

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

sex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**S U J E T**

ETUDE DE FAISABILITE D'UN  
BARRAGE SUR L'OUED TOUILA  
(W. DE MEDEA)

Proposé par : ENRGO

Etudié par :

Dirigé par :

ARIBI Morade

Melle ZERFA

AKAZZI Md Salah

Mr FARKAS

PROMOTION : JANVIER 1986

DEDICACES



Je dédie cet ouvrage à :

- Mes chers parents
- Mes frères et soeurs en leur souhaitant du bonheur
- A toute la famille SETTARA

AKAZZI Mohamed Salah

Je dédie cet ouvrage à :

- Mes chers parents
- Mes frères et soeurs
- Mes amis

ARIBI Morad

REMERCIEMENTS

Nous adressons nos vifs remerciements à :

Melle ZERFA et Mr. FARKAS

Mr. KETTAB Docteur Ingénieur Chef Département Hydraulique

Tous nos professeurs et assistants ainsi que ceux qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent ouvrage

A Monsieur BENABDELOUAHAB M. Chef Bureau d'étude ENRGO et tous le personnel du bureau d'étude de l'ENRGO.

A Monsieur HOSNI Ingénieur à la D.H.W de MEDEA

A Monsieur TOUAT Ingénieur en Hydrologie (INRH)

ARIBI Morad

AKAZZI Mohamed Salah

- NOMENCLATURE DES PLANCHES -

-----

- PLANCHE N° 1 - PLAN D'ENSEMBLE  
PLANCHE N° 2 - COUPE LONGITUDINALE  
PLANCHE N° 3 - ETUDE GEOLOGIQUE  
PLANCHE N° 4 - COUPE FILTRE ET DRAINS  
PLANCHE N° 5 - TRACE DE LA LIGNE DE SATURATION  
PLANCHE N° 6 - ETUDE DE STABILITE  
PLANCHE N° 7 - OUVRAGE DE PRISE  
PLANCHE N° 8 - EVACUATEUR DE CRUE



- S O M M A I R E -

I - INTRODUCTION	PAGE	01
1 - But et nature du projet	"	03
2 - Caractéristique du projet	"	03
II- ETUDE TOPOGRAPHIQUE & GEOLOGIQUE	"	06
1 - Etude priliminaire	"	06
1.1 Récolte des échantillons	"	06
1.2 Méthode analytique employée au laboratoire	"	07
- granulométrie	"	07
- limites d'ALTERBERG	"	07
- stabilité structurale	"	09
2 - Cadre géographique	"	09
- carte de localisation		
3 - Cadre topographique	"	10
4 - Cadre géologique	"	10
4.1 Statigraphie	"	12
4.1.1. Aperçu général sur la statigraphie régionale		12
4.1. . Commentaire de la coupe	"	12
4.1. . Lithologies	"	13
5.- Etude geotechnique	"	15
5.1. Caractéristique physico-mécanique des matériaux de construction	"	15
6 - Détermination du volume de la retenue	"	16
III - ETUDE SISMIQUE	"	19
1 - Généralité	"	19
2 - Choix de la valeur d'accélération	"	20
3 - Critique de l'étude	"	20

IV - HYDROLOGIE

	Page
1 - Introduction	" 22
2 - Description physico-géographique du bassin versant	" 23
2.1. Caractéristique morphométrique	" 23
2.2. Caractéristique climatique	" 27
2.3. Mise en valeur	" 27
2.4. CONCLUSION	" 28
3 - Pluviométrie	" 28
3.1. Pluviométrie moyenne interannuelle des postes d'observation	" 28
3.2. Pluviométrie moyenne interannuelle sur le bassin versant	" 30
3.3. Répartition mensuelle de la pluviométrie	36
3.4. Pluviométrie maximale journalière	" 36
4 - Apports	" 39
4.1. Apports liquides moyen interannuel	" 39
4.2. Apports liquides de fréquence donnée	" 40
4.3. Débits de crue	" 44
4.4. Hydrogramme de crue	" 46
4.5. Apports solides (envasement)	" 51
4.6. Evaporation	" 52
5 - CONCLUSION	" 56
6 - Régularisation des débits	" 59
6.1. Introduction	" 59
6.2. Méthode de calcul	" 59
a) Méthode grapho-analytique	" 59
6.3. Courbe de régularisation	" 62
6.4. Tableau récapitulatif	" 63

7 - Laminage des crues	Page	67
7.1. But	"	67
7.2. Méthode de calcul	"	67
V - ETUDE DE BARRAGE		
1 - Difficulté à résoudre dans toute étude de digue en terre	"	71
2 - Critères du projet de digue	"	72
3 - Emplacement et type de digue	"	72
4 - Corps de la digue	"	73
4.1. Constitution du corps de la digue	"	74
4.2. Matériaux constituant la digue	"	74
4.3. Submersion et érosion	"	75
5 - Dimensionnement	"	76
5.1. Revanche	"	76
5.2. Détermination de la réserve de la hauteur de la digue	"	77
5.3. Hauteur de la crête du barrage	"	81
5.4. Largeur de la crête du barrage	"	82
5.5. Longueur de la crête du barrage	"	82
6 - Choix des pentes	"	83
6.1. 1ère méthode	"	83
6.2. 2ème méthode	"	85
6.3. 3ème méthode	"	87
7 - Protection des talus	"	88
7.1. Renforcement du talus	"	88
7.2. Note récapitulative	"	89
7.3. Butée de revêtement des talus amont et aval	"	89
8 - Les infiltrations	"	91
8.1. Débit de fuites	"	91
8.2. Situation générale	"	91
8.3. Explication de la méthode KOZENY	"	93
8.4. Tapis filtrant	"	96

9 - Etude de la stabilité	Page	99
9.1. Détermination de la région critique	"	99
9.2. Méthode calcul	"	100
9.2.1. Choix du cercle glissement	"	104
9.2.2. Sollicitation dues aux séismes	"	104
VI - OUVRAGE ANNEXES		
1 - 1ère Variante (Evacuateur de crué en puit)		131
2 - 2ème variante (Evacuateur de surface)	"	142
2.1. CONCLUSION	"	165
3 - Prise d'eau et vidange de fond	"	166
3.1. Prise d'eau	"	166
3.1.1. Dimensionnement hydraulique	"	166
3.1.2 Dimensionnement du bassin de dissipation		171
3.1.3 Dimensionnement du canal d'évacuation	"	72
3.1.4 Dimensionnement de la conduite de prise		173
3.2. Dérivation provisoire et batardeau	"	178
3.2.1. Batardeaux	"	178
3.2.2 Dérivation provisoire	"	179
3.2.2 Calcul de la dérivation provisoire	"	181
VII - ORGANISATION DE CHANTIER		
1 - Organisation de chantier	"	185
2 - Coût du projet et estimation	"	187
3 - Planning des travaux	"	191
VIII - CONCLUSION GENERALE	"	193

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## CHAPITRE I

### INTRODUCTION

## I - INTRODUCTION

Aussi loin que l'on remonte dans l'histoire des hommes, la domestication de l'eau apparait toujours comme l'une de leurs préoccupations majeures.

Depuis ce dernier siècle, l'élévation du niveau de vie des hommes avec tout son cortège de besoins nouveaux impose une domestication plus poussée des ressources hydrauliques.

Les emplacements de grands murs rigides ou peu flexibles se font rares et les problèmes posés à l'Ingénieur deviennent d'une résolution plus difficiles. Il lui faut asseoir de grands ouvrages sur de médiocres terrains. A la digue en terre qui s'accommoderait de mauvaises assises, mais la renommée facheuse, il préfère le barrage en enrochement, la difficulté de la solution et le prix de revient d'un tel type d'ouvrage l'obligent bien vite à refaire l'expérience du barrage en terre.

L'expérience malheureuse est la meilleure, tout en étudiant les causes de rupture petit à petit, l'homme dégage une théorie des matériaux terreux, c'est le début de l'ERE de la mécanique des sols. Parallèlement les engins de terrassements et de manutention des matériaux terreux connaissent un développement prodigieux. La mise en place de ces matériaux devient peu coûteuse sûre et rapide.

On assiste alors à un essor prodigieux des projets de barrages en terre.

En Algérie plus de 25 grands barrages ont déjà été construits depuis la fin du siècle dernier, 15 sont actuellement en projet ou en construction et l'on prévoit plus de 50 ouvrages qui devront être réalisés au cours des 25 prochaines années. Toutes ces infrastructures ont pour but d'accumuler de l'eau pour l'agriculture l'A.E.P et l'Industrie.

Parmi les ouvrages projetés la retenue collinaire de OÜED TOUILA située sur l'Oued du même nom qui est un affluent rive gauche de l'Oued AKROUN qui se jette dans le CHELIFF en amont du réservoir de GHRIB.

La retenue se trouve sur le versant Sud de l'Atlas TELLIEN au bord de la ville de ZOUBIRIA (Wilaya de MEDEA).

Le barrage devra subvenir aux besoins agricole c'est à dire l'irrigation d'une superficie de 150 hectare. L'ouvrage d'une hauteur de 21 m au dessus du TALWEG va constituer une accumulation de  $2,3.10^6 \text{ m}^3$ .

Notre étude sera constituer des points suivants :

- étude hydrologique
- étude géologique
- étude sismique
- étude de barrage (calcul de stabilité et dimensionnement de la dique)
- dimensionnement et calcul des ouvrages annexe (évacuateur de crue et bassin de dissipation)
- planning des travaux.

## 1 - BUT ET NATURE DU PROJET

De 1975 à 1976 la DHEF de MEDEA a entrepris un recensement des zones où une mise en valeur hydro-agricole est possible sur l'ensemble de la Wilaya.

- les zones ont été quantifiées, qualifiées, classées, afin de faire un choix en fonction de certains critères (qualité des terres, rentabilité;..)

Les zones de ZOUBIRIA - SEGHOUANE ont été réunies en une seule zone (délimitée par un même bassin hydrographique) pour les raisons suivantes :

- potentialité en eau et en sol bonnes
- deux Villages socialistes existants
- des habitants ont déjà une pratique de l'irrigation à partir des eaux pannes. Le périmètre est très facile d'accès il longe le R.N.1 entre ZOUBIRIA et SEGHOUANE
- rentabilité économique certaine

## 2 - CARACTERISTIQUE DU PROJET

Les principales caractéristiques du barrage et de ses ouvrages annexes sont résumées dans le tableau ci-après.

