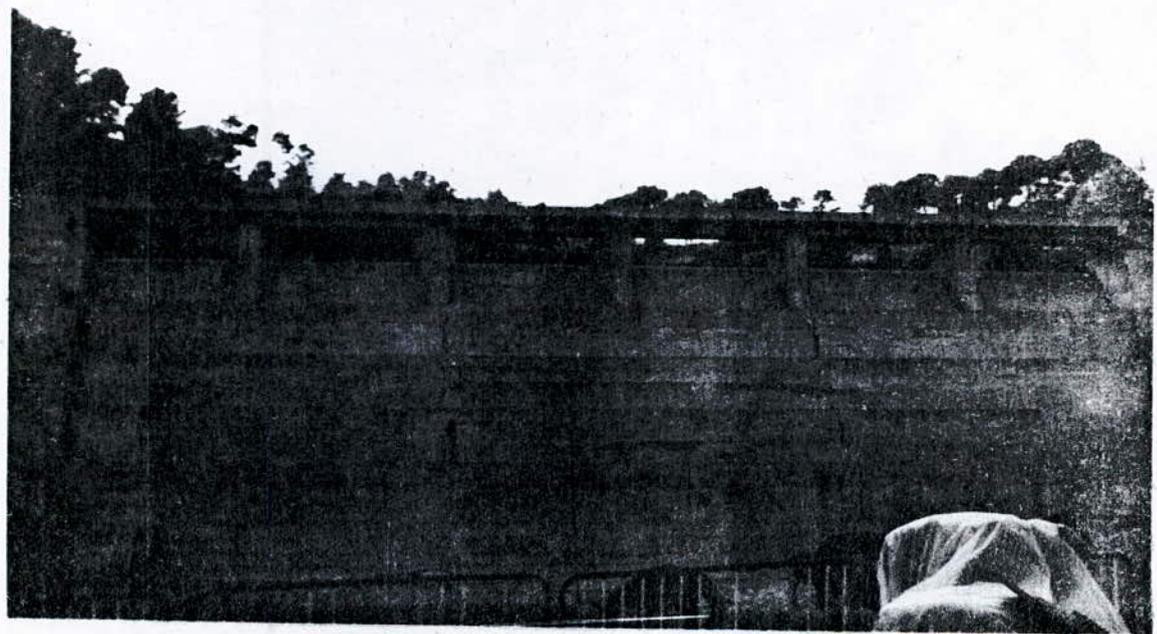
Vue générale sur le barrage.





Amont et rive gauche.

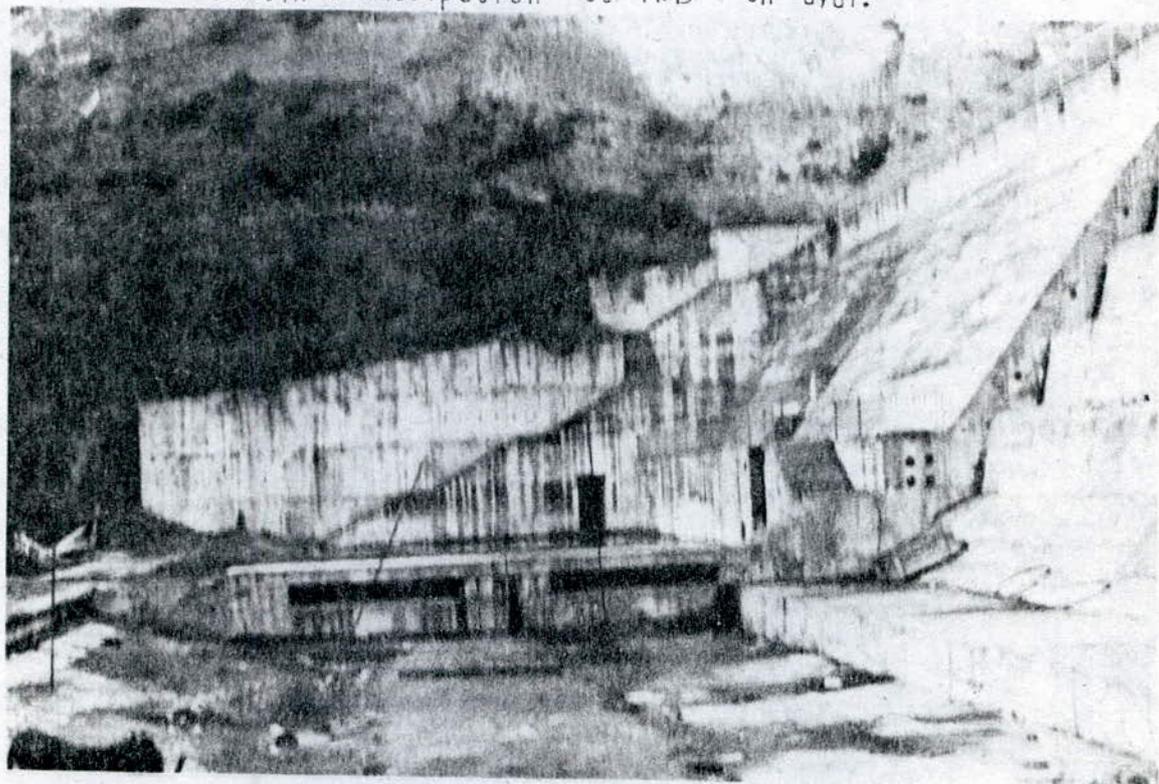
Déversoir vue d'aval.





Vue sur le bassin de dissipation.

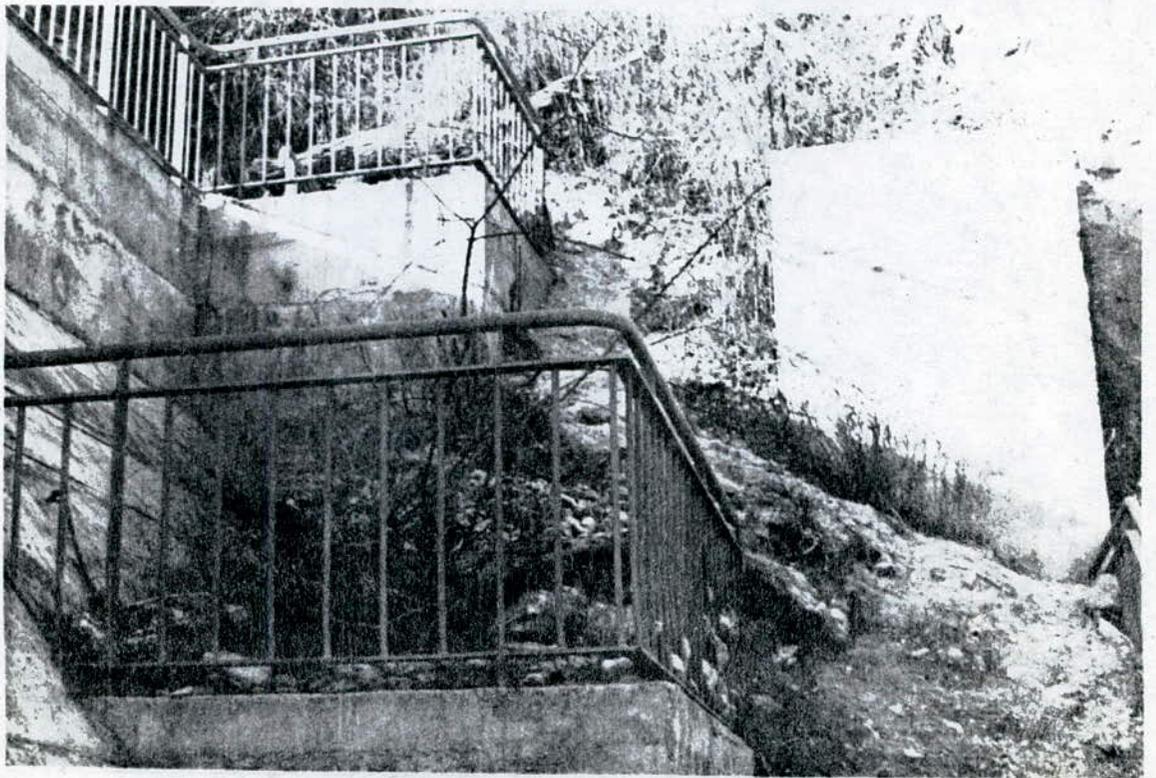
Bassin de dissipation et R.D. en aval.

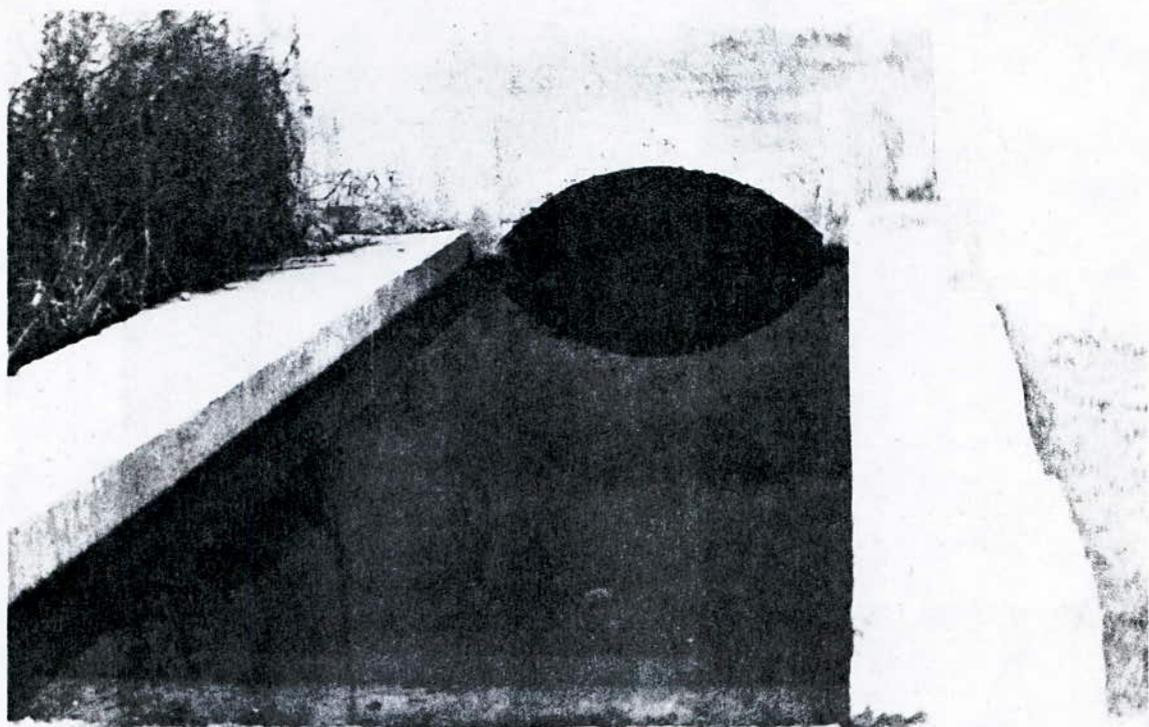


Rive droite.



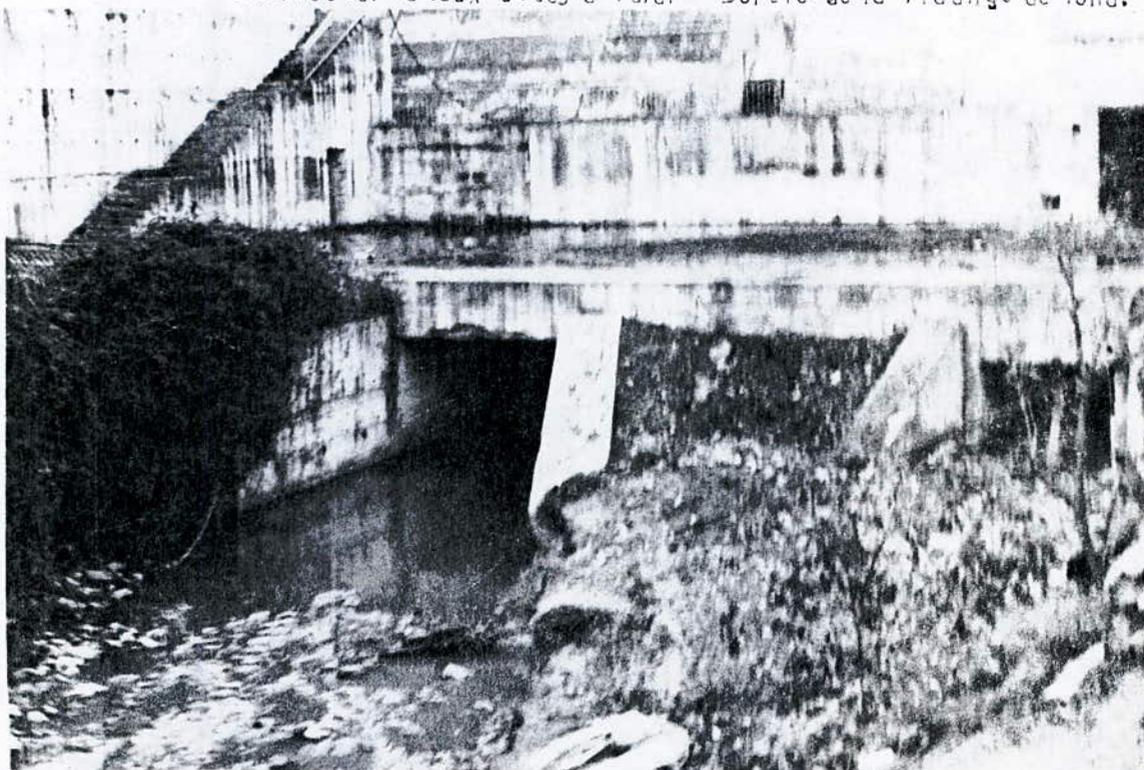
Glissement de
rive gauche.





Galerie de drainage. Aval RG.

Collecteur d'eaux usées à l'aval + sortie de la vidange de fond.



CHAPITRE 2

ORGANISATION DES ETUDES DE BARRAGE

"Celui qui n'est pas organisé, devient fatalement le serviteur de l'organisateur."

Comme pour la plupart des projets de génie civil, les études de barrage s'articulent en trois phases principales.

1 - L'Etude Préliminaire

Cette étude est considérée comme une étude de factibilité. Ses objectifs sont d'estimer rapidement l'intérêt du projet, les conditions de sa réalisation, d'examiner les diverses solutions techniques admissibles et d'en chiffrer le coût. A l'issue de cette phase, le maître de l'ouvrage sait, en principe si l'ouvrage est faisable et quel est l'ordre de grandeur de sa dépense.

A ce stade intervient l'étude hydrologique, pouvant influencer les choix à prendre. L'hydrologie conditionne évidemment la conception des ouvrages d'évacuations, mais elle intervient également dans la détermination du niveau des plus hautes eaux, et par suite de la hauteur du barrage.

Des études géologiques sont, à ce stade sommaires mais très importantes. Il s'agit en premier lieu de consulter les documents existants (cartes géologiques) puis de procéder à une visite des sites.

2 - L'Avant - Projet Sommaire

C'est alors que le projet prend réellement corps, et que les données hydrologiques et géologiques sont nécessaires et essentielles pour l'auteur du projet. Le but à atteindre est de choisir le type de barrage le mieux adapté au site et d'en préciser les modalités d'exécution, avec le critère économique.

- Il faut donc établir, pour le bassin versant considéré, un réseau serré d'observations, avec de nombreuses stations de mesure des précipitations, des écoulements superficiel et souterrain.

Les caractères principaux, géologiques, morphologiques, hydrologiques et hydrographiques du bassin versant doivent en tout cas être parfaitement connus avant de déterminer l'emplacement des barrages.

- De point de vue géologique, le géologue doit selon un processus d'investigation classique, déterminer la nature exacte géologique et des diverses formations concernées puis préciser la structure géologique.

L'étude de terrain laisser toujours subsister un certain nombre d'inconnues qui doivent être déterminées par des moyens de reconnaissance adaptés, tels : la géophysique ou les galeries de reconnaissance, les sondages mécaniques, et même les essais de sol in situ et au laboratoire.

Enfin à l'issue de cette phase le projecteur doit mettre au point les plans de l'ouvrage, en accord avec le géologue, et il déterminera :

- Le choix du type de barrage
- L'adaptation des ouvrages à la configuration des lieux,
- La profondeur des fouilles,
- Le traitement de la fondation (profondeur de voile, espacement et inclinaison des forages par exemple).

3 - L'Avant Projet Détaillé

A ce stade, sont produits les dessins d'exécution et un certain volume de travaux de reconnaissance complémentaires se révèlent nécessaires tels par exemple réaliser des essais très spécialisés et coûteux, de mécanique des roches ou d'injection en vraie grandeur (plots d'essai).

4 - La Période des Travaux

Cette phase est souvent très fructueuse et parfois difficile car c'est lors de l'exécution des fouilles que le massif rocheux va se montrer tel qu'il est. Un contrôle géologique et géotechnique indispensable, et permettra de confronter l'étude prévisionnelle et la réalité, et modifier si cela est nécessaire, certains détails du projet, comme cela s'est produit souvent avec les surprises obtenues lors de l'ouverture des fouilles.

5 - La mise en eau

C'est alors que vont se vérifier le bien fondé des hypothèses la validité des calculs, et la bonne exécution de l'ouvrage. Les déformations de l'ouvrage lui même celles de sa fondation, les modifications de la nappe au voisinage du barrage, etc... sont suivies avec la plus grande attention grâce à des dispositifs appropriés. L'analyse des données géologiques récoltées lors de l'exécution des travaux permettra l'interprétation de certaines anomalies.

"Il est trop tard pour creuser un puits quand on a soif."

L'ETUDE HYDROLOGIQUE DANS L'ETUDE DE FACTIBILITE D'UN BARRAGE

La construction d'un ouvrage de retenue tel un barrage, suppose une enquête approfondie en hydrologie.

Dans un certain pays, l'installation d'une puissante usine hydraulique sans connaissance hydrologique préalable de la région, a entraîné une si amère désillusion que pendant longtemps, on ne voulait plus y prévoir d'usines hydrauliques. On n'envisageait plus que des usines thermiques.

Dans une étude hydrologique il est nécessaire de réunir les données sur l'importance des précipitations et leur répartition dans le temps, la capacité de la retenue du bassin versant. Les paramètres suivants tel, le débit, l'évaporation, l'infiltration, la forme, nature et situation du bassin versant, doivent être déterminés.

On adopte généralement une durée minimale d'observations de 10 ans qui englobe les périodes de crues et d'étiages extraordinaires. Ces débits, durées et dates des eaux de crues maximales ou d'étiages, ont une importance particulière, car les barrages en dépendent dans une grande mesure.

Pour le bassin versant considéré, de nombreuses stations de mesures des précipitations, des phénomènes d'écoulement artificiel et souterrain, de l'évaporation et de l'infiltration sont nécessaires. Il faut en outre effectuer des mesures de la température de l'eau et de l'air, de l'action du vent et du rayonnement et ainsi, déterminer tous les facteurs climatiques.

Sont également nécessaires, les mesures pour stations hydrométriques, des niveaux et débits aux points reconnus les plus importants dans l'avant projet, ceci afin de déterminer l'importance du débit et de son évolution dans le temps.

Tout particulièrement doivent être exactement observés les débits charriés, de même que les caractéristiques particulières des apports superficiels et souterrains, leur nature du point de vue physique, chimique et biologique.

I - Objet des Etudes Hydrologiques

Nous traiterons en détail, les grands traits d'une études hydrologique dans l'étude préliminaire d'un ouvrage de retenue.

1/ Caractéristique du bassin versant

Les caractéristiques topographiques, géologiques et pédologiques d'un bassin versant jouent un rôle essentiel dans son comportement hydrologique, et il convient de les préciser autant que possible numériquement dès le début de toute étude.

a/ Délimitation du bassin versant

Un bassin d'alimentation pour une section droite d'un cours d'eau, dont la totalité de la surface topographique drainée par le même cours d'eau, et ses affluents, en amont de la dite section, définit le bassin versant.

La limite entre un bassin et ceux l'environnant est la ligne de partage des eaux, tracée sur une carte topographique, en courbes de niveaux, suivant les lignes de crêtes bordant le bassin et ne traversant le cours d'eau qu'au droit de la section.

Cette délimitation définit le bassin versant topographique pouvant parfois différer du bassin réel dans le cas où le bassin réel comporte des bassins élémentaires fermés dans lesquels les eaux de surface aboutissent à des gouffres ou à des lacs non reliés au réseau hydrographique du cours d'eau principal.

Il est alors nécessaire, une fois le bassin délimité, d'évaluer la superficie du bassin versant par planimétrage, ainsi que son périmètre, sur une carte topographique d'échelle.

b/ Indice de forme du bassin versant

Une fois le bassin versant délimité, sa forme importe pour beaucoup, car pour une même superficie et une pour une même averse, l'hydrogramme (débit en fonction de la hauteur de la lame d'eau) à l'exutoire d'un bassin de forme très ramassée (hémicycle par exemple) sera très différent de celui d'un bassin très allongé.

Généralement, l'indice de forme est défini par l'indice de compacité de gravellius :

$$K = \frac{\text{Périmètre du bassin}}{\text{périmètre du cercle de surface équivalente}}$$

Si A est l'aire du bassin, P son périmètre

$$K = \frac{P}{2\sqrt{A}} \quad 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

c/ Répartition de la surface totale en fonction de l'altitude

Comme la plupart des facteurs météorologiques et hydrologiques, tels que précipitations, températures et débits spécifiques, sont fonction de l'altitude, il est utile de déterminer la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes. Ce calcul se fait par planimétrie des cartes comportant les courbes du niveau du terrain.

La courbe hypsométrique du bassin donnant en ordonnées, la surface du bassin se trouvant au dessus des cotes d'altitude portées en abscisses, est considérée comme une sorte de profil de bassin. Sa pente moyenne, en mètres par kilomètre carré (m/Km^2) est un élément synthétique de comparaison de la topographie des divers impluviums, pouvant servir de bassin de retenue d'un barrage.

La connaissance de la courbe hypsométrique d'un bassin versant permet de déterminer d'une manière précise, la quantité d'eau météorique reçue, connaissant la hauteur des précipitations à chaque altitude du bassin.

d/ Profil en long des cours d'eau

Ces profils sont établis en portant en abscisses les longueurs développées du lit du cours d'eau, et en ordonnées l'altitude du fond.

e/ Densité de drainage

Elle exprime la longueur moyenne du réseau hydrographique par kilomètre carré (Km^2) du bassin versant. Sa détermination est nécessaire pour l'étude des crues.

Généralement notée (Dd) elle est définie par :

$$Dd = \frac{L}{A} \quad [Km/Km^2]$$

ou L = longueur totale du réseau hydrographique (même les cours d'eaux temporaires)

A = surface du bassin.

f/ Temps de concentration

C'est le temps mis par une particule d'eau provenant du point le plus hydrauliquement défavorable pour atteindre l'exutoire.

Il existe plusieurs formules donnant le temps de concentration et toutes sont empiriques, et s'appliquent généralement à des domaines précis.

g/ Géologie du bassin versant

La géologie du site de la cuvette dont l'étude bien approfondie, sera traitée ultérieurement, présente un double rôle vis-à-vis des caractéristiques hydrologiques d'un bassin versant. Elle influence le régime d'un cours d'eau d'une part, et l'érosion avec le transport solide d'autre part.

Selon la perméabilité ou l'imperméabilité, le ruissellement superficiel pourrait varier, et que même la nature des roches influencerait sur l'érosion et le transport solide; ils sont d'autant plus importants que la résistance du sol est faible et que la constitution des roches est sensible à la dégradation.

f/ Couverture végétale

La couverture végétale, et en particulier les forêts et les cultures, influence la rapidité du ruissellement superficiel, le taux d'évaporation de la capacité de rétention du bassin.

Il est recommandé de calculer le pourcentage de l'aire du bassin couverte de forêt ou de cultures, car ces derniers jouent le rôle de régulateur dans le régime d'écoulement, comme on va le voir dans les résultats ci-dessous.

| Nature de la couverture végétale | Ruissellement | | Infiltration (m ³ d'eau) |
|----------------------------------|---------------|----------------------|-------------------------------------|
| | % | m ³ d'eau | |
| Forêt | 2 | 1000 | 49000 |
| Paturage | 5 | 2500 | 47000 |
| Blé et Avoine | 25 | 12500 | 37000 |
| Mais et Coton | 50 | 25000 | 25000 |

Source : HEUSCH. B. "d'érosion hydraulique au Maroc : son calcul et son contrôle" RABAT. 1970

Les résultats de l'expérience, ci-dessus notés, montrent qu'avec une intensité de précipitation torrentielle de 50 mm/h, pendant une heure, tombant sur un bassin de 100 ha, dans deux parcelles de sol identique, mais de végétation différente, l'infiltration et le ruissellement ne sont pas les mêmes.

On notera cependant, l'atténuation sensible, dans le cas des forêts, du ruissellement qui peut être favorable lors des crues.

2/ Facteurs Climatiques

Dès qu'il s'agit de retenir artificiellement de l'eau, il est nécessaire de connaître les différents facteurs qui peuvent influencer sur ces retenues, tels la température, de l'air et le rayonnement solaire.

a/ Température de l'air et de l'eau

L'étude de l'évolution de la température obtenue par des mesures de température effectuées sous abri normalisé à 1.50 M en dessus du sol dans les stations météorologiques, revêt de la plus haute importance dans les problèmes d'évaporation et de déficit d'écoulement. De plus les variations de la température de l'air, l'exposition au soleil, l'effet calorifuge de l'eau de la retenue, peuvent causer des variations de température du barrage et par conséquent créer également des sollicitations.

Dans le béton, l'évolution de la température est décalée par rapport à celle de la température extérieure; ainsi la température initiale a une grande influence sur l'échauffement du béton.

Etant donné la mauvaise conductibilité thermique du béton, les variations de la température du béton et de la maçonnerie à introduire dans le calcul statique doivent être de préférence déterminées en traçant l'allure probable des isothermes dans la section du barrage, correspondant à la fin de la période froide et de la période chaude.

De coutume on ne calcule pas l'effet des variations de température sur la répartition des contraintes dans les barrages poids mais il est toujours bon de connaître la variation de température.

Quant à la température des eaux de surface, celle-ci oscille avec celle de l'air suivant le cycle saisonnier. Il en résulte, deux modifications annuelles de la courbe des températures en fonction de la température et notamment dans les lacs artificiels créés par les barrages du fait de leur alimentation par des eaux venant d'ailleurs et à une température donnée.

Les variations de température du sol, interviennent également dans diverses phases du cycle hydrologique, telles l'évaporation et l'infiltration et pour ainsi dire le ruissellement.

b/ Action du vent et du rayonnement

Le rayonnement est directement lié à l'évaporation puisqu'il en est le principal moteur.

Quant à l'action du vent, son importance, ou son influence, agit directement sur le barrage par l'action des vagues.

Ainsi selon la position, la grandeur, la forme et surtout la longueur du bassin par rapport à la direction de vents dominants et les conditions locales avec la vitesse effective du vent, on peut être obligé de tenir compte du choc des vagues. Il faut alors prévoir une revanche suffisamment haute. A noter que la vitesse des vents peut être mesurée à l'aide d'un anémomètre.

3/ L'Evaporation

Les phénomènes d'évaporation interviennent dans le cycle hydrologique dès le moment où les précipitations atteignent le sol.

L'évaporation de fait de l'eau de pluie qui, au début d'une averse recouvre d'une mince pellicule les feuilles, les tiges et les branches des plantes. De l'eau s'évapore également des surfaces d'eau stagnantes ou courantes, de toutes dimensions tel par exemple les retenues de barrages.

IL est donc nécessaire d'évaluer la quantité d'eau évaporée, parfois très importante notamment dans certaines régions d'Algérie, tels les chotts, où elle peut dépasser 2 mètres d'eau par an.

Ainsi en Algérie, la hauteur d'eau évaporée annuellement pour une surface d'eau libre, est presque toujours supérieure à la quantité d'eau tombée sur la même surface. Comme exemple, la hauteur moyenne d'eau s'évaporant à Alger est de 0,94 m/an, alors que la moyenne annuelle des précipitations est 0,665 m/an. Nous signalerons également le cas du barrage de Gabel sur le Nil près de Khartoum, où le volume évaporée est près de 50 % du volume de la retenue.

Du fait que de grandes quantités d'eau sont évaporées par le processus de la transpiration, on notera ici encore le rôle de la couverture végétale, qui puise dans la profondeur du sol l'eau nécessaire à son développement et à sa vie. On groupe sous le nom d'évapotranspiration l'ensemble des processus d'évaporation et de transpiration, la hauteur de la lame d'eau "évapotranspirée" sur un bassin versant, pendant une période déterminée est alors son évaporation totale au cours de cette période.

L'état de l'atmosphère est régi par le pouvoir évaporant de l'atmosphère. Des principaux facteurs du pouvoir évaporant sont : le déficit hygrométrique ou humidité relative de l'air, la température de l'air et de l'eau, l'insolation ou le rayonnement solaire et la vitesse du vent. En fait la plupart de ces paramètres sont en corrélation plus ou moins étroite. Seuls ceux qui sont généralement les plus faciles à mesurer, peuvent intervenir dans les formules simplifiées utilisées dans la pratique, et que nous verrons lorsqu'il s'agira d'étudier le déficit d'écoulement.

Nous pensons néanmoins qu'il est plus pratique, à défaut d'autres mesures, d'évaluer directement le pouvoir évaporant de l'atmosphère.

Les taux d'évaporation observés par établissement dans la zone intéressée de stations évaporométriques donnent une bonne approximation du pouvoir évaporant de l'atmosphère, et de plus, ce qui nous concerne dans l'étude d'un avant projet de barrage ou autre ouvrage hydraulique, c'est la quantité évaporée, donnée par le taux d'évaporation mesurée.

Bien qu'affectée d'autres facteurs telles l'étendue et la profondeur, l'évaporation des nappes d'eau subit l'effet du pouvoir évaporant de l'atmosphère.

21

Le taux d'évaporation d'une nappe d'eau est d'autant plus faible en saison chaude et plus fort en saison froide que la nappe est plus étendue et plus profonde.

En pratique, l'évaluation de l'évaporation sur de grandes surfaces d'eau, faites par l'ingénieur, à partir des mesures effectuées sur bacs flottants d'évaporation, ou des relevés de l'évaporimètre de Piche d'une station météorologique, est sujette à des coefficients correcteurs.

L'importance de l'évaporation se fait donc sentir lorsque les quantités d'eau ne sont pas suffisantes, pour le remplissage de la retenue d'un barrage, d'où la nécessité de recourir à une telle évaluation. Et nous verrons cela plus particulièrement dans le problème du remplissage de la retenue du barrage de l'O. Kerma.

4/ L'infiltration

L'infiltration est en étroite relation avec la géologie. Nous signalerons son importance, dans le processus de l'écoulement, et son influence sur la résistance des sols de fondation.

L'infiltration contrairement à la filtration ou la percolation, désignant la circulation de l'eau dans le terrain n'est que le passage de l'eau de la surface du sol à l'intérieur de celui-ci. Celle-ci constitue en général, le terme prépondérant des pertes lors d'une averse, car ce n'est que lorsqu'il y a excédent du débit pluvial sur le débit d'infiltration, qu'il y a stockage superficiel et ruissellement superficiel vers le réseau hydrographique.

La capacité d'infiltration d'un sol donné dans des conditions déterminées, est l'intensité maximum de pluie (mm/h) qu'il peut aborder lorsque l'intensité de pluie reçue est égale ou supérieure à la capacité d'infiltration. Celle-ci, au cours d'une averse ne demeure pas constante; elle présente un maximum au début de l'averse et décroît au fur et à mesure que le sol s'humidifie.

Nous citerons les différentes méthodes valables pour la détermination des capacités et des taux d'infiltration.

Cette détermination se fait donc comme suit :

- soit par essai in-situ sous pluie artificielle ou au moyen d'infiltromètres (suivant la méthode de DARCY).

- soit par essai dans la nature, sous pluie naturelle sur des parcelles d'essai "hydrologiquement isolées".

- soit par analyse comparative des enregistrements des précipitations et des débits correspondants relevés sur des bassins versants expérimentaux à sols homogènes ou sur des bassin naturels complexes.

Les capacités d'infiltration varient d'un sol à l'autre, surtout suivant les caractéristiques physiques du terrain, tel la porosité et sa teneur en eau initiale.

A noter, qu'il arrive que l'infiltration se poursuive après la fin de l'averse et même après la fin du ruissellement superficiel, d'où la nécessité d'évaluer le pouvoir d'infiltration du bassin.

Ainsi, l'importance du ruissellement de surface dans le débit total, dépend principalement de la nature du bassin ainsi que de son état d'humidité initial et bien sûr de l'importance des précipitations. Quand on sait que le ruissellement de surface est le principal facteur du débit de pointe des crues, on voit l'utilité de pousser ce genre d'études lors des projets de barrages, où prédomine la crainte des crues.

5/ Les précipitations

Source principale des eaux de surface, les pluies sont l'élément moteur du cycle de l'eau.