CARACTERISTIQUES DU PROJET

- but du projet . Irrigation des terres avoisinantes
- type d'irrigation aspersion et gravitaires
- superficie au bassin servant 32 Km<sup>2</sup>
- apport annuel moyen 2,16 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>
- cote du talweg 754,00
- longueur du talweg 10 Km
- périmètre 25 Km<sup>2</sup>
- cote du niveau minimum de la retenue NminR 766,00
- cote du niveau Normal de la retenue NNR 772,80
- cote du niveau maximum de la retenue NmaxR 774,00
- cote en crete du barrage 775,00
- volume mort VM 50 ans 1.10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>
- volume utile Vu 50 ans 1.3.10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>
- volume totale (capacité de la retenue) 2.3.10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>
- hauteur du barrage Hc 21,00 m
- largeur en crete du barrage 7,00 m
- longueur en crete du barrage 275,00 m
- pente des talus amont 3, 3,5
- pente des talus aval , 2.5
- volume de remblai du barrage 206.000 m<sup>3</sup>
- type d'évacuateur de crue : à surface libre, de type
- GRAEGER
- type du deversoir : à profil pratique
- type de l'ouvrage de dérivation provisoire : galerie
- diamètre de la galerie
- type du batardeau amont et aval : homogène sans noyau

CHAPITRE II

ETUDE TOPOGRAPHIQUE & GEOLOGIQUE

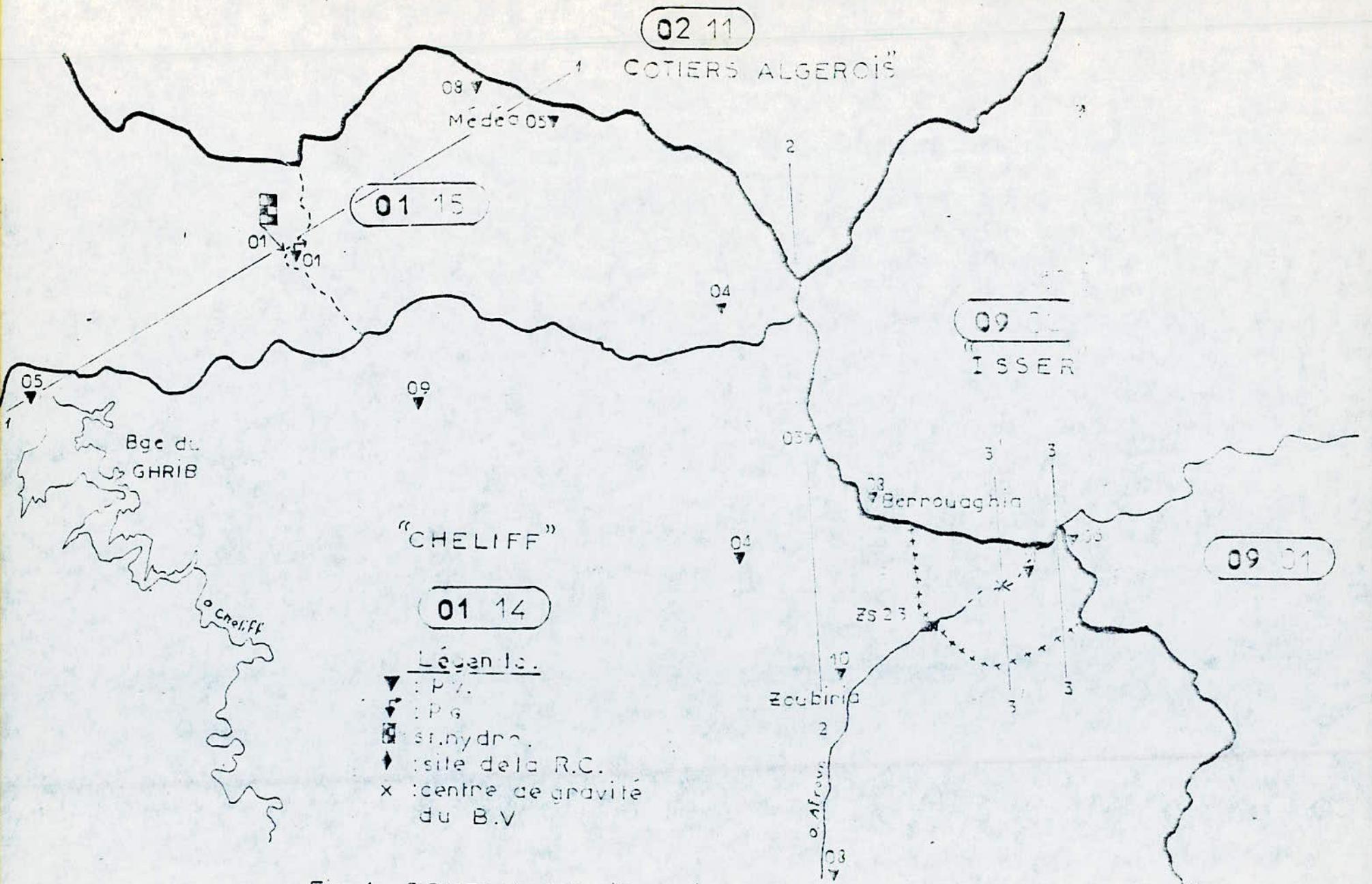


Fig.1. SCHEMA DE SITUATION DE LA RETENUE COLLINAIRE "ZS-23".

Limites : ~ de bord P.V., ~ de sous P.V., +++ du petit P.V. de la R.C.  
 Codes : 01 - de grand B.V., 14 - de sous P.V., 17 - de poste pluviométrique  
 (Pour les axes : 1-1, 2-2, 3-3 voir fig. 2)

## II - ETUDE TOPOGRAPHIQUE ET GEOLOGIQUE

### 1 - ETUDE PRELIMINAIRE

Avant d'aller sur le terrain, une étude préalable de la région a été entreprise par l'intermédiaire des cartes au 1/50.000<sup>e</sup> ce à nous a permis d'avoir des renseignements peu précis sur la géologie.

#### 1.1 RECOLTE DES ECHANTILLONS

Les échantillons ont été récoltés de façon à ce qu'ils soient les plus représentatifs possible de la zone.

Nous avons essayé d'éviter les limites de zone qui présentent des caractères de transition, les faibles accidents topographiques tels que replats sur une pente les endroits où l'influence humaine est marquée, déblais, remblai, ruines, après une étude descriptive des profils basée sur :

- la profondeur
- humidité
- couleur
- matière organique
- éléments grossiers
- texture des éléments fins
- structure
- porosité
- revêtement, tc....

nous avons effectué différentes analyses.

./.

## 1.2 METHODES ANALYTIQUES EMPLOYEES AU LABORATOIRE

### - GRANULOMETRIE

Etude de la plus ou moins grande fréquence des particules, de différentes grandeurs. La détermination a été faite à la pipette de Robinson après la destruction, la dispersion des agrégats terreux qui caractérisent la structure (destruction de la matière organique).

D'après la classification des fractions granulométriques du sol, nous avons distingué les fractions suivantes :

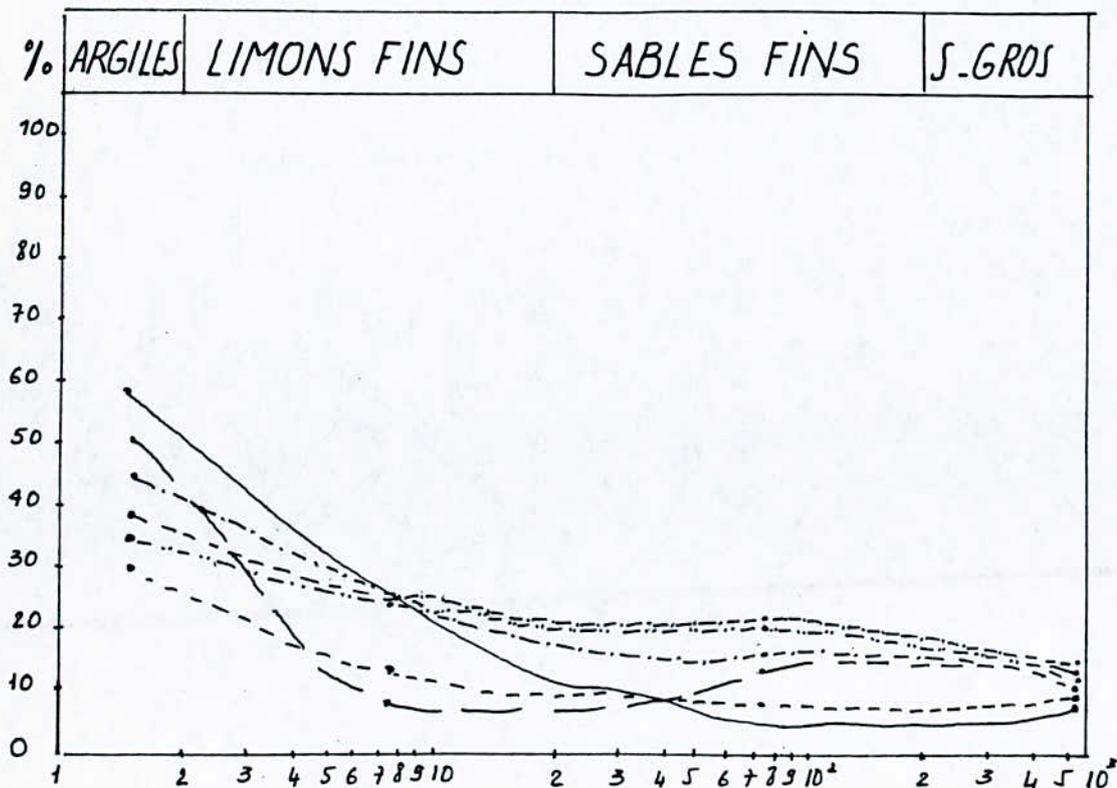
sable grossiers de 2 mm à 0,2 mm  
sables fins de 0,2 à 50  $\mu$   
le moins grossier de 50  $\mu$  à 20  $\mu$   
le moins fin de 20  $\mu$  à 2  $\mu$   
argiles < 2  $\mu$   
argiles très fines 0 < 0,5  $\mu$

### - LES LIMITES D'ALTERBERG

Pour déterminer quelques valeurs caractéristiques du comportement mécanique de ces sols, pour cela, nous avons déterminé

- a) la teneur en eau correspondant au passage du sol de l'état liquide à l'état plastique : limite de liquidité
- b) la teneur en eau correspondant au passage du sol de l'état plastique à l'état solide : limite de plasticité.

## COURBES GRANULOMETRIQUES



Nous avons choisi les différentes classes suivantes :

Argile : 1 → 2 μ

Limons fins : 2 → 20 μ

Sables fins : 20 → 200 μ

Sables grossiers : 200 → 500 μ

Ces limites nous révèlent donc un certain pourcentage d'eau.

Ces limites bien que conventionnelles, correspondent à divers états.

## - STABILITE STRUCTURALE

L'intérêt de cette analyse est de déterminer un sol à une bonne structure ou une mauvaise structure. Son évaluation exige l'établissement et la confrontation de deux indices : l'indice d'instabilité structurale  $I_s$  et le coefficient de perméabilité  $K$

### LOI DE DARCY

$$K = \frac{Q}{S.T} \quad \frac{L}{H}$$

Q	debit écoule en $m^3/s$
H	hauteur de la charge d'eau en m
S	Surface en $m^2$
K	coefficient lié à la nature du sol
L	Longueur de l'échantillon traversé par l'eau en cm
T	Temps en h

L'intérêt géomorphologique de cette analyse est de déterminer l'état structural d'un sol, elle nous donne des renseignements précis sur la résistance qu'offre ce sol à l'érosion hydrique. Elle permet ainsi de juger l'état de dégradation de la partie superficielle soumise à l'action des eaux de ruissellement.

## 2- CADRE GEOGRAPHIQUE (voir carte de localisation)

Notre zone d'étude est située sur le versant Sud de l'Atlas Tellien au Nord de la Ville de ZOUBIKIA - Wilaya de MEDEA.

### 3 - CADRE TOPOGRAPHIQUE

Le site de la retenue est localisé à l'altitude de 775 m environ aux coordonnées LAMBERT suivantes :

X = 521,00 (d'après la carte n° 110 - 87 - C16 BERROUAGHIA)

Y = 310,15

Il se trouve sur le versant Sud de l'Atlas Tellien au Nord de la ville de ZOUBIRIA (Wilaya de MEDEA). Son périmètre est assez faible d'accès. Il longe la R.N.1 entre ZOUBIRIA et SEGHOUANE. Entre autre, se trouve la depression de l'OUED TOUILA entouré par un ensemble de collines, ce bassin versant amont de l'OUED TOUILA est parcouru par de nombreux cours d'eau au TALWEGS plus ou moins importants se deversant dans l'OUED CHELIFF en amont du réservoir de GHRIB.

Le modèle actuel du paysage résulte de l'interaction de différents facteurs tels que le climat, la géologie, la pédogénèse et les actions anthropiques.

Nous insisterons en particulier sur les interactions existants entre le climat, le sol et la végétation qui jouent un rôle prépondérant dans l'évolution géomorphologique du milieu par l'intérmédiaire des processus d'érosion. Ainsi, un versant dénudé devient un lieu propice au ruissellement concentré surtout si le substrat géologique est constitué de roches tendres (ex : les marnes). Par contre un versant avec couvert forestier sera plus difficilement attaqué par l'érosion.

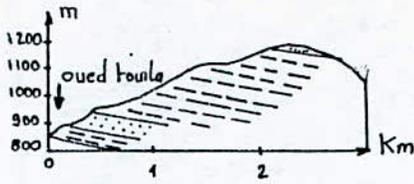
### 4 - CADRE GEOLOGIQUE

Notre région correspondante à la zone centrale de l'Atlas Tellien dans laquelle nous pouvons distinguer trois parties :

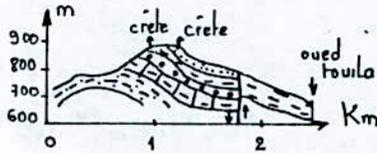
au Nord        le massif crétacé  
au Centre     le plateau terriaire  
au Sud        la zone crétacée

La zone proprement dite est située dans les terrains secondaires et tertiaires, crétacés et miocènes.

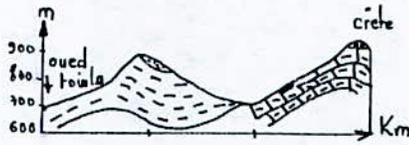
# COUPES GEOLOGIQUES



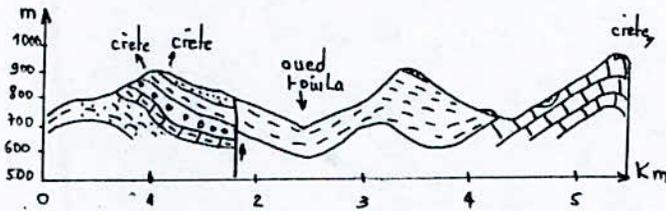
Schema 1



Schema 2



Schema 3



Schema 4

## Legende

m <sub>3</sub> d	
m <sub>3</sub> c	
m <sub>3</sub> b	
m <sub>3</sub> a	
m <sub>2</sub> b	
C <sup>s</sup> -v	
C <sup>s</sup> -1	



Echelle des longueurs = 1/50000  
Echelle des hauteurs = 1/200,000

#### 4.1 STRATIGRAPHIE

##### 4.1.1 Aperçue générale sur la stratigraphie régionale

Le bassin de MEDEA qui constitue l'extrémité orientale du sillon du Chelif a été mis en place en même temps que les nappes telliennes du miocène. Les dépôts constitutifs de la région de MEDEA, d'épaisseur relative à 100 m (environ) ont été déposés dans un temps relativement court. Ils sont constitués essentiellement par les nappes telliennes suivantes :

- La nappe ALBO-LUTETIENNE : qui va de l'albien au lutetien, le crétacé supérieur marno-calcaire domine
- Le Senonien : épaisseur 1000 m, cette formation est constituée de marnes gris-bleu, clair dans lesquelles s'intercalent des passées de calcaires argileux en petits bancs.
- Paléocène et Eocène inférieur : ces formations seraient en position paraautochtone, il s'agit d'argiles feuilletées surmontées par une centaine de mètres de calcaires massifs dont la base renferme plusieurs lits de silex noirs.
- La nappe du miocène conglomératique : composée essentiellement de miocène marno-gréseux, de miocène cential à galets de nature variable (surtout quartzitiques avec des éléments de gypse et de calcaire, et de sononien marneux).

##### 4.1.2 COMMENTAIRE DE LA COUPE

L'analyse géologique de la coupe n° 4 représentative des terrains que nous trouvons dans la région montre de bas en haut la succession suivante :

- argiles grises intercalées de quartzites, qui sont les dépôts de l'albien (crétacé moyen C<sup>3</sup> - 1)
- des calcaires marneux cénomaniens (C<sup>5</sup> - 4)
- une série de conglomérats d'âge aquitainien (m, a - b - m, a) d'une épaisseur moyenne de 100m
- viennent ensuite, des niveaux d'argiles de l'Helvétien inférieur (m<sup>3</sup> a) dont l'épaisseur est d'environ 200 m. Ces niveaux argileux sont bien représentés.
- un dépôt de grès sableux d'épaisseur variable (80 à 100 m) ce dépôt fossilisé est la preuve d'un dépôt de micène marin.
- au dessus un dépôt argileux de l'Helvétien moyen (m<sup>3</sup> C)

Enfin, il ressort de l'étude stratigraphique que l'éocène et l'oligocène sont absents dans notre zone. La discordance qui commence à la fin du cénomaniens sur notre coupe débute parfois au sénonien ailleurs.

#### 4.1.3 LITHOLOGIE : Grès, calcaire, marne

##### Les grès

Dans notre zone, nous rencontrons deux types de grès

- le grès, d'origine Helvétique, se présente sous forme de corniche. La désagrégation de ce grès due à l'oxyde de carbone (CO<sub>2</sub>) contenu dans les eaux de pluies qui dissout le ciment, donne des sables.

./.

- le grés à ciment silicieux

Sa désagrégation, lente (la silice étant très peu altérables) donne également des sables mais aussi des graviers qui proviennent des corniches constituées de grés à ciment silicieux sains. Par suite, les produits de désagrégation de ces deux grés constituent la formation superficielle qui tapisse les versants situés en contre bas des corniches.

Ces terrains sont très perméables et le contact avec la roche mère, marneuse facilite la présence de nappes phréatiques (qui se manifeste par une ligne de source, une végétation hydrophile).

2.- Les calcaires

Les calcaires sont des roches compactes, constituées essentiellement de calcite. Les calcaires rencontrés dans notre zone d'étude sont rarement purs. Ce sont des calcaires marneux à dureté très faible, formant une zone très visible dans la partie Nord de la ville de ZOUBIRIA. Dans la partie Sud Est de la zone au niveau de l'Atlas Tellien, les calcaires marneux sont massifs.

3.- Les marnes

Elles s'observent dans la plus grande partie de la zone. C'est le substrat qui affleure le plus leur altération donnant des argiles formant des terrains lourds, profonds et imperméables. Ils se dessèchent très vite deviennent durs, crevassés, avec énormément de fente de retrait. Ils sont facilement attaqués par le processus d'érosion comme par exemple le ruissellement qui peut aboutir à un relief.

## 5 - GEOTECHNIQUE

Dès le site repéré des sondages à la pelle hydraulique ont été réalisés (4 à 5m) pour avoir un minimum de renseignements sur les fondations, la cuvette, la zone d'emprunt, les appuis tous les sondages ont rencontré le substratum - marnes grises imperméables au dessus de 2 ou 3 m dans l'axe de la digue. Sur la zone d'emprunt différents matériaux argileux ont été rencontrés.

D'après la carte géologique au 1/50000 n° 110 l'ensemble de l'ouvrage repose sur des marnes de grise du crétacé supérieur sans problème géologique particulier (faible ou autre) des alluvions récentes recouvrent le fond de la vallée sur une très faible épaisseur.

### 5.1 Caractéristique physico-mécanique des matériaux de construction.

GC

Densité sèche à l'optimum proctor normal

$$\gamma = 1,6 \text{ à } 1,72 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_{\text{saturé}} = 2,1 \text{ t/m}^2$$

cohesion à l'état optimal

$$C = 0,4 \text{ t/m}^2$$

$$C_{\text{saturé}} = 0,1 \text{ t/m}^2$$

Angle de frottement interne

$$\varphi = 26^\circ$$

$$R = 10^{-9} \text{ m/s}$$

6 - DETERMINATION DU VOLUME DE LA RETENUE

Par planimétrage du plan topographique à l'échelle 1/5000 nous avons calculé les valeurs des surfaces et capacité en fonction des altitudes pour établir les courbes caractéristiques de la retenue qui seront considérés par le calcul du remplissage de la cuvette.

Les valumes ont été déterminés couche par couche suivant la formule :

$$V_i = \frac{h}{3} (S_i + S_{i+1} + \sqrt{S_i \cdot S_{i+1}})$$

$V_i$  = volume de la couche en  $Hm^3$

$H$  = hauteur entre les couches en m

$S_i$  = surface de la retenue en bas de la couche en  $Km^2$

$S_{i+1}$  = surface de la retenue en haut de la couche en  $Km^2$

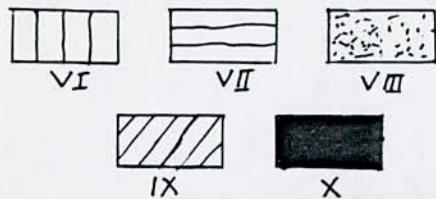
DETERMINATION DU VOLUME DE LA RETENUE

COTE H	HAUTEUR H (m)	SURFACE S Km <sup>2</sup>	VOLUME TOTAL V(Hm <sup>3</sup> )
754,00	2,0	0	0
756,00	"	0,00175	0,005
758,00	"	0,032	0,032
760,00	"	0,050	0,113
762,00	"	0,0760	0,238
764,00	"	0,110	0,423
766,00	"	0,150	0,682
768,00	"	0,190	1,021
770,00	"	0,285	1,560
772,00	"	0,310	2,156
774,00	"	0,3600	2,822
776,00	"	0,4300	3,610
778,00	"	0,500	4,539

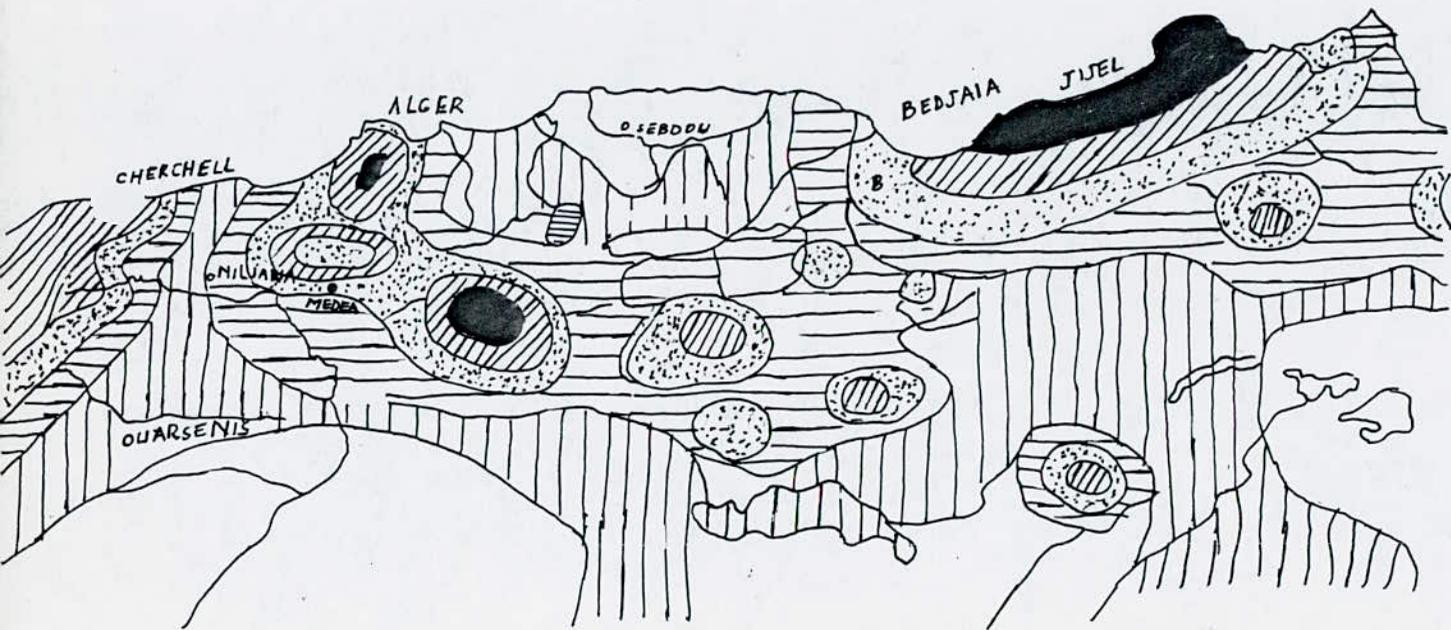
CHAPITRE III

ETUDE SISMIQUE

Echelle Macro Sismique (Meralli)



# CARTE SISMIQUE



1 - GENERALITES

L'etude parasismique de notre digue a été faite à partir de l'analyse des sollicitation sismique en Algérie.

Dans cette étude, l'information sismique s'est faite par des cartes d'iso-accélérations qui sont une représentation de sollicitation sismique probabilistique. C'est une des méthodes les plus adéquates et les plus riche en informations. Ces cartes donnent les valeurs des accélérations de pointe du sol pour tout le pays et cela pour une période de retour donnée. (Intervalle de retour).