Partant des contours d'un bassin de l'importance des précipitations qu'il reçoit, de sa superficie, de sa situation géographique, de ses différentes caractéristiques qui commandent notamment l'évaporation, le ruissellement et l'infiltration, on peut se faire une idée sur les débits des cours d'eau du bassin versant et de la manière d'y apporter des aménagements hydrauliques.

Si on opère ainsi pour connaître les débits des cours d'eau. C'est que généralement, les pluies font l'objet et dans la plupart des pays, de mesures suivies depuis plus longtemps que les débits des cours d'eau.

Pour caractériser le régime des pluies en une station exploitée depuis de nombreuses années, il est de tradition d'établir la courbe des hauteurs de pluie moyennes mensuelles, et d'y faire figurer également, sur le même graphique, la courbe des maxima et minima observés.

L'analyse des averses exceptionnelles de longue durée s'impose pour calculer le débit maximum, optimum économiquement, que devra écouler un évacuateur de crues de barrage. On se base alors de préférence sur de longues séries de relevés de débit du cours d'eau intéressé. Comme ces relevés sont souvent inexistant, on s'étend sur une période trop courte pour que l'on puisse estimer la fréquence d'une crue d'amplitude déterminée, on est conduit à faire une analyse détaillée des averses et de leur intensité maximum en vue de prédéterminer l'allure de l'hydrogramme des débits catastrophiques de leur fréquence.

L'analyse des averses, sur l'ensemble de la surface d'un bassin est élaborée à partir des relevés de pluie effectués dans la zone considérée.

Cette analyse repose sur l'hypothèse que la pluie ponctuelle observée à une station est représentative de celles tombées dans une zone plus au moins étendue, suivant la densité du réseau pluviométrique autour de la station.

De même que l'analyse spatiale, il est souvent nécessaire d'étudier la répartition dans le temps et dans l'espace pour les précipitations tombées au cours d'une averse.

Les données de base d'une telle analyse sont fournies par les digrammes des pluviographes permettant d'établir exactement les hyétogrammes, qui donnent par un graphique en échellons la hauteur de pluie par unité de temps.

Pour mesurer toutes les précipitations si importantes, il est installé en divers points, des stations pluviométriques avec un instrument de mesure qu'est le pluviomètre ou encore hyétomètre (hyétoscope). En principe, plusieurs pluviomètres sont disposés et répartis avec un rayon d'action idéal de 5 Km environ. Il faut également veiller à en placer suffisamment en hautes attitudes; de plus les pluviomètres doivent être placés à 1.50 m de hauteur du sol, et au moins quatre fois leur hauteur, loin des murs, arbres et autres obstacles élevés.

Chaque jour le résultat de la mesure du volume d'eau est noté sur une feuille mensuelle d'observations avec indication des orages, des averses et de leur durée; ces informations importent beaucoup lorsqu'il s'agira des prévisions des débits des crues.

6/ Analyse du Régime des Cours d'Eau

Dans les techniques de l'ingénieur, le régime des débits du cours d'eau est le plus souvent la donnée de base indispensable pour l'établissement des projets d'ouvrages hydrauliques; aussi l'installation de stations de jaugeage est-elle le prologue de toute étude d'aménagement hydraulique d'un bassin.

L'analyse des régimes des cours d'eau, consiste à connaître les débits et apports des cours d'eau.

On définit par débit instantané des cours d'eau, le volume d'eau qui passe en une seconde ou travers de sa section transversale, et ce à un instant donné, et en un point déterminé. Ce débit provient bien évidemment, des précipitations, pluies ou neiges, tombées sur la région drainée par la rivière et qui alimentent les cours d'eau.

En rapportant le débit instantané à la surface du bassin, on obtient le débit spécifique :

$$d = \frac{q}{\mathcal{S}}$$

où : \mathcal{S} = surface du bassin (Km²)

q = débit instantané (l/s)

d = débit spécifique (l/s Km²)

Ces débits spécifiques permettent une comparaison utile entre les bassins versants.

On définit l'apport annuel d'un cours d'eau, en un point déterminé de son parcours, par le volume d'eau total qui passe en ce point, pendant une année. C'est évidemment la somme des 365 apports journaliers d'une année.

La lame d'eau ruissellée, par le bassin versant pendant un an, est le rapport de l'apport annuel par surface du bassin versant; ou l'appelle également indice d'écoulement :

$$L = \frac{A}{K} \quad (M)$$

où A = apport annuel (M³)

K aire de bassin (M²)

Le module annuel ou débit moyen annuel M du cours d'eau, puisqu'il y a 31 536 000 secondes dans l'année, est défini par :

$$M = \frac{A \cdot 10^6}{31\,536\,000} = \frac{A}{31.536} \quad (M^3/s)$$

On obtient le module spécifique, en prenant la moyenne par kilomètre carré du bassin versant :

$$m = \frac{M}{K} = \frac{A}{31.536 \cdot K} \quad (M^3/s/Km^2)$$

Cette relation conduit à envisager le rapport.

$$a = \frac{A}{K}$$

qui porte le nom d'apport annuel spécifique; il s'évalue en millions de mètres cubes d'eau par kilomètre carré.

$$m = \frac{a}{31.536} = a \times \frac{31.71}{1000} \quad (m^3/s/Km^2)$$

$$m = 31.71 \cdot a \quad (l/s/Km^2)$$

si en particulier (a) est égal à un million de mètres cubes d'eau, la lame d'eau (L) est égale à un mètre, et le module spécifique (m) est de 31.71 l/s/Km².

La lame d'eau (L) ne pouvant provenir que de la lame d'eau fournie par les précipitations, il est forcé d'avoir :

$$L < P.$$

Il est souligné que grâce à la connaissance de paramètres tel que L et P , il arrive que des régions karstiques soient remarquées car l'eau recueillie par un cours d'eau, peut par des cheminements divers souterrains provenir de bassins versants étrangers.

Nous définissons également, pour les débits et apports des cours d'eau, la variation du module annuel par l'indice d'hydraulicité annuel, qui caractérise le rapport du débit moyen annuel et de la moyenne des modules de N années d'observation. Cet indice permet de distinguer les années sèches caractérisées par un faible indice, et les années de crue par un indice élevé.

Généralement, l'enregistrement dans une station de jaugeage des débits moyens journaliers au bout d'une année, donne une suite de 365 nombres, qu'on peut produire dans cet ordre chronologique pour obtenir la courbe des débits moyens journaliers. Néanmoins, un classement des débits, par ordre de grandeurs décroissantes, nous permet d'obtenir la courbe des débits classés, plus utile.

Cette courbe des débits classés peut être assimilée à une série de N années d'observations, donnant ainsi un classement des débits relatifs à une longue période de N années d'observations.

La courbe correspondante des débits classés nous fera connaître, en partant d'un grand nombre de cas observés, la probabilité pour que le débit soit supérieur à un débit donné q , compris entre les extrêmes.

L'une des utilités des courbes des débits classés est d'en tirer des renseignements tel les différents débits caractéristiques, qui étant des débits dépassés pendant une certaine durée de temps de l'année (10 jours, 3 mois, 6 mois, 9 mois) permettent de connaître avec précision des débits à utiliser par le barrage, notamment lorsqu'il s'agit d'usines hydrauliques, ou pour connaître le volume d'eau régularisable.

On définit alors :

- le débit caractéristique de crue (D.C.C.)
- le débit caractéristique de 3 mois (D.C.3)
- le débit caractéristique de 6 mois (D.C.6)
- le débit caractéristique de 9 mois (D.C.9)
- le débit caractéristique d'étiage (D.C.E.)

Le (D.C.C.) est le débit dépassé 10 jours par an, et le D.C.E. celui en dessous duquel le débit ne tombe pas, plus de dix jours par an.

A noter, que les courbes des débits classés, manquent de précision dans la partie haute gauche; ceci est du au fait de la rareté des observations de grand débit; le nuage des points de la courbe reste très clairsemé alors qu'il est dense dans la partie moyenne.

Or il est extrêmement précieux de connaître la probabilité de ces débits, afin de pouvoir bien connaître l'importance des ouvrages évacuateurs de crues. C'est ainsi que plusieurs théories apparaissent afin de préciser les points les plus hauts.

Les méthodes d'adaptation mathématique et surtout statistique des courbes, représente l'outil de l'ingénieur lorsqu'il s'agira de calculer les débits de crues, séculaire et millinaire ceci en ce qui concerne les barrages principalement, puisque la crue maximale à craindre est la crue millinaire, et pour laquelle sont généralement dimensionnés, les ouvrages évacuateurs.

Ces méthodes statistiques, consistent généralement à établir une liaison entre la courbe des débits classés, et certaines lois statistiques telle celle de Gauss par exemple ainsi la corrélation établie il sera possible de connaître la probabilité de certains événements, c'est-à-dire dans ce cas, soit la fréquence d'apparition d'un certain débit jugé maximum, soit la force et la quantité d'un débit dont la période ou la probabilité d'apparition est connue.

Enfin pour déterminer graphiquement les conditions d'utilisation d'un réservoir de barrage, ainsi que l'étude de régularisation des débits d'un cours d'eau, il est nécessaire de réunir, la courbe dite des débits cumulés. Celle-ci est le lieu des points du plan, qui en coordonnées rectangulaires, admettent comme abscisses le temps T et comme ordonnées les débits cumulés correspondants.

Ainsi pourra-t-on suivant la régularisation escomptée totale ou partielle, connaître le volume d'eau restant dans le reservoir.

En égard à l'insuffisance des données sur le régime d'un cours d'eau, on pourra parfois, calculer les débits moyens annuels à partir des relevés de pluies et de température sur une série d'année très longue, et estimer la fréquence probable de chacun des débits annuels observés. Ceci se fera avec la formule de Coutagne donnant le déficit d'écoulement; ce déficit définit la différence entre la hauteur moyenne annuelle de précipitations sur le bassin (P) et le volume total débité par le cours d'eau (L) appelé apport spécifique annuel, cad :

$$D = P - L$$

ainsi $L = P - D$.

d'après M. COUJTAGNE ,

$$D = P - \lambda P^2$$

$$\lambda = \frac{I}{0,8 + 0,14 T}$$

ceci n'est valable que si

$$\frac{I}{8 \lambda} < P < \frac{I}{2 \lambda}$$

dans le cas où: $P < \frac{I}{8 \lambda}$

$$D = P \cdot \lambda$$

enfin si $P > \frac{I}{2\lambda}$

$$D = 0,20 + 0,035 T$$

où : D = déficit d'écoulement (M)

P = hauteur moyenne annuelle de précipitation (M)

T = température annuelle (°C)

Après détermination du déficit d'écoulement on peut alors, calculer la hauteur moyenne annuelle de la lame d'eau qui, uniformément répartie sur le bassin représenterait le volume total débité par le cours d'eau, constituant l'apport moyen annuel.

Dans d'autres cas, on a cherché à utiliser la corrélation existant entre les pluies et les écoulements mensuels ou annuels. En fait cette corrélation est très lâche, du fait de la variation de débit, suivant la température et l'état de saturation du sol et ce pour une même hauteur de précipitations afférentes à un même mois. Ainsi le rapport de la hauteur de la lame d'eau écoulée à celle des précipitations dit coefficient d'écoulement, est très variable pour un même mois d'une année à l'autre, et une grande expérience est nécessaire pour l'estimer notamment en périodes de basses eaux.

C'est un peu, pour toutes ces difficultés, qu'en pratique d'ingénieurs, les observations effectuées à une station de jaugeage même sommairement équipée, sont indispensables.

7/ Analyse des Crues et Prédetermination de leur débit

Les crues ne doivent pas être confondues avec les hautes eaux moyennes, car ce sont des phénomènes hors série. Elles sont susceptibles de remanier en quelques heures un lit qui ensuite n'évoluera peut-être plus pendant des années. Ces phénomènes sont souvent observés sur les Oueds d'Algérie, où les cours d'eau ne sont ni réguliers ni pondérés; comme la sécurité des ouvrages en est dépendante, et à titre d'exemple le barrage de l'O. Fergoug, ce sont les principaux phénomènes hydrologiques qu'on a intérêt à prévoir par calcul et c'est effectivement à elles que s'applique surtout la prévision.

Il est clair que le seul débit maximum d'une crue est insuffisant pour étudier un évacuateur de crue d'un grand barrage, puisqu'une crue de faible durée exigera des ouvrages moins importants qu'une crue de même débit maximum, mais s'étendant sur plusieurs jours.

Ainsi les caractéristiques d'une crue pour une étude d'ouvrage hydraulique, devront donner et le débit maximum instantané ou journalier, mais aussi la durée de la crue et le volume total écoulé.

Néanmoins l'excès de prudence dans le choix de la crue servant au dimensionnement d'un ouvrage est aussi coûteux qu'une faute technique dans le calcul de ce même ouvrage.

Donc l'aspect économique doit être mis en valeur dans l'analyse des crues et la prédétermination des débits de crues, surtout que ces analyses sont souvent statistiques et où le point de vue et l'expérience de l'ingénieur importe pour beaucoup.

8/ Etude de l'Envasement et du CHarriage

L'amoncellement de matériaux solides, phénomène d'envasement, à l'amont d'un barrage peut représenter un danger pour la stabilité de l'ouvrage si celui-ci n'est pas pris en compte. Car en plus de la poussée de l'eau stockée, il faut ajouter celle de la terre d'alluvions, toujours en amont du mur de retenue.

Ce risque, vient en plus du fait que, les matériaux solides chariés en grosse quantité par les cours d'eau se déposant peu à peu dans le fond des réservoirs, en diminuent la capacité utile. Une mauvaise estimation du volume mort, peut très vite entraîner la fin de l'ouvrage, surtout qu'en Algérie les Oueds ont des régimes hydrauliques capricieux, et que le problème d'envasement apparaît dans presque la totalité des barages réalisés.

Nous présentons comme exemple de ce fait, l'effet de l'envasement de deux barrages des plus grands en Algérie; l'Oued Fodda et le Ghrib.

Pour ces deux barrages les calculs donnaient à la date de leur construction une durée de vie de 200 ans avant envasement; or les résultats apparaissant dans le tableau (1), sont d'une toute autre nature.

Tableau 1 Envasement des barrages de l'O. Fadda et du Ghrib.

Source : Greco avec quelques modifications en fonction des statistiques des archives.

| | O. Fadda (1) | Ghrib (2) |
|---|--------------|-----------|
| Capacité initiale | 225 | 280 |
| Capacité 1.4.64 (Mm ³) an | 150 | 196 |
| Capacité en 1974 (a) (Mm ³) | 125 | 165 |
| Dépôt solide annuel (Mm ³) | 2,5 (b) | 3 |
| % d'envasement en 1964 | 34 % | 30 % |
| % d'envasement en 1974 (a) | 50 % | 41 % |
| Dégradation spécifique t /Km ² /an | 3-4000 | 1000 |

(a) estimations; (b) 3,2 Mm³ après 1955

(1) mise en eau en 1932

(2) mise en eau en 1935.

D'après ces résultats, les deux barrages perdent leur qualité de réserve interannuelle en 1990. En effet à cette date, les cubes régularisés par l'O. Fouda sont estimés à 48 Mm^3 en années normales et à 38 Mm^3 en années sèches au lieu de 75 Mm^3 . Pour le Ghib ce sont 80 Mm^3 et 64 Mm^3 respectivement au lieu de 140 Mm^3 .

On a pu dire, à propos de l'alluvionnement, dans les cuvettes d'accumulation qu'ainsi celles-ci étaient sujettes au vieillissement.

L'envasement commence avec le dépôt à l'entrée du réservoir des matériaux les plus gros, galets et graviers, les sables vont un peu plus loin; les éléments extrêmement fins restent un certain temps en suspension mais se déposent à la longue. Formant des couches de limon et de vase, de plus en plus épaisses, devenant très compactes, prenant des densités plus élevées.

Comme il s'agit d'un phénomène naturel il y a deux manières concrètes d'aborder le problème de l'envasement faisant abstraction des formules empiriques.

On peut d'abord évaluer, par des mesures directes, le cube de matériaux solides transportés annuellement par le cours d'eau que l'on se propose de barrer; les matériaux retenus seront des matériaux fins (vases et limons) transportés en suspension et des matériaux grossiers (sables, graviers, galets) transportés par charriage sur le fond. Il est de ce fait difficile de cuber ces derniers pendant une ou plusieurs années; car là encore le charriage dû à une seule grande crue dépasse souvent les moyennes de plusieurs années normales, et cela reviendrait en fait à réaliser le barrage projeté.

C'est pour cela, qu'il est préférable d'agir, par comparaison des régimes du cours d'eau à aménager à celui d'autres cours d'eaux analogues qui ont déjà été barrés ou qui se déversent dans les lacs naturels. Mais là, il faudrait ne comparer que de réservoirs de même forme et de même dimension et avec la même couverture végétale.

De ce fait on remarquera que le coefficient (T), taux annuel d'abrasion, ou coefficient de transport spécifique de cours, exprimé en mètres cubes par an et kilomètre carré de bassin versant a souvent une valeur régionale, puisqu'en relation avec le climat et la végétation.

T sera d'ailleurs toujours plus élevé pour les petits bassins, généralement en tête des réseaux hydrographiques et au contraire plus faible pour les grands bassins fluviaux, souvent terminés à l'aval par de grandes plaines où l'érosion est que active.

A ce titre d'exemple, dans les Pyrénées, où les pentes sont fortes, mais les roches généralement très peu affouillables, et les vallées très boisées, les chiffres sont généralement très faibles (T = 20 à 50 mètre cubes par an au kilomètre carré).

En Italie, d'après les chiffres donnés par VISENTINI (1937), le record des troubles transportés en suspension appartient aux torrents de l'Apennin Emilien (Chaîne Italienne traversant l'Emilie Romagne) et dont les bassins versants sont formés en presque totalité par des terrains argileux très affouillables (argiles, marnes); les moyennes annuelles (3 à 9 ans) atteignent 5280 mètre cubes pour l'Enza à Lentiglione, 4085 mètre cubes pour la Sacchia à Castellaramo, 4305 mètre cubes pour le Passano à Casarro di Marano.

En Algérie, pays à végétation très clairsemée sinon absente, avec beaucoup de ravins entaillés dans les schistes et marnes très tendres, et où les précipitations sont rares, mais extrêmement violentes, les oueds en crue deviennent de véritables coulées de boue.

Une étude de Drouhin, Mallet et Pacquant, intitulée "La Sédimentation des barrages Réservoirs en Algérie", compte rendu du congrès des Barrages New delhi 1951, rappelle que les barrages d'Algérie antérieurs à 1925, ont péri par envasement (Hamiz particulièrement).

Des mesures effectuées par Duquenois (1951), qui a étudié l'alluvionnement total dans le petit bassin expérimental de l'Oued El Ouldja (1,12 kilomètres carré) créé par l'E.G.A., dans l'est du pays, par un petit barrage voûte de 12 m dans les terrains schisteux et marneux, à topographie accidentée, ont révélé un T de 3100 mètre cubes par kilomètre carré en 1947-1948 et 10 000 mètre cubes en 1948-1949; ce dernier chiffre paraît énorme, mais il reste sur du fait qu'il résulte de mesures très précises.

De toute façon, connaître l'envasement réel d'un barrage très délicat. Les valeurs d'envasement annuel sont très approximatives et reflètent mal le rythme d'envasement propre à chaque barrage, car l'envasement varie énormément suivant les périodes; ce qui est normal puisqu'il est directement proportionnel au volume et à la violence des précipitations sur le bassin versant à la pente et à la dénudation progressive des sols.

Le régime des oueds Algériens étant mal connu, on s'aperçoit trop tard, qu'un lit à sec durant plusieurs mois, charrie soudainement des milliers de mètres cubes à la seconde d'une eau tellement chargée de débris que la retenue s'envase; il faut remédier à l'érosion par des mesures étendues dans les bassins versants, telles que : Plantations adéquates, dispositions judicieuses de tranchées horizontales sur les pentes et surtout les batardeaux empêchant le charriage.

9) Analyse chimico-physique de l'eau

Pour un barrage à caractère irrigable, une eau trop chargée en sel est inutilisable.

De même une eau polluée ne pourrait servir à l'approvisionnement d'une population en eau potable.

Pour montrer l'importance d'une analyse de l'eau, nous nous sommes référés aux résultats donnés par l'étude de l'eau de l'Oued Kerma, au travers duquel a été réalisé, un barrage à caractère récréatif, mais alimenté par de l'eau de l'oued polluée.

L'analyse des paramètres microbiologiques, physiques et chimiques, de même que la composition en métaux lourds de l'eau, a été réalisée sur des échantillons récoltés directement à l'aval du barrage sur l'oued.

Nous signalerons que l'évaluation de la pollution des eaux de l'Oued (DBO5 et BCO) montre le caractère urbain des écoulements rassemblés par l'Oued Kerma.

a) Paramètres microbiologiques

Un nombre total important de germes capables de se reproduire fut décelé, d'où la nécessité d'une épuration et d'un traitement soigneux pour pouvoir utiliser l'eau de l'oued pour le remplissage de la retenue.

b) Paramètres physiques et chimiques

| Parametres | Concentration trouvée (mg/l) | Normes max dans la C.E.E. (mg/l) |
|------------------|---------------------------------|-------------------------------------|
| PH | 7,8 | 9,5 |
| Ammonium | 31,0 | 0,5 |
| Phosphate total | 14,1 | 2,0 |
| Azote kjeldahl | 38,0 | 0,5 |
| Indice de phénol | 0,078 | 0,1 |
| Détergents | 3,75 | 0,1 |
| Huiles minérales | 7,5 | - |

On remarque des concentrations très élevées d'ammonium de phosphore et d'azote, d'où le risque d'eutrophisation si le rejet se fait en lac. La concentration de détergents très élevée s'explique par la qualité urbaine des eaux.

c) Concentration des métaux lourds

| Métaux | Concentration trouvée (mg/l) | Normes de la C.E.E. (mg/l) |
|----------|---------------------------------|-------------------------------|
| Arsenic | 0,001 | 0,05 |
| Plomb | 0,056 | 0,05 |
| Cadmium | 0,001 | 0,005 |
| Cuivre | 0,053 | 0,05 |
| Nickel | 0,005 | 0,05 |
| Chrome | 0,010 | - |
| Zinc | 0,25 | 0,1-2,0 |
| Sélénium | < 0,002 | 0,01 |
| Mercuré | n.d. | 0,001 |

Les normes de la C.E.E. sont celles définies pour les eaux de consommation, concernant les concentrations en métaux.

Leur comparaison avec les concentrations trouvées, montre que seuls le Plomb et le cuivre dépassent de peu les doses normales.

Nous retiendrons donc de l'analyse de l'eau de l'Oued Kerma, que celle-ci n'est pas utilisable brute; il faudrait la traiter et l'épurer, de manière à éviter tout problème hygiénique, suite au remplissage de la retenue, surtout que le lac est à caractère récréatif.

II) Hydrologie du barrage de l'Oued Kerma

Tel que relevé sur le rapport concernant le barrage voici l'hydrologie du barrage de l'Oued Kerma.

Le bassin versant de l'Oued Kerma, par rapport au site du barrage, s'étend sur une superficie de 8,1 km carré, il est de tendance imperméable.

D'après la note sur l'hydrologie de l'Oued Kerma (D.E.M. R.H., Avril 1975), le bassin versant est caractérisé par les paramètres suivants.

a) Débits de crue

| | | | | |
|----------------|---|------------------|------|-----------|
| Q_{max} 10 % | = | 30 m^3 | /sec | (10 ans) |
| Q_{max} 2 % | = | 60 m^3 | /sec | (50 ans) |
| Q_{max} 1 % | = | 80 m^3 | /sec | (100 ans) |

b) Paramètres de crues extrêmes

- * durée de pluie, 2,0 à 2,5 heures
- * volume de crue décennale $0,16 \text{ hm}^3$
- * volume de crue centennale $0,33 \text{ hm}^3$

c) Apports

- * coefficient d'écoulement 0,15
- * apport annuel moyen $0,9 \text{ hm}^3$
- * irrégularité de l'apport:
 - sec 90 % = $0,2 \text{ hm}^3$
 - humide 10 % = $2,5 \text{ hm}^3$

1) Périmètre du bassin versant

Nous avons mesuré le périmètre du bassin versant par la méthode du chaînage au fil. La mesure effectuée sur le plan du site à l'échelle 1/25 000, n'est pas très précise, mais elle servira à donner un ordre de grandeur de :

$$P = 12,5 \text{ [km]}$$

2) Superficie du bassin versant

Si l'on s'en tient à la superficie du bassin tel que notée dans le rapport relatif au barrage, celle-ci est de 8,1 km carré. Néanmoins, celle-ci est évaluée à 9,01 km carré dans le rapport du projet d'assainissement du bassin de l'O.Kerma actuellement en cours de projet.

Nous utiliserons la valeur primaire :

$$S = 8,1 \text{ [km}^2\text{]}$$

3) Indice de Gravellius de l'O.Kerma

Suite à la définition précédente on a :

$$K = 1,24$$

Cette valeur de K, établit que notre bassin versant a une répartition assez éparse, comparée à celle d'un cercle de même superficie; il est ainsi sujet à son exutoire d'un plus faible hydrogramme.

4) Densité de drainage

La longueur du réseau hydrographique a été obtenu par chainage au fil, à partir du plan de situation au 1/ 25000. On obtint :

$$L = 10,5 \text{ km}$$

$$Dd = 1,25$$

5) Température

Nous donnons les températures moyennes mensuelles relatives au bassin versant de l'O.Kerma.

| Mois | SEPT | OCT | NOV | DEC | JAN | FEV |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Tm C | 22,10 | 18,28 | 14,22 | 11,50 | 10,67 | 11,31 |

| Mois | MARS | AVR | MAI | JUIN | JUI | AOUT |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Tm C | 12,27 | 13,93 | 17,26 | 20,80 | 23,77 | 24,55 |

Tm étant la température moyenne mensuelle.
La température moyenne annuelle sera:

$$T_a = 16,71 \text{ C}$$

6) Vent

Généralement le vent est dirigé du Nord au Sud de la zone du Parc. Lors de nos différentes visites du lieu d'implantation du barrage actuellement, nous avons noté que le vent est dirigé de l'aval vers l'amont du barrage.

7) Pluviométrie

Le bassin versant tel que délimité ne dispose en son sein d'aucunes stations pluviométriques de même qu'hydrométriques. Par contre nous avons relevé toutes les stations des zones limitrophes, les caractéristiques de chaque station sont représentées comme suit:

- * nombre d'années d'exploitation
- * moyenne des pluies maximales annuelles en 24 heures, (PJ) en mm.
- * moyenne des pluies annuelles (P) en mm.

+ Station d'El Achour :

- * 12 ans
- * PJ = 53,2 mm
- * P = 660 mm

+ Station de Bouzarea Obs :

* 50 ans
 * PJ = 58,1 mm
 * P = 768 mm

+ Station de Bouzarea Sema :

* 17 ans
 * PJ = 59,5 mm
 * P = 780 mm

+ Station d'El Biar 1

* 50 ans
 * PJ = 58,9 mm
 * P = 768 mm

+ Station de Cheraga Chmouli

* 12 ans
 * PJ = 58 mm
 * P = 750 mm

+ Station de Birtouta

* 50 ans
 * PJ = 54,8 mm
 * P = 690 mm

Nous estimons donc que la moyenne des pluies annuelles pour le bassin de l'O.Kerma est :

$$P = 736 \text{ mm.}$$

8) Déficit d'écoulement

D'après M. COUTAGNE ;

$$D = P - \lambda P^2 \quad \text{avec}$$

$$\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 T}$$

ou :

P = Précipitations moyennes annuelles [m]
 T = Température annuelle [C]

suivant les données :

$$P = 736 \text{ mm} \quad \text{et} \quad T = 16,7 \text{ C}$$

$$D = 0,501 \text{ m}$$

9) Calcul de l'apport de l'Oued

D'après la définition du déficit d'écoulement on a :

$$D = P - L$$

ou :

P = moyenne annuelle des précipitations [m]

L = apport spécifique global [m]

ainsi :

$$L = P - D$$

avec

$$P = 736 \text{ mm}$$

et $D = 501 \text{ mm}$

connaissant l'indice d'écoulement (L) d'eau ruissellée on élimine l'apport annuel du bassin versant.

$$A = L.K$$

ou :

$$K = \text{aire du bassin [m]}^2$$

$$A = 1,9 \text{ hm}^3$$

Nous notons que cette valeur représente à peu près le double de celle de l'apport de l'Oued, tel qu'il est noté sur la note hydrologique du bassin versant de la D.E.M.R.H.

10) Taux d'envasement

Pour ce calcul, comme aucune donnée n'est établie, nous avons procédé à un simple calcul comparatif sur la base des données relatives à l'envasement des barrages Algériens. Si l'on considère que le barrage et sa retenue devraient être alimentés par de l'eau épurée, il n'y a pas lieu de trop s'intéresser à ce problème.

Les taux d'envasement des barrages Algériens figurent dans le tableau suivant:

| Barrages | T (t / km / an) ² |
|----------------|--------------------------------|
| Beni-Bahdel | 168 t / km / an |
| Des Cheurfas | 68 |
| Rouhanafia | 95 |
| Bakhadda | 211 |
| O. Fodda | 3325 |
| Roughzoul | 33 |
| Ghrib | 1136 |
| Hamiz | 2374 |
| Ksob | 206 |
| Zardezas | 216 |
| Foum El Gueiss | 45 |

Si nous calculons la durée d'envasement de la retenue (163 000 metre cubes), pour le taux T, minimum, moyen, et maximum, on a :

- * pour T = 33 t / km / an² une durée de 671 ans
- * pour T = 716 t / km / an² une durée de 28 ans
- * pour T = 3325 t / km / an² une durée de 6 ans

Cette évaluation peut rendre service notamment dans les avants projets, lorsqu'il est calculé la durée de remplissage du bassin par les alluvions; ainsi, pour citer un exemple bien précis:

Le projet de barrage de retenue en 1926 sur l'Isère, dans la gorge étroite dite des échelles d'Annibal en aval de Montiers (Meurthe et Moselle), avec une retenue de 400 000 metre cubes et un bassin versant de 2124 kilomètres carré, verrait sa retenue se combler en cinq (5) mois ou quatre ans avec un taux T variant de 50 à 500 metre cubes par kilomètres carré.

Le barrage, tel quel en est resté au stade de projet.

III - Variantes d'alimentation de la retenue en eau

Le premier problème qu'il s'agit de résoudre dans notre barrage de l'Oued Kerma est sans nul doute, le problème de la retenue. vide.

Ce problème se pose sous deux aspects :

1 /- Des eaux de l'Oued Kerma sont polluées par les eaux usées s'y rejetant.

2 /- L'apport de l'Oued est irrégulier, un approvisionnement permanent de la retenue est impossible.

Pour résoudre donc, ce manque total d'eau dans la retenue, 3 variantes sont possibles :

Variante 1 : Epuration des eaux usées de l'Oued et utilisation de ces eaux épurées pour alimenter le barrage.

Variante 2 : Déviation des eaux usées du parc et recours à l'eau potable pour les besoins de la retenue en eau.

Variante 3 : Déviation de toutes les eaux de l'Oued de la zone du parc.

Nous allons examiner ces 3 variantes dans le détail :

Variante 1 :

C'est selon l'hypothèse d'une possibilité d'utilisation des eaux d'égout, polluant l'O.Kerma pour alimenter la retenue en eau, qu'avaient commencée les travaux de construction du barrage.

D'après cette hypothèse les eaux usées polluant l'O.Kerma seront d'abord canalisées à la station d'épuration et puis évacuées dans la retenue. On les utilisera pour le remplissage de la retenue ainsi que pour le fonctionnement permanent du jet d'eau et du déversoir en cascade. Et afin de ne pas polluer la retenue par les eaux usées non épurées, pouvant se trouver dans les débits pluviaux pendant la période des crues, celles-ci sont laminées par le collecteur posé au fonds de la retenue.

Variante 2 :

Cette variante suppose résoudre le problème des eaux usées, par la construction d'un réseau d'égouts enterré et regroupant toutes les eaux usées des localités du bassin versant.

Le collecteur principal traversera tout le périmètre du parc le long du lit de l'O.Kerma. Il pourra passer par la rive gauche dans la zone de la retenue, et ainsi toutes les eaux usées seront dirigées dans un collecteur enterré et ne pollueront pas le lit de l'Oued. Quant au collecteur au fond de la retenue et passant sous le barrage, il laminera les crues pluviales dans la zone de la retenue; le déversoir du barrage ne pouvant évacuer une crue séculaire. D'ailleurs ce collecteur dont les dimensions de la section sont $3,2 \times 3,2\text{m}$, est calculé pour évacuer cette crue des 100 ans estimée à 80 m /s.

Le problème d'approvisionnement de la retenue en eau se posera toujours, ceci même si le remplissage de la retenue (163000m^3) peut être assuré avec des eaux de pluie, en installant un orifice dans l'ouvrage d'entrée du collecteur d'évacuation des eaux pluviales dans la retenue, il faudra assurer le fonctionnement constant du déversoir. Pour cela il est proposé de recourir à l'eau potable du réseau public. Dans le cas où le fonctionnement du déversoir est direct (sans circuit fermé) et en tenant du remplissage de la retenue et des pertes par infiltration et évaporation, les besoins en eau seront:

| | |
|--|------------------------------|
| - Fonctionnement du déversoir | 250 L/s |
| | 7.884.000 m ³ /an |
| - Remplissage de la retenue | 163.000 m ³ |
| - Pertes par Infiltration et Evaporation | 49.000 m ³ |

Soit au total $8.096.000\text{ m}^3/\text{an}$.