En conséquent

En considérant par exemple la carte des iso-accélérations pour une période de 500 ans de retour on peut voir que l'accélération la plus élevée est approximativement de 325 cm/s<sup>2</sup> celle-ci à lei près d'EL-ASNAM. La valeur correspondante à MEDEA est de 270 cm/s<sup>2</sup>. Ainsi pour chaque période de retour on peu trouver la valeur d'accélération de pointe.

A l'aide des cartes d'iso-accélérations on peut donc déterminer les probabilités qu'une accélération de pointe du sol, d'une intensité donnée soit dépassée et cela pour chaque région de l'Algérie.

./.

Il faut souligner que les évaluations sismiques représentées dans ces cartes ont des caractéristiques "globales". Ainsi pour une installation importante les caractéristiques globales obtenues à partir de ces cartes doivent être adoptées en tenant compte des caractéristiques du site dans le but d'obtenir les charges de sismicité spécifiques, et en formulant les points suivants au sujet de l'environnement sismique de la région du site.

Le point et l'environnement le plus sismique de la région Nord - Oues du pays et la ville d'EL-ASNAM.

## 2 - Choix de valeur d'accélération

- Vu l'importance du projet
- Vu le voisinage de la région d'EL-ASNAM (épicentre)
- Vu l'incertitude des cartes d'iso-accélération de pointe du sol la période de retour la plus longue (1000 ans) est la plus majorée.

L'iso-accélération majeure enveloppant le site est de 0,18 g

Une surestimation ou majoration de 10 % serait préférable donc :  $a = 0,20$  g

## 3 - Critique de l'étude

Il ne faut pas oublier que les bases des données d'origine sur lesquelles ces cartes ont été développées sont sujettes à des incertitudes et à des erreurs. Bien que les modèles utilisés dans l'analyse des informations soit vraiment rationnel, les résultats sont toujours basés sur des données moins que parfaites.

CHAPITRE IV

ETUDE HYDROLOGIQUE

INDEX DES FIGURES

- Fig. 1 - Schéma de situation de la retenue collinaire "ZS 23".
- Fig. 2 - Précipitations moyennes interannuelles (P) en fonction  
en fonction des coordonnées géographiques.
- Fig. 3 - Répartition mensuelle moyenne des précipitations au  
pluviomètre de ZOUBIRIA MONGORNO (code INRH : 01.14.04)
- Fig. 4 - Relation coefficient d'écoulement (Ce) - précipitations  
moyennes annuelles (P).
- Fig. 5 - Relation des coefficients de variation des précipita-  
tions ( $Cv\bar{p}$ ) et des écoulements ( $Cv\bar{q}$ ) moyens annuels sur  
des petits B.V algériens de  $20 \text{ km}^2 \leq S \leq 200 \text{ km}^2$ .
- Fig. 6 - Hydrogramme de crue, estimé par la méthode "SOKOLOVSKY"  
pour la retenue de "ZS 23".
- Fig. 7 - Evaporation sur une nappe d'eau libre en fonction de  
l'Altitude, des précipitations et de la température au  
niveau des barrages algériens.
- Fig. 8 - Evaporation sur une nappe d'eau libre en fonction de  
la pluviométrie moyenne interannuelle au niveau des  
barrages Algériens.
- Fig. 9 - Répartition mensuelle moyenne de l'évaporation sur le  
barrage du GHEIB.

## 1 - INTRODUCTION

L'étude hydrologique aura pour but de nous fournir les données nécessaires des conditions orohydrographique climatique et hydrologique du bassin de l'Oued TOUILA que nous utiliserons pour l'étude de faisabilité du barrage du même nom.

Les données seront établies à l'aide :

- des cartes topographiques
- de la pluviométrie des stations analoguées
- de l'évaporation par analogie aux barrage avoisinant
- des annuaires hydrologiques sur les débits annuels et coefficient de ruissellement.

## 2 - DESCRIPTION PHYSICO- GEOGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT

### Le Site de la Retenue

Le site de la digue en projet est localisé à l'altitude de 775 m environ aux coordonnées LAMBERT suivantes :

X = 521,00  
Y = 310,15

d'après la carte n° 110 - B7 - C16  
BERROUAGHIA

Il se trouve sur le versant Sud de l'Atlas Tellien au Nord de la Ville de ZOUBIRIA.

L'Oued TOUILA sur lequel est projetée la retenue est un affluent "RIVE GUACHE" de l'Oued AKROUN qui se jette lui même dans le CHELIF en amont du réservoir du GHAKIB (Fig 1).

### 2.1 CARACTERISTIQUES MORPHOMETRIQUES

- La superficie du bassin versant, limitée au site est de 32 Km<sup>2</sup>
- Son périmètre est de 25 Km
- Les altitudes minimale, moyenne et maximale sont respectivement de 125m, 775 m et 920 m
- la longueur du THALWEG le plus long est de 10 Km
- Son coefficient de centralité de 40,8
- son indice de compacité est calculé d'après la formule

$$K = 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}} = 0,28 \cdot \frac{25}{\sqrt{32}} = 1,24$$

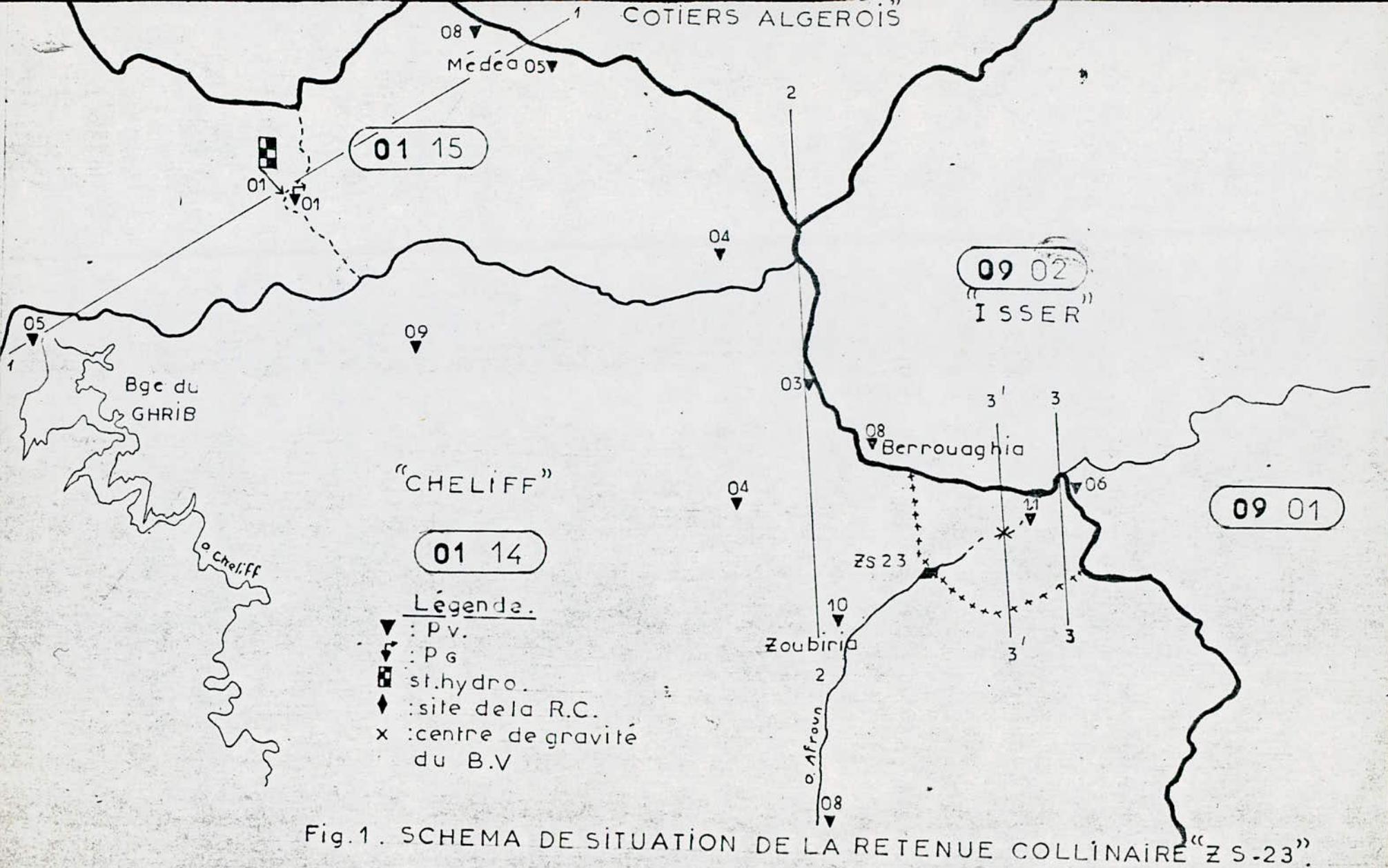


Fig.1. SCHEMA DE SITUATION DE LA RETENUE COLLINAIRE "Z S-23".

Limites : ~ de grand B.V.; ~ de sous B.V.; ++++ du petit BV de la R.C.  
 Codes : 01- de grand B.V.; 14- de sous B.V.; 10- de poste pluviométrique.  
 ( Pour les axes..... 1-1, 2-2, 3-3 voir fig. 2 )

P : périmètre du bassin versant (Km)

A : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

Densité de drainage : 5;60 Km/Km<sup>2</sup>

La longueur du rectangle est calculée d'après la formule

$$L_r = K \frac{\sqrt{A}}{1,12} \cdot \left[ 1 + \sqrt{1 - \frac{1,12^2}{K}} \right]$$

K = indice de compacité de Gravelius

A = Superficie du bassin versant en Km<sup>2</sup>

$$L_r = \frac{1,24 \cdot \sqrt{32}}{1,12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \frac{1,12^2}{1,24}} \right]$$

$$L_r = 8,95 \text{ Km}$$

La longueur du rectangle est déterminée d'après la formule

$$h_r = \frac{A}{L_r} - \frac{32}{8,95} = 8,6 \text{ Km}$$

A : superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)

L<sub>r</sub> : longueur du rectangle Km

Le quotient des composants est calculé d'après la formule

$$C = \frac{L_r}{h_r} = \frac{8,95}{3,6} = 2,5$$

Le facteur de forme est calculé d'après la formule

$$R_f = \frac{L^2}{A} = \frac{10^2}{32} = 3,125$$

L : longueur du Thalweg (Km)

A : superficie du bassin versant en Km<sup>2</sup>

PARAMETRES GEO MORPHOLOGIQUES

SIGNE	Désignation des paramètres	Unité	Valeur
A	Superficie du bassin versant	Km <sup>2</sup>	32
P	Périmètre du bassin versant	Km	25
L	Longueur du Thalweg Principal	Km	10
Lr	Longueur du rectangle	Km	8,95
hr	Largeur du rectangle	Km	3,60
Hmin	Altitude minimale	M	775
Hmoy	Altitude poyenne	M	920
Hmax	Altitude maximale	M	1251
K	Indice de compacité	/	1,24
ddr	Densité de drainage	Km/Km <sup>2</sup>	5,60
Cto	Coefficient de torrentialité	-	40,8
X	Coordonnées de la digue	Km	521,00
Y	Coordonnées de la digue		310,15
Z	Altitude	M	775

## CARACTERISTIQUES

### 2.2 CARACTERES CLIMATIQUES GENERAUX

Le climat du bassin de l'Oued TOUILA est celui des hautes plaines telliennes.

Le climat est caractérisé par des températures moyennes annuelles entre 14° et 16° suivant l'altitude et une forte le nombre de jours de pluies est assez constant et voisin de 75 jours par an. Le régime des pluies mensuelles fait apparaître un net maximum en hiver (Décembre ou janvier) les pluies faibles en Juin - Juillet.

Le climat est marqué par une saison humide d'automne et d'hiver de Septembre à Mars, suivi d'un printemps chaud qui comprend Avril et Mai avec quelques précipitations locales de courte durée. Une saison sèche Juin - Septembre pratiquement sèche sauf quelques orages locaux de courte durée. Les vents de sables sont rares.