Ce total est l'équivalent d'une dotation de 250 l/j/hab. pour une population de 88724 habitants.

Dans le cas où la consommation du déversoir est recyclé et le remplissage déjà assuré, les besoins en eau pour couvrir les pertes d'eau par évaporation et infiltration (49000 m^3), équivalent à la dotation d'une cité de 100 logements (avec une moyenne de 5 à 6 habitants par logements).

Variante 3 :

Dans le cas de variante 3, il s'agit de dévier les eaux de l'Oued El Kerma, qu'elles soient usées ou pluviales vers soit l'O. Achour soit l'O. Roumane (voir plan de situation).

Qu'il s'agisse de dévier l'oued vers l'O. Achour ou l'O. Roumane, de grandes difficultés techniques devraient être surmontées, de plus cela constituerait une solution de polluer d'autres Oueds. Le seul avantage de cette variante, c'est la non-nécessité du collecteur au fond de la retenue, alors qu'il resterait à utiliser l'eau potable pour remplir la retenue et faire fonctionner le déversoir.

Après avoir exposé les grandes lignes des 3 variantes, et après analyse, les 2 et 3 ne peuvent être retenues, pour une seule raison : leur recours à l'eau potable, quand on connaît le problème d'alimentation de la ville d'Alger en eau .

D'ailleurs si l'on se réfère à l'article 12, du titre II, du chapitre I, de la loi n° 83,17 du 16 Juillet 1983, portant code des eaux, les priorités quant à l'usage y sont clairement notifiées. Ainsi l'usage de l'eau est commandé par l'ordre prioritaire suivant :

- Besoins de l'alimentation en eau potable de la population et de l'abreuvement du cheptel.
- Besoins de l'agriculture.
- Besoins de l'industrie.

Cette loi est venue en 1983, c'est à dire après le projet du barrage de l'O. Kerma.

Concernant la variante 1, qui propose d'utiliser les eaux épurées pour le fonctionnement du barrage de l'Oued Kerma, un problème apparaît; si l'on considère le fonctionnement du déversoir sans recyclage. En effet, au vu de la courbe des débits journaliers de l'Oued Kerma, mesurés par le laboratoire L.N.T.P.B. au cours du 24 Octobre 1977, les débits d'eau usées varient de 181 l/s à 118 l/s, or le fonctionnement permanent du déversoir en cascade nécessite 250 l/s.

Pour palier à ce manque, il est nécessaire d'utiliser le bassin de dissipation comme réservoir afin de créer un déversement à partir de celui-ci, grâce à un groupe de pompes.

D'après ce schéma de fonctionnement, l'eau évacuée par le déversoir en cascade vers le bassin de déssipation est ensuite pompée pour être refoulée sur la crête du déversoir. Il faudrait dans ce cas là, installer sur la crête une paroi mince devant retenir le lac de la retenue, et permettra à l'eau pompée de déverser de nouveau avec le même débit de (250 l/s).

Avec ce dispositif les besoins en eau vont diminuer puisqu'il ne s'agira que de couvrir les pertes d'eau par infiltration-évaporation et le premier remplissage.

La station d'épuration traitera les eaux usées des agglomération autour du bassin versant, de même qu'elle pourra fournir de l'eau épurée au barrage. Les rejets d'eau traitée pourront se faire : soit dans la retenue, mais là le deversement risque d'être perturbé, soit alors au niveau du collecteur dans le fonds de la retenue. Ce dernier ne peut être supprimé, car le barrage n'étant pas aménager pour évacuer une crue séculaire, et le collecteur servira au laminage des crues.

Nous verons, plus loin l'étude approfondie, de la station d'épuration et du collecteur d'eau.

IV Conclusions

Considérons les conditions suivantes, d'établissement d'un barrage :

- * l'existence d'une cuvette de grande capacité;
- * un remplissage de la cuvette assurée annuellement;
- * une étanchéité certaine de la cuvette;
- * un bon sol de fondation et d'appui pour recevoir le barrage
- * l'existence d'un resserement facilitant l'établissement économique d'un barrage;

Ces conditions doivent être simultanément remplies pour qu'on puisse transformer une cuvette en réservoir, par construction d'un barrage.

Si l'on considère donc la première condition, la capacité de la retenue du barrage de l'O. Kerma, étant de 163 000 mètre cubes, il est nécessaire pour réaliser ce volume d'effectuer l'élargissement et l'approfondissement de la cuvette, nécessitant un terrassement de 70 000 mètre cubes. Avec un prix de 50 DA le mètre cube terrasse, le prix de revient relatif aux terrassements effectués sur la cuvette seule, serait de 3,5 millions de dinars.

A la vérification de la deuxième condition relative au remplissage de la cuvette à assurer annuellement, là il faudrait appeler au secours.

Effectivement, puisque le fonctionnement quasi-permanent du déversoir nécessite une alimentation permanente annuelle avec un débit de 0,25 mètre cubes, c'est à dire un volume annuel de 7 884 000 mètre cubes; l'apport annuel moyen de l'Oued Farait alors insignifiant, (11,4 % des besoins), sans ajouter à cela l'irrégularité de l'apport naturel pluvial, pratiquement inexistant pendant la période sèche, si ce n'est les eaux usées. D'ailleurs l'Oued Kerma n'est en réalité qu'un véhicule pour les eaux usées des agglomérations avoisinantes, et ce n'est que lors des fortes pluies, qu'il y a dilution des eaux usées. Malgré cela, ces eaux restent inutilisables sans être épurées.

A vrai dire, l'étude de l'hydrologie du bassin versant de l'Oued Kerma dans le projet du barrage est inexistante, si ce n'est quelques notes hydrologiques.

Et s'il est un point essentiel à signaler, c'est qu'alors que la construction de barrage devait prendre fin, que le problème essentiel de l'approvisionnement de la retenue en eau était encore au stade du choix de variantes, c'est à dire à l'étude de faisabilité.

Un autre point critiquable, c'est l'éventualité d'alimenter à partir de l'eau potable, point crucial lorsqu'on connaît le problème de l'eau potable à Alger et les régions avoisnantes au bassin versant.

En conclusion nous dirons que quelque soit le type de barrage, une évaluation hydrologique est nécessaire avant de commencer la réalisation, car comme nous l'avons constaté tous les paramètres ont leur influence et leur importance. Cela quelque soit la nature de l'eau, car même dans le cas du barrage de l'O. Kerma, où l'approvisionnement en eau devait se faire à partir d'une station d'épuration, la source mère de cette eau, c'est la nature.

L'hydrologie étant l'étude des eaux naturelles, leur origine leur composition, leur propriété, il aurait fallu réaliser une telle étude concernant l'O. Kerma, même si on devait considérer les eaux du barrage comme "artificielles".

Enfin pour illustrer à quel point, une étude hydrologique dans un barrage est importante, et quelles pourraient être les conséquences de l'inexistence d'une étude approfondie, voici l'histoire du barrage de l'O. Fergous au Perriessaux.

Le barrage de l'O. Fergous est un barrage en maçonnerie haut de 43 m au dessus du bed-rock, large de 33 m à la base et long de 316 m situé sur l'Oued El Hamman, juste à l'aval de l'Oued Fergous; il est fondé dans une zone de terrains hétérogènes. L'étude hydrologique réalisée a été incomplète notamment en ce qui concerne les crues maximales.

* 1871 Le barrage est à 34 m de réalisation

* 1872 (10 mars) Le déversoir est emporté par une crue de 700 mètre cubes par seconde, sur 50 m. La cause fut attribuée par erreur à l'insuffisance des fondations.

* 1873 Le barrage est reconstruit.

* 1881 (15 dec) Une crue de 860 mètre cubes par seconde emporte 125 M du barrage.

* 1885 Le barrage est à nouveau réparé.

* 1927 La grande partie du barrage (156 m en longueur, et jusqu'à 13 m en dessous du niveau des PHE) est emportée par une crue atteignant 4 000 mètre cubes par seconde.

47

La cause de rupture a été attribuée au dimensionnement primaire du barrage de 1885, et à la détérioration du ciment, mais surtout à la mauvaise estimation des crues et donc du dimensionnement inadéquat de l'évacuateur.

* 1934 Le barrage est reconstruit avec une crête rabaisée de 14m.

* 1939 Rehaussement de 2 m.

La géologie de cet ouvrage, bien qu'hétérogène n'était pas très mauvaise. En fait les accidents étaient dus aux sous-dimensionnement des ouvrages évacuateurs, faute de données réelles, et de crues sous estimées.

L' ETUDE GEOLOGIQUE

C'est par la construction des barrages que la nécessité des études géologiques approfondies s'est imposée dans le génie civil. Comme de nombreux incidents ont eu lieu, faute d'études géologiques poussées, par exemple l'effondrement de toute la rive droite du barrage des Cheurfas en 1885 suite à une importante crue qui a causé la submersion de la ville de St DENIS du SIG située à 20 km en aval, les études géologiques sont devenues primordiales dans tout avant projet de barrage.

En France par exemple, suite à la rupture du barrage voûte de Malpasset (Décembre 1959), tous les ouvrages projetés et dont la hauteur dépasse 20 m au dessus des fondations doivent être soumis à l'examen d'un comité technique des barrages (C.T.P.B) pour approbation. Pourtant le critère de hauteur n'est pas le seul qui permette de juger du danger que représente un barrage pour des populations résidant à l'aval puisque le petit barrage de Bouzey dans les Vosges avec à peine 15 m au dessus du terrain naturel a causé la mort de 86 personnes, par suite d'une rupture dans l'ouvrage.

Il est nécessaire d'insister sur l'importance de l'étude géologique et des sondages auxquels elle fait appel. Nous citons l'exemple d'un barrage dans une vallée des Pyrénées .

Ce barrage poids de 15 m de hauteur était projeté sur du granit dur et compact, apparent sur les rives . Le maître d'oeuvre passant outre des insistances de l'ingénieur de contrôle d'effectuer un sondage dans le lit, a fait percer deux galeries latéralement dans les rives, où l'on ne rencontra que du granit dur compact comme celui de la surface . Mais voilà que lors de l'ouverture des fouilles, fut découverte une marmite de géant (cavité circulaire) de grande taille, le fond rocheux n'étant qu'à près de 12 m de profondeur. Il fallut surser complètement la roche de la marmite des blocs, graviers et sables, dont elle resorgesait après quoi elle fut remplie par du béton.

Le comble de l'ironie, c'est que des sondages furent entrepris par le maître d'oeuvre, en amont et en aval, et révélèrent que la marmite de géant découverte était la seule dans le site choisi. De plus le barrage aurait bien pu être placé plus haut ou plus bas prouvant qu'en l'occurrence des sondages préalables eussent été particulièrement utiles.

Les études géologiques doivent être menées avec autant d'attention pour les petits ouvrages, d'autant plus que, si la hauteur des ouvrages peut être réduite, leur empiètement l'est aussi, et que par homothétie, les gradients hydrauliques restent du même ordre de grandeur.

I OBJET DES ETUDES GEOLOGIQUES

Les rapports étroits qui unissent l'ouvrage au contexte géologique apparaissent tout au long de l'étude du projet; les points qui suivront font généralement l'objet d'un examen approfondi.

1) Adaptation de l'ouvrage au site

Le choix d'un site de barrage, répond à un certain nombre de critères géologiques. Généralement on recherche un site étroit suivi d'un élargissement permettant une retenue de forte capacité, mais, il est des cas où la construction du barrage répond à un besoin local précis; il n'y a dès lors pas grande latitude quand au choix de l'emplacement.

La largeur de la vallée et son degré d'ouverture (rapport L/H), sont des facteurs déterminants, puisque ce sont d'abord des formes topographiques qui inspirent tout avant projet d'aménagement hydraulique.

Les vallées fluviales se caractérisent par leur profil en V; mais quand la vallée est creusée dans les couches plongeant sous l'un des versants, cas de l'O. Kerma versant de rive droite, ce dernier sera généralement en pente plus raide.

La pente des versants, plus ou moins forte, est évidemment prise en considération. Mais plus que sa valeur chiffrée, c'est bien souvent son degré de régularité et l'évolution morphologique du versant sur toute sa hauteur et d'amont en aval qui est décisive. Ainsi une étroiture temporaire peut elle être déterminée par un écoulement ou un glissement et se révéler impropre à l'appui du barrage. Lorsqu'une telle anomalie passe inaperçue, les conséquences peuvent être graves, comme ce fut le cas du barrage des Cheurfas appuyé en rive droite sur des alluvions de sables, limons et galets plus ou moins cimentés; cette même rive fut emportée en février 1885 suite à une forte crue.

L'utilisation rationnelle du terrain restera cependant toujours un facteur d'économie en limitant par exemple le volume du barrage. Pour juser de l'intérêt économique présenté par l'emplacement d'un barrage, il est d'usage de rapporter le volume d'eau accumulable dans la cuvette au volume de maçonnerie ou de matériaux à construire.

Nous conduisons dans notre étude, une comparaison entre barrages d'Algérie, en rapportant la capacité de la retenue au mètre carré de l'écran vertical, constitué par le barrage. Nous supposerons pour envisager une telle comparaison:

*que le volume hors sol du barrage est :

$$V = (m H) / 2 . (B / 3) = m . B . H / 6$$

- ou : m = fruit global
- B = hauteur en couronnement
- H = hauteur du barrage (hors sol)

Remarque : Généralement le fruit global est pris égal à

- 0.8 pour les barrages poids
- 2 pour ceux en enrochement
- 5 pour ceux en terre .

*que la superficie de l'écran vertical est :

$$A = B . H / 2$$

*que le coefficient de comparaison des barrages suivant l'emplacement est défini par :

$$d = m . C / V = 3 . C / A . H$$

ou : C = capacité de la retenue .

Les tableaux (1) et (2) présentent les valeurs du coefficient d, évaluées pour plusieurs barrages Algériens et dont les dimensions nous sont connues .

Suite à notre comparaison, basée sur le rapport de la capacité et de l'aire devant la réaliser, nous constatons que le coefficient d a une valeur limite.

A considérer que tous les barrages cités, résultent d'un choix initial judicieux: Pour 100% des cas le rapport est supérieur à 100, dans 80% des cas supérieur à 300, et 55% des cas supérieur à 500 .

En supposant devoir réaliser ces conditions concernant le barrage de l'O.Kerma, on obtiendrait pour vérifier les différents coefficients d précédents, les hauteurs de barrages hors sol suivantes 10 m, 7 m et 6m .

Tableau n°1

| BARRAGES | ANNEE | COURS D'EAU | Type | HAUTEUR (M) | | Longueur en crête (M) | A = B.H/2 | Capacité C. (10 ⁶ M ³) | d = $\frac{3.C}{H.A}$ |
|----------------|----------------|--------------|------|-------------|----------|-----------------------|-----------|---|-----------------------|
| | | | | profonde | hors sol | | | | |
| Meurod | 1854 | O. Djabroun | T | 26 | 23 | 106 | 1219 | 6 | 642 |
| Hamiz | 1879 (1935) | O. Arbatache | P | 50 | 45 | 222 | 4995 | 27 | 360 |
| Cheurfas | 1882 (1935) | O. Mekerra | P | 37.5 | 27.5 | 156 | 2145 | 16 | 814 |
| O. Fodda | 1932 | O. Fodda | P | 101 | 87 | 181.4 | 7891 | 228 | 996 |
| Bakhoda | 1936 | O. Mina | P | 60 | 45 | 220 | 4950 | 50 | 673 |
| Foum.el.Gueiss | 1939 | O. Gueiss | E | 26.7 | 23 | 250 | 2875 | 25 | 113 |
| Ghrib | 1939 | O. Chelif | E | 105 | 65 | 270 | 8775 | 280 | 1473 |
| Ksob | 1939 | O. Ksob | V.M | 39.8 | 32 | 254.5 | 4072 | 12.6 | 290 |
| Beni. Bahdel | 1944 | O. Tafna | V.M | 73 | 55 | 350 | 9625 | 61 | 346 |
| Bou. Hanifia | 1948 | O. El Hammam | E | 99 | 54 | 464 | 12528 | 72 | 319 |
| Zardezas | 1949 | O. Saf- Saf | P | 64 | 37 | 117.3 | 2170 | 14.9 | 557 |

Tableau n°2

| BARRAGES | ANNEE | COURS D'EAU | Type | HAUTEUR (M) | | Longueur en crête (M) | A=B.H/2 | Capacité C (10 ⁶ M ³) | d = $\frac{3.C}{H.A}$ |
|------------------|-------|----------------|------|-------------|----------|-----------------------|---------|--|-----------------------|
| | | | | profonde | hors sol | | | | |
| Sarno | 1953 | O. Sarno | T | 34,4 | 27,4 | 310 | 4247 | 22 | 567 |
| Inil. Emda | 1954 | O. Agrioun | E | 75 | 75 | 575 | 21562 | 160 | 297 |
| Meffrouch | 1962 | O. Meffrouch | VM | 32 | 26 | 531 | 6903 | 15 | 251 |
| Erraguène | 1963 | O. Djen Djen | VM | 82 | 77 | 510 | 19635 | 200 | 397 |
| Cheffia | 1965 | O. Bounamoussa | T | 58 | 51 | 650 | 16 575 | 170 | 603 |
| Djorf Torba | 1969 | O. Guir | P | 36 | 33,1 | 953,5 | 15 780 | 360 | 2068 |
| Fergoug | / | O. El Hammam | T | 44 | 36 | 350 | 6300 | 32 | 423 |
| Sidi Med Benouda | 1975 | O. Mino | T | / | 60 | 620 | 18600 | 250 | 672 |
| Sidi. Yacoub | / | O. El Arjoun | T | / | 88 | 400 | 17 600 | 305 | 591 |
| O. Kerma | 1979 | O. Kerma | P | 22,45 | 13,7 | 125 | 856 | 0,163 | 42 |

2) Etude de l'étanchéité du site

L'importance du problème de l'étanchéité du site est directement fonction de l'épaisseur de la tranche d'eau représentée par la retenue. Il est à considérer, la perméabilité à l'échelle de l'affleurement ou du massif conditionnée par les diaclases ou fissures et les phénomènes karstiques; de même qu'à l'échelle de l'échantillon suivant les caractéristiques de la roche.

L'étude géologique devra mettre en évidence les divers niveaux lithologiques classés éventuellement en fonction de leur perméabilité d'interstices; ainsi que les données structurales telle que pendage et type de glissement pour les roches sédimentaires; roches formées à la surface de la terre par l'accumulation des produits résultants de la destruction des roches préexistantes. Toutes ces informations seront traduites par des coupes à grande échelle (du 1/500 au 1/2000) extrêmement détaillées grâce aux compléments apportés par les moyens de reconnaissance tels que les coupis d'eau réalisés dans les forages de reconnaissance, donnant la perméabilité du terrain.

Les résultats des études détaillées entreprises sur ces divers points orienteront le choix de la solution à apporter par exemple: écran d'étanchéité ou drainage ou même les deux à la fois.

3) Etanchéité de la cuvette

Nous avons déjà cité les conditions d'établissement d'un barrage; et l'étanchéité certaine de la cuvette en est une. Des accidents se sont produits, là où la topographie souterraine réservait des surprises du fait de l'existence de karstes. Pratiquement les seules roches dangereuses sur cet aspect, sont les roches solubles; c'est à dire les calcaires et les dolomites; elles seules, peuvent receler des circulations souterraines préexistantes suffisamment longues et importantes. Ainsi en France, dans les zones dolomitiques (la dolomie étant un carbonate double de chaux et de magnésium aussi dangereux que le calcaire lui-même carbonate simple de chaux) de l'Hérault, un barrage d'irrigation a dû être abandonné car les eaux accumulées disparaissaient par d'anciens cheminements souterrains débouchés par la pression des eaux; le barrage abandonné a été percé par un tunnel pour laisser passer les crues.

En Espagne, dans la province d'Andalousie, le barrage voûte de MonteJaque, haut de 70 m, a subi après quelques jours de remplissage, un trou étant ouvert brusquement dans le fond calcaire de la retenue; en outre une multitude de fissures absorbantes se sont révélées en plusieurs points de la cuvette, qui de ce fait ne s'est jamais remplie.

Plus récemment encore en Inde, le Narmada Sarovar, immense réseau de 250 barrages se trouve sans retenue; les premiers incidents dus aux mauvaises études apparaissent actuellement. Ainsi en 1986, les indoniens du Narmada Sagar, important barrage, sont en creusant les fondations, tombés sur du grès poreux; les études réalisées 30 ans auparavant ne le mentionnaient pas. Non loin du Narmada Sagar, se trouve le barrage de Tawa, où depuis 1975, l'eau s'accumule et les puits débordent dans toute la région; la terre du lac artificiel n'étant pas étanche. A signaler également que dans un état voisin, le barrage de Sarden Sarovar, dont les travaux sont très avancés, dépend dans son fonctionnement des eaux du Narmada Sagar; les nouvelles études demandant au moins 3 ans, alors que les travaux sont arrêtés, on voit l'effet d'erreurs due à une étude géologique incomplète.

Cet effet peut être encore plus néfaste, puisque du fait de la montée des eaux souterraines, les terrains étant étanches, l'eau est devenue de plus en plus salifère, et des maladies jusqu'ici inconnues sont apparues.

Il est aussi, l'exemple du barrage multi-voûtes de Peni-Kahdel; ce barrage obture la vallée de l'oued Tafna immédiatement en aval de son confluent l'oued Kremis; sur la rive gauche de ce dernier existait un petit col nécessitant un ouvrage peu élevé (barrage déversoir). Lors de la mise en eau, des pertes importantes apparurent dans le versant aval de ce col. L'étude géologique montre alors que dans les marnes ou schistes jurassiques, (175 à 141 millions d'ans) imperméables, s'intercalent des bancs calcaires (0,1 à 1 m d'épaisseur). Les pertes de résurgence atteignaient 80 l/s sous une charge de 37 m, bien que les eaux sortaient parfaitement limpides ne compromettent apparemment pas la sécurité de l'ouvrage. Avec le réservoir plein, les fuites auraient pu atteindre 500 à 1000 l/s. Un rideau d'injection fut alors réalisé sous l'ouvrage avec un mélange ternaire de 15% de ciment, 35% de sable, 50% d'ardiles, ramenant les pertes à 40 l/s à lac plein.

Il peut aussi arriver qu'un cours d'eau, qu'on désire barrer, ait occupé dans les temps très anciens, un lit différent du lit actuel. L'ancien lit et ses alluvions disparaissant sous les dépôts d'étases géologiques postérieures, seule une étude approfondie des lieux, menée par des géologues révélera l'existence de cette ancienne vallée et permettra de savoir si l'ancien lit ne risque pas de mettre en communication l'amont du barrage avec son aval.

D'ailleurs un cas de ce genre s'est présenté au barrage Poids de Sautet sur le Drac (Isère); à la mise en eau, un ancien lit du Drac a relié la retenue amont avec le vallon d'un affluent d'aval. Les fuites en résultant, cheminaient sur 800 m, sous une charge de 60 m.

En résumé nous retiendrons trois cas fréquents, en supposant la présence d'un terrain perméable et des conditions structurales propices à l'écoulement :

*Le terrain constituant la cuvette est perméable ou communique facilement avec une couche perméable.

*La cuvette peut être mise en communication avec des exutoires situés en aval ou hors de son bassin versant, par suite d'une structure géologique particulière, impliquant une ou plusieurs formations perméables.

*Les terrains constituant la cuvette sont perméables, et les seules possibilités définies, se rencontrent au droit de l'ouvrage.

4) Epaisseur des terrains d'ancrage

L'évaluation de l'épaisseur des alluvions remplissant le fond de la vallée est des plus importantes, elle décidera souvent du type de l'ouvrage.

La règle est de faire une campagne de sondages avant toute autre étude. Comme exemple de prospection insuffisante, suite à un nombre insuffisant de sondages, nous citons le barrage gravité (1934) de Chambon (Isère), situé à l'entrée d'une étroite gorge entaillée par la Romanche entre deux parois verticales de gneiss (roche métamorphique dure) écorchée de 10 à 20 m.

Avant les travaux, on ne fit que quatre sondages échelonnés dans le lit alluvial de l'amont, dans la zone de fondation du futur barrage. Les fouilles furent alors commencées, en comptant que l'épaisseur des alluvions ne dépasserait pas 25 à 30 m, puisque les sondages révélèrent le rocher aux cotes 926, 935, 937 et 917. Mais les fouilles dans la paroi amont était à la cote 915 toujours dans les alluvions; un cinquième sondage effectué alors à 1,50 m de la paroi amont, n'atteignit le rocher qu'à la cote 909. Le parement amont tel qu'il avait été prévu avec un fruit de 0,05, serait tombé dans cette partie amont des fouilles; il a été ensuite rendu vertical. ce petit vice de construction n'est pas remarqué, mais les fouilles avait duré un an de plus et les installations de bétonnage ne purent travailler à plein rendement. Il eut été plus économique de réaliser des plus sondages avant de commencer.

Il faut toujours s'assurer, lorsque l'emplacement d'un barrage paraît convenir, que le sol permettra l'appui de l'ouvrage projeté. Bien qu'inutile de la rappeler, cette vérité est pourtant perdue de vue, sous prétexte qu'elle est coûteuse et longue à réaliser. Pourtant les quelques exemples cités ci-dessus ont montré qu'il en était autrement, et que même des sondages faciles horizontaux effectués dans les versants ne fournissaient pas assez d'informations, s'il était nécessaire de voir profondément dans le lit.

En règle générale il faut:

*procéder à une reconnaissance générale des lieux, en compagnie d'un géologue averti, notamment pour s'assurer de la stabilité des sols de fondation et des versants d'appui du barrage .

*ensuite, et seulement après avoir acquis la certitude d'une bonne stabilité, effectuer des sondages et éventuellement des galeries de recherches afin de déterminer la configuration interne et la constitution des roches de fondations et d'appui.

5) La zone de fondation

Classiquement la zone de fondation comprend le rocher sain et éventuellement une couverture de terrains meubles.

Un des points fondamentaux de l'étude géologique réside dans la vérification de l'existence d'une couverture quaternaire (< 3,5 millions ans) et dans la détermination de son épaisseur, puis de ses propriétés géotechniques (mécanique et hydraulique). Pour ce qui est du substratum rocheux, l'attention se portera sur son homogénéité, sur sa fracturation, son degré d'altération et sa perméabilité. Son degré d'homogénéité montrera la possibilité ou non de tassements différentiels .

L'épaisseur de la couche altérée conditionnera la profondeur des fouilles. La fracturation conditionnera la stabilité des appuis, les circulations d'eau, et les possibilités de sous-pressions. En dépendront directement la décision d'exécuter ou non un voile d'injection et la définition du réseau de drainage.

a) Terrains de couverture

Du point de vue de l'ingénieur, ce sont les terrains meubles et plus ou moins perméables que l'on doit déblayer pour fonder un ouvrage sur le rocher en place ou bed-rock.

Le géologue lui, distingue diverses catégories: dépôts de ruissellements, alluvions, éboulis, et moraines.

Quand ils sont de formation récente (quaternaire moins de 3,5 millions ans), ils sont plus meubles que le bed-rock, substratum résistant de sédiments, d'où une distinction relativement facile entre le bed-rock et la couverture.

Ainsi un projet de barrage, a été abandonné, après qu'un puits de sondage ait été réalisé dans la masse consolidée, considérée en premier lieu comme barre rocheuse, alors qu'elle n'était que l'ammoncellement de blocs immenses arrachés à la montagne, et émergeant dans la masse. Le puits s'est vidé de son eau, après remplissage par l'eau du ruisseau, preuve de la perméabilité du terrain.

b) Bed-rock de fondation

Lorsqu'on décide d'asseoir le barrage sur le bed-rock, il ne suffit pas de se contenter d'un diagnostic géologique car il peut se produire comme dans le barrage de Charpal (à 1320 m d'altitude, dans la Lozère), qu'une telle erreur ait lieu.

Comme l'a relaté M. LUGEON (1932), d'après les premières études, le terrain de fondation était juste formé d'un granit peu altéré, sous lequel devait se trouver le granit sain, mais à faible profondeur. Les fouilles durent pourtant être poussées jusqu'à une profondeur incomparablement plus grande qu'on ne l'avait prévu, pour atteindre le vrai granite.

Le résultat est, comme le dit M. LUGEON, que ce barrage gravite de 18 m seulement, long de 205 m et dont le cubage de maçonnerie est de 57 700 mètre cubes a nécessité 77 300 mètre cubes de déblais.

Aussi faudrait-il étudier les propriétés techniques des types de roches formant le bed-rock avant d'entreprendre un choix définitif.

c) Marnes et argiles formant le bed-rock

Concernant les marnes et argiles pouvant former le bed-rock, comme c'est le cas pour le barrage d'O. Kerma, ce sont généralement des roches risoureusement imperméables, mais plus ou moins meubles et peu résistantes. On prétend que c'est à un phénomène de "ramollissement" des roches d'un appui latéral du barrage qu'est due la "célèbre" catastrophe du Saint Francis Dam (Californie), où en 1928, la vidange presque instantannée d'un réservoir de 47 millions de mètre cubes causa la mort de 450 personnes. Ce grand barrage poids en béton, haut de 82 m, était appuyé sur des micaschistes argileux, auxquels s'associaient sur la rive droite des conglomérats à ciment argileux (tuf volcanique) et des fissures remplies d'argiles avec même quelques filonnets de gypse. Impregnés d'eau par la retenue, ces conglomérats argileux perdirent leur résistance et amenèrent l'effondrement de barrage.

Il fut également constaté sur le barrage de Genissiat (sur le Rhone en Haute-Savoie), lors des fouilles profondes à parois verticales, que les marnes s'étaient altérées et ameublées avec quelques symptômes de glissement en masse. Ces remarques ne furent observées que sur les parois de fouilles abandonnées près de six (6) mois sans aucun revêtement, témoignant de l'altérabilité des marnes.

Les fouilles de fondations dans les roches marneuses doivent à cet effet, être bétonnées ou tout au plus revêtues d'un enduit protecteur, le plus vite possible après leur mise à nu.

Le barrage de Ghrib est un ouvrage, en enrochements large de 150 m à la base, long de 340 m en crête et haut de 70 m, d'un volume de 7 millions mètre cubes qui fournit un bel exemple des difficultés, que l'on peut rencontrer pour un ouvrage fondé sur des alternances constituées de marnes moyennes, de grés moyens, de marnes supérieures et de grés supérieurs. Les marnes sont compressibles sous forte charge (résistance à l'écrasement de l'ordre de 7 kg/cm carré) et lorsqu'elles sont sèches, elles gonflent beaucoup en s'humidifiant; elles sont d'ailleurs tout à fait imperméables.

Les grès au contraire, sont pratiquement incompressibles (résistance à l'écrasement jusqu'à 180 kg/cm carré); de plus ils sont souvent poreux, certains lits étant presque à l'état de sable, et les bancs durs cassants sont très perméables par leurs fissures.

Il fallait donc prévoir des tassements importants; c'est d'ailleurs la raison pour laquelle fut choisi un barrage en enrochement. A noter que le tassement a été progressif, assez rapide pendant le remplissage de la retenue (1933-1938), brusque pendant la fin du remplissage (1939) et depuis il est devenu presque nul (période 1939-1946, 2,5 cm).

Le barrage de Bouhanafia (22 km, S.O. de Mascara) est un autre cas très typique d'ouvrage réalisé dans une zone de terrains très hétérogènes et très compressibles. Le bed-rock comporte deux parties principales : un pontien (Miocène supérieur à 5,5 millions d'ans) continental formé de multiples interstratifications d'argiles, sables, marnes et grès au-dessous, un épais niveau de marnes miocènes marines. Dans de telles formations, deux problèmes principaux se posent :

*les tassements et l'étanchéité.

Un barrage, souple, digue en enrochements résolut le premier problème.

Pour les marnes miocènes homogènes, les tassements mesurés ultérieurement étaient à peu près conformes aux prévisions. Par contre les assises pontiennes étaient trop hétérogènes pour qu'on puisse en faire une étude précise; elles tassèrent cependant beaucoup plus qu'on ne l'avait pensé. Le tassement des assises pontiennes fut important au début et se ralentit beaucoup après, alors que pour les miocènes, les tassements se sont produits non seulement durant la construction, mais encore les dix (10) années suivantes avec la même ampleur.

Le barrage de l'Oued Sarno, situé à 17 km au nord de Sidi-Bel-Abbes est un autre exemple de barrage sur terrains compressibles et perméables comme l'Algérie en offre beaucoup. Cette digue en terre prolongée rive gauche par une levée de terre repose sur un substratum qui comporte trois (3) éléments principaux: la base est formée par des marnes compactes coupées de quelques bancs de grès redressés de l'Oligocène (37 à 32 millions d'ans); au centre et en rive gauche, ces couches sont ravineées et surmontées par des marnes gréseuses calcaires, enfin vers le haut, ces deux formations sont recouvertes par des poudingues souvent peu cohérents avec des lentilles marno-gréseuses.

Un ouvrage souple s'imposait donc, et la formule digue en terre a été retenue comme moins onéreuse; les enrochements auraient dû être cherchés à plus de 15 km, alors qu'on avait à proximité immédiate, le niveau de poudingues dont on prit les parties non consolidées.

Les travaux de fouilles dans les terrains meubles posent aussi des problèmes de stabilité au cours de leur exécution, concernant la pente limite à donner au talus pour ne pas risquer d'écoulements ou de glissements.

Ce problème peut être abordé par les méthodes de la mécanique des sols; d'abord essais de laboratoire pour mesurer les constantes physiques des diverses couches des terrains mises en jeu (compressibilité, plasticité, cohésion). En principe, on évite donc de fonder les ouvrages en maçonnerie sur des marnes et à plus forte raison sur des argiles; on est conduit à adopter des digues en terre ou en enrochements. C'est souvent le cas en Algérie, pays où les marnes prédominent.

d) Barrages en béton sur terrains meubles

Si le cas peut se présenter, c'est généralement pour un type de barrages en béton bien précis; le cas principal est celui du barrage en béton ou en maçonnerie auquel est rattaché le bassin de dissipation formant ainsi un bloc collé.

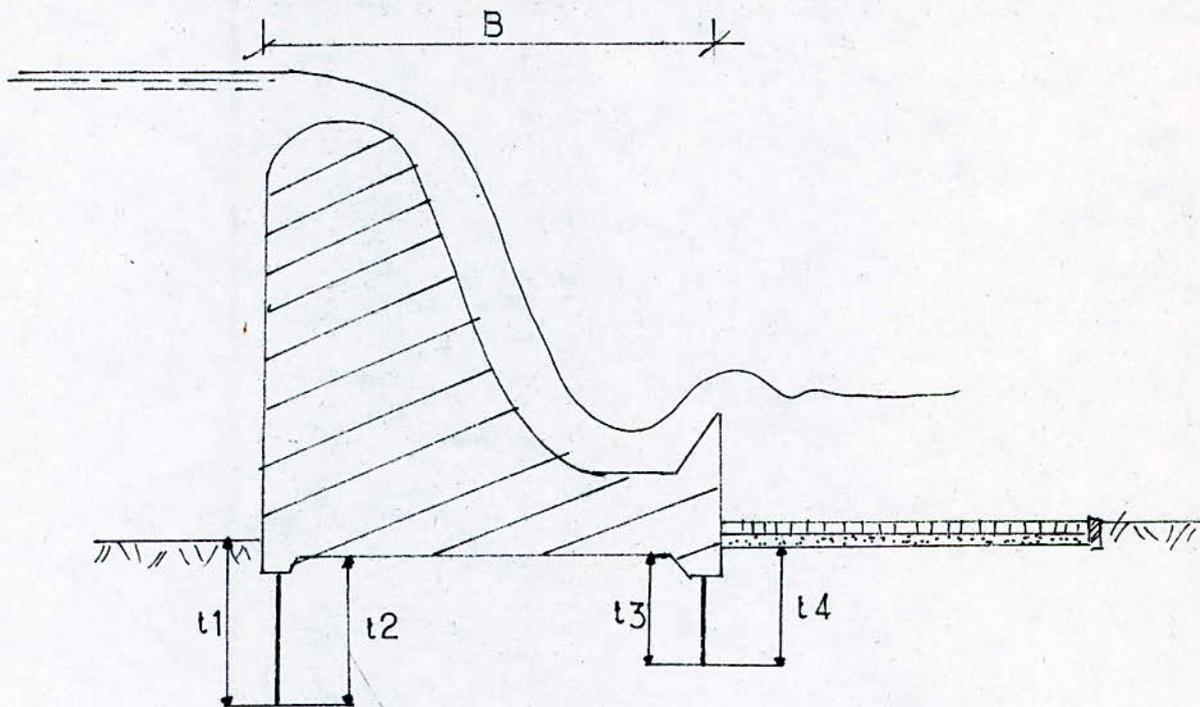
Les conditions d'établissement de tels barrages sont dues à la fonction principale, de déversoir du barrage de sorte qu'on les appelle barrages déversoirs.

Les risques de rupture pour les barrages en béton fondés sur un terrain meuble peuvent être dus aux tassements, aux glissements ou encore au phénomène de "renard" que connaissent notamment les barrages en terre ou en enrochement qui reposent sur de tels sols.

Pour éviter de tels risques, notamment le phénomène d'érosion, il est judicieux de prendre des mesures à l'amont et à l'aval pour éviter toute circulation dangereuse dans la fondation du barrage. Pour cela il faudrait vérifier un coefficient de sécurité C_w défini par :

$$C_w = (1/3.B + \sum t) / h$$

Tous ces paramètres sont définis dans la figure suivante.



$$\Sigma l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4$$

Le tableau suivant donnant les valeurs de C_w , a été établi sur un résumé concernant les fondations de 280 barrages et dont 24 se sont rompus (LANE 1935).

| | C_w |
|------------------------------|-------|
| Limons et sables très fins | 8,5 |
| Sables fins | 7,0 |
| Sables moyens | 6,0 |
| Sables grossiers | 5,0 |
| Gravillons | 4,0 |
| Graviers moyens | 3,5 |
| Graviers grossiers et galets | 3,0 |
| Gros galets | 2,5 |

e) Fondations sur bed-rock heterogene

Suivant une formulation générale une zone de fondation à structure hétérogène sera, en principe moins favorable qu'une roche homogène même de qualité médiocre (du point de vue résistance ou étanchéité). Les alternances de bancs de rochers peuvent amener des tassements différents dans les diverses parties de l'ouvrage. Les différences de perméabilité même peu marquées se traduiront par une localisation et concentration dans les joints et par la suite, de très lentes circulations capillaires des eaux d'impregnation altéreront et désagrègeront les rochers et avec le temps des voies de circulations plus importantes prendront naissance.

A cet effet, tous les différents bancs rocheux devront être déterminés avec une réelle précision, car il se peut que l'hétérogénéité du substratum soit utilisée pour augmenter l'efficacité des écrans ou d'en réduire l'ampleur.

Ceci se réalise grâce à la disposition stratigraphique (successions des dépôts sédimentaires rangés en strates ou couches) et tectoniques (déformations affectant les terrains géologiques après leur formation, cassures, plis, schistosité).

A ce titre, le cas du barrage de Dessoubre dans le Jura, assis sur des calcaires. On y craignait de grosses fuites à travers les calcaires, en dessous desquels se trouvait un niveau de marnes liasiques imperméables. L'écran d'injection pouvait donc limiter les pertes en traversant des calcaires pour retrouver en profondeur les marnes et le niveau imperméable; d'ailleurs celui-ci se relevait du reste latéralement réduisant par la même les dimensions des voiles au large notamment en rive gauche. Le célèbre barrage de Beni-Bahdel est un exemple typique de difficultés que l'on peut rencontrer lorsque le bed-rock est formé d'alternances de couches différentes, avec des marnes schisteuses et des grès; de plus ces couches plongent à 25° vers l'aval, mais obliquement par rapport à l'oued d'environ 45°.

Il fallait donc craindre non seulement des tassements inégaux suivant les différents points de l'ouvrage, mais encore la possibilité de glissements vers l'aval suivant les niveaux marneux plus ou moins altérés.

C'est la raison pour laquelle on adopte un barrage à voûtes multiples (350 m de long et 54 m de haut et avec 11 voûtes); le terrain n'était donc pas chargé uniformément, et les difficultés de fondation se trouvaient réduites aux 12 contreforts.

Et pour résoudre les problèmes d'étanchéité un écran a été réalisé pour supprimer les fuites du réseau souterrain alimentant la source d'Ain Skrouna.

Cet écran ne peut être efficace que grâce au fait que les fuites se produisaient par un niveau de calcaires fissurés compris entre deux bancs de marnes et au plus profond d'entre-eux fut raccordé l'écran.

Au barrage de Bouhanifia et des Cheurfas, on voit que la disposition tectonique et stratigraphique ont servi lors de l'étanchement.

Au Bouhanifia, sous les assises pontiennes (5,5 millions ans) se trouvent des marnes miocènes imperméables (2,2 à 5,5 millions ans). Sous l'ouvrage les organes d'étanchéité, mur de pied et écrans s'y raccordent. Mais sur la rive gauche, une autre disposition structurale non plus stratigraphique mais tectonique. Celle là, fut utilisée, puisqu'une faille ramène les marnes en surface; il suffisait donc de raccorder l'écran d'injection à ce mur naturel étanche.

Au barrage des Cheurfas, l'ouvrage est fondé sur des calcaires résistants mais fissurés. Comme sous les calcaires se trouvent des marnes gréseuses pratiquement imperméables, il a suffi de raccorder le voile à ces terrains en utilisant leur superposition stratigraphiquement normale. En rive gauche en outre, c'est une faille qui ramène les marnes en surface, et à partir d'une galerie, creusée dans les marnes, un écran est raccordé latéralement aux marnes.

En résumé donc, le terrain de fondation d'un barrage est soumis à des efforts verticaux de tassement, surtout s'il s'agit des sols, tels les marnes. De l'eau infiltrée depuis la retenue représente un élément très défavorable par les pressions interstitielles qu'elle développe ou par sa vitesse de circulation qui peut déclencher un renard.

On a vu, tout le long des exemples cités, l'importance de la géologie dans la construction d'ouvrages tels que les barrages. Même si deux sites ne sont jamais identiques, il est utile de tenir compte des expériences précédentes dans l'étude réalisée; et à ce point, l'étude de stabilité de la fondation d'un barrage doit pouvoir déceler les possibilités de déformations, voir de rupture, sous les efforts exercés par le barrage.

Sur le plan pratique, il en va de la sécurité de l'ouvrage, dans la définition de la profondeur des fouilles, mais également sur l'économie et du coût de l'ouvrage.

6) Stabilité des versants

Une fois assurée de la stabilité du sol de fondation, il faut étudier la stabilité des versants d'appui, sur la hauteur de l'ouvrage et également au dessus, car un glissement des versants risque d'engloutir le barrage. Le glissement des versants, peut entraîner des masses qui en tombant dans la cuvette, supposée pleine, ferait déborder la retenue. Un des plus grands glissements connus est celui de la retenue de Vajont ou barrage Longarone, qui s'est produit en octobre 1963. En effet 300 millions de mètre cubes de terres (calcaires et dolomie) se sont déplacées sur un front de 2 km avec une vitesse de 25 à 30 m/s, la retenue de 170 millions de mètre cubes d'eau étant à 115 millions de mètre cubes, avec un niveau du lac à 25 m en dessous de la crête du barrage. L'eau a été chassée sous la forme d'une lame épaisse de 100 m, passant sur le barrage, et montant à l'amont jusqu'à 260 m au dessus du niveau du lac.

Le barrage est constitué par une voûte de 261,60 m de haut, de 3,40 m d'épaisseur en crête et de 22,4 m à la base. La longueur de la crête est de 190,50 m et le volume de maçonnerie 363 000 mètre cubes.

Pourvoir déceler à l'avance sur l'emplacement éventuel d'un barrage, les risques d'un glissement possible est toujours souhaitable et signifiant. Les causes des glissements peuvent être multiples. Les glissements sont classés suivant différents types; nous citerons ceux que nous pourrions rapporter ultérieurement au cas du barrage de l'O.Kerma.

a) Incidence des failles et diaclases

Les diaclases sont des cassures qui se sont faites sans déplacement relatif des parties en regard. Elles existent en surface et disparaissent au moins en partie, aux profondeurs supérieures à 100 m. La multiplicité des diaclases indique l'intensité, la variation et l'orientation des poussées. La présence des diaclases, facilite le mouvement rocheux, en falaise notamment, les masses se disloquant plus facilement.

Bien que les failles représentent un plus grand danger de glissement que les diaclases, du fait qu'une faille est une surface de rupture parallèlement à laquelle s'est produit un déplacement des blocs en contact, il n'en demeure pas moins que les diaclases sont tout aussi à craindre.

b) Influence de la nature des berges

Lorsque les versants sont formés de terrains sujets à glissement, c'est à dire meubles et plus ou moins argileux, les variations du plan d'eau y provoqueront à coup sur des mouvements même si ces berges étaient auparavant stabilisées.

En voyant une telle berge sous une retenue à niveau fixe, on n'augmente pas, et même souvent on diminue les chances de glissement, car il s'y établit une limite et un niveau hydrostatique stable, correspondant à celui de la retenue.

Par contre, lors d'une vidange brusque, l'eau qui imbibe les berges, ne se videra que beaucoup plus lentement, et pendant ce temps la densité et les facilités de glissement des berges seront augmentées par rapport à l'équilibre naturel antérieur; en même temps les contre-pressions exercées par l'eau seront supprimées; il y aura donc à la fois augmentation des forces qui provoquent des glissements et diminution des forces s'y opposant.

Les glissements les plus importants sont ceux qui affectent des masses entières de roches argileuses meubles qui imprégnées d'eau, deviennent plastiques et pouvant s'écouler comme un fluide, ces écoulements sont souvent continus et très lents. D'ailleurs ces glissements lents sont les plus redoutables, précisément, parce qu'ils risquent de rester inaperçus par des observateurs non avertis, de même qu'ils peuvent se produire sur des pentes très faibles, (5% par exemple).

c) Quelques exemples de glissements

Il suffit parfois d'un lit relativement mince de terrain plastique pour provoquer des glissements importants.

Ainsi, alors que la partie inférieure du vaste déversoir du Ghrib, fut creusée entièrement dans la masse de grès supérieur du sol de fondation, un glissement de plusieurs centaines de milliers de mètres cubes s'amorça cependant en rive droite dans la région du coude du déversoir. La cause du glissement était une lentille marneuse locale intercalée dans les grès et dont l'épaisseur ne dépassait pas 1,50 m et de simples drainages eurent été insuffisants pour enrayer les glissements amorçés.

Au Zardezas, barrage poids de 40 m de haut, un glissement en masse affecta en 1932, la rive gauche dans les grès rouges; la rive droite était constituée par des calcaires de bonne tenue et lorsque l'accident eut lieu, l'ouvrage était très avancé; ainsi la partie, déjà réalisée fut alors raccordée à l'appui calcaire de la rive gauche, par un barrage poids plus long et de courbure plus accentuée qu'initialement; le glissement fut arrêté par une voûte de soutènement de 5 000 mètres cubes de béton et la masse glissée en partie déblayée (100 000 mètres cubes).

Au barrage de Bouhanafia, d'importants glissements de terrain se sont produits lors du creusement de la partie aval du déversoir dans les marnes tertiaires. Ce furent des glissements d'un type banal, mais ils ont été favorisés par la présence au dessus des marnes, d'alluvions quaternaires imbibées d'eaux sulfatées et chlorurées alcalinées; ces eaux produites créent une sorte de lubrification des diaclases et des plans de rupture qui facilitèrent les glissements de terrain.

Pour terminer ce chapitre sur les glissements de terrain et la stabilité des versants, nous citerons le glissement d'El Biar à Alger qui provoque régulièrement l'effondrement d'une falaise molassique reposant sur des marnes.

Une étude très approfondie a montré qu'entre la molasse et la marne, il se formait de la glauconie. Celle-ci, silicate double de fer et de potassium, au contact des eaux souterraines échange l'ion de potassium avec l'ion calcaire. Il en résulte une forte augmentation du PH de l'eau qui détériore alors les argiles. Les résurgences des eaux souterraines ne sont plus constituées par de l'eau pure mais un "sol colloïdal" invisible qui élimine, petit à petit l'argile.

Le calcul a montré qu'un débit d'un litre par seconde pouvait ainsi éliminer en un an 10 tonnes d'argile. Cette étude a en plus, de l'explication du phénomène, explique qu'une eau apparemment limpide pouvait léssiver tranquillement, mais sûrement un massif argileux. Sous un climat semi-aride, les massifs argileux prennent un maximum de retrait en été et se fissurent très profondément. Et quand les pluies surviennent, les fissures se remplissent d'eau, l'argile gonfle en perdant sa résistance mécanique et la pression hydrostatique aidant, la coulée peut s'amorcer.

Nous verrons dans le barrage de l'O.Kerma, au niveau de la géologie du site, un cas équivalent.

II ORGANISATION DES ETUDES GEOLOGIQUES

Après avoir vu l'objet des études géologiques, nous allons voir comment s'organisent les études géologiques.

A l'heure actuelle les études de barrages s'ordonnent souvent en trois stades distincts :

1/ ETUDE DE FACTIBILITE.

Sa finalité est souvent financière. Il s'agit d'estimer rapidement les difficultés soulevées par la réalisation de l'ouvrage, d'examiner les diverses solutions techniques et d'en chiffrer le coût.

A ce stade les études géologiques sont évidemment très sommaires.

2/ AVANT PROJET SOMMAIRE

Du point de vue géologique, après visite du site, il doit être rendu compte de toutes les particularités géologiques visibles, il y a alors levé géologique du site du barrage à des échelles allant de 1/200 à 1/500.

Mais le plus important à ce stade c'est de définir la campagne de reconnaissance destinée à lever les inconnues restantes.

La campagne de reconnaissance comprendra en général :

a) Les tranchées et (ou) puits de reconnaissance

Leurs objectifs sont généralement :

- la recherche d'un substratum sous une couverture peu épaisse
- la définition de l'épaisseur d'altération du bed rock
- le levé d'une coupe géologique détaillée
- le prélèvement d'échantillons non remaniés pour identification et essais mécaniques.

*Les avantages de ce type de reconnaissances sont :

- leur convenance à tous les cas
- leur grande rapidité d'exécution avec un prix de revient faible lorsqu'il y a mécanisation
- le creusement de ces ouvrages et leur tenue dans le temps fournissent des informations précieuses pour les travaux ultérieurs.

* Leurs inconvénients sont liés surtout :

- à la cohésion insuffisante du terrain qui peut imposer un soutènement
- à la présence, à faible profondeur, d'une nappe phréatique qui interdit généralement le travail en dessous d'une certaine cote.

b) Les galeries

Il s'agit là d'une technique très coûteuse qui n'est généralement mise en oeuvre que pour des reconnaissances tel que les appuis de barrage.

Leurs buts restent identiques aux tranchées et puits, mais l'accent est mis sur la reconnaissance du bed-rock (nature, fracturation, altération) et sur la possibilité de réaliser des essais in situ (essais hydrauliques, petite sismique)

Les avantages sont nombreux :

- disponibilité permanente des observations
- possibilité de réaliser une très vaste gamme d'essais
- possibilité de réemploi dans les ouvrages définitifs (galerie de visite ou d'injection).

L'inconvénient principal est le prix de revient conditionné par le mode d'exécution mécanisé.

c) Les sondages mécaniques

D'une façon générale, les sondages mécaniques ont un double but :

- géologique, car le sondage permet de compléter la connaissance géologique du sous-sol
- géotechnique, car le sondage est un moyen d'accès au sous-sol pour le prélèvement d'échantillons intacts destinés au laboratoire et pour les essais in situ hydrauliques ou mécaniques.

Par ailleurs, les modes de forage seront différents selon que l'on se trouve en terrain meuble peu cohérent ou dans le rocher.

d) Les méthodes géologiques

Leur facilité de mise en oeuvre ne doit pas cependant masquer les difficultés qui subsistent au moment de l'interprétation. On distingue principalement :

* La prospection sismique :

Celle-ci consiste à provoquer un ébranlement de sol en un point et à un temps donné, et à mesurer l'époque de la première apparition de ces ébranlements en des points plus ou moins éloignés, calculant ainsi la célérité des ébranlements qui chiffre la qualité du terrain.

* le sondage électrique :

Celui-ci utilise le fait que les milieux naturels sont généralement conducteurs, et l'étude de la répartition de leurs résistivités permet la reconnaissance des structures profondes.

Les sondages géophysiques précités peuvent être parfois jumelés mais néanmoins, les emplacements doivent être choisis en des points particuliers qui autrement seraient passés inaperçus; et bien que les résultats fournis par ces méthodes sont imprécis, ils restent fort précieux et à un prix relativement modique.

e) Les essais hydrauliques

L'eau statique ou en mouvement, joue un rôle primordial dans l'analyse du comportement des milieux naturels. Différentes méthodes d'essais agissent dans le sens de découvrir ce rôle.

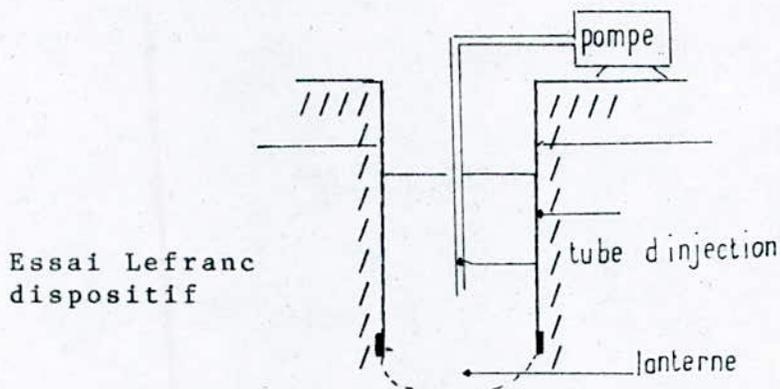
* la piezométrie et la mesure des pressions intersticielles:

Les piezomètres sont des petits sondages que l'on utilise pour connaître les nappes aquifères, ils permettent également le contrôle de l'efficacité des travaux d'étanchement au moment de la mise en eau, ainsi que les circulations dans les terres avoisinantes des barrages.

La mesure des pressions intersticielles a lieu, souvent, pour suivre dans les digues en terre, la consolidation du terrain et juger de la qualité du drainage.

* la mesure de la perméabilité en milieu poreux:

A l'aide de l'essai Lefranc moyennant certaines suppositions, on peut déterminer le coefficient k de perméabilité du terrain.



* Essai Lugeon et mesure des perméabilités en roche:

L'essai du célèbre géologue suisse M. LUGEON, permet de comparer par cette méthode empirique, les possibilités d'absorptions d'eau en divers points d'un même site sous des pressions croissantes puis décroissantes. L'essai permet de définir un coefficient de porosité ou d'absorption (la porosité étant l'ensemble de volumes pouvant être occupés par des fluides) appelé "unité Lugeon" (U.L.).

70
70
La principale utilité de l'essai Lugeon réside dans la préparation des projets de voile d'étanchéité par injection de ciment notamment sous les barrages.

4/ Avant projet détaillé

Le dessin global de l'ouvrage est alors connu et prouve l'adaptation de certains travaux particuliers au terrain, des "retouches" peuvent être nécessaires des reconnaissances particulières seront obligatoires.

Les études réclamant un long délai, tout ce qui concerne l'hydrogéologie par exemple, seront poursuivies à ce stade.

L'analyse de certaines données géotechniques pourra faire ressortir la nécessité d'un complément d'informations sur des points précis notamment en ce qui concerne l'ajustement correct des ouvrages en terrain.

III GEOLOGIE DU BARRAGE DE L'OUED KERMA

La situation géographique du barrage de l'Oued Kerma, fait partie du Sahel Algerois, dont les principales formations sont des formations sédimentaires du pliocène (ou géologique tertiaire 5,5 à 3,5 millions d'années d'âge).

Les différentes formations apparaissant sont :

- les marnes du Plaisancien
- les molasses de l'Astien.

Entre les deux formations sédimentaires s'intercale un niveau à glauconie, précédemment défini dans le cas du glissement d'El Biar (St Raphaël et Télémy) et où la glauconie s'intercale entre de la molasse et de la marne.

Concernant les marnes, celles-ci sont décrites dans la note géologique relative aux profils géologiques, comme des roches massives de compacité moyenne, saturées de consistance raide à dure, mais fortement compressibles sous de fortes charges. Elles se classent dans les domaines des argiles de forte plasticité. A rappeler que les marnes sont des mélanges naturels de calcaire et d'argile.

Leur épaisseur est de l'ordre de plusieurs centaines de mètres, alors qu'elles sont découpées par un système de diaclases. La plus importante propriété est le caractère pratiquement imperméable ainsi que leur plasticité.

Le toit des marnes remonte progressivement vers l'amont du barrage. Dans l'axe du barrage le contact marne-glauconie, se trouve à la cote 166 m, vers la fin de la retenue, il se trouve à la cote 186 m.

Quant aux molasses, elles sont formées d'alluvions de sables déposés et agglomérés par un ciment tout comme les grés. Ces molasses sont recouvertes par des formations limoneuses d'une épaisseur moyenne de 0,50 m, et qui ne figurent pourtant pas sur les profils géologiques.

Si au niveau de l'axe du barrage le contact molasse - marne à la cote 166 est en dessous du niveau normal de retenue 177, plus à l'amont, seuls les marnes sont au contact de l'eau; pourtant l'on constate que des éboulés de molasse sur les rives de la retenue, sont des fragments de roche de molasse, obtenues avec l'altération de la molasse.

Par ailleurs juste sur l'axe du barrage et cela s'observe actuellement, nous avons constaté que sur la rive gauche du barrage s'est opéré un glissement dans la molasse, puisqu'on trouve des éboulis de molasse sur les escaliers en rive gauche qui mènent jusqu'à la crête du barrage.

Pour définir la glauconie, nous avons déjà écrit que celle-ci est un silicate hydraté de fer d'Alumine et de potasse. Elle se forme généralement en milieu marin, se présentant en petits grains arrondis. Mais l'un des principaux inconvénients de cette association de minéraux argileux, est sa facile altérabilité et surtout sont climat chaud. Nous avons également vu le phénomène du glissement d'El Biar, où l'effrondement d'un pair de falaise molassique, s'explique par la réaction de l'eau souterraine avec la glauconie. Ceci pourrait également expliqué les glissement que nous avons déjà décrits en rive gauche du barrage.

ccric
mine et
marin

IV RECONNAISSANCE GEOLOGIQUE DU SITE

Sur ce plan, nous ne pouvons, à vrai dire, réellement juger l'étude géologique qui a été menée; les rapports géologiques manquent. Quant à la correspondance de la géologie avec le choix du barrage, jusqu'à présent le barrage n'a pas été mis en eau et tant qu'il ne le sera pas, on ne saura réellement pas, si des travaux de reconnaissance supplémentaires auraient été nécessaires dans la première étude.

La reconnaissance du site s'est faite tant en surface qu'à faible profondeur, par l'intermédiaire de sondages électriques et de puits creusés par une pelle mécanique.

Au niveau de l'axe du barrage a été réalisé un sondage jusqu'à 20 m de profondeur avec des prélèvements pour des essais au laboratoire. Il s'agit là du sol de fondation, dont il s'agit de connaître les caractéristiques.

Ailleurs, dans la retenue, ont été réalisés notamment des sondages électriques.

Nous avons noté, concernant les essais hydrauliques, que seul un sondage était équipé d'un piezomètre. Il est vrai que le site est relativement imperméable, mais il s'agit d'un projet de barrage où la connaissance précise des coefficients de perméabilité est importante.

Le sondage équipé d'un piezomètre a été réalisé dans la rive gauche, sur l'axe du barrage, les résultats ont donné une perméabilité allant de 10^{-3} à 10^{-4} cm/s, ce qui ne nous paraît pas représenté un terrain quasiment imperméable, si la limite de ce genre de terrains est fixé à 10^{-5} cm/s.

V ETUDE GEOTECHNIQUE DU SOL

A/ NATURE DES ESSAIS

Les caractéristiques mécaniques des sols et des roches peuvent être déduites à partir de certains essais.

Les échantillons de marne prélevés sur le sondage, réalisé sur l'axe du barrage, ont subi les essais suivants :

* essais physiques et identification

- mesure de la densité de la teneur en eau et du degré de saturation
- essais des limites d'Alterberg
- analyse granulométrique

* essais mécaniques

- essai triaxial

B/ RESULTATS DES ESSAIS

a) Granulométrie

Les résultats de l'analyse granulométrique sont résumés dans le tableau n° 3.

La profondeur (0) dans le sondage correspond à la cote 166.

Sur les échantillons prélevés à toutes les profondeurs sauf à (16,7/20 m), les courbes obtenues classent le matériau dans la partie des sols grenus (plus de 50% des éléments 80u) avec :

% passant à 2 mm : 70 à 97 %;
 % passant à 80 u : 26 à 66 %;
 % passant à 20 u : 12 à 49 %;
 % passant à 3 u : 4 à 32 %.

Les limites d'Alterberg montrent que le sol à l'exception de la profondeur 16,7/20,0, présente une faible plasticité, caractérisant les sables argileux.

A la profondeur 16,7/20,0, l'indice de plasticité $I_p = 18,0$, caractérise un milieu argileux, et d'après la classification L.C.P.C., nous avons considéré que cela était du limon argileux (M.L).

W_l : 20,5 - 26,5 (44 à 16,7/20,0)
 I_p : 4,5 - 9,5 (18 à 16,7/20,0)

Tableau n°3

| Sondage | Profondeur | % passant à | | | | Limite de liquidité WL | Indice de plasticité Ip | Classification. |
|---------|--------------|-------------|----------|----------|---------|---------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | | 2 mm | 80 μ | 20 μ | 3 μ | | | |
| S1 | 0,0 / 1,0 | 87,5 | 38,0 | 23,0 | 9,0 | 20,5 | 7. | Sable SM limoneux. |
| S1 | 6,3 / 7,0 | 87,5 | 42,5 | 29,0 | 10,5 | | | Sable SM limoneux |
| S1 | 8,0 / 8,35 | 75,5 | 44,0 | 31,0 | 11,0 | 20,5 | 6,5 | Sable SM limoneux |
| S1 | 9,0 / 9,2 | 91,0 | 50,0 | 30,0 | 14,5 | 26,5 | 8,2 | Sable SC argileux |
| S1 | 13,2 / 13,95 | 90,5 | 40,0 | 12,0 | 5,0 | 21,0 | 4,5 | Sable SM limoneux |
| S1 | 16,7 / 20,0 | 96,5 | 66,0 | 49,0 | 32,0 | 44,0 | 18,0 | ML Limons peu plastique |
| S1 | 18,2 / 18,7 | 78,5 | 26,0 | 15,0 | 4,5 | 26,0 | 9,5 | Sable SC argileux |

Granulométrie et limites d'Atterberg.

En conclusion, nous dirons que les échantillons analysés, sont classés dans la catégorie des sols grenus correspondants aux sables argileux ou limoneux; à l'exception d'un cas considéré comme échantillon de sol fin classé comme argileux (profondeur du sondage 16,7/20,0).

Dans le tableau n° 5 on voit les propriétés de ces différentes classes de sol, dans leur utilisation en génie-civil.

b) Caractéristiques physiques

* densité sèche

Les valeurs obtenues de la densité sèche (γ_d) sont comprises entre 1,37 et 1,76 t/m³.

Pour les échantillons à plus de 15,0 m de profondeur, nous estimons que les valeurs de la densité sèche caractérisent un sol de compacité faible à moyenne, la moyenne de γ_d est 1,40 t/m³.

* teneur en eau et degré de saturation

La teneur en eau varie de 16 % à 44 % suivant la profondeur.

On constate également une dispersion du degré de saturation du sol, variable entre 50 et 97 %.

Néanmoins, nous pouvons considérer le sol comme très humide à saturé Sr 70%.

c) Caractéristiques mécaniques

* résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement du sol a été évaluée à l'aide d'essais consolidé non drainés (U.U).

Les essais permettent de connaître la cohésion et l'angle de frottement (C_{cu} et ψ_{cu}) consolidé non drainé; puis par mesure de la pression intersticielle, connaître les caractéristiques de cisaillement internes, à long terme (C' et ψ').

Pour ce qui est des caractéristiques du sol consolidé non drainé, à court terme on observe que:

ψ_{cu} varie de 12° à 27°

C_{cu} varie de 0 à 0,4

Concernant les caractéristiques intergranulaires à long terme, on observe que :

ψ' varie de 27° à 44°

C' varie de 0 à 0,2

Dans 3 des 7 cas analysés, nous constatons que le sol pulvérulent $C = 0$.

On notera pour ces 3 cas l'importance de la compacité et son influence sur l'angle de frottement; celui-ci diminuant avec la compacité, c'est à dire en sens contraire de l'indice des vides.

La valeur de la cohésion, $C_{cu} = 0,30$, à la profondeur du sol 0,0/1,0, s'annule à long terme $C=0$, ceci pourrait s'expliquer éventuellement par le cas de sables humides non saturés, et où les effets capillaires font apparaître une légère cohésion non nulle lors de l'essai triaxial.

A cet effet la capillarité est la propriété que possède l'eau de monter dans les vides du sol, au dessus de la nappe phréatique.

Le caractère argileux du sol apparaît dans le restant des valeurs des caractéristiques de cisaillement du sol ($C = 0$).

Les résultats de tous les essais mécaniques et les caractéristiques physiques sont résumés dans le tableau n° 4.

d) Calcul du tassement

Pour effectuer ce calcul, nous ne possédions aucune valeur du module d'élasticité du terrain vu que l'essai oedométrique n'a pas été réalisé.