Les paramètres climatiques du bassin étudié déterminés par des données des stations météorologiques de la région note que la direction des vents dominants est Nord. La vitesse des vents varie de 3 à 4 m/s. Les chutes de neige se manifestent rarement pendant la période d'hiver. Les gelées blanches ont une grande importance (40 à 50 j/an en moyenne) leur fréquence est maximum en Décembre et Janvier.

### 2.3 LA MISE EN VALEUR

Le bassin versant est presque entièrement dénudé, des habitations (fermes) sont regroupées au Nord-Ouest, des propriétés (céréales surtout) sont éparpillées sur l'ensemble de l'impluvium.

Le réseau routier et de pistes y est très peu développé

## 2.4 CONCLUSION

La description du milieu physique présente un bassin versant semi-montagneux, dénudé et peu favorable à la perméabilité son taux de mise an valeur agricole est élevé. Des sites d'érosion active sont apparents en plusieurs endroits.

## 3 - PLUVIOMETRIE

Dans la région une douzaine de pluviométrie (PV) ayant fonctionnés pendant 9 ans et plus ont été retenus pour l'estimation des caractéristiques pluviométriques (tabl. N°1), l'un d'entre eux (O MELLAKOU) se trouve dans l'impluvium même et un autre (SIDI NADJI) à la limite Nord Est du bassin versant (voir fig 1).

Ces deux pluviomètres ont été gérés rectivement entre 1931 - 1944 et 1948 - 1961 par des agriculteurs, leurs observations peuvent être considérées comme de bonne qualité.

### 3.1 PLUVIOMETRIES MOYENNES INTER ANNUELLES DES POSTES D'OBSERVATION

Afin d'utiliser au maximum l'information observée certaines lacunes mensuelles (lorsqu'elles ne dépassent pas 3 mois/année sont reconstituées à partir des données mensuelles existantes au niveau des postes avoisinants. Ce procédé permet d'obtenir des valeurs complémentaires "quasi-observées" et d'étendre les séries annuelles.

Les pluviométries moyennes inter annuelles (P) calculées à l'aide des séries supérieures à 40 années d'observation sont considérées comme des modules pluviométriques (tabl.N° 2).

./.

Leurs intervalles de confiance ne dépassent pas 5 % ces derniers sont estimés pour une probabilité de 68 % par la relation

$$\delta \bar{p} \% = \pm \frac{\sigma}{\bar{P} \cdot \sqrt{n}} \cdot 100 \quad (1)$$

Où  $\sigma$  et  $n$  sont respectivement l'écart type et la longueur de la série

Les coefficients de variation varient de 0,23 à 0,32.

Leurs intervalles de confiance de 13 à 15 %, un seul dépassé les 15 % (ZOUBIRIA ex BRAZZA). Leurs intervalles sont calculés au moyen de la relation :

$$\delta_{cv} \% = \pm \frac{\sqrt{1 + C_v^2}}{\sqrt{2n}} \cdot 100 \quad (2)$$

Pour les séries courtes, la  $\bar{P}$  est estimée à l'aide de regressions linéaires dont les paramètres sont regroupés en annexe les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau n° 2 (col 5). Ici l'intervalle de confiance de  $P$  est estimé comme étant la racine carrée de la somme de carrés des intervalles de confiance de la série de référence ( $\delta x$ ) et de la corrélation  $\delta y$

$$\delta \bar{p} \% = \sqrt{\delta x^2 + \delta y^2} \quad (3) \quad \text{où} \quad \delta y = \frac{C_v \cdot X_n \sqrt{1 - r}}{\sqrt{n}} \quad (4)$$

$C_v X_n$  et  $r$  sont respectivement les coefficients de variation et de corrélation du poste de référence pour la période de fonctionnement comme ( $r$ ).

Les coefficients de variations des séries courtes (col 6) sont estimés en fonction des  $C_v$  des postes de référence au moyen du rapport

$$CV_Y = C_{v_x} \cdot \frac{C_v \cdot Y_n}{C_v \cdot X_n} \quad (5)$$

### 3.2 PLUVIOMETRIE - MOYENNE INTER ANNUELLE SUR LE BASSIN VERSANT

Cette importante caractéristique est estimée par la même méthode d'analyse régionale utilisée déjà par des bureaux d'études . Cette analyse a fait apparaître une évolution de la pluviométrie en fonction des coordonnées géographiques et de l'altitude. Sur la Figure 2, trois relations  $\bar{P} = f$  (Altitudes) ressortent, les pluviomètres correspondants à chacune d'elles s'alignent selon des directions préférentielles.

(NOTA Les axes portés sur la figure 1)

Ces relations montrent une diminution de la pluviométrie d'Ouest en Est qui s'explique par l'orographie de la région.

L'Atlas Tellien plus imposant au Nord -Est joue le rôle d'obstacle aux précipitations et enclave d'avantage la région.

Le gradient pluviométrique dans cette partie du bassin versant du CHELIFF est de l'ordre de 50 mm tous les 100 m.

Le centre de gravité du bassin versant d'étude n'étant situé sur aucun des axes un 4ème axe (3' - 3') est établi afin de lire avec plus de précision la pluviométrie moyenne inter-annuelles sur le bassin versant. Pour une altitude moyenne de 920 m nous retenons une  $\bar{P} = 450$  m.

Pour le coefficient de variation pluviométrique du bassin versant d'étude nous optons pour la valeur de 0,25 sur la base du poste de Oued MELLAKOU se trouvant à l'intérieur du bassin versant

./.

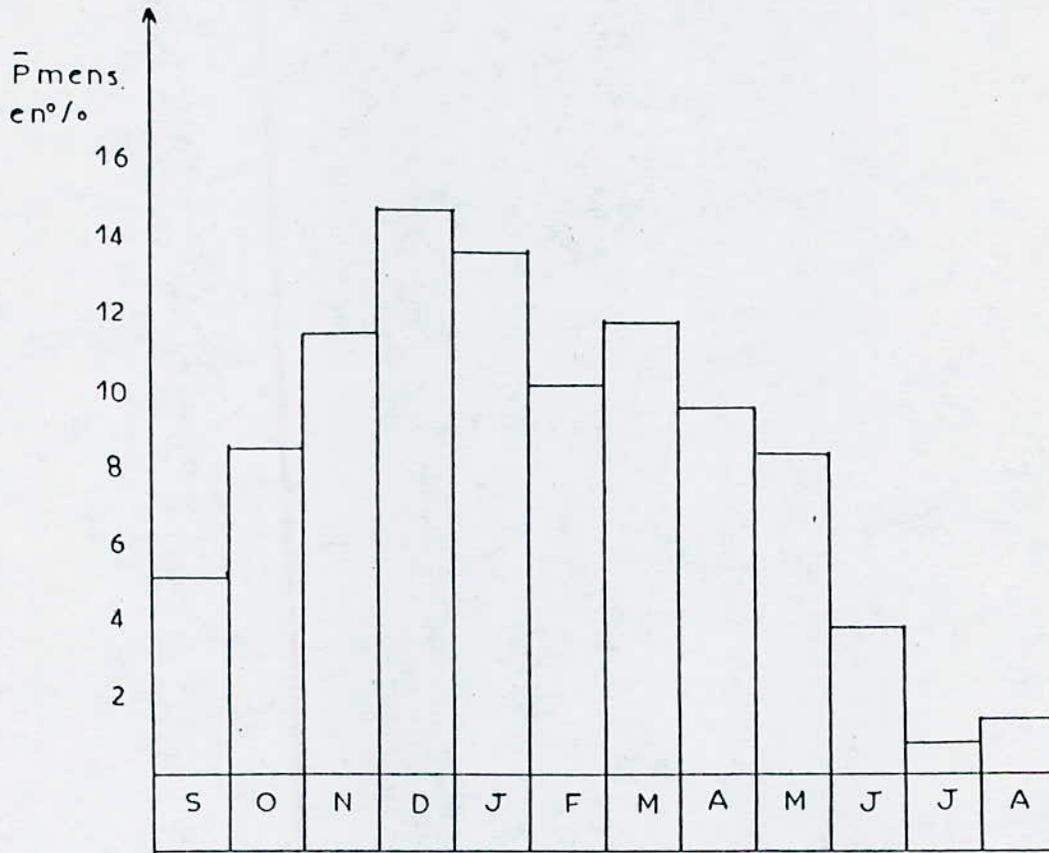


fig 3 - REPARTITION MENSUELLE MOYENNE DES  
 PRECIPITATIONS AU PLUVIOMETRE DE  
 ZOUBIRIA-MONGORNO (Code INRH:01-14-04)

## - CARACTERISTIQUES DES PLUVIOMETRES DE LA REGION D'ETUDE -

N°	NOM DU P.V.	CODE INRH	ALTITUDE ( m )	FONCTIONNEMENT		
				PERIODE	NOMBRE D'ANNEES	
					OBSERVATIONS COMPLETES	APRES COMPLETMENT ** DE LACUNES MENSUELLES
1	2	3	4	5	6	7
1	BERROUAGHIA DRS	01.14.03	927	1953-71	5	9
2	ZOUBIRIA MONGORNO	01.14.04	940 , 960*	1910-84	46	55
3	GHRIB Bge.	01.14.05	450	1940-84	37	41
4	<u>SIDI NADJI</u>	01.14.06	1050	1948-61	4	13
5	SIDI MAHJOUB	01.14.09	380	1948-73	8	11
6	ZOUBIRIA-Ex. BRAZZA	01.14.10	732	1914-58	35	42
7	<u>O. MELLAKOU</u>	01.14.11	840	1931-44	9	12
8	TAMESGUIDA	01.15.01	490	1969-84	11	14
9	BEN CHICAO	01.15.04	1025 , 1130*	1910-69	34	42
10	MEDEA CIPA	01.15.05	913 ÷ 1000*	1873-84	41	49
11	MEDEA DRS NADOR	01.15.08	1000	1953-69	10	15
12	BERROUAGHIA	09.02.08	930	1910-73	34	42

\* Le pluviomètre a été déplacé au cours de sa période de fonctionnement.

\*\* ont été reconstituées les années n'ayant pas plus de trois mois de lacunes d'observations.

TABLEAU N° 2.

## - PARAMETRES DES PRECIPITATIONS MOYENNES ANNUELLES -

N°	CODE DES PV.	AU MOYEN DES SERIES BRUTES			AU MOYEN DE LA REGRESSION		
		n	$\bar{P} \pm 8\%$	Cv $\pm 8\%$	$\bar{P} \pm 8\%$	Cv	PV de référence
1	2	3	4	5	6	7	8
1	01-14-03	9	627 $\pm$ 11	0,30 $\pm$ 34	602 $\pm$ 5	0,28	09-02-08
2	01-14-04	55	553 $\pm$ 4	0,29 $\pm$ 13	-	-	-
3	01-14-05	41	525 $\pm$ 4	0,23 $\pm$ 15	-	-	-
4	01-14-06	13	440 $\pm$ 7	0,24 $\pm$ 37	454 $\pm$ 5	0,25	01-14-10
5	01-14-09	11	747 $\pm$ 10	0,32 $\pm$ 44	626 $\pm$ 5	0,33	01-14-05
6	01-14-10	42	501 $\pm$ 5	0,31 $\pm$ 16	-	-	-
7	01-14-11	12	389 $\pm$ 6	0,20 $\pm$ 37	377 $\pm$ 5	0,22	01-14-04
8	01-15-01	14	529 $\pm$ 9	0,35 $\pm$ 40	545 $\pm$ 4	0,42	01-15-05
9	01-15-04	42	613 $\pm$ 5	0,32 $\pm$ 16	-	-	-
10	01-15-05	49	776 $\pm$ 4	0,30 $\pm$ 14	-	-	-
11	01-15-08	15	764 $\pm$ 8	0,31 $\pm$ 37	-	-	?
12	09-02-08	42	607 $\pm$ 4	0,24 $\pm$ 15	-	-	-

REPARTITION MENSUELLE DES PRECIPITATIONS DANS LA REGION DE ZOUBIRIA.