En se basant sur les résultats obtenus sur le site d'un projet de génie-civil à El Achour, non loin du site du barrage, l'essai oedométrique a révélé pour un terrain presque identique (marne, molasse) un module oedométrique:

$$E_o = 75 \text{ bars}$$

Le module d'élasticité (E), en fonction du module oedométrique (E_o) est donné par la formule :

$$E = \frac{2}{3} E_o = 50 \text{ bars.}$$

Le calcul du tassement se fera suivant une méthode approchée, basée sur l'hypothèse de l'élasticité du sol sous l'effet d'une charge.

CAQUOT et KERISER ont montré que le tassement au centre d'une semelle soumise à une pression P est donné approximativement par :

$$h = \frac{4 \cdot P \cdot R_m (1 - \nu^2)}{E}$$

où $R_m = \frac{\text{surface chargée}}{\text{périmètre du contour de la semelle}} (M)$

Tableau n°4

| Sondage | Profondeur | Caractéristiques du cisaillement. | | | | Densité sèche γ_d (T/M ³) | Teneur en eau naturelle. W (%) | Degré de saturation. Sr (%) |
|---------|--------------|-----------------------------------|----------------------------|--------------------|----------------|--|--------------------------------------|-----------------------------------|
| | | C_{cu} (kg/cm ²) | C' (kg/cm ²) | φ_{cu} (°) | φ' (°) | | | |
| S1 | 0,0 / 1,0 | 0,3 | 0,0 | 27° | 44° | 1,64 | - | 78 |
| S1 | 6,3 / 7,0 | 0,150 | 0,150 | 14° | 38° | 1,69 | - | 81 |
| S1 | 8,0 / 8,35 | 0,40 | 0,20 | 12° | 27° | 1,69 | - | 81 |
| S1 | 9,0 / 9,2 | 0,0 | 0,0 | 24° | 34° | 1,76 | 16,5 | 83 |
| S1 | 13,2 / 13,95 | 0,0 | 0,0 | 20° | 35° | 1,64 | | 72 |
| S1 | 16,7 / 20,0 | 0,20 | 0,2 | 14° | 36° 30' | 1,37 | 44 | 97 |
| S1 | 18,2 / 18,7 | 0,0 | 0,0 | 18° 30' | 31° 30' | 1,42 | 22 | 53 |

Caractéristiques physiques et mécaniques.

| SYMBLES | suivant la classification unifiée (d'après l'U.S. Bureau of Reclamation) | | | |
|---------|---|--|---|---|
| | IMPORTANTES PROPRIETES DES SOLS EN GENIE CIVIL. | | | |
| | Perméabilité après compactage. | Résistance aux contraintes tangentielles après compactage et saturation. | Compressibilité après compactage et saturation. | Ouvrabilité comme matériau de construction. |
| SM | Semi-perméable à impermeable. | Bonne . | Faible . | Médiocre . |
| SC | Impermeable . | Bonne à médiocre . | Faible . | Bonne , |
| ML | Semi-perméable à impermeable . | Médiocre . | Moyenne . | Médiocre . |

Tableau n°5

h = tassement (M)

P = pression exercée (bars)

A cet effet la surface de la semelle sera supposée rectangulaire.

ν = coefficient de poisson du sol

$\nu = 0,5$ (marnes d'El Achour)

E = module d'élasticité du sol

$E = 50$ bars

$$P = \frac{\text{poids de l'ouvrage m/l}}{\text{largeur de la fondation}}$$

Un calcul approximatif pour le barrage de l'Oued Kerma nous donne un tassement de :

avec $P = 2,5$ bars
 $h = 0,07$ m

Un tel tassement est jugé excessif pour un barrage poids en béton, bien que ce calcul n'est que théorique et très approximatif, mais il montre tout de même l'importance du tassement.

IV CONCLUSION

D'un point de vue généraliste, la géologie du site paraît convenable; elle est quasiment homogène, puisque les marnes prédominent. On a vu comment l'hétérogénéité du bed-rock dans les barrages du Ghrib, de Bouhanifia, des cheurfas, de Béni Bahdel ou encore de Dessoubre en France, était à plus d'un titre inquiétante.

Mais si l'on s'en tient au genre de terrains meubles que représente les marnes, c'est un barrage en terre ou en enrochements qui s'adapterait le mieux.

Sur cinq (5) cas de barrages fondés sur des marnes qu'on a précédemment cités, deux (2) sont en enrochements un en terre et les deux autres en béton; ces deux derniers sont bien connus, malheureusement pour leurs ruptures, puisqu'il s'agit des barrages de Fergoug ou Perrégaux, et de celui des Cheurfas. Les trois autres barrages sont le Sarno, le Bouhanifia et le Ghrib.

Ce qu'on craint des terrains marneux, c'est leur forte compressibilité. A ce titre, il est un point important qui manque dans l'étude géotechnique du sol de fondation (marne); c'est l'essai oedométrique de consolidation et de compressibilité qui n'a pas été réalisé.

Le barrage de l'Oued Kerma étant un barrage poids en béton, il devrait appliquer une grande charge sur tout le bed rock de fondation, et ainsi créer un tassement au niveau des marnes qui forment ce bed rock.

Pourtant la même crainte de tassements sous une forte charge, dans le barrage des Beni Bahdel a préconisé un barrage multi-voûtes, où le changement n'est pas uniforme mais réparti sur les 11 voûtes.

Un autre inconvénient du point de vue sol, est la tendance au glissement du fait de la présence d'un niveau de glauconie.

De plus, et comme le niveau à glauconie est à la cote 166 dans l'axe du barrage avant de passer à la cote 186 à la fin de la retenue, il sera dans plus de la moitié de la retenue en dessous du niveau de la retenue normale (RN. 177). Les diaclases qui apparaissent dans les berges, sont un autre point dangereux dans la géologie du site de l'Oued Kerma.

A notre première visite du lieu, sans avoir préalablement pris connaissance du rapport géologique, nous avons constaté sur les deux rives, des fissures dans le massif rocheux. Comme les masses rocheuses se dialoguent d'autant plus facilement qu'il existe un réseau de disloquent important, on pourrait avoir des écroulements rocheux, d'autant plus que les pentes sont fortes et c'est un peu ce qui a dû se produire en rive gauche sur l'axe du barrage de l'Oued Kerma.

Il est une solution, dont les travaux ont été entamés, et qui consiste à réaliser un mur de retenue sur les rives droite et gauche afin de limiter les glissements.

En rive droite deux murs de retenue servent de soutènement au massif de la rive; le mur d'appui supérieur avec une longueur de 74 m, et le mur inférieur 53,7 m.

En rive gauche, il est également prévu deux murs de retenue, le premier sur 62,25 m, le second sur 96,25 m à partir du parement aumont du barrage.

(voir vue en plan et profils, rives gauche et droite).

Néanmoins, les murs de soutènement quelque soit leur importance, peuvent être complètement désorganisés et basculés. Il est nécessaire de les accompagner d'un drainage sérieux du massif afin d'éviter toute accumulation d'eau, car la retenue ne peut être complètement épargnée du contact avec l'eau de la retenue, à moins dans ce cas là de construire un mur de soutènement tout le long des rives dans toute la retenue.

Nous préconisons par contre pour "soigner" les diaclases dans les berges, de remédier aux injections, en évitant ainsi à l'eau, grande responsable des glissements d'y pénétrer. De même que des injections seraient nécessaires dans le fond de la retenue, afin d'améliorer les caractéristiques du sol comme sa compacité par exemple, car comme l'ont montré, les essais géotechniques des marnes de fondation, il est à craindre un tassement important, même si l'essai oedométrique n'a pas été réalisé.

Nous soulignerons, concernant les oublis et les manques dans l'étude du sol, en plus de l'absence de l'essai sedométrique, concernant la perméabilité du sol de fondation.

Le rapport indique un seul sondage avec mesure de la perméabilité dans la rive gauche, suivant la formule de HAZEN :

$$K = 100 D_{10}^2 \text{ (cm/s)}$$

où : d_{10} = diamètre en cm de la fraction 10 %
 $d_{10} = 5 \text{ u à } 0,01 \text{ u}$

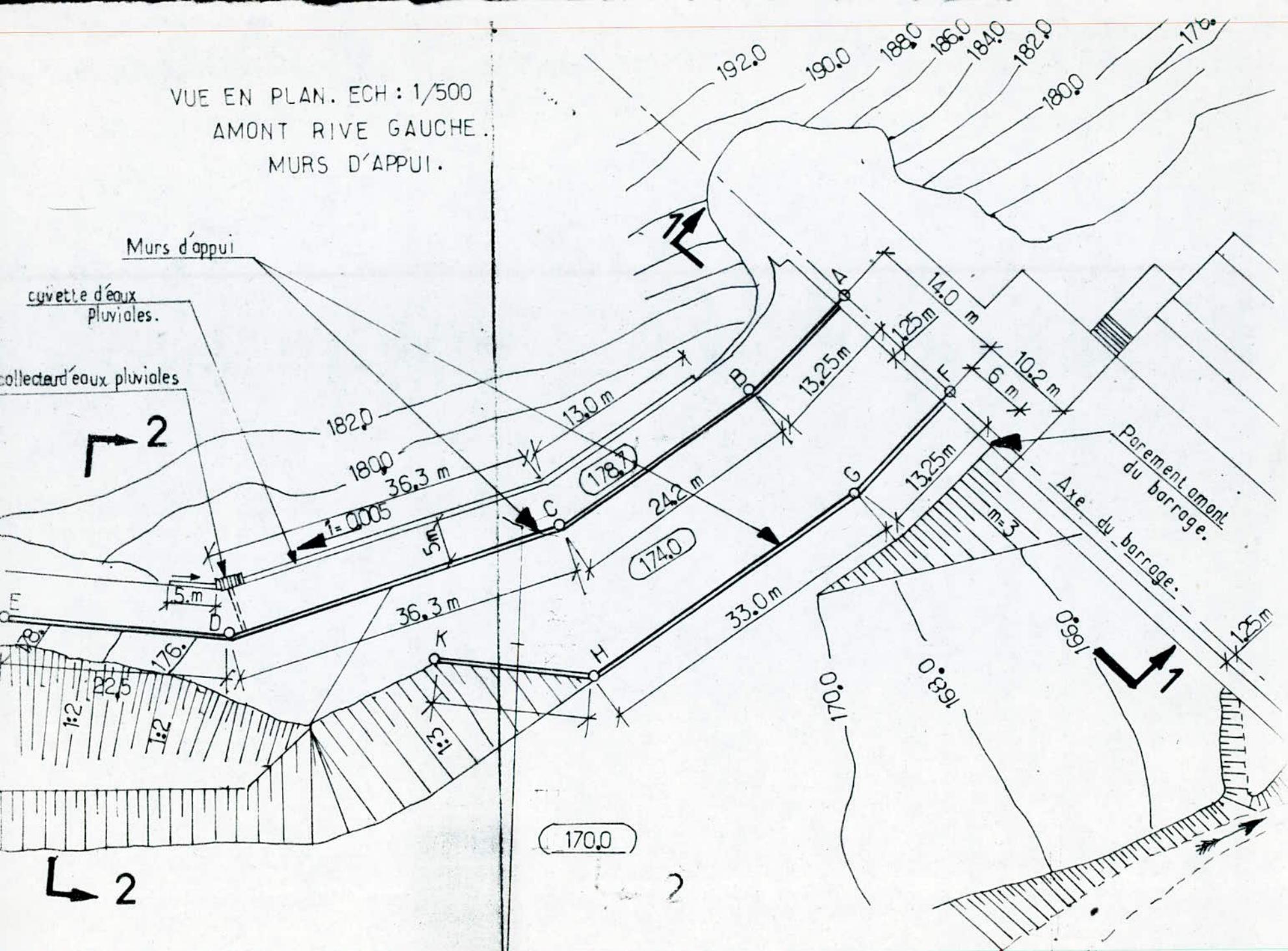
On trouve une perméabilité qui n'est quelque peu, pas constante

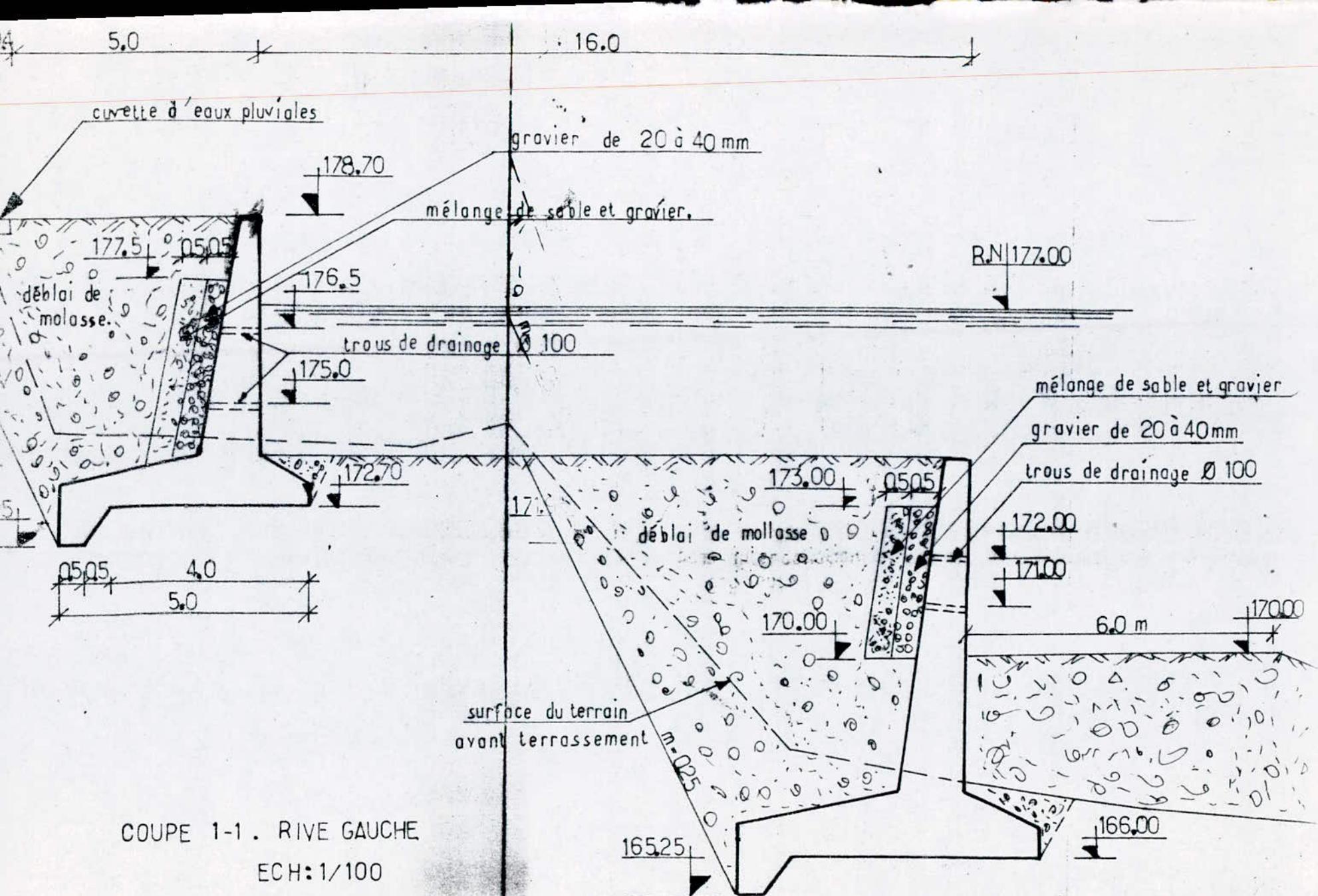
$$K = 10^{-8} \text{ à } 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s.}$$

Nous en concluons qu'il aurait été plus prudent d'effectuer des essais hydrauliques. (essai lefranc) dans la zone de fondation, afin de prévenir tout phénomène d'infiltration d'eau à ce niveau.

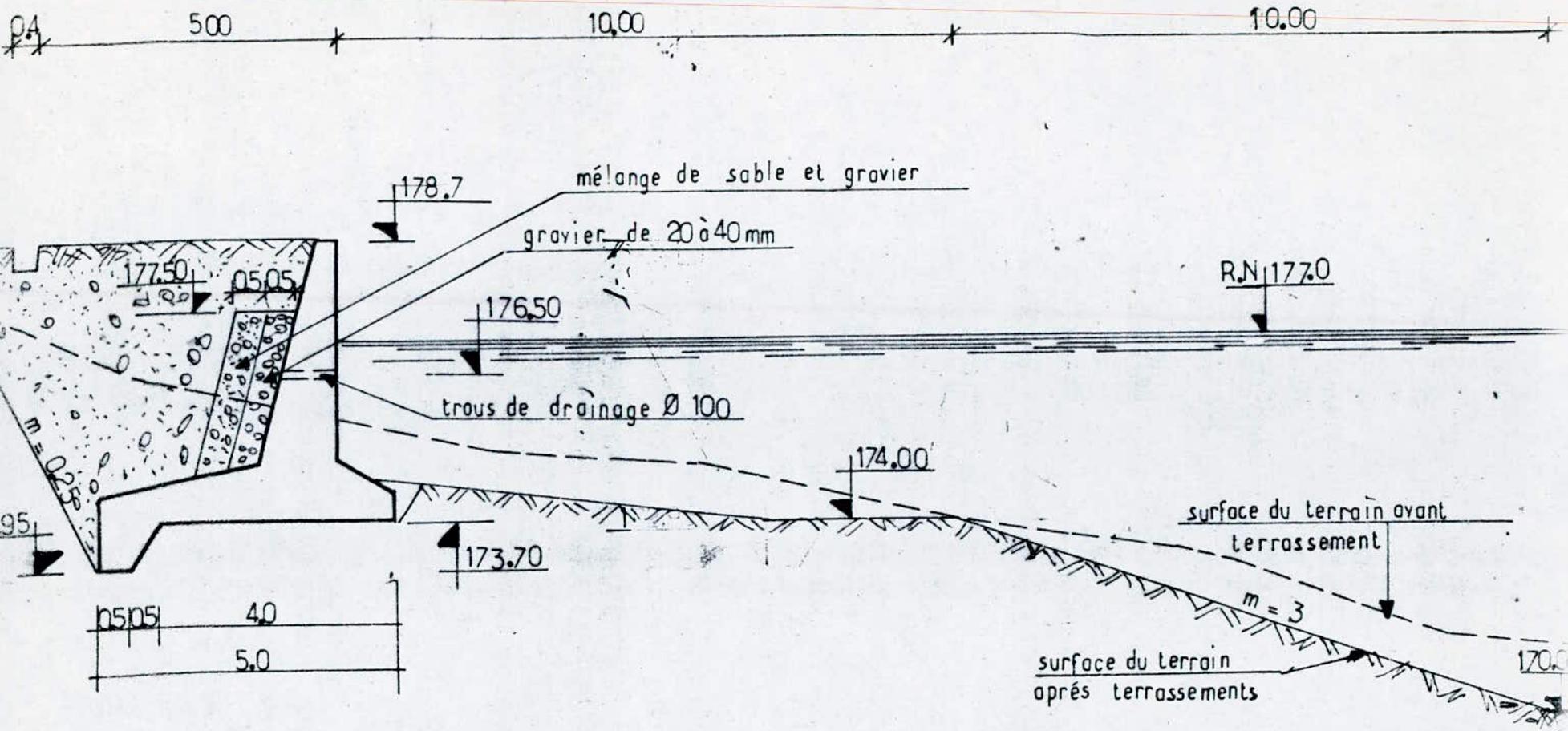
La finalité serait de dire que le barrage risque de connaître quelques problèmes lors de sa mise en eau, si ou ne réalise pas de grands travaux surtout d'injection et de confortation du sol. Les résultats de ces mesures ne pourront être jugés qu'une fois, le barrage mis en eau.

VUE EN PLAN. ECH : 1/500
 AMONT RIVE GAUCHE.
 MURS D'APPUI.

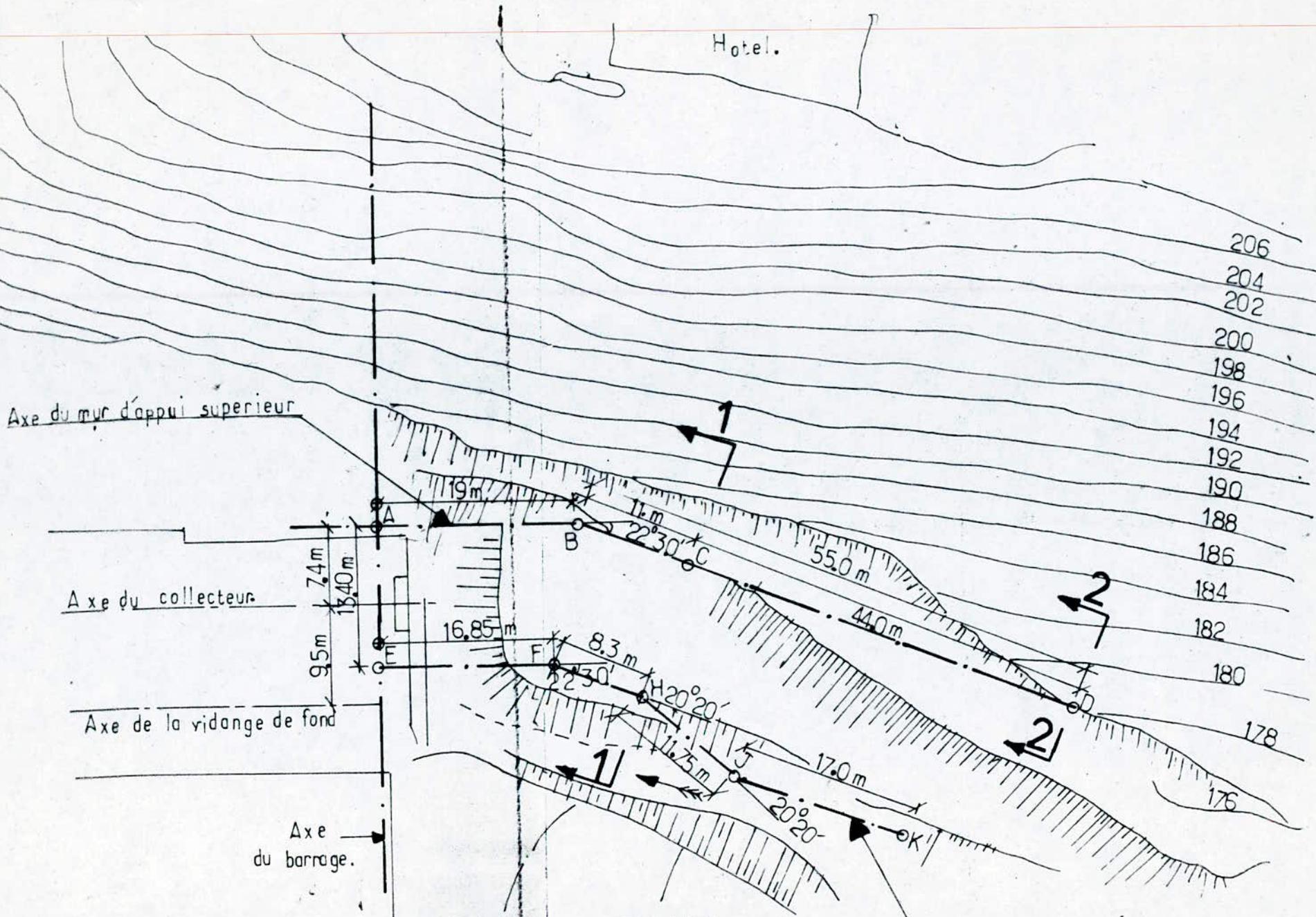




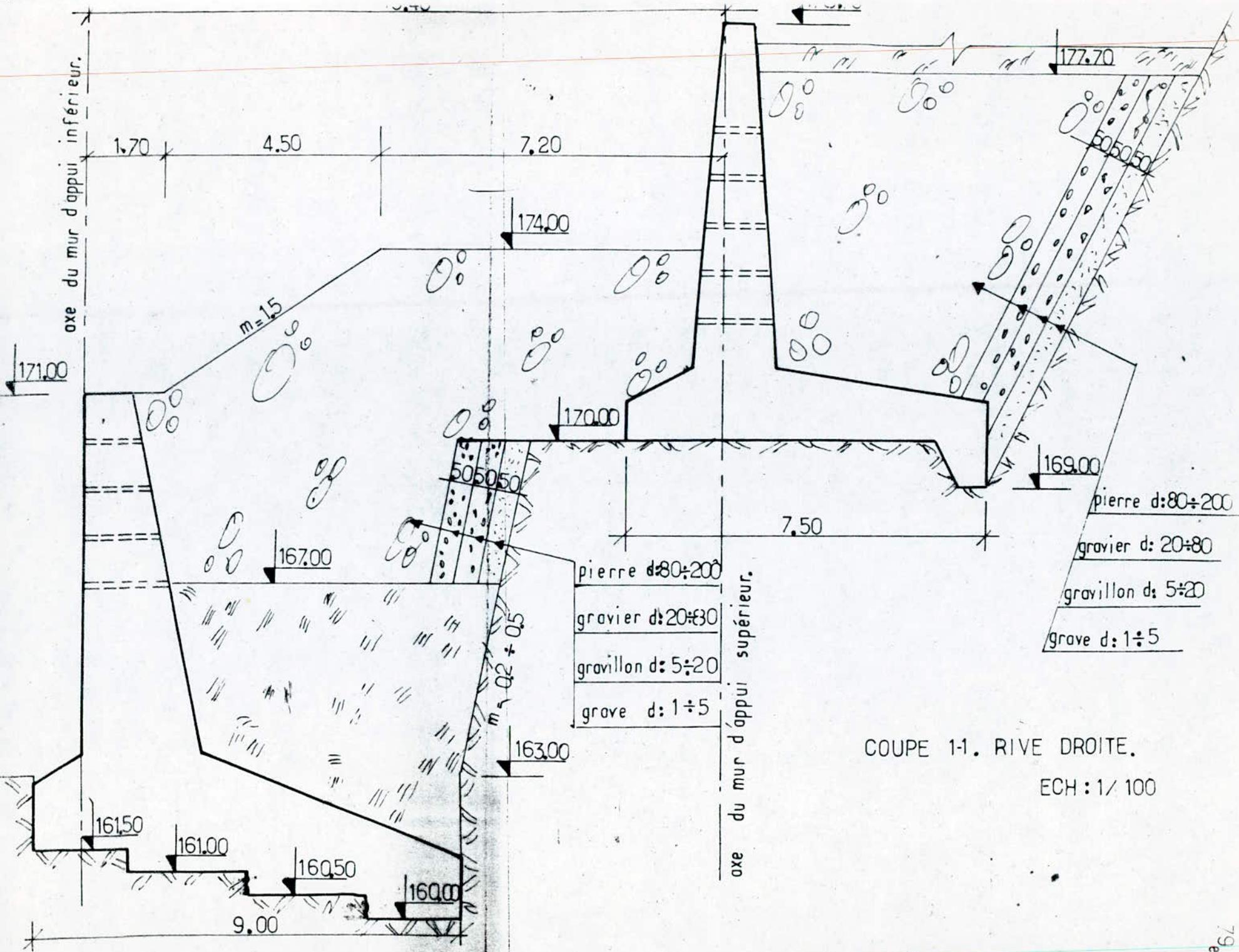
COUPE 1-1. RIVE GAUCHE
 ECH: 1/100

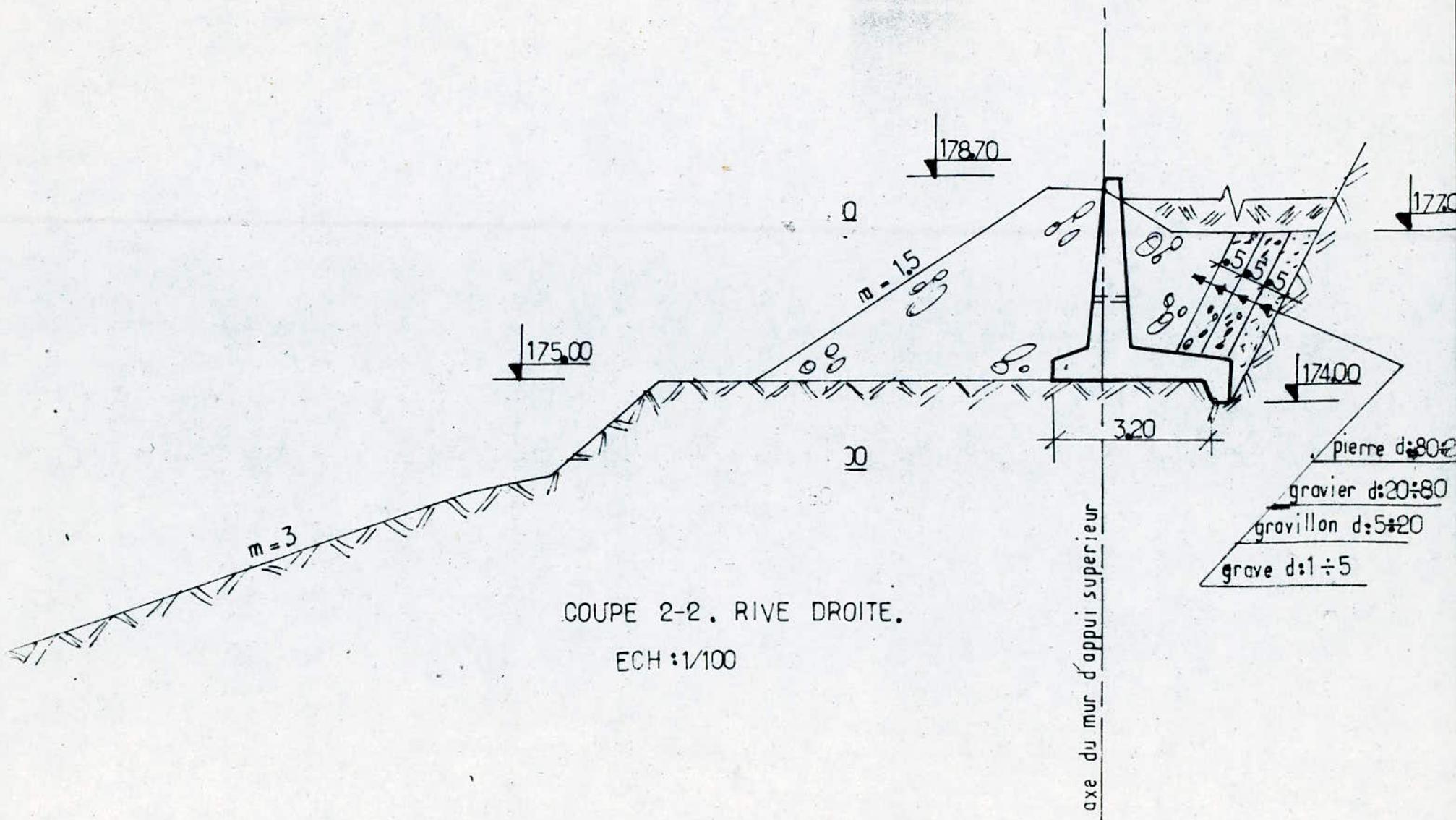


COUPE 2-2 . RIVE GAUCHE .
 ECH : 1/100



PLAN DE SITUATION. ECH:1/50
 AMONT RIVE DROITE.
 MURS D'APPUI.





DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE

Nous présenterons les dimensions du barrage de l'O.Kerma tel qu'il est actuellement.

1) Hauteur du barrage

Usuellement la hauteur du barrage est déterminée en fonction du niveau des plus hautes eaux, majorée d'une hauteur de sécurité. Cette hauteur doit également prendre en considération le volume à réaliser. La hauteur du barrage de l'O.Kerma, hors sol atteint 13,7 m, et 22,2 m, fondation comprise. Cette hauteur tient beaucoup du rôle deversoir du barrage.

2) Largeur du barrage

Le barrage de l'Oued Kerma est un barrage dont le rôle principal est le déversement d'eau. A cet effet le bassin de dissipation et le barrage ne forme qu'un corps, au tout ainsi formé, une largeur à la base de 32,60 m.

3) Longueur de crête

La longueur de l'O.Kerma est égale à 125 m.
Nous signalerons que le déversoir est de 40 m.

4) Inclinaison des parements

Le barrage de l'O.Kerma, est un barrage dont le parement amont est vertical. Le parement aval a été réalisé suivant une inclinaison considérée, comme parfaite, pour l'établissement d'un barrage poids. Cette inclinaison de ce parement aval est :

$$m = 0,80 .$$

STABILITE DU BARRAGE

A) Forces adissantes sur le barrage

Avant de présenter les différents calculs de stabilité, nous rappellons les différentes forces sollicitant un barrage poids.

1) Poussee hydrostatique de l'eau : Pw

C'est la résultante des pressions élémentaires horizontales s'exerçant sur le parement amont. Elle est donnée par la formule :

$$P_w = \frac{1}{2} H^2 \gamma \quad [\text{tonnes}]$$

ou :

$$H = \text{Hauteur d'eau dans le réservoir en (m) }^3$$

$$\gamma = \text{Poids spécifique de l'eau (1.t/m }^3 \text{)}$$

En direction cette force passe au tiers de la hauteur (H) à partir de la base .
Lorsque le barrage présente un parement amont incliné, il existe une poussée verticale de l'eau.

2) Poids propre de l'ouvrage : P

C'est le poids du barrage en béton. Nous avons calculé ce poids suivant un découpage de la section considérée d'épaisseur unité.

$$P = V \cdot \gamma_b \quad [T]$$

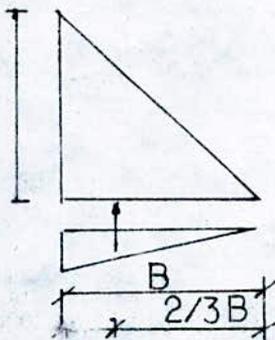
$$\gamma_b = \text{densité du béton} \quad (\gamma_b = 2,4 \text{ t} / \text{m}^3)$$

$$V = \text{volumé de la tranche considérée} \quad (\text{m}^3)$$

$$(V = 1 \times S)$$

3) Forces de sous pressions : S

On admet que les sous pressions se répartissent linéairement sur toute la base de l'ouvrage. Dirigée de bas en haut, la force résultante des sous pressions, admet une direction passant à $2/3$ de la largeur de la base du pied aval du barrage.



Cette force est définie par :

$$S = 1/2 \cdot B \cdot H \cdot \gamma$$

4) Force d'inertie : P_e

Cette force est due a un seisme. On suppose qu'elle agit horizontalement dans la direction defavorable, selon les cas a considerer. Son intensite est :

$$P_e = P \cdot K_s \cdot \alpha$$

ou :

P = poids du barrage en beton

K_s = coefficient de sismicite (il est fonction de l'intensite du seisme et de la classe du barrage)

Ngus prendrons

$$K_s = 0,025$$

$$\alpha = 1 + 0,5 h / H_b$$

ou :

H_b = hauteur du barrage en m

h = hauteur de la section consideree en m

La direction de la force passe au tiers de la hauteur, a partir de la base.

Il est a rappeler qu'une secousse dirigee de l'amont vers l'aval, constitue le cas le plus defavorable, a retenue pleine.

5) Poussee sismique de l'eau : W_s

Lors d'un seisme, l'eau s'eloigne et se rapproche alternativement du massif, il s'en suit une poussee supplementaire sur la face amont du barrage.

Selon WESTEGAARD, la repartition des pressions est donnee :

$$\sigma = K_e \cdot C_e \cdot K_s \cdot \gamma \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ou :

h = hauteur entre le niveau d'eau dans le reservoir et la section consideree.

$$C_e = \frac{0,817}{1 - 7,75 (H / 1000 T)}$$

avec :

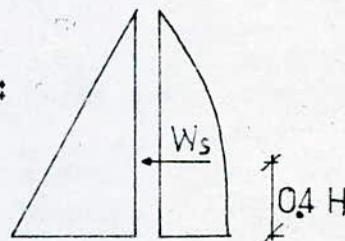
T = période du phénomène, généralement admise entre 0,5 et 1 s. (Cette hypothèse n'influence pas énormément le résultat).
On prendra $T = 1$ s.

K_e = coefficient dépendant de l'inclinaison du parement amont.

$$K_e = 1 .$$

La force résultante W_s est définie par :

$$W_s = \frac{2}{3} . K_e . C_e . K_s . H^2 . \gamma .$$



Sa direction passe à $0,4 H$ de la base du barrage .

6) Poussee des terres

Le barrage de l'Oued Kerma étant fondé à 8,5 m du sol, nous avons tenu compte de la poussée active des terres. La répartition triangulaire des pressions horizontales donne une poussée résultante définie par :

$$P_h = \frac{1}{2} . K_P . h^2 . \gamma_d .$$

ou :

h = hauteur de terre

d = densité de jaugee du terrain (marne)

$$\gamma_d = \gamma_h - \gamma = 2,15 - 1,00 = 1,15 \text{ t/m}^3$$

$$K_P = \frac{1}{2} (\frac{11}{4} - \frac{\psi}{2}) = 0,422 .$$

$$\psi = 24^\circ .$$

Remarque:

Nous avons négligé, l'effort en butée des terres.

B) Vérification de la stabilité

Nous avons vérifié la stabilité du barrage de l'O. Kerma; au glissement et au renversement. Nous avons tenu également à vérifier si les conditions de non extension et de Maurice Levy étaient assurées.

1) Stabilité au renversement:

La stabilité au renversement a été calculée par rapport au point B (voir schéma de calcul), suivant une section du barrage, tel qu'il a été réalisé. Nous rappelons qu'il s'agit là, d'un barrage deversoir ou le bassin de dissipation est liée au corps du barrage, d'où la forme large.

Les résultats sont obtenus suivant deux cas :

- * la retenue est normale (177), et l'on considère un seisme exceptionnel .
- * la retenue est au niveau des plus hautes eaux (178,7) .

Dans les deux cas, la stabilité du barrage au renversement, est assurée, si l'on considère comme coefficient de sécurité:

$$K_s = 1,5$$

Le coefficient de renversement définit le rapport entre moments stabilisants et moments renversants :

$$K = M_s / M_r$$

Pour vérifier la stabilité au renversement il faut :

$$K > 1,5 .$$

2) Stabilité au glissement

La section la plus sollicitée étant la fondation du barrage, on ne vérifiera le glissement qu'à ce niveau.

Si l'on considère un frottement "maçonnerie sur sol", le coefficient de sécurité est pris égal à:

$$f_s = t_s \cdot \varphi$$

ou : φ = angle de frottement

La stabilité au glissement du barrage à vérifier à la profondeur de 8,5 m, le terrain (marne) à ce niveau possède une cohésion nulle ($C=0$) et un frottement interne = 24°. Ce qui fait :

$$f_s = 0,45$$

La stabilité au glissement est assurée si le coefficient f définissant le rapport des forces horizontales sur les forces verticales vérifie :

$$f < f_s$$

Remarque:

Le coefficient de sécurité f_s , tenant compte de la qualité de la fondation est souvent considéré égal à :

$$f_s = 0,65 \text{ à } 0,75$$

3) Conclusion

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux 6 et 7. On obtient cependant :

| | RN (177) + Seisme | R.N.PHE(178,7) | R.N.(177) |
|---|-------------------|----------------|-----------|
| K | 1,84 | 1,69 | |
| f | 0,52 | 0,57 | 0,47 |

$$K_s = 1,5$$

$$f_s = 0,45$$

Au vu de ces résultats, si la stabilité au renversement est assurée, par contre la stabilité au glissement ne l'est pas dans les deux (2) cas de sollicitations.

| Particules | DIMENSIONS | INTENSITES (TML) | | Bras de levier /B (M) | MOMENTS (TM/ML) | |
|----------------|---|------------------|------------|-----------------------|-----------------|-------------|
| | | Horizontales | Verticales | | Stabilisants | Renversants |
| 1 | 24 x 2 x 36 | | 173 | 30.8 | 532.8 | |
| 2 | 24 x 12.15 x 7.7 | | 224.5 | 26.05 | 5848.2 | |
| 3 | 24 x 12.5 x 3 | | 90.0 | 31.1 | 2799.0 | |
| 4 | 24 x $\frac{1}{2}$ x 11.42 x 9.15 | | 125.4 | 26.525 | 3326.25 | |
| 5 | 24 x 7.7 x 8.95 | | 165.4 | 16.625 | 2749.0 | |
| 6 | 24 x 3.0 x 9.7 | | 69.8 | 10.0 | 698.0 | |
| 7 | 24 x 6.0 x 5.2 | | 74.9 | 5.5 | 411.95 | |
| 8 | 24 x 2.5 x 7.5 | | 45.0 | 1.25 | 56.25 | |
| Total Béton | | | 8123 | | 16422.25 | |
| R _w | $\frac{1}{2}$ x 1 x 20.5 x 20.5 | 210.1 | | 6.83 | | 1435.0 |
| P _h | $\frac{1}{2}$ x 0.422 x (2.15 - 1) x 8.5 ² | 17.5 | | 2.83 | | 49.5 |
| S | $\frac{1}{2}$ x 1 x 20.5 x 32.6 | | 334.15 | 21.73 | | 7261.1 |
| Pe | 8123 x 0.025 x 1 | 20.3 | | 7.4 | | 150.2 |
| W _s | $\frac{2}{3}$ x 1 x 0.99 x 0.025 x 12 ² | 2.4 | | 13.3 | | 31.9 |
| | Σ | 250.30 | 478.15 | Σ | 16422.25 | 8927.7 |

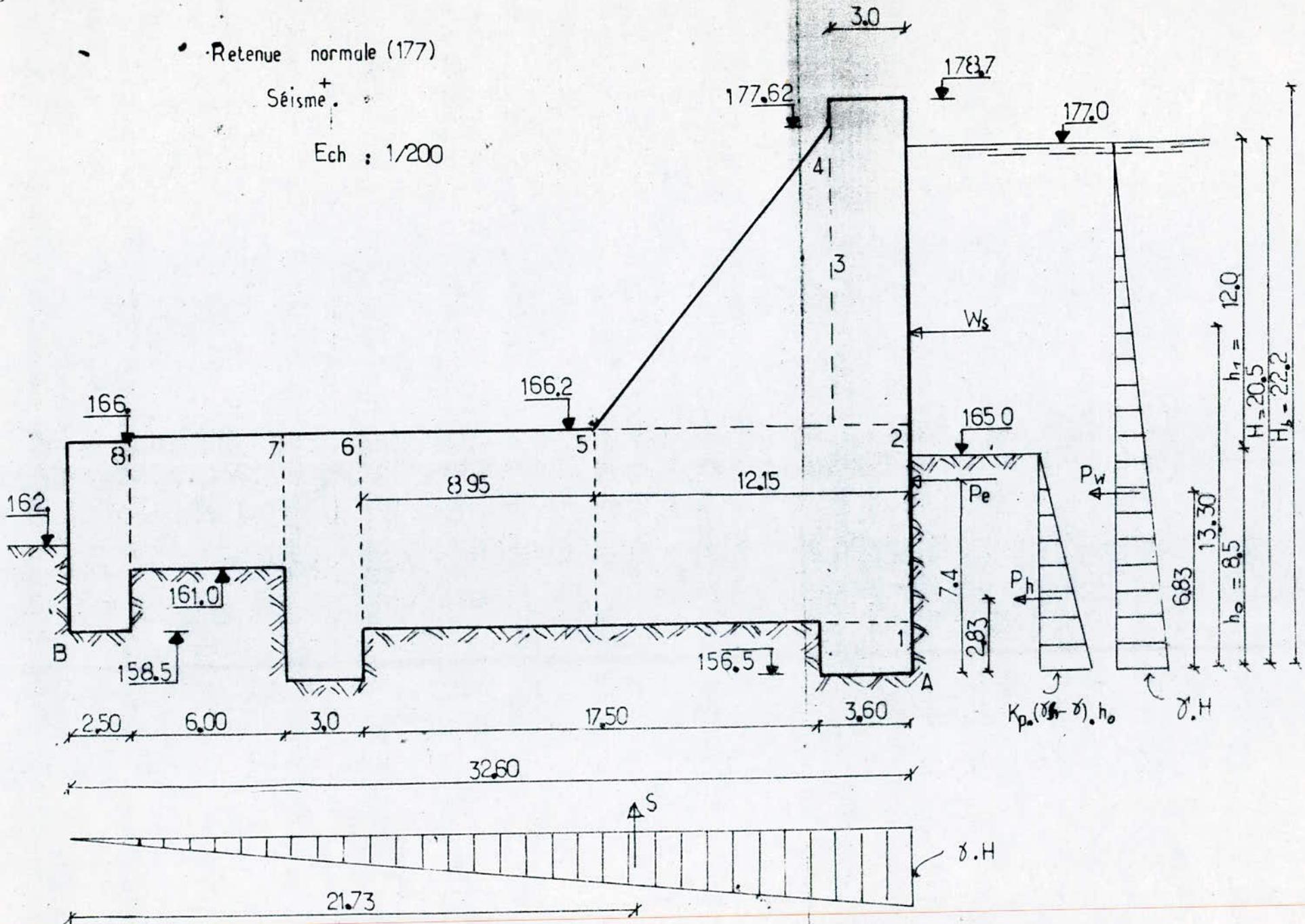
$$f = 0.52$$

$$k = 1.84$$

Retenue normale (177)

Séisme +

Ech : 1/200

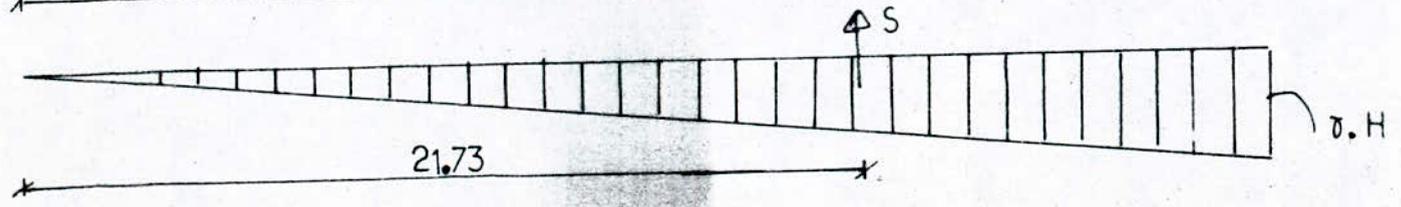
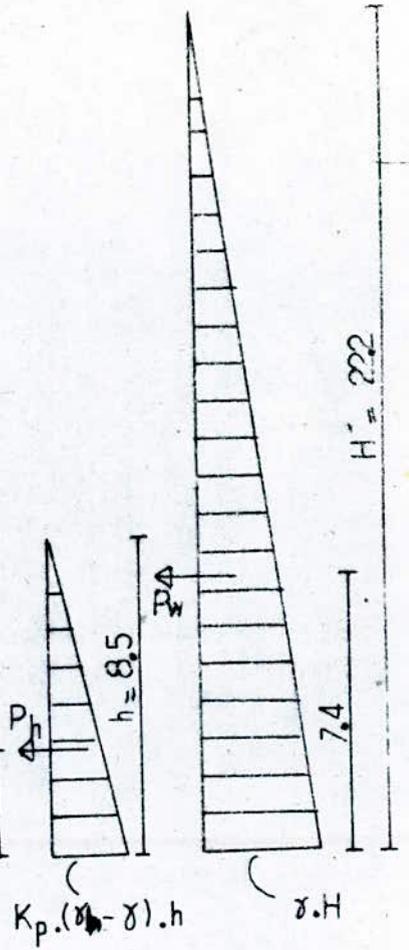
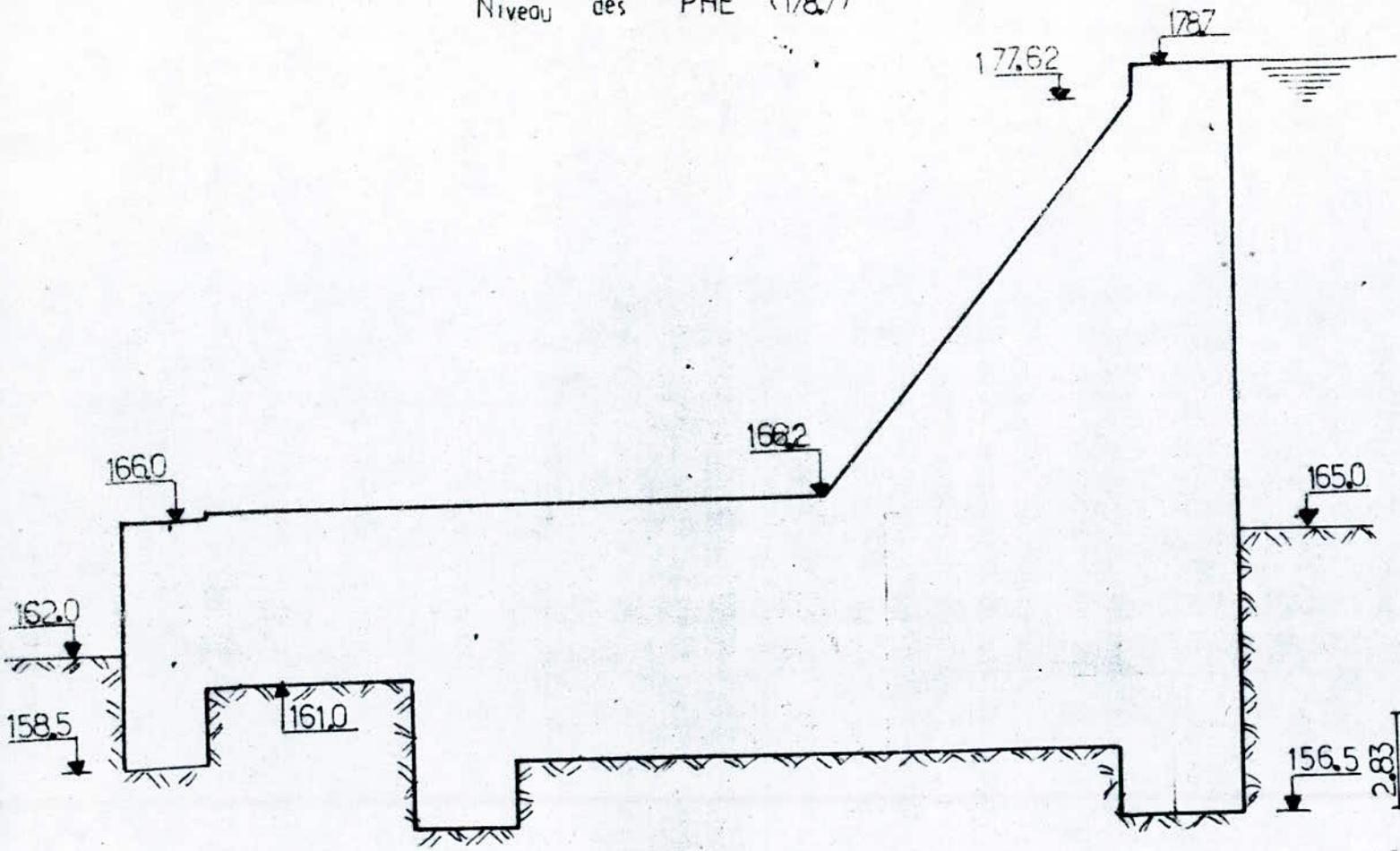


| Particules | DIMENSIONS | INTENSITES (TML) | | Bras de levier/B ^(M) | MOMENTS (TM/ML) | |
|----------------|--------------------------|------------------|--------------|---------------------------------|-----------------|-------------|
| | | Verticales | Horizontales | | Stabilisants | Renversants |
| 1 | 2.4 x 2 x 3.6 | 17.3 | | 30.8 | 532.8 | |
| 2 | 2.4 x 12.5 x 7.7 | 224.5 | | 26.05 | 5848.2 | |
| 3 | 2.4 x 12.5 x 3 | 90.0 | | 31.1 | 2799.0 | |
| 4 | 2.4 x 1/2 x 11.42 x 9.15 | 125.4 | | 26.525 | 3326.25 | |
| 5 | 2.4 x 7.7 x 8.95 | 165.4 | | 16.625 | 2749.8 | |
| 6 | 2.4 x 3.0 x 5.2 | 69.8 | | 10.0 | 698.0 | |
| 7 | 2.4 x 6.0 x 5.2 | 74.9 | | 5.5 | 411.95 | |
| 8 | 2.4 x 2.5 x 7.5 | 45.0 | | 1.25 | 56.25 | |
| | | 812.3 | | | | |
| R _w | 1/2 x 22.2 x 1 x 22.2 | | 246.4 | 7.4 | | 1823.4 |
| P _n | 1/2 x 0.422 x 1.15 x 8.5 | | 17.5 | 2.83 | | 49.5 |
| S | 1/2 x 22.2 x 1 x 32.6 | 361.9 | | 21.73 | | 7864.1 |
| | Σ | 450.40 | 263.90 | Σ | 16422.25 | 9737.00 |

$$f = 0.59$$

$$k = 1.69$$

Niveau des PHE (178.7)



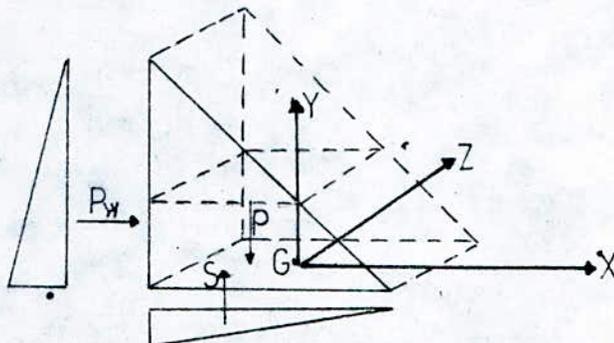
Nous avons alors verifié, la stabilité au glissement, à retenue normale, et nous constatons une possibilité de glissement.

En conclusion, nous signalerons que la sécurité contre le glissement du barrage de l'O.Kerma est "inefficace", si l'on a considéré le cas défavorable avec un coefficient de sécurité $f_s = t_s$; par contre s'il est plus usuel de le considérer égal à 0,65 ou 0,75, nous constaterons que le barrage résisterait au glissement.

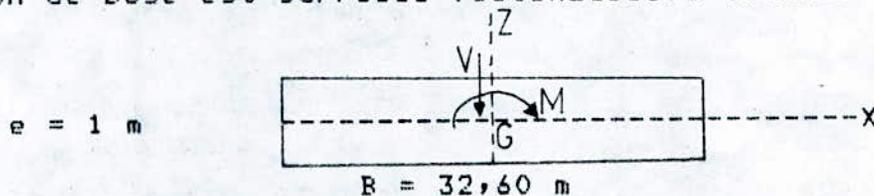
C) Verification des contraintes

1) Principe de calcul

La section de calcul du barrage est considérée comme une poutre encastree à sa base et libre à l'autre extremité.



La section de base est supposee rectangulaire definie par e et B :



En un point de la section de base, la contrainte normale est donnee par :

$$\sigma_y = \frac{\sum T_y}{S} + \frac{\sum M_z}{I_z} \cdot X$$

où :

X = position de fibre par rapport au centre de gravité (G).

S = section de la base, $S = e \cdot B = 36,6 \text{ m}^2$

$\sum T_y$ = effort normal

$\sum M_z$ = moment flechissant resultant

I_z = moment d'inertie par rapport à l'axe Z.

$$I_z = \int_{-B/2}^{B/2} x^2 d\Omega = \frac{e \cdot B^3}{12}$$

$$I_z = 2887 \text{ m}^4$$

La vérification des contraintes a été réalisé dans deux (2) cas :

- *retenue normale (RN 177)
- *retenue vide

Les résultats complets apparaissent dans les tableaux 8 et 9.

2) Interpretation

On obtient pour les contraintes :

| | RN (177) | | R.Vide (165) |
|------------|------------------------|---|------------------------|
| σ_A | 1,4 kg/cm ² | 2 | 3,3 kg/cm ² |
| σ_B | 1,5 kg/cm ² | 2 | 0,8 kg/cm ² |

Si l'on considère la contrainte admissible de compression du béton, $\sigma_{adm} = 81$ bars, on constate que les contraintes maximales à la base sont de loin inférieures à la contrainte admissible.

3) Verification de la condition de non-extension

La résistance du béton à la traction est considérée comme nulle, le dimensionnement d'un barrage poids devrait conduire à éliminer toute contrainte de traction.

A réservoir vide toutes les contraintes sont en compression mais à réservoir plein, la contrainte de traction en amont peut devenir comme contrainte de traction. A cet effet, la condition de non extension s'établit comme suit :

$$\sigma_A > 0$$

Cette condition est vérifiée puisqu'aucune contrainte de traction n'apparait.

4) Vérification de la condition de Maurice Levy

Afin d'éliminer les dangers dus aux sous-pressions, il ne suffit pas que la contrainte en un point quelconque du parement amont soit positive (pas de traction) mais il faut qu'elle soit supérieure à la pression hydrostatique régnant au point considéré, de manière à reformer toutes les fissures qui s'y produiraient.

La condition de Maurice Levy s'établit comme suit :

$$\sigma_A > \gamma \cdot y$$

La pression hydrostatique étant maximale à la base du parement amont, celle-ci vaut H, (H étant la hauteur du barrage).

Cela revient à écrire :

$$\sigma_A > \gamma \cdot H$$

Néanmoins, cette condition ne pouvant être assurée à 100 %, on admet qu'elle ne soit respectée qu'à un certain degré.

En ce qui concerne le barrage de l'O.Kerma, la condition de Maurice Levy est vérifiée à 63 %

$$r = \frac{\sigma_A}{\gamma \cdot H} = 63 \%$$

Il est également constaté qu'à retenue normale, les contraintes aux deux (2) points A et B, sont presque égales.

Tableau n°8

Vérification des contraintes. Retenue normale (177)

| Particules | DIMENSIONS | INTENSITES (TML) | | Bras de levier /G (M) | MOMENTS (T.M./M.) | |
|------------|---|----------------------------------|------------|-----------------------|----------------------------------|---------|
| | | horizontales | verticales | | | |
| 1 | 2.4 x 2. x 3.6 | | 17.3 | 14.5 | | 250.85 |
| 2 | 2.4 x 12.15 x 7.7 | | 224.5 | 9.75 | | 2188.9 |
| 3 | 2.4 x 12.5 x 3 | | 90.0 | 14.8 | | 1332.0 |
| 4 | 2.4 x $\frac{1}{2}$ x 11.42 x 9.15 | | 125.4 | 10.225 | | 1282.2 |
| 5 | 2.4 x 7.7 x 8.95 | | 165.4 | 0.325 | | 53.8 |
| 6 | 2.4 x 3 x 9.7 | | 69.8 | 6.3 | 439.75 | |
| 7 | 2.4 x 6.0 x 5.2 | | 74.9 | 10.8 | 808.9 | |
| 8 | 2.4 x 2.5 x 7.5 | | 45.0 | 15.05 | 677.25 | |
| Béton | | | 812.30 | | 1925.90 | 5107.75 |
| Pw | $\frac{1}{2}$ x 1 x 20.5 x 20.5 | 210.1 | | 6.83 | 1435.0 | |
| Ph | $\frac{1}{2}$ x 0.422 x (2.15 - 1) x 8.5 ² | 17.5 | | 2.83 | 49.5 | |
| S | $\frac{1}{2}$ x 1 x 20.5 x 32.6 | | 334.15 | 5.43 | 1814.5 | |
| | | 227.6 | 478.15 | | 5224.90 | 5107.75 |
| | | $\nabla_A = 1.4 \text{ kg/cm}^2$ | | | $\nabla_B = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ | |

Tableau n°9

Vérification des contraintes. Retenue vide.

| Particules | DIMENSIONS | INTENSITES (T/ML) | | Bras de levier /G (M) | MOMENTS (T.M/ML) | |
|----------------|---|-----------------------------------|------------|-----------------------|---|---|
| | | horizontales | verticales | |  |  |
| 1 | 2,4 x 2 x 3,6 | | 17,3 | 14,5 | | 250,85 |
| 2 | 2,4 x 12,15 x 7,7 | | 224,5 | 9,75 | | 2188,9 |
| 3 | 2,4 x 12,5 x 3,0 | | 90,0 | 14,8 | | 1322,0 |
| 4 | $2,4 \times \frac{1}{2} \times 11,42 \times 9,15$ | | 125,4 | 10,225 | | 1282,2 |
| 5 | 2,4 x 7,7 x 8,95 | | 165,4 | 0,325 | | 53,8 |
| 6 | 2,4 x 3,0 x 9,7 | | 69,8 | 6,3 | 439,75 | |
| 7 | 2,4 x 6,0 x 5,2 | | 74,9 | 10,8 | 808,90 | |
| 8 | 2,4 x 2,5 x 7,5 | | 45,0 | 15,05 | 677,25 | |
| Béton | | | 812,30 | | 1925,90 | 5107,75 |
| P _h | $\frac{1}{2} \times 0,422 \times (2,15 - 1) \times 8,5^2$ | 17,5 | | 2,83 | 49,5 | |
| S | $\frac{1}{2} \times 1 \times 32,6 \times 8,5$ | | 138,5 | 5,43 | 752,0 | |
| | | 17,5 | 673,83 | | 2727,4 | 5107,75 |
| | | $\bar{V}_A = 3,4 \text{ kg/cm}^2$ | | | $\bar{V}_B = 0,7 \text{ kg/cm}^2$ | |

OUVRAGES ANNEXES

1) Vidange de Fond

La vidange de fond est une conduite qui a pour fonctions essentielles:

- * L'évacuation d'une partie du débit de crue
- * L'abaissement du niveau du réservoir pour rendre possible la visite et l'entretien du barrage et des ouvrages annexes.
- * L'évacuation des vases
- * L'évacuation des eaux en catastrophe

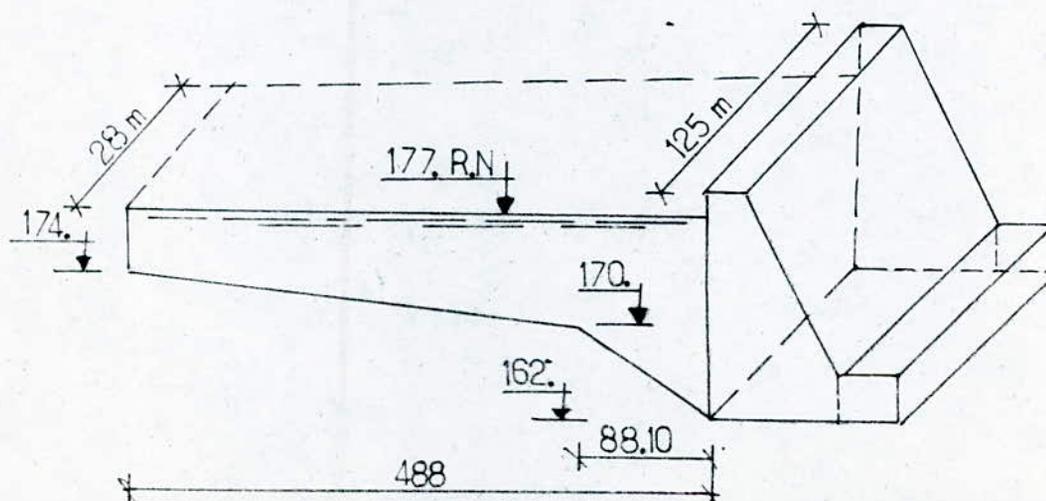
Pour le dimensionnement d'une telle conduite, nous admettons que la vidange totale de la retenue devra se faire en 21 Jours ($V = 164\ 000$ mètre cubes),

Le débit Q évacué et la surface submergée de la retenue $S(h)$ sont reliés par la relation suivante :

$$Q dt = - S(h) dh \quad (1)$$

ou dh = variation de hauteur pendant le temps dt .
 $S(h)$ = surface submergée correspondante à la cote H .

A cet effet et vu le profil de la retenue, nous avons déterminé la variation de S suivant la cote du niveau d'eau.



ainsi pour :

- 162 < H < 170 : S1(h) = 56,5 (11.h)
- 170 < H < 174 : S2(h) = 58 (88,10 + 100.h)
- 174 < H < 177 : S3(h) = cte = 28310 mètre carre

Par ailleurs le débit évacué est donné par :

$$Q = \frac{m \pi D^2}{4} \sqrt{2sh} \tag{2}$$

- m : coefficient de debit égal à 0,5
- D : diamètre de la conduite en (m)

En introduisant la relation (2) dans (1) on a :

$$\frac{m \pi D^2}{4} \sqrt{2sh} dt = - S(h) dh .$$

Si au bout du temps de vidange (t) tout le volume de la retenue est évacué :

$$\int_0^t dt = - \int_{h1}^{h2} \frac{S(h)}{m \pi D^2 / 4 \sqrt{2sh}} dh$$

- h1 = cote de la retenue normale (177)
- h2 = niveau de la vidange de fond (162)

$$\int_0^t dt = - \frac{4}{m \pi D^2 \sqrt{2s}} \int_{h1}^{h2} \frac{S(h) dh}{\sqrt{h}}$$

$$\int_0^t dt = \frac{4}{m \pi D^2 \sqrt{2s}} \left[\int_{162}^{170} \frac{S1(h) dh}{\sqrt{h}} + \int_{170}^{174} \frac{S2(h) dh}{\sqrt{h}} + \int_{174}^{177} \frac{S3(h) dh}{\sqrt{h}} \right]$$

A

$$D^2 = \frac{1}{4} \frac{t}{m \pi \sqrt{2s}} \cdot A$$

On obtient un diamètre D : $D = 0,800 \text{ m}$

Ce diamètre étant minimal, pour vidanger la retenue en 21 jours, il a été adopté dans le projet de réaliser une galerie de vidange de fond de dimension 1,7 x 1,2.