PRECIPITATIONS MENSUELLES.	PV	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	$\bar{P}_{an}$	n
MOYENNES AVEC LEURS ECARTS-TYPES. ( +6 ) EN mm.	04	29,9 26,5	49,1 44,9	65,6 42,1	84,5 52,8	78,7 75,6	58,3 40,1	68,0 44,4	55,1 38,8	48,1 37,1	22,3 22,1	4,5 8,2	8,4 15,8	57,3 164	44 ans
	10	25,2 21,4	39,1 39,7	48,3 29,9	81,0 52,9	72,7 43,3	64,6 49,3	56,8 39,3	46,7 42,5	46,5 43,6	13,1 17,1	3,0 4,2	6,5 15,5	504 158	35 ans
MOYENNES EN % DE $\bar{P}_{an}$	04	5,2	8,6	11,5	14,3	13,7	10,2	11,9	9,6	8,4	3,9	0,8	1,5	100%	
	10	5,0	7,8	9,6	16,1	14,4	12,8	11,3	9,3	9,2	2,6	0,6	1,3	100%	
MINIMALES EN mm.	04	0	0	0	2,4	0	0	0	0	0	0	0	0		
	10	0	0	2,0	11,2	0	0	0	0	0	0	0	0		
MAXIMALES EN mm.	04	88,2	213	174	224	404	159	212	150	172	102	39,2	94,2		
	10	77,0	213	164	231	181	176	166	182	217	81,3	12,0	84,5		

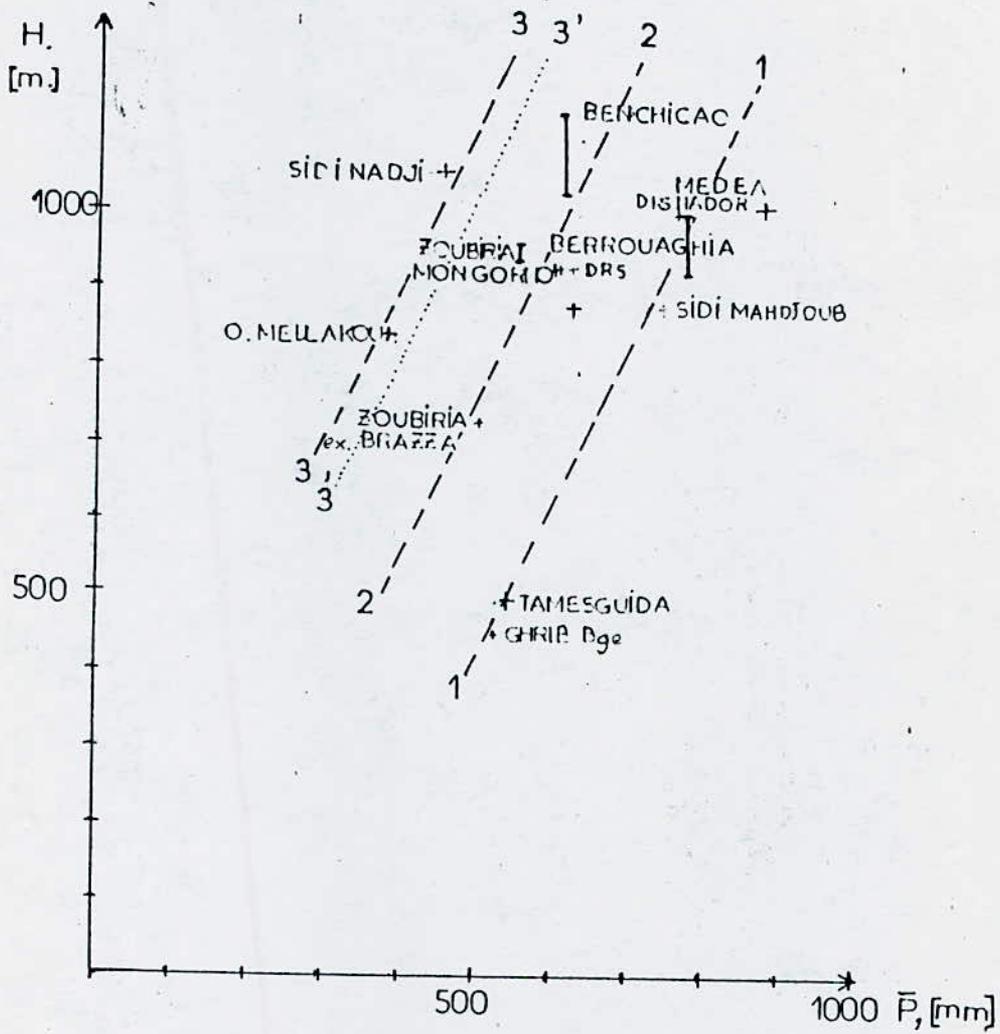


Fig 2. PRÉCIPITATIONS MOYENNES INTERANNUELLES ( $\bar{P}$ ) EN FONCTION DE COORDONNÉES GEOGRAPHIQUES

- 1-1. Axe MEDEA -GHIB-Bge ;
- 2-2. Axe de la RN 1 ;
- 3-3. Extrême-est du B.V ;
- 3'-3'. Relation probable passant par le centre de gravité du B.V.

### 3.3 REPARTITION MOYENNE MENSUELLE DE LA PLUVIOMETRIE

L'étude de la répartition moyenne mensuelle des précipitations s'est faite par analogie et sur la base des observations des postes pluviométriques les plus proches et représentatifs.

(ZOUBIRIA MONGORNO et ZOUBIRIA ex BRAZZA)

Comme il apparaît dans le tableau n° 3 la répartition des pluies mensuelles aux deux postes retenus est relativement homogène. Nous considérons que cette répartition s'étend aussi au bassin versant d'étude et adoptons le schéma de répartition de ZOUBIRIA MONGORNO situé à peu près aux mêmes latitudes et altitude que le centre de gravité du bassin versant.

La figure 3 fait apparaître, entre autre, que l'essentiel des précipitations soit 38,7 % de la pluviométrie annuelle, à lieu en Octobre et Mai.

Les pluies mensuelles extrêmes montrent que le mois de Décembre est toujours pluvieux dans la région et enregistre avec le mois de Janvier les maximums pluviométriques (tabl. N°3).

### 3.4 PLUVIOMETRIE - MAXIMALE JOURNALIERE

L'analyse des précipitations maximales journalières (Pjmax) sur le bassin versant s'est faite à l'aide de deux méthodes

- 1) l'utilisation des séries brutes des postes longues durées les plus proches du site d'étude.
- 2) dans le premier cas les paramètres de Pjmax (tabl. N° 4) ont été obtenus par ajustement à une loi de GALTON au moyen du logiciel informatique de l'INRH en l'occurrence le programme "EC AJUST"

Dans le second cas le  $P_{jmax}$  a été calculée au moyen d'une relation empirique élaborée en fonction de la pluviométrie moyenne inter annuelle ( $\bar{P}_{an}$ )

$$P_{jmax} = 0,0525 P_{an} + 18,59 \quad (5)$$

et son coefficient de variation extrait à partir d'une carte les valeurs numériques.

$$\bar{P}_{jmax} = 0,0525 \cdot 450 + 18,59 = 42,2 \text{ mm}$$

$\bar{P}_{an}$  = pluviométrie moyenne interannuelle

$$\bar{P}_{an} = 450 \text{ mm}$$

$$\bar{P}_{jmax} = 42,2 \text{ mm}$$

$$CV = 0,45$$

Les pluies maximales journalières de fréquence donnée ( $P_{jmax} \%$ ) sont estimées par la loi de GALTON qui s'écrit pour ce cas

$$P_{jmax, \%} = \frac{P_{jmax}}{Cv^2 + 1} e^{u \sqrt{\ln(Cv^2 + 1)}} \quad (6)$$

où  $e$  et  $\ln$  sont les symboles mathématiques de l'exponentielle et du logarithme népérien. Tel que  $P_j \%$  est la médiane de 24 heures liant entre le coefficient de variation et  $P_{jmax}$  tel que :  $P_j \% = 38,48 \cdot e^{0,43 u}$

$u$  - la variable de GAUSS

Les résultats de calcul par les deux méthodes (tabl.N° 4) sont presque identiques. Pour les besoins de l'étude nous retenons les valeurs moyennes avancées par les outils de calcul de K. BODY soient

$$P_{jmax} = 42,2 \text{ mm}$$

$$Cv = 0,45$$

$$P_{jmax} 1-\% = 104 \text{ mm.}$$

TABLEAU N° 4.

PARAMETRES DE LA PLUVIOMETRIE  
MAXIMALE JOURNALIERE

	n	$\bar{P}_{j,max} \pm 8\%$	Cv	$P_{j,max} 2\% \pm 8\%$	$P_{j,max} 1\% \pm 8\%$
01 14 10	44	45,4 $\pm$ 2,30	0,41	95 $\pm$ 5%	106 $\pm$ 5,41
01 14 10	35	41,6 $\pm$ 3,09	0,44	90	101 $\pm$ 5,92
METHODE "K.BODY".	-	42,2	0,45	92,3	104

#### 4 - APPORTS

##### 4.1 Apport liquide moyen interannuel

Le site ne possède pas d'observation hydrométriques, la recherche du bassin versant analogue est étudié de taille similaire dans les réseaux hydrographiques limitrophes du CHELIFF de l'ISSER et de la SOUMAM n'a pas été concluante.

Pour l'estimation de cet apport nous optons pour une relation du coefficient de l'écoulement en fonction de la pluviométrie établie sur la base de données d'observation de petits bassins versants Algériens (Fig 4). L'utilisation de cette relation donne un coefficient d'écoulement de 0,15 pour une pluviométrie de 450 mm, soit une lame d'eau écoulée de 67,5 mm où un volume moyen interannuel de  $2,16 \cdot 10^6$  m<sup>3</sup>.

##### Vérification par la méthode analytique

###### \* Formule de SAMIE

$$L_e = \bar{P}^2 \text{ an } (293 - 2,2 \sqrt{s}) \rightarrow \text{lame d'eau écoulée}$$

$L_e = 67,5$  mm pour un coefficient d'écoulement égal à 0,15

###### Apport moyen interannuel

$$\bar{A} = L_e \cdot S \cdot 10^3$$

$L_e$  = lame d'eau écoulée (mm)

$S$  = superficie (Km<sup>2</sup>)

$$\bar{A} = 67,5 \cdot 32 \cdot 10^3 = 2,16 \text{ Hm}^3$$

###### \* Formule de DERI I

$$\bar{A} = 0,915 \bar{P}^{\text{an}^{2,684}} \cdot S^{0,842} \quad (\text{apport moyen interannuel})$$

$$\bar{A} = 0,915 \cdot (0,45)^{2,684} \cdot (32)^{0,842}$$

$$\bar{A} = 2,50 \text{ Hm}^3$$

./.

### Formule de Medenger

$$L_e : P^2 \text{ an } (0,2 - 0,0014 \sqrt{s})$$

$$L_e = (0,45)^2 \quad 0,2 - 0,0014 \sqrt{32} = 46 \text{ mm}$$

$$\bar{A} = L_e \cdot S \cdot 10^3 = 46 \cdot 32 \cdot 10^3 = 1.47 \text{ Hm}^3$$

### CONCLUSION

Moyenne des résultats des apports moyens interannuels

$$\bar{A} = 2,16 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

#### 4.2 APPORT - LIQUIDE DE LA FREQUENCE DONNEE

Les retenues d'eau destinées à l'irrigation sont dimensionnées généralement pour un apport de période de retour sèche (de fréquence au dépassement d'environ 80 %).

Dans le cas d'absence de données d'observations on assimile les régions hydrologiques à des lois statistiques dont il suffit de connaître les deux premiers moments au moins (la moyenne et l'écart-type ou coefficient de variation) pour en déduire les apports de fréquence voulue.

L'apport moyen interannuel ayant été estimé dans le paragraphe précédent, nous avons établi une autre relation toujours avec les mêmes données de base, permettant d'estimer le Cv des apports en fonction du Cv pluviométrique (fig 5).

Cette relation donne une valeur du  $Cv\bar{q} = 0,55$  pour un  $Cv\bar{p}$  de 0,25 sur le bassin versant (où un écart type de  $1,19 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ ).

L'expérience hydrologique montre que les lois de GAUSS GALTON PEARSON III ajustent couramment les débits moyens annuels. Les résultats de ces ajustements sont présentés dans le tableau n° 5. L'écart relatif entre valeurs extrêmes n'est pas important sauf pour la fréquence 90 % ou la loi de GAUSS donne un résultat nettement plus faible.