2) Deversoir

Généralement vu le danger de submersion que court tout barrage il est important de bien choisir le débit de crue afin de dimensionner l'évacuateur de crue. Le barrage de l'Oued Kerma, vu son caractère de barrage deversoir, devrait posséder un ouvrage évacuateur qui jouerait 2 rôles principaux:

- * évacuer les crues maximales
- * déverser en constance de l'eau vers l'aval, avec effet de cascade sur le parement aval.

a) Emplacement de l'évacuateur

Généralement, la position idéale de l'évacuateur, pour un barrage poids, est le milieu. Le deversoir du barrage de l'Oued Kerma est situé à 42,9 m de la rive droite et à 42,1 de la rive gauche.

b) Calcul du débit déversé

Le débit à travers un pertuis est donné par :

$$Q = \varepsilon \cdot m \cdot b \sqrt{2s} \cdot H_0^{3/2}$$

- H_0 : charge deversante
 m : coefficient de débit $m = 0,5$
 b : largeur du pertuis

Celle ci est variable; sur 6 pertuis, 4 centraux ont une largeur de 5,525 m et les 2 latéraux ont une largeur de 5,265 m. Les piles ont une largeur de 147 cm.

H_0 : charge déversante est donnée par la relation suivante :

$$H_0 = H + \frac{V^2}{2g}$$

H : hauteur d'eau déversante : $H = 1,08$ m
 V : vitesse d'approche (négligeable)
 ϵ : coefficient de concentration latérale donné par la formule :

$$\epsilon = 1 - a \frac{H_0}{b + H_0}$$

a : coefficient dépendant de la forme des piles.

$$a = 0,10$$

Les calculs nous donnent un débit, pouvant déverser à travers un pertuis égal à :

$$Q_1 = 12,8 \frac{M^3}{S}$$

$$b = 5,265 \text{ m}$$

$$Q_2 = 13,5 \frac{M^3}{S}$$

$$b = 5,525 \text{ m}$$

Le débit total, que peut déverser le déversoir est :

$$Q = 2Q_1 + 4Q_2 = 79,6 \frac{M^3}{S}$$

Le débit est légèrement, mais tout de même inférieur au débit de la crue séculaire (80 mètre cubes). Comme les phénomènes de crues sont aléatoires et que cette crue ne représente nullement un maximum, il apparaît que le déversoir ne remplit pas le rôle auquel il est principalement dévolu.

c) Bassin de dissipation

Le bassin de dissipation réalisé à l'aval, afin de dissiper l'énergie qu'acquiert l'eau dans son déversement possède un volume de 500 mètre cubes. Le déversoir de surface en cascade augmente les pertes de charges, lors du déversement.

3) Collecteur d'eaux usées dans le fond de retenue

a) Dimensionnement

Dimensionné pour évacuer, les débits de crue, ce collecteur l'a été pour le débit de crue séculaire 80 mètre cubes par seconde avec les dimensions 3,2 x 3,2.

Dans le dimensionnement du collecteur, trois (3) paramètres entrent en jeu :

*La pente du radier, le débit et la vitesse d'écoulement. Un calcul approximatif, basé sur l'importance des vitesses d'écoulement lors de crues (de l'ordre de 6 à 7 m/s), avec un écoulement en charge donne :

$$Q = V \cdot S$$

$$S = Q / V$$

$$\text{avec } Q = 80 \text{ M}^3/\text{s}, \quad V = 6,5 \text{ m/s}$$

$$S = Q / V = 12,30 \text{ M}^2$$

Une telle section équivaut à un conduit circulaire de diamètre D :

$$D = 3,95 \text{ m}$$

Par contre des dimensions rectangulaires donneraient une section de :

$$3,5 \times 3,5$$

Avec le dimensionnement tel qu'il a été prévu, c'est à dire 3,2 x 3,2, avec le même débit de crue, 80 mètre cubes par seconde, nous tombons sur une vitesse d'écoulement de :

$$v = 7,8 \text{ m/s}$$

b) Stabilité du collecteur

Le passage du collecteur au fond de la retenue apparaît comme une solution comportant quelques risques. Nous avons tenu à vérifier la stabilité de cet ouvrage quant au renversement et au glissement au soulèvement.

Le collecteur depuis son entrée dans la retenue et jusqu'au parement amont du barrage possède une longueur de 487,6 m. Il passe principalement en rive gauche avant de se retrouver à 16,6 m du barrage en rive droite.

Sur 200 m en rive gauche à la fin de la retenue, le collecteur est associé avec le mur de soutènement.

C'est à ce niveau que nous avons vérifié la stabilité de l'ensemble, mur d'appui, collecteur.

Nous avons également vérifié la stabilité du collecteur au soulèvement à 16,6 m du barrage.

* Stabilité d'ensemble collecteur mur d'appui

Les résultats concernant les calculs de stabilité apparaissent dans les tableaux 10, 11, 12.

Nous avons considéré 3 cas :

- * retenue vide (165)
- * retenue normale (177)
- * vidange rapide.

Dans ce dernier cas, nous avons considéré le cas le plus défavorable, avec l'eau dans le massif de terre constant à la cote 177 d'avant vidange.

Dans tous les calculs réalisés nous avons également considéré :

$$\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_h = 2,15 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = 24^\circ, \quad c = 0.$$

$$K_P = \frac{1}{2} \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,422.$$

$$K_P' = 1 / K_P$$

K_s = coefficient de sécurité au renversement

$$K_s = 1,5.$$

f_s = coefficient de sécurité au glissement

$$f_s = \text{tg} \varphi = 0,45.$$

Les résultats obtenus résumés donnent :

| | K | f |
|----------|------|------|
| Vidange | 1,77 | 0,50 |
| R.N. 177 | 1,64 | 0,29 |
| R.V. 165 | 6,3 | 0,19 |

$f_s = 0,45$

$K_s = 1,5$

Il est clair que la stabilité au glissement suite à une vidange rapide du niveau de la retenue n'est pas vérifiée.

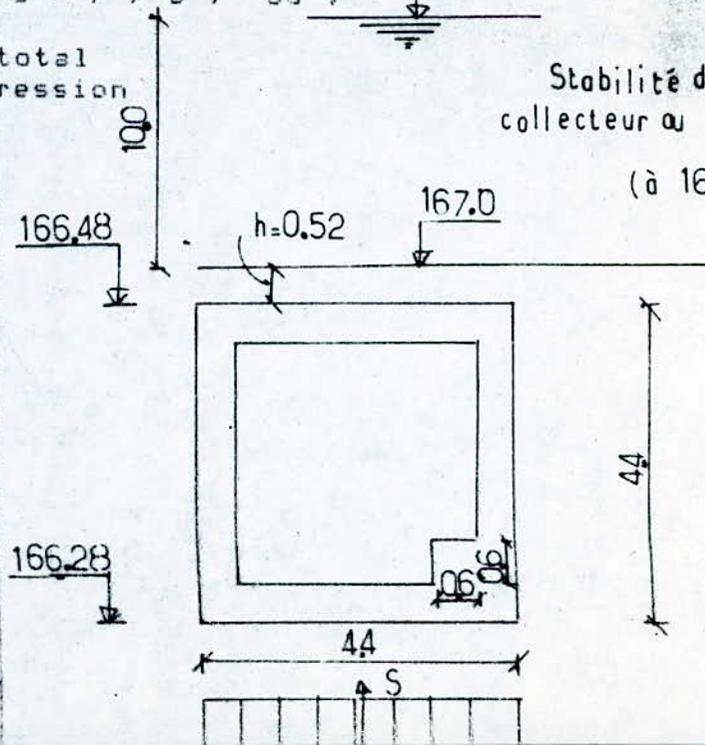
***Stabilité du collecteur au soutènement**

Si l'on considère le coefficient de sécurité au soulèvement (s) défini par :

$s = P / S$; ou : $\frac{177.0}{100}$

P = Poids total
S = Sous pression

Stabilité du collecteur au soulèvement.
(à 16.6m du barrage)



Les résultats obtenus donnent :

$$s = P / S$$

$$P = 68,1 \text{ t}$$

$$S = 58,9 \text{ t}$$

$$s = 1,16$$

Avec un coefficient admissible de sécurité (s) égal à :

$$s_{adm} = 1,2$$

Nous constatons que la stabilité du collecteur, vide d'eau, n'est pas assurée et qu'il y a risque de voir le collecteur soulevé.

Avec un niveau d'eau dans le collecteur égal à 2,6 m, la stabilité au soulèvement acceptable est de :

$$(s = 1,2)$$

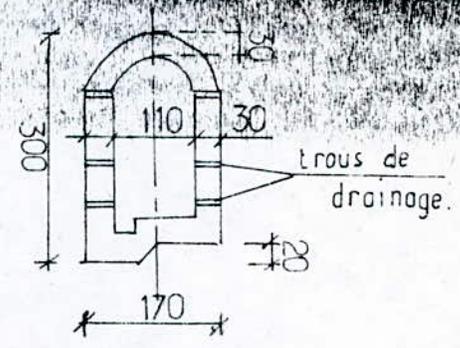
4) Galerie de drainage

Un barrage réalisé, d'après sa définition, à son amont une retenue d'eau. L'eau de la retenue est au contact des rives qui l'entourent. Ces rives lorsqu'elles sont perméables ou fissurées permettent une circulation d'eau.

Une galerie drainante, permet alors de capter les eaux infiltrées, et de rabattre la surface libre de la nappe. En outre les points de captage changent la forme de l'écoulement souterrain, ce qui a pour effet d'aider la stabilité du massif.

Afin de pallier au problème de la présence d'un niveau à glauconie, et de la constitution de diaclases dans les rives; il a été réalisé sur la rive gauche du barrage de l'Oued Kerma, une galerie drainante avec les dimensions suivantes :

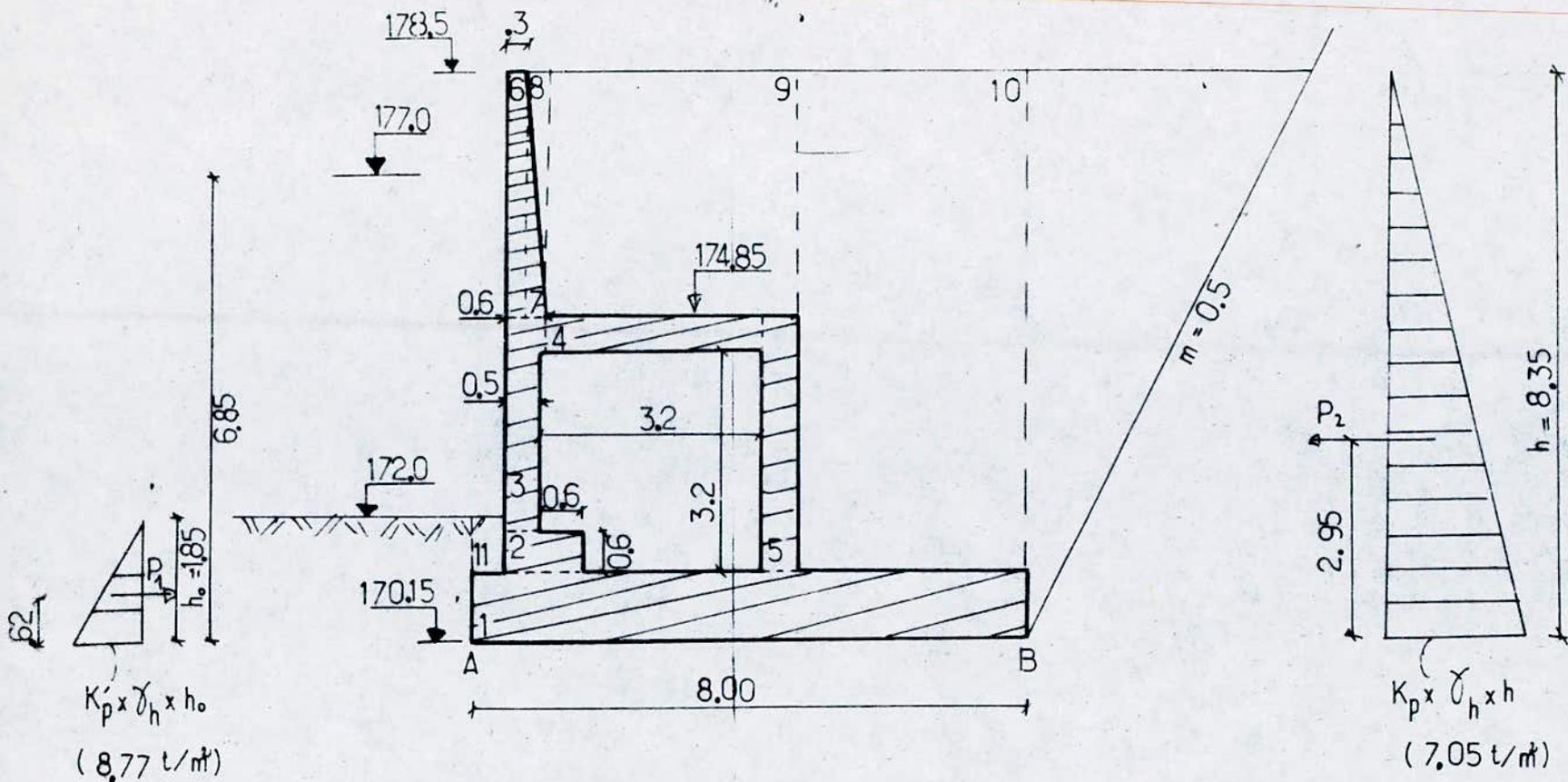
1,7 x 3,00 m



| Particules | DIMENSIONS | INTENSITÉS (T/ML) | | Bras de levier /A (M) | MOMENTS (T.M / ML) | |
|----------------|---|-------------------|--------------|-----------------------|--------------------|-------------|
| | | Verticales | Horizontales | | Stabilisants | Renversants |
| 1 | 8,00 x 1,0 x 2,4 | 19,2 | | 4,0 | 76,8 | |
| 2 | 0,6 x 1,1 x 2,4 | 1,6 | | 1,05 | 1,7 | |
| 3 | 0,5 x 3,1 x 2,4 | 3,7 | | 0,75 | 2,8 | |
| 4 | 0,5 x 3,2 x 2,4 | 3,8 | | 2,6 | 9,9 | |
| 5 | 0,5 x 3,7 x 2,4 | 4,4 | | 4,45 | 19,6 | |
| 6 | 0,3 x 3,65 x 2,4 | 2,6 | | 0,65 | 1,7 | |
| 7 | $\frac{1}{2} \times 0,3 \times 3,65 \times 2,4$ | 1,3 | | 0,90 | 1,2 | |
| Béton | | 36,6 | | | | |
| 8 | $\frac{1}{2} \times 0,3 \times 3,65 \times 2$ | 1,1 | | 1,0 | 1,1 | |
| 9 | 3,65 x 3,6 x 2 | 26,3 | | 2,9 | 76,3 | |
| 10 | 7,35 x 3,3 x 2 | 48,5 | | 6,35 | 308,0 | |
| 11 | 0,85 x 0,5 x 2 | 0,85 | | 0,5 | 0,4 | |
| Terre | | 76,75 | | | | |
| P ₁ | $\frac{1}{2} \times 8,77 \times 1,85$ | | 8,1 | 0,62 | 5,0 | |
| P ₂ | $\frac{1}{2} \times 7,05 \times 8,35$ | | 29,4 | 2,72 | | 80,0 |
| | | 113,35 | 21,3 | | 504,5 | 80,0 |

$$f = \frac{21,3}{113,35} = 0,19$$

$$k = \frac{504,5}{80,0} = 6,3$$



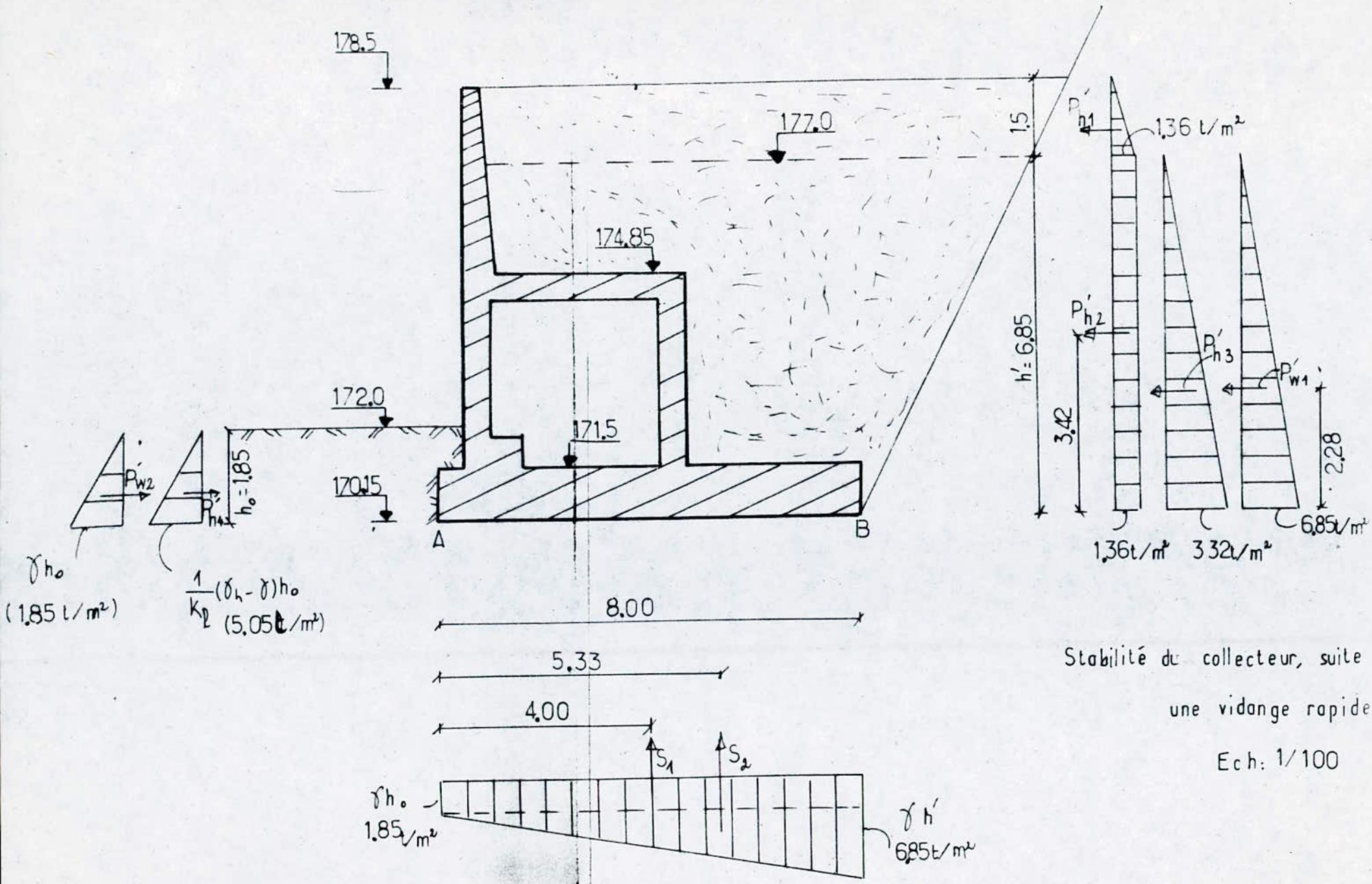
Stabilité du collecteur.

Retenue vide.

| Particules | DIMENSIONS | INTENSITES (T/ML) | | Bras de levier / Δ (M) | MOMENTS (T.M/ML) | |
|-----------------|-------------------------|-------------------|--------------|------------------------|------------------|-------------|
| | | Verticales | Horizontales | | Stabilisants | Renversants |
| 1 | 8,00 x 10 x 2,4 | 19,2 | | 4,0 | 76,8 | |
| 2 | 0,6 x 1,1 x 2,4 | 1,6 | | 1,05 | 1,7 | |
| 3 | 0,5 x 3,1 x 2,4 | 3,7 | | 0,75 | 2,8 | |
| 4 | 0,5 x 3,2 x 2,4 | 3,8 | | 2,6 | 9,9 | |
| 5 | 0,5 x 3,7 x 2,4 | 4,4 | | 4,45 | 19,6 | |
| 6 | 0,3 x 3,65 x 2,4 | 2,6 | | 0,65 | 1,7 | |
| 7 | 1/2 x 0,3 x 3,65 x 2,4 | 1,3 | | 0,9 | 1,2 | |
| Béton | | 36,6 | | | 113,7 | |
| 8 | 1/2 x 0,3 x 3,65 x 2 | 1,1 | | 1,0 | 1,1 | |
| 9 | 3,65 x 3,6 x 2 | 26,3 | | 2,9 | 76,3 | |
| 10 | 7,35 x 3,3 x 2 | 48,5 | | 6,35 | 308,0 | |
| 11 | 0,85 x 0,5 x 2 | 0,85 | | 0,5 | 0,4 | |
| Terre | | 76,75 | | | 385,8 | |
| P _{w1} | 1/2 x 6,85 x 6,85 | | 23,5 | 2,28 | | 53,6 |
| P _{w2} | 1/2 x 1,85 ² | | (-) 1,7 | 0,62 | 1,05 | |
| P _{h1} | 1/2 x 1,36 x 1,5 | | 1,0 | 7,35 | | 7,35 |
| P _{h2} | 6,85 x 1,36 | | 9,3 | 3,42 | | 3,8 |
| P _{h3} | 1/2 x 3,32 x 6,85 | | 11,4 | 2,28 | | 26,0 |
| P _{h4} | 1/2 x 5,05 x 1,85 | | (-) 4,7 | 0,62 | 2,9 | |
| S ₁ | 8,00 x 1,85 | 14,8 | | 4,00 | | 59,2 |
| S ₂ | 1/2 x 5 x 8,0 | 20,0 | | 5,33 | | 106,6 |
| | | 77,95 | 38,8 | | 503,45 | 284,55 |

$$f = \frac{38,8}{77,95} = 0,5$$

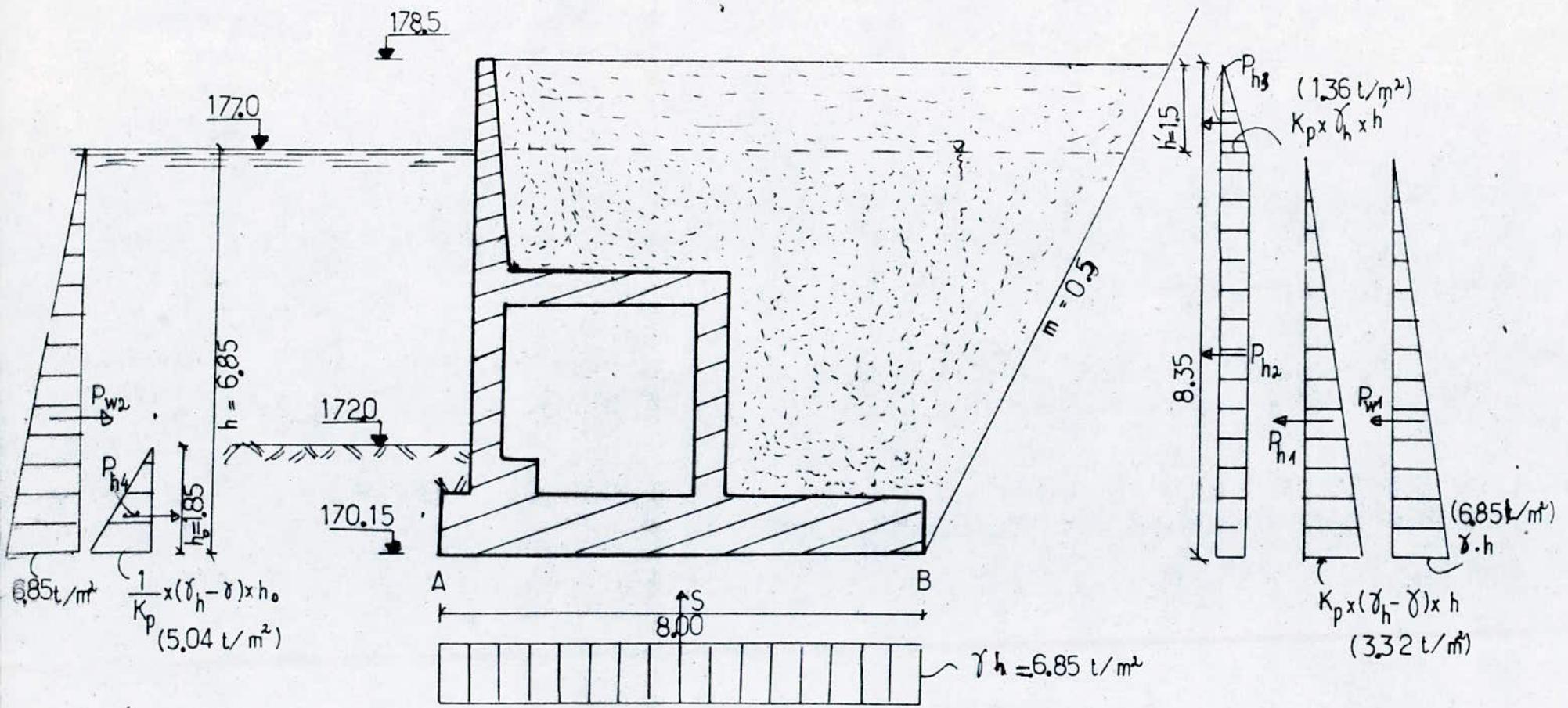
$$k = \frac{503,45}{284,55} = 1,77$$



| Particules | DIMENSIONS | INTENSITES (T/ML) | | Bras de levier / A ^(M) | MOMENTS (T.M/ML) | |
|-----------------|-------------------------|-------------------|--------------|-----------------------------------|------------------|-------------|
| | | Verticales | Horizontales | | Stabilisants | Renversants |
| 1 | 800 x 10 x 24 | 19.2 | . | 4.0 | 76.8 | |
| 2 | 0.6 x 11 x 24 | 1.6 | | 1.05 | 1.7 | |
| 3 | 0.5 x 31 x 24 | 3.7 | | 0.75 | 2.8 | |
| 4 | 0.5 x 32 x 24 | 3.8 | | 2.60 | 9.9 | |
| 5 | 0.5 x 37 x 24 | 4.4 | | 4.45 | 19.6 | |
| 6 | 0.3 x 3.65 x 24 | 2.6 | | 0.65 | 1.7 | |
| 7 | 1/2 x 0.3 x 3.65 x 24 | 1.3 | | 0.90 | 1.2 | |
| béton | | 36.6 | | | 113.7 | |
| 8 | 1/2 x 0.3 x 3.65 x 2. | 1.1 | | 1.0 | 1.1 | |
| 9 | 3.65 x 3.6 x 2. | 26.3 | | 2.9 | 76.3 | |
| 10 | 7.35 x 3.3 x 2. | 48.5 | | 6.35 | 308.0 | |
| 11 | 0.85 x 0.5 x 2. | 0.85 | | 0.5 | 0.4 | |
| terre | | 76.75 | | | 385.8 | |
| P _{w1} | 1/2 x 6.85 ² | | 23.5 | 2.28 | | 53.6 |
| P _{w2} | 1/2 x 6.85 ² | | 23.5 | 2.28 | 53.6 | |
| P _{h1} | 1/2 x 3.32 x 6.85 | | 11.4 | 2.28 | | 26.0 |
| P _{h2} | 6.85 x 1.36 | | 9.3 | 3.42 | | 31.8 |
| P _{h3} | 1/2 x 1.36 x 1.5 | | 1.0 | 7.35 | | 7.35 |
| P _{h4} | 1/2 x 5.04 x 1.85 | | 4.7 | 0.62 | 2.9 | |
| S | 6.85 x 8 | 54.8 | | 4.0 | | 219.2 |
| | | 58.55 | 17.0 | | 556.00 | 337.95 |

$$f = \frac{17.0}{58.55} = 0.29$$

$$k = \frac{556.0}{337.95} = 1.64$$



Stabilité du collecteur.
 Rete nue normale (177)
 Ech : 1/100

CHAPITRE 8

"Le premier signe de bon sens
et de ne rien entreprendre,
le second est de mener à
terme ce qu'on a entrepris."

AMENAGEMENTS A APPORTER AU BARRAGE
DE L'OUED KERMA

Suite à tout ce que nous avons exposé, il apparait que le barrage de l'Oued Kerma connait deux (02) gros problèmes à résoudre.

L'un est "hydrologique" dû au manque d'eau, l'autre de "géologie" vu la nature du terrain.

A/ ALIMENTATION DE LA RETENUE EN EAU

Nous avons déjà vu les besoins du barrage en eau.

La construction d'une station d'épuration pourrait résoudre ce problème, de même qu'elle permettrait d'éliminer les eaux usées résiduelles.

1) Débits d'eaux

Le débit moyen d'eaux usées qui est à rejeter dans l'Oued Kerma est : $Q = 20 \text{ l/s}$.

Avec l'installation d'un déversoir d'orage en tête de station afin de limiter le débit entrant en station, le débit maximum que pourrait accepter la station d'épuration, serait :

$$Q_{eu} = 4 \times 20 = 80 \text{ l/s}.$$

Le débit entrant en station serait deluë par quatre (04) fois, c'est à dire une partie d'eaux usées pour trois (03) parties d'eaux pluviales

Un bassin d'orage devrait être également installé en tête de station afin de pouvoir écreter les pointes de débits et de permettre un écoulement constant vers la station d'épuration. Ainsi toutes les eaux de l'Oued Kerma même lorsqu'elles sont pluviales, mais quand même usées, transiteront par la station.

Le dimensionnement d'un tel bassin d'orage tient compte de la connaissance des phénomènes pluviométriques aléatoires. Nous soulignerons à ce titre l'absence de telles données, faute d'étude hydrologique.

Il vient par là même d'être prouvé que même si la retenue du barrage devrait être alimentée par une station d'épuration, du moment que l'eau à épurer est d'origine pluviale, une étude hydrologique soignée aurait été nécessaire.

Avec un débit entrant en tête de station égal à 80 l/s (débit maximum), et un débit sortant égal à 50 l/s, la retenue pourrait être alimentée par cette eau.

Le remplissage de la retenue avec un débit constant de 50 l/s se ferait en 38 jours.

$$t = \frac{V}{Q} = 38 \text{ jours}$$

L'écoulement pouvant se faire gravitairement, le diamètre idéal serait un $\varnothing 300$

Ce diamètre calculé à partir de la formule de Bresse: $D = 1,5 \sqrt{Q}$, tient compte d'une évaluation technico-économique.

Le diamètre ϕ 300 de conduite véhicule, l'eau épuré de la station d'épuration jusqu'à la retenue, c'est à dire environ 500 mètres pour un emplacement de la station d'épuration voisine de la retenue.

Néanmoins, puisque les seuls besoins à recouvrir par l'eau épurée, sont les pertes dues à l'infiltration et à l'évaporation ($49500 \text{ m}^3/\text{an}$), il serait plus économique de réaliser une conduite ϕ 80 pour un débit moyen 2 l/s.

2) Dispositif à installer

Nous avons déjà vu que pour assurer un déversement constant de 250 l/s, il était nécessaire de créer un cycle de l'eau déversorée.

Une fois le remplissage du bassin de dissipation réalisée (500 m^3), on pourra à l'aide de pompes refouler l'eau jusqu'à la crête du déversoir. Pour garder un débit constant (250 l/s), il est nécessaire d'installer une paroi séparant l'eau retenue dans le lac et l'eau déversée juste au dessus de la crête du déversoir.

a) Paroi séparatrice

(voir schéma de principe).

b) Conduite de refoulement

Celle ci suivant le choix de la pompe à réaliser aura un diamètre différent.

Néanmoins, pour un débit de 250 l/s à refouler en constance, nous préconisons un diamètre : ϕ 300.

c) Pompes de refoulement

Le fond du bassin de dissipation est à la cote 160,50. Le niveau de la crête du déversoir à la cote 177, le groupe de pompes devrait pouvoir créer une charge statique de 16,5 m.