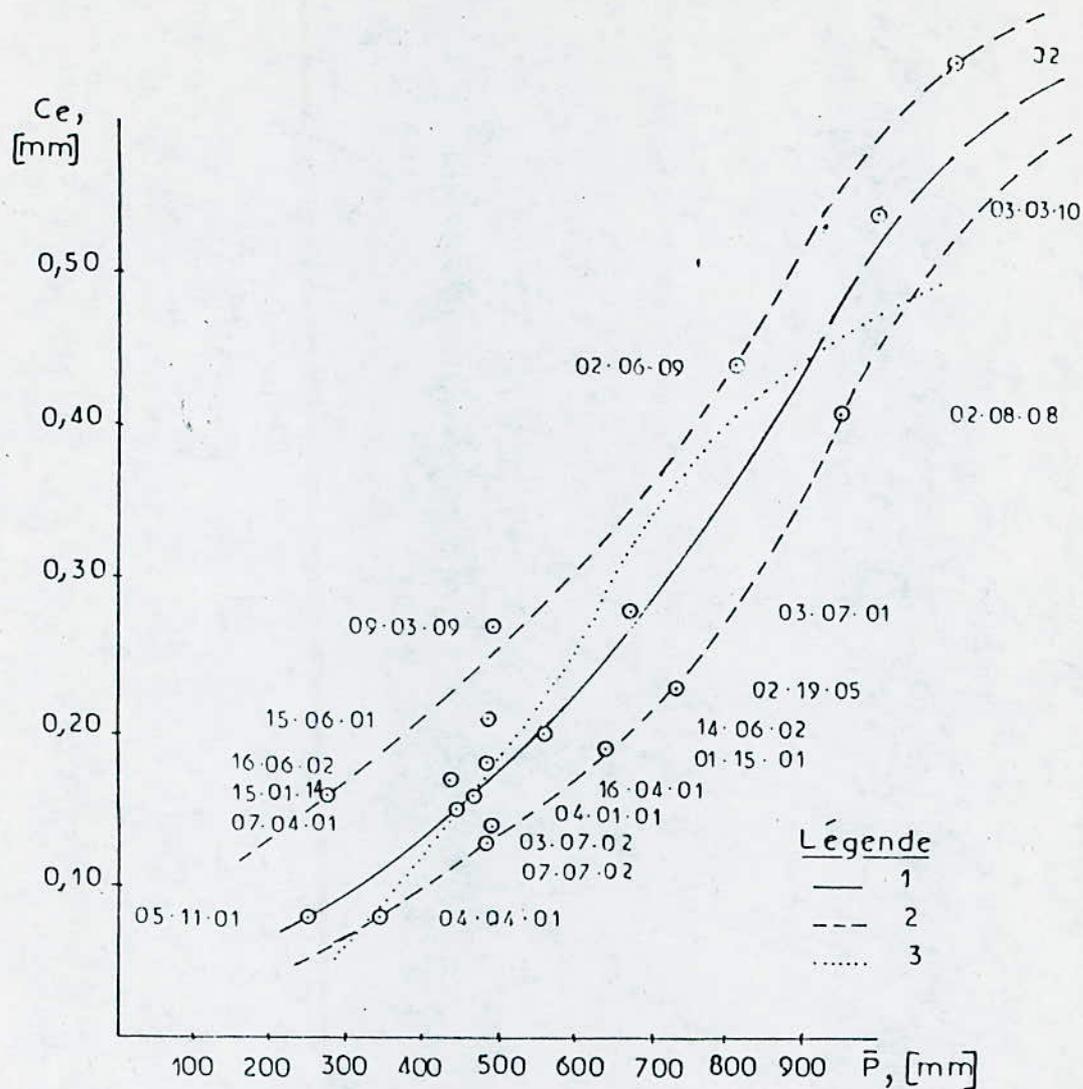


Fig.4 - RELATION COEFFICIENT D'ÉCOULEMENT ( $C_e$ ) - PRÉCIPITATIONS MOYENNES ANNUELLES ( $\bar{P}$ )

1. Relation moyenne  $C_e = f(\bar{P})$  établie à partir des observations de petits B.V algériens de  $20 > S > 200 \text{ km}^2$ ;
2. Courbes enveloppes;
3. Relation "Sagréah" élaborée à partir des données de grands et petits B.V algériens (Les chiffres accolés aux points sont les codes I.N.R.H des stations hydrométriques)

APPORTS DE DIFFERENTES FREQUENCES EN  $10^6 \text{ m}^3$   
 SELON TROIS LOIS D'AJUSTEMENT STATISTIQUE POUR  
 $\bar{A} = 2,16 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ ,  $C_V = 0,55$  et  $C_S = 2 C_V$

PERIODE DE RETOUR, ANNÉES	H U M I D E			S E C H E		
	10	5	3,3	3,3	5	10
FREQUENCE AU DEP., %	10	20	30	70	80	90
GAUSS	3,68	3,16	2,78	1,54	1,16	0,637
PEARSON III	3,76	3,04	2,59	1,42	1,16	0,851
GALTON	3,66	2,91	2,47	1,44	1,22	0,979
ECART RELATIF ENTRE VALEURS EXTREMES, EN %	3	9	12	9	5	54

PARAMETRES DE LA REGRESSION LINEAIRE AYANT SERVIS  
A EVALUER LA  $\bar{P}$  DES SERIES COURTES.

ANNEXE 1

Codes des PV à séries courtes (y)	Paramètres de la régression linéaire	CODE DES P. V. DE REFERENCE (x)					
		01 14 04	01 14 05	01 14 10	01 15 04	01 15 05	09 02 08
01.14.03	$n_{Com.}$ $r$ droite de régres. $\bar{P}$	-	-	-	-	-	9 0,94 $y=1,30x-189$ 602
01.14.06	$n_{Com.}$ $r$ droite de régres. $\bar{P}$	-	13 0,93 $y=0,71x+9,7$ 382	10 0,95 $y=0,69x+109$ 454	12 0,76 $y=0,40x+194$ 440	-	11 0,91 $y=0,56x+81$ 424
01.14.09	$n_{Com.}$ $r$ droite de régres. $\bar{P}$	-	11 0,81 $y=1,45x+134$ 626	-	-	-	-
01.14.11	$n_{Com.}$ $r$ droite de régres. $\bar{P}$	12 0,71 $y=0,36x+179$ 377	-	12 0,70 $y=0,32x+205$ 367	9 0,77 $y=0,24x+234$ 381	-	-
01.15.01	$n_{Com.}$ $r$ droite de régres. $\bar{P}$	14 0,75 $y=0,93x-30$ 512	14 0,77 $y=1,52x-208$ 589	-	-	14 0,96 $y=0,93x-176$ 545	-
01.15.08	$n_{Com.}$ $r$ droite de regres. $\bar{P}$	Période commune ( $n_C$ ) avec les PV de référence inférieurs à 7 ans.					

Pour les besoins de l'étude nous optons pour la loi de PEARSON III qui donne des résultats relativement moyens par rapport aux deux autres lois.

La valeur à retenir pour le dimensionnement de la capacité de l'ouvrage est celle de  $1,16 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  pour une fréquence au dépassement de 80 %.

#### 4.3 DEBIT DE CRUE

Faut d'outils de calcul des débits de crue ( $Q_{\max}$ ) mise au point sur la base de données de petits bassins versants locaux, nous nous confirmons aux recommandations du projet de guide (5) qui préconise d'utiliser n'importe quelle relation empirique s'appuyant sur les observations des pluies journalières.

Le test de plusieurs formules de ce type (ALEKSEEV) GIANDOTTI, rationnelle) donne en effet les mêmes résultats ; nous présentons ci-dessous ceux obtenus par la formule de TURAZZA plus simple d'emploi :

$$Q_{\max, \%} = \frac{PT_c, \% \cdot S \cdot \alpha}{3,6 \cdot T_c} \quad (7)$$

- $Q_{\max, \%}$  est le débit de crue de fréquence voulue en  $\text{m}^3/\text{s}$
- $T_c$  - le temps de concentration en heure calculé au moyen de la relation connue de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5 L}{0,8 \sqrt{h}} \quad (8)$$

- $L$  = étant la longueur de l'Oued
- $S$  et  $h$  = respectivement la superficie de la dénivellée en entre les altitudes moyennes et minimales du bassin versant.

-  $P_{tc}$ , % = la pluie en mm de même fréquence (que  $Q_{max}$ ) pendant le temps de concentration, elle est estimée à partir de la précipitation maximale journalière.

(toujours de même fréquence =  $P_{jmax}$ , %  
au moyen de la relation régionale de BODY (2)

$$P_{tc}, \% = P_{jmax} \left( \frac{T_c}{24} \right)^{0,36} \quad (9)$$

= le coefficient de ruissellement de la crue, il est tabulé dans la documentation spécialisée, la différence dans le contenu de ces tables réside dans les caractéristiques physiques du bassin versant introduites pour expliquer la variation de ; dans notre cas nous optons pour le tableau présente dans la bibliographie (4P.231) qui a l'avantage de tenir compte en plus des caractéristiques lithologiques, de l'intensité des précipitations de 24 heures et de la taille de l'impluvium, la majeure partie du bassin versant d'étude étant couvert de sols gris, à cette description semble mieux coorespondre la catagorie des sols n° 3 (ANNEXE 2) ce qui donne une valeur de = 0,65 pour un  $P_{jmax}$ , 1 %  $\hat{=} 104$  mm et une superficie de 32 Km<sup>2</sup>

#### L'APPLICATION MUMERIQUE

$$- Q_{max} 1 \% = \frac{P_{Tc} 1\% \cdot S \cdot \alpha}{3,6 \cdot T_c} \quad (m^3/s)$$

$$- P_{Tc} 1 \% = P_{jmax} 1 \% \left( \frac{T_c}{24} \right)^{0,36} \quad (mm)$$

$$- T_c = \frac{4\sqrt{s} + 1,5 L}{0,8 h} \quad (heures)$$

$$- T_c = 3,65 \text{ heures}$$

$$- P_{Tc} 1\% = 104 \left( \frac{3,65}{24} \right)^{0,36} = 52,8 \text{ mm}$$

- Le débit de crue pour une fréquence donnée

$$Q_{\max, 1\%} = \frac{PT_c, 1\% \cdot S}{3,65 \cdot T_c} = \frac{52,8.32.0,65}{3,6.3,65}$$

$Q_{\max, 1\%} = 83,6 \text{ m}^3/\text{s}$
---

#### 4.4 HYDROGRAMME DE LA CRUE

Cet hydrogramme est nécessaire les autres caractéristiques de la crue indispensable au bon dimensionnement de la retenue et de son évacuateur.

Parmi les méthodes existantes permettant de reconstituer le tracé de la crue nous avons choisi la méthode "SOKILOVSKY"

Cette dernière assimule l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques, valables l'une pour la montée de la crue

$$Q(t) = Q_{\max} \left( \frac{t}{t_m} \right)^m \quad (10)$$

et l'autre pour la decrue :

$$Q(t') = Q_{\max} \left( \frac{t_d - t'}{t_m} \right)^n \quad (1)$$

où  $Q(t)$  = débit à l'instant  $(t)$  (en heures) après le début de la crue en  $\text{m}^3/\text{s}$

$Q(t')$  = débit à l'instant  $(t')$  (en h) après la pointe de la crue en  $\text{m}^3/\text{s}$

$Q_{\max}$  = débit de pointe ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$t_m, t_d$  = les temps de montée et de decrue

$m, n$  = les puissances des équations (10) et (1)

$$(m = 2, \quad n = 3)$$

Cet auteur suppose aussi que le temps de montée est égal au temps de concentration ( $T_c$ )

$$T_c = t_m \cdot \gamma$$

et que le temps de decrue  $t_d = \gamma \cdot t_m$ .