La hauteur crée pour la pompe devrait être:

$$H_p = 16,5 + h_w$$

où h_w = pertes de charges

$$H_w = \frac{8 \lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5}$$

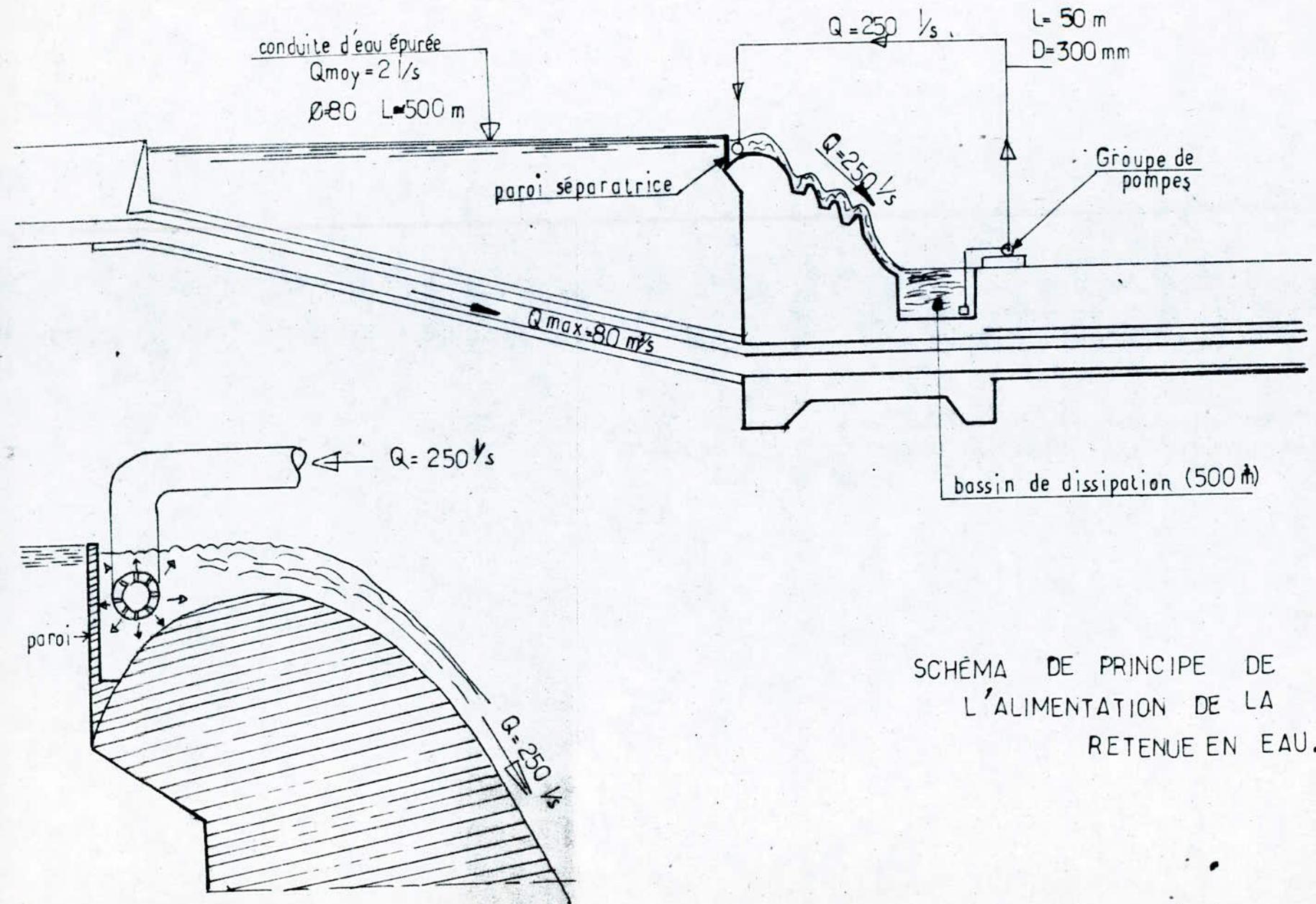


SCHÉMA DE PRINCIPE DE
 L'ALIMENTATION DE LA
 RETENUE EN EAU.

avec $Q = 300$
 $L = 50 \text{ m}$
 $Q = 250 \text{ l/s}$
 $\lambda = 0,03$

On obtient: $H_p = 1,7 \text{ m}$

Avec un débit de 250 l/s, et une charge à créer de 17 m, le choix des pompes peut se faire.

B/ PROBLEMES DE SOL ET DE TERRAIN

Le problème de terrain sur le site du barrage de l'Oued Kerma peut être vu sous deux aspects:

- Les rines avec leurs diaclases
- Le lit avec un sol compressible.

1) Consolidation du terrain de fondation

L'amélioration des caractéristiques des sols est une chose rare. On évite en général de prévoir des constructions sur des terrains insuffisants. Mais il arrive malheureusement comme dans le cas du barrage de l'Oued Kerma, qu'une campagne de reconnaissance réduite ou mal faite n'ait pas décelé les mauvais terrains. Il faut alors se contenter de choisir et améliorer la qualité des sols déficients.

Pour la consolidation des terrains meubles, tels que les marnes, il y a intérêt à utiliser des coulis qui ont une affinité chimique ou autre avec les grains de sables du milieu. Par exemple un coulis ciment argile qui n'a aucune affinité avec le squelette ajoutera simplement sa cohésion à l'angle de frottement interne du massif injecté. Ce n'est déjà pas mal.

Avec du silicate de soude on arrive à beaucoup mieux. L'injection de produits chimiques consiste à injecter une solution tel le silicate de soude puis un autre réactif provoquant la coagulation du silicate dans le terrain. Ce genre de procédés, comporte un inconvénient du fait que le gel se forme immédiatement autour du forage nécessitant de nombreux soudages rapprochés, et un autre inconvénient qui est le coût élevé de ces coulis. Mais c'est avec des résines organiques qu'on obtient de meilleurs résultats.

Une résine pure donne 50 kg/cm^2 . Mélangée avec du sable silicieux on a 60 kg/cm^2 , mais avec du sable calcaire la résistance tombe à 7 kg/cm^2 . La même résine diluée de son volume d'eau résiste à 7 kg/cm^2 . Avec du sable silicieux elle donne 30 kg/cm^2 et avec un sable calcaire 7 kg/cm^2 .

Les résines qui donnent presque toujours les meilleurs résultats sont néanmoins terriblement chères.

Les argiles, la betonite notamment, ont l'avantage de réagir comme le gel, vu la propriété de thixotropie des argiles mais à moindre coût. On obtient d'une part l'obturation rapide des plus gros vides ou la solution se fige immédiatement, et d'autre part, le colmatage à longue distance des fins cavités, tant que la pression est suffisante pour maintenir la suspension à l'état liquide. Parfois même on injecte des mélanges d'argile qui ont l'avantage de donner des résultats plus durables.

Pour ce qui concerne le barrage de l'Oued Kerma, il conviendra avant toute autre chose de procéder à des essais en laboratoire pour choisir des coulis en fonction des conditions techniques et économiques.

Le procédé de forage pourrait se faire par passes remontantes. Il consiste à percer des trous sur toute leur longueur puis d'effectuer les injections en commençant par le bas, puis en remontant par des passes de 5 m de longueur. Ce procédé a l'avantage marqué de séparer les opérations de perforation et d'injection ce qui est répercuté sur les coûts de réalisation. Par contre la profondeur ultime des trous est fixée avant les injections.

C'est ainsi qu'en Russie, on a consolidé des loess (dépôt sédimentaire) une fois sous des cheminées de 80 à 120 m de haut, puis une autre fois sous le théâtre d'Odessa. Celui-ci aurait tassé de 17 cm sous son aile droite. 2250 forages de un mètre ont été nécessaires pour injecter une solution de silicate de soude très diluée. Ce sont des sels contenus dans le loess qui ont provoqué la transformation du silicate en gel.

Comme on le voit ce n'est que lorsqu'on constate après l'achèvement de la construction des conséquences néfastes que peut avoir un sol défectueux qu'on ne peut y remédier qu'avec l'injection.

2) Traitement des roches fissurées

On a vu que les diaclases existent dans le rocher sur le site du barrage de l'Oued Kerma. Le traitement de telles roches consiste à injecter sous pression, dans la roche des produits susceptibles d'en obturer les fissures.

On emploie généralement un coulis de ciment mélangé en proportions variables, d'eau et de ciment. Pour économiser dans certains cas le ciment, ou parce que les fissures sont très larges, on utilise un mélange ternaire de ciment, sable et argile (ex barrage des Béni-Bahdel). La bétonite, argile thixotropique, est également parfois injectée pour sa propriété de gel.

Nous rappelons que la thixotropie est la propriété qu'ont certains sédiments cohérents (argile) mais gorgé d'eau, de devenir brusquement liquide sous l'effet d'un ébranlement mécanique.

Les forages à effectuer dans les rivières du barrage de l'Oued Kerma, pourraient avoir un diamètre de 5 à 10 cm.

L'injection pourrait se faire par passes descendantes en isolant la partie haute du forage par un joint en caoutchouc, ainsi les produits injectés sont toujours poussés de l'avant vers la profondeur. Ainsi il sera possible l'injecter aussi loin qu'il sera nécessaire. La passe suivante est ensuite injectée après reperforation de la passe cimentée.

Les pressions à utiliser au cours de l'injection, varieront avec la nature du rocher et sa fissuration, ainsi qu'avec la hauteur de l'ouvrage considérée.

Vu que celles-ci sont étroites, on pourra être de 4 m vu la perméabilité moyenne des rivières.

Nous signalerons qu'en rive gauche, la galerie de décrénage pourrait à cet effet servir pour y faire partir les coulées injectés.

Nous citerons comme exemple de travaux importantes injection, le barrage de l'Oued Fadda, ou la réalisation d'un voile a nécessité pas moins de 9500 m de forages et d'injection de 7700 tonnes de ciments et de produits chimiques, (exactement 6600 tonnes de ciment), soit une absorption de ciment par mètre linéaire (Aml) égal à 705 kg/m.

Au barrage du Ghrib également un écran d'injection au moyen de deux lignes de sondages parallèles et distants de 2 m; a été réalisé. La première ligne recoupait au maximum les réseaux de diaclases qu'elle était destinée à obtenir par injection de produits chimiques. Les travaux ont nécessités en tout 25500 m de forages soit 1680 tonnes de ciment et 1250 tonnes de produits chimiques (sillicates de sonde), mais les résultats observés furent très satisfaisantes.

Nous concluerons donc à propos des travaux d'étanchement et de consolidation à entreprendre, qu'il faudrait d'abord revoir la géologie des sites afin de bien définir les travaux à entreprendre.

CONCLUSION

Nous avons vu en détail le barrage de l'Oued Kerma pour arriver à la conclusion, que celui-ci pouvait être utilisé, et les travaux déjà entamés, repris de nouveau.

Néanmoins il est une autre conclusion à laquelle pense certains, et qui est de détruire ce barrage, et ainsi effacer ce qui est estimé être une faute.

De toute manière, si entre le choix de détruire ou de sauvegarder le barrage, on choisissait de reprendre les travaux du barrage, il faudrait alors penser à l'importance des coûts que cela entraînerait.

Un barrage ne devrait jamais être réalisé si l'on ne dispose pas de moyens financiers suffisants pour le réaliser dans les meilleures conditions possibles.

Un barrage ne se fait pas à l'économie, il se fait bien ou pas du tout.

Quant à détruire le barrage, à quoi cela servirait-il, sinon à engendrer des coûts supplémentaires, et puis le barrage pourrait toujours servir tel qu'il est d'exemple.

Le prophète (à lui bénédiction et salut) a dit: "Vous voyez bien cette nuit qui est la votre; or donc d'ici cents ans, il ne restera pas un seul être de ceux qui vivent maintenant à la surface de la terre."

Selon Abdallah Ben Omar
(Traduction de G.H. Rousquet)

BIBLIOGRAPHIE

- * G.Remenieras. " L'hydrologie de l' Insénieur "
 - ED. Eyrolles 1980
- * H.Varlet. " Barrages Réservoirs "
 - ED. Eyrolles 1966
- * R.Arrus. " L'eau en Algerie "
 - De l'imperialisme au developpement
 - ED. OPU PUG 1984
- * H.Press. " Les barrages de Vallée "
 - ED. Dunod 1949
- * M.Roubault " Peut ou Prévoir les catastrophes
 - naturelles
 - ED. Ers 1983 2ieme
- * K.Terzashi et P.B.Peck. " Soil Mechanics in Engineering
 - Practice "
 - ED. J.Wiley 1967 2ieme
- * P.Antoine et D.Fabre. " Géologie appliquée au génie
 - Civil "
 - ED. Masson 1980
- * H.Cambefort. " Géotechnique de l'insénieur "
 - Reconnaissance des sols
 - ED. Eyrolles 1983
- * CIGB. " Lessons from dam Incidents "
- * E.N.P.A. " Cours de barrages " M.Belbachir
 - Alger

- * E.N.P.C. ▪ Stabilité des pentes Polycopie
- * F.Schlosser. ▪ Mécanique des sols"
 E.N.T.P.E. (LYON)
- * P.Antoine. ▪ Géologie (tome II)
 E.N.T.P.E. (LYON)
- * M.Guignoux et R.Barbien ▪ Géologie des barrages et
 des aménagements hydrauliques"
 ED. Masson 1955
- * M.Venuat. ▪ La pratique des bétons et des ciments"
 ED. du Moniteur 1976
- * J.Verdeyen.V.Roisin.J.Nuyens. ▪ La mécanique des sols"
 ED. Dunod 1968
- * J.Verdeyen.V.Roisin.J.Nuyens. ▪ Applications de la
 mécanique des sols"
 (tome II)
 ED. Dunod 1971
- * Libération du 14 Aout 1987 .

Annexes.

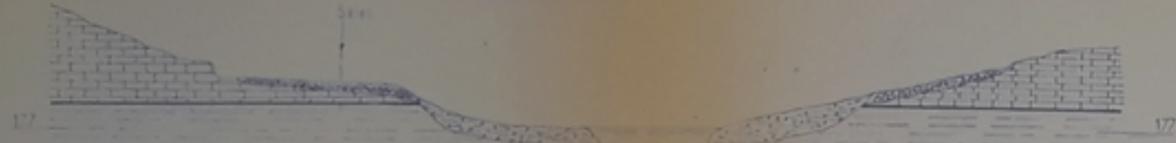
Tableaux.

| | |
|--|----|
| Tableau 1: Détermination du coefficient de comparaison entre barrages; | 51 |
| Tableau 2: Détermination du coefficient de comparaison entre barrages; | 52 |
| Tableau 3: Granulométrie et limites d'atterberg; | 74 |
| Tableau 4: Caractéristiques physiques et mécaniques; | 76 |
| Tableau 5: Importantes propriétés des sols en génie civil; | 76 |
| Tableau 6: Stabilité du barrage. Retenue normale (I77) + séisme; | 88 |
| Tableau 7: Stabilité du barrage. Retenue au niveau des P.H.E. (I78,7); | 88 |
| Tableau 8: Vérification des contraintes. Retenue normale (I77); | 91 |
| Tableau 9: Vérification des contraintes. Retenue vide; | 91 |
| Tableau 10: Stabilité du collecteur. Retenue vide; | 99 |
| Tableau 11: Stabilité du collecteur. Vidange rapide. | 99 |
| Tableau 12: Stabilité du collecteur. Retenue normale (I77); | 99 |

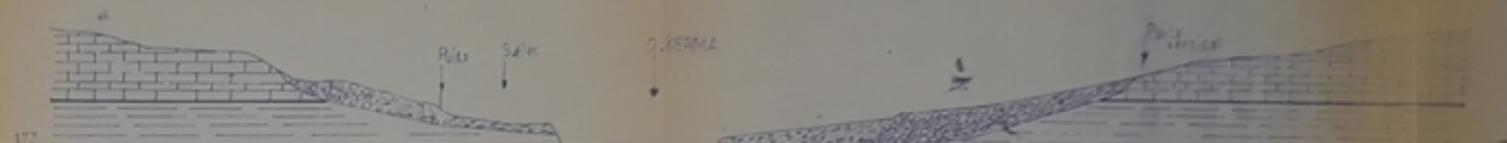
Plans.

- Planche I: Profils géologiques.
- Planche 2: Barrage et retenue. Vues en plan et profils.
- Planche 3: Retenue et canalisation de l'oued kerma. Profil en long.

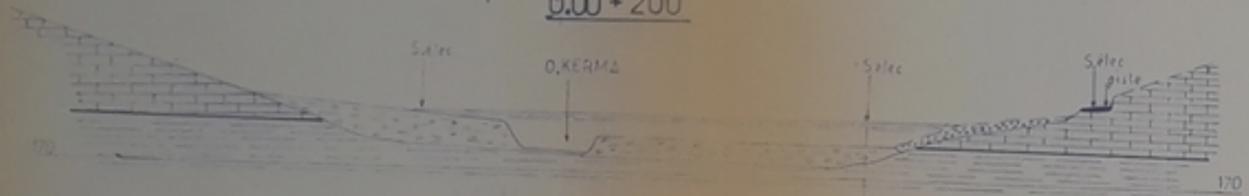
0,00 + 350.



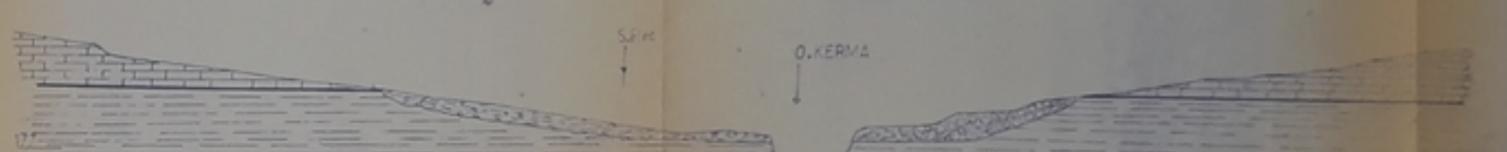
0,00 + 400.



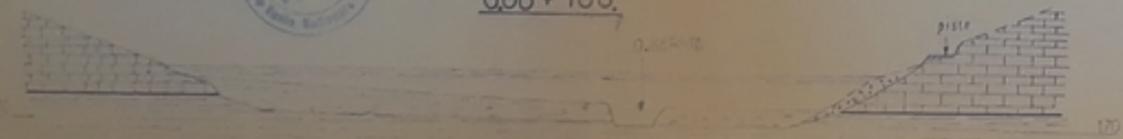
0,00 + 200.



0,00 + 470.



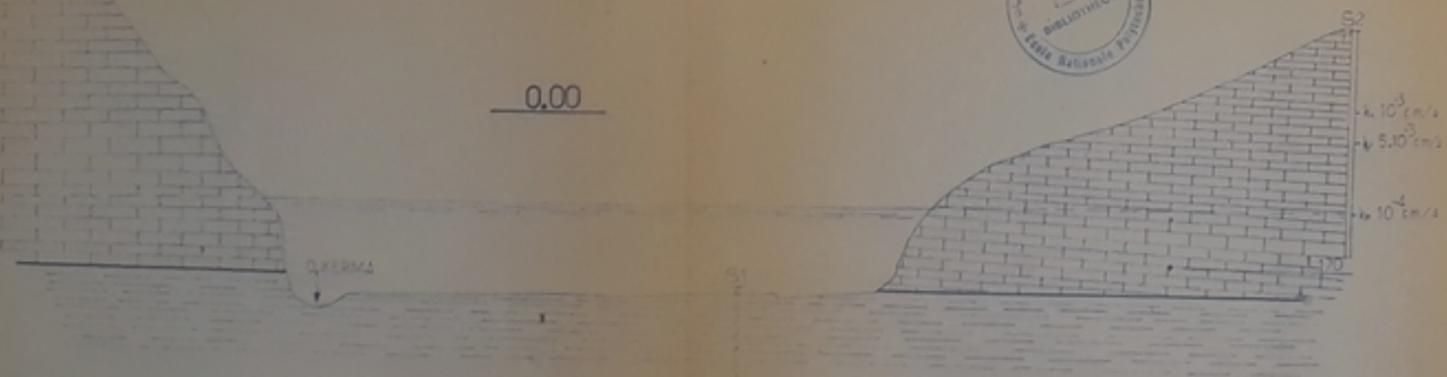
0,00 + 100.



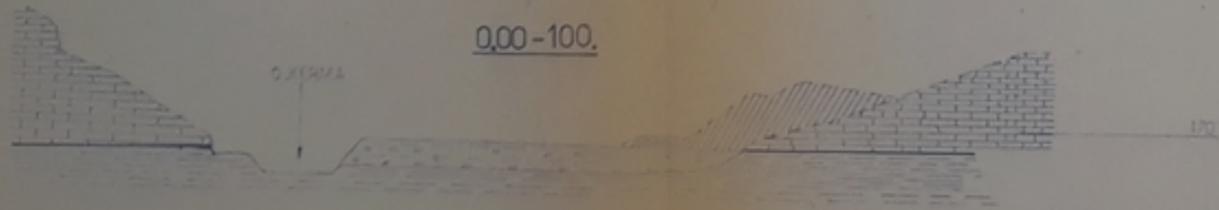
0,00 + 550.



0,00



0,00 - 100.



LEGENDE

-  MOLASSE DE L'ASTIEN (3,5-4,5 10⁸ ANS)
-  MARNES DU PLAISANCIEN (3,5-4,5 10⁶ ANS)
-  NIVEAU A GLAUCONIS
-  DÉBLAIS
-  DÉPÔTS DE L'OUED KERMA.
-  ÉBOULIS DE MOLASSE.

L'axe 000 correspond à l'axe du paravent amont.

PH 10 88
-1-

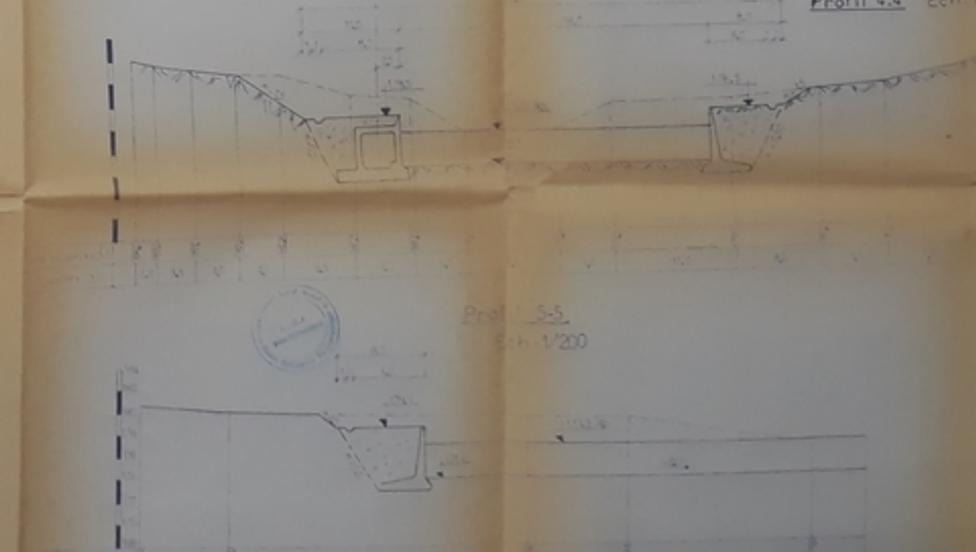
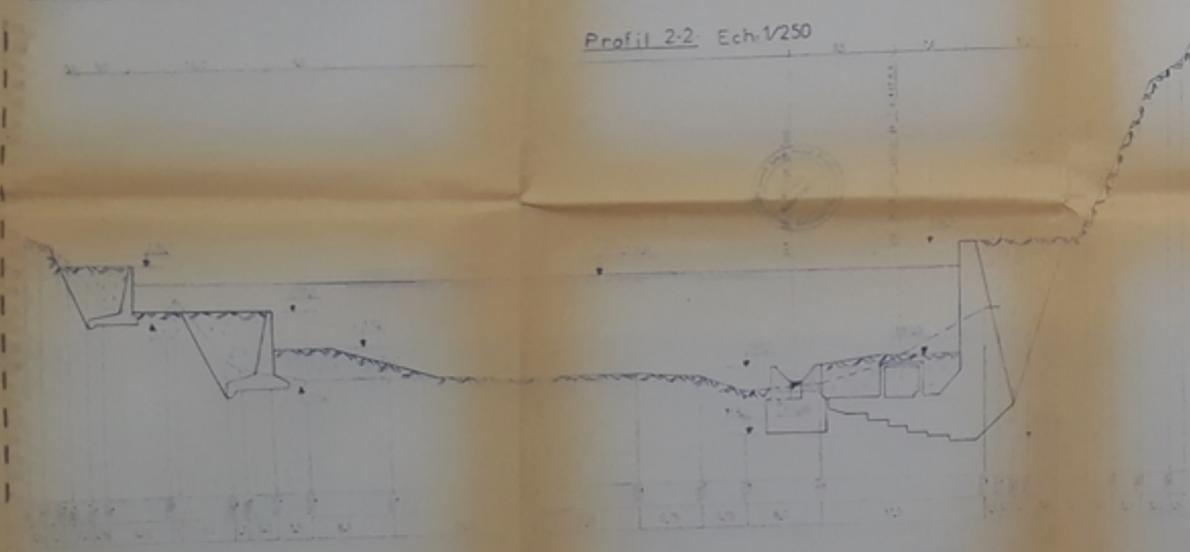
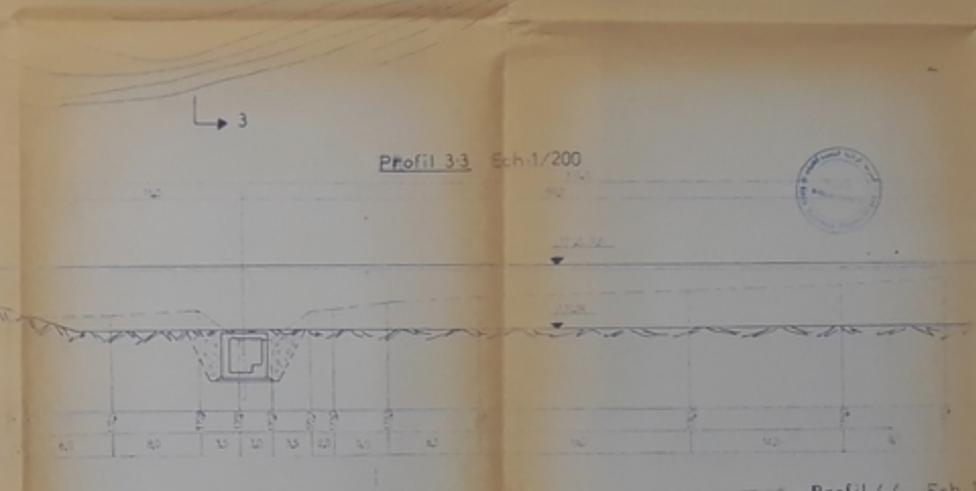
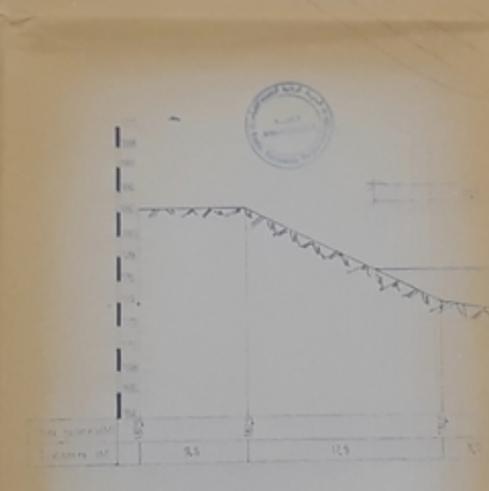
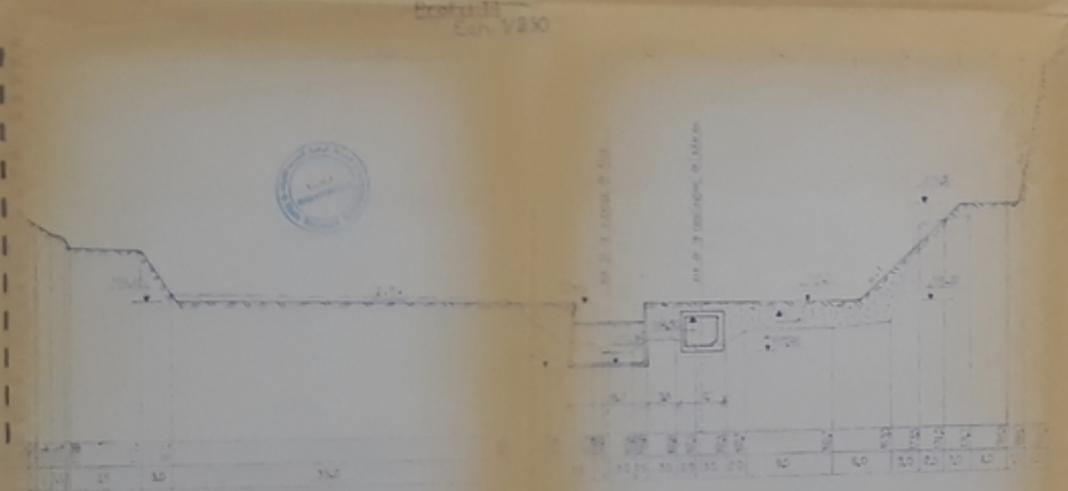
Ecole Nationale Polytechnique
d'ALGER

Projet de fin d'études
Analyse critique du barrage de l'oued Kerma

Profils géologiques

Proposé par
M. A. OUDJEHANE

SETHYAL
Planche n° 1 ECH: 1/500



ph. 010.30
 -2-

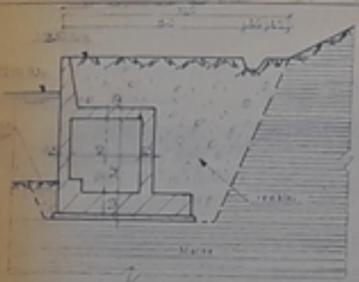
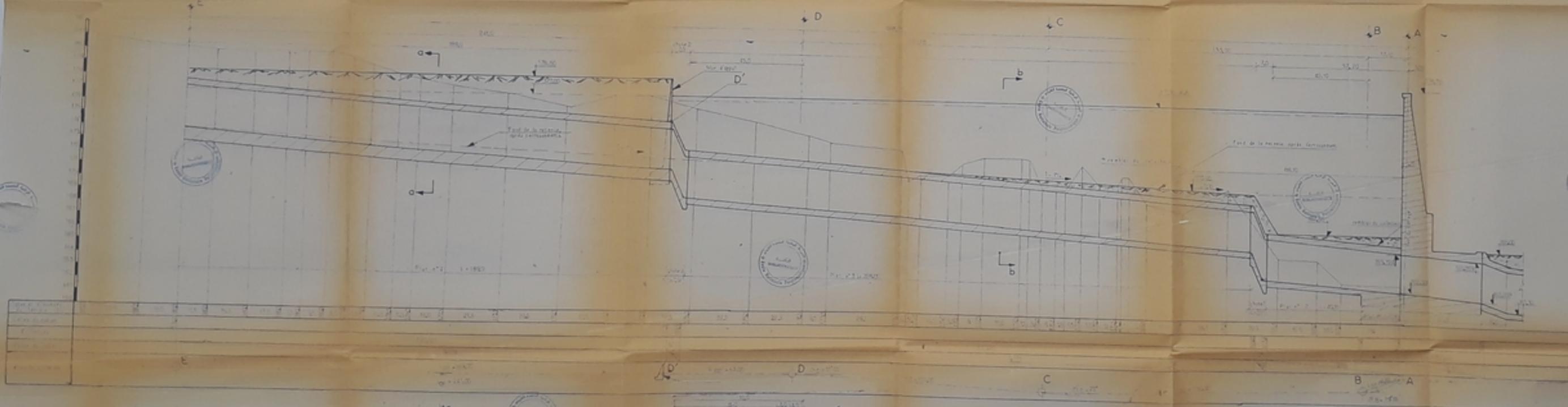
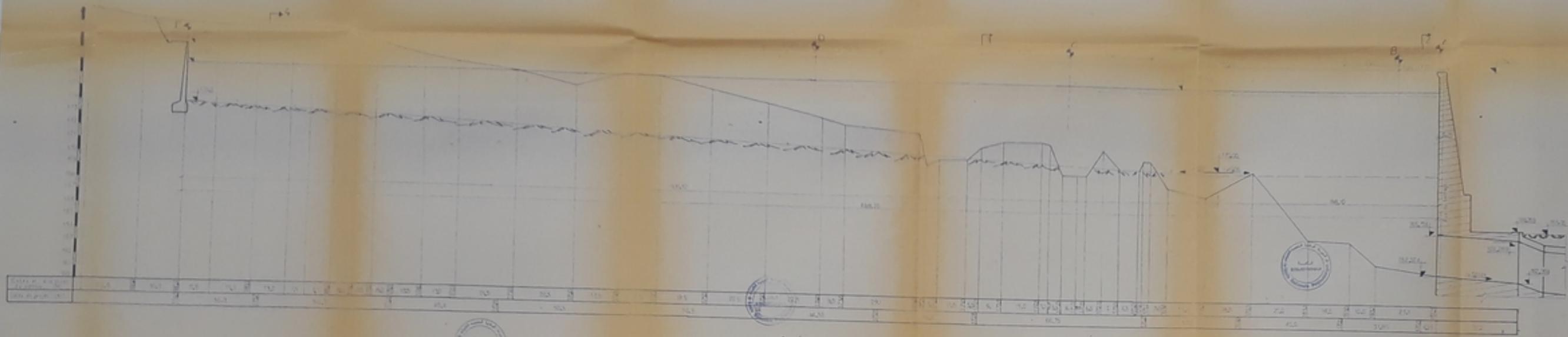
Ecole Nationale Polytechnique d'ALGER

Analyse critique du barrage de l'oued kerrim

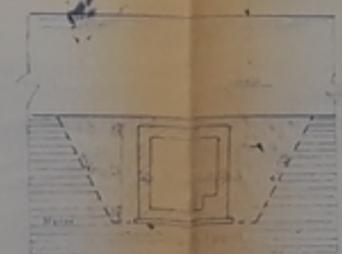
Barrage et retenue - Vue en plan et profils

Proposé par M. A. OUDJHANE

SEHTAL Planche n°2



coupe aa ech. 1/100



coupe b.b ech. 1/100

Ecole Nationale Polytechnique
 d'ALGER
 Analyse critique du barrage de l'oued
 retenue et canalisation de l'oued harradj
 Proposé par M. A. OUDJAHANE
 SETHYAL
 Planche n°3