ESTIMATION DES COORDONNEES ET DU VOLUME  
DE L'HYDROGRAMME DE CRUE PAR LA METHODE "SOKOLOVSKY"

Montée de la crue: $Q_t = Q_{\max} \left( \frac{t}{3,65} \right)^2$					Décrue $Q_t = Q_{\max} \left( \frac{9-t}{9} \right)^3$				
t	$Q_t$	$V_t$	$\frac{V_t + V_{t-1}}{2}$	$\sum \frac{V_t + V_{t-1}}{2}$	t	$Q_t$	$V_t$	$\frac{V_t + V_{t-1}}{2}$	$\sum \frac{V_t + V_{t-1}}{2}$
Heures	m <sup>3</sup> /S	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	Heures	m <sup>3</sup> /S	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
0	0	0			0	83,6	301		
1	6,28	22,6	11,3	11,3	1	58,7	211	256	256
2	25,1	90,4	56,5	67,8	2	39,3	141	176	432
3	56,5	203	147	215	3	24,8	89,3	115	547
3,65	83,6	301	252	467	4	14,3	51,5	70,4	617
					5	7,34	26,4	39,0	656
					6	3,10	11,2	18,8	675
					7	0,918	3,30	7,25	682
					8	0,115	0,414	1,24	683
					9	0	0	0,207	684
					9	0	0		

Le volume de la crue est égal à la somme des volumes pendant la montée et la décrue de l'hydrogramme, soit :

$$467 \cdot 10^3 \text{ m}^3 + 684 \cdot 10^3 \text{ m}^3 = 1,15 \cdot 10^6 \text{ m}^3.$$

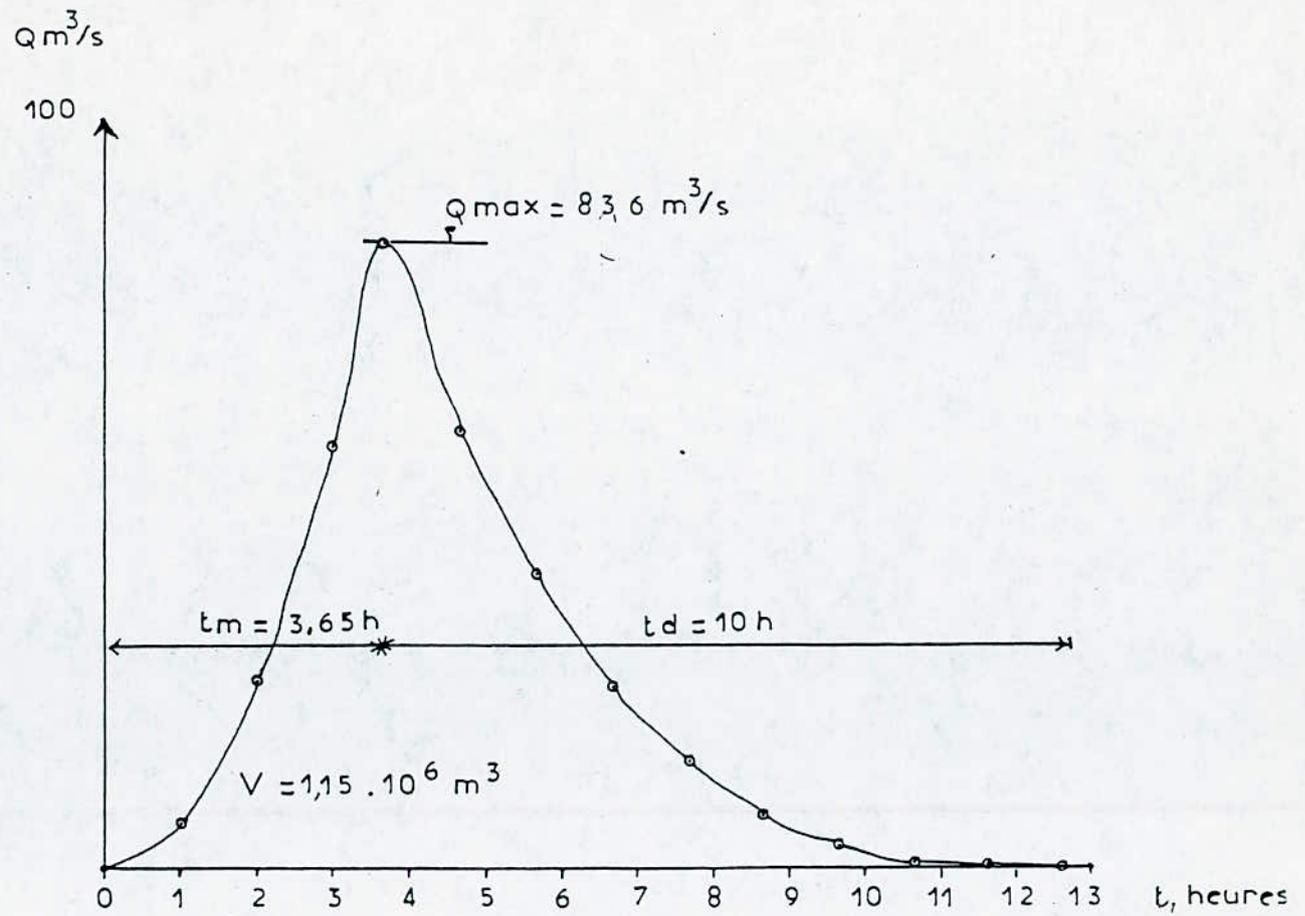


fig. 6-HYDROGRAMME DE CRUE ESTIMÉE PAR LA METHODE DE "SOKOLOVSKY" POUR LA RETENUE DE "Z. S. 23".

VALEURS DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT ( $\alpha$ ) SELON LA NATURE DES SOLS,  
LA TAILLE DU B.V. ET LA PLOUVIOMETRIE MAXIMALE JOURNALIERE DE FREQUENCE 1%  
( Pj. max. 1% ).

CATEGORIE DE SOL	APPELATION DES SOLS	Pj. max. 1%, en mm	SUPERFICIE DES B.V., EN Km <sup>2</sup>				
			< 0,10	0,1-1,0	2,0-10	10-100	> 100
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Asphalte, roche non fissurée, béton.	-	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
2	Sols argileux gras, croûtes et sols encroutés.	≤ 80 81 - 150 151 - 200 > 200	0,80 0,90 0,95 0,95	0,70 0,85 0,90 0,95	0,65 0,80 0,90 0,95	0,65 0,80 0,90 0,90	0,60 0,80 0,90 0,90
3	Sols argileux, podzols, sols podzolisés, sols forestiers d'argiles grises, sols argileux gris et lourds. Sols des toundras et marais.	≤ 80 81 - 100 101 - 150 151 - 200 > 200	0,70 0,80 0,85 0,85 0,90	0,60 0,75 0,80 0,85 0,90	0,55 0,70 0,75 0,80 0,80	0,50 0,65 0,65 0,70 0,75	0,45 0,65 0,65 0,70 0,75
4	Chernozëm, sols châtaîns, loess, Sols carbonatés.	≤ 80 81 - 150 151 - 200 > 200	0,55 0,65 0,75 0,80	0,45 0,55 0,70 0,75	0,40 0,50 0,65 0,70	0,35 0,45 0,60 0,65	0,30 0,40 0,55 0,60
5	Limons sableux, sols marrons et gris-marrons des zones steppiques et désertiques, sols gris limono-sableux.	≤ 80 81 - 150 151 - 200 > 200	0,35 0,45 0,55 0,60	0,28 0,35 0,45 0,55	0,20 0,25 0,40 0,50	0,20 0,25 0,35 0,45	0,15 0,20 0,30 0,40
6	Sols sablonneux, graviers, sols à cailloux friables.	-	0,25	0,20	0,15	0,10	0,10

COEFFICIENT DE FORME DE L'HYDROGRAMME DE CRUE ( $\gamma$ ).

DESCRIPTION DU COURS D'EAU	$\gamma$
-Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 - 2,5
-Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants boisés ou perméables; Moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 - 4,0
-Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordement étendues.	4,0 - 7,0

Les valeurs du coefficient sont estimés à partir de certaines caractéristiques physiques du cours d'eau et de son bassin versant (4, P.305) que nous reproduisons en annexe 3. Nous retenons d'après cette dernière la valeur de 2,5 pour .

$$t_d = \gamma \cdot t_m = 2,65 \cdot 3,65 \approx 9 \text{ heures}$$

$$t_m = t_c = 3,65 \text{ heures}$$

Le calcul des coordonnées et du volume de l'hydrogramme de crue est développé en annexe 4. Le volume de la crue d'un temps de base de 12,65 h égal  $1,15 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  autrement dit une crue de ce type peut amener près de l'apport moyen interannuel (paragraphe II - 2) le tracé de l'hydrogramme est présenté sur la figure 6.

#### 4.5 APPORTS SOLIDES - ENVAISEMENT

Dans une étude hydrologique précédente (1) nous avons analysé sept relations empiriques de calcul des transports solides ; nous utilisons ici les deux relations qui ont données les résultats les plus probants en l'occurrence l'abaque "HUSSON" et la formule de FOUNIER ayant l'expression suivante :

$$\bar{q}_s = \frac{1}{36} \left( \frac{\bar{P}^2_{\text{mens. max}}}{\bar{P}_{\text{an}}} \right)^{2,65} \left( \frac{h^2}{s} \right)^{0,46}$$

Où  $\bar{q}_s$  est l'apport solide interannuel, exprimé en T/Km<sup>2</sup> an

-  $\bar{P}_{\text{mens. max}}$  = la pluviométrie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux égale à (84.5 mm) (voir paragraphe II - 3)

-  $\bar{P}_{\text{an}}$  = la pluviométrie interannuelle, soit  $\bar{P}_{\text{an}} = 450 \text{ mm}$

-  $h$  = la dénivelée moyenne d'après la coupe hypsométrique en m où les 45 % de la différence des altitudes extrêmes du bassin versant ici  $h = 214 \text{ m}$

-  $S$  = la superficie du bassin versant en Km<sup>2</sup>.

APPLICATION NUMERIQUE

$$q_s = \frac{11}{36} \cdot \left( \frac{(84,5)^2}{450} \right)^{2,65} \left( \frac{(214)^2}{32} \right)^{0,46} = 1190 \text{ T/Km}^2 \text{ AN}$$

l'application numérique donne un apport solide (transport en charriage y compris) = 1190T/Km2. an

La valeur avancée par l'abaque "HUSSON" est de 840 T/Km2. an pour un coefficient de torrentialité de 40,8.

Ce résultat est pris sur la droite supérieure autour de laquelle s'alignent la majorité des barrages ou stations hydrométrique les plus proche du site d'étude (tel DEUR DEUR, ARIBS EBDA BAKHADDA, SLY et KSOB).

Vu l'imprécision des méthodes d'observations des transports solides et des outils de calcul permettant des les estimer, nous nous arrêtons à un chiffre moyen et arrondi de 1000t/Km2 an.

Afin de prolonger la durée de vie utile de la retenue on ajoute à la capacité calculée avec l'apport liquide fréquentiel de 80 % "un volume mort", lorsque la topographie du site le permet, estimé en fonction de l'évolution de l'envasement. Le taux d'envasement annuel est de 20.000 m3 pour un qs de 1000 T/Km2. an et une densité moyenne humide de 1,6 T par m3.

4.6 EVAPORATION

Le site d'étude n'étant pas pourvu d'appareillage de mesure de l'évaporation sur une nappe d'eau libre (par exemple BAC COLORADO); nous faisons recours aux données d'observations du site le plus proche, en l'occurrence le barrage de GHRIB (figure 1). Ce dernier est localisé à une trentaine de Km plus à l'Ouest, à la même latitude et à une altitude de 325m beaucoup plus basse.

./.

Dans plusieurs études que nous avons consulté, notamment la plus ancienne endaté, l'estimation de l'évaporation a été réalisée au moyen de relation Evaporation - Altitude le tracé de ces dernières varie d'un auteur à l'autre.

L'information utilisée différent d'une étude à l'autre. Un rapide contrôle des données de base montre des erreurs dans les valeurs utilisées pour l'élaboration de ces relations , de plus l'origine de l'information n'est jamais signalée et aucune de ces relations ne possèdent un couple de points suffisant pour affirmer avec assurance leur bonne coordination.

Nous avons voulu vérifier la validité de ces relations en utilisant cette fois toute l'information disponible (annexe 5) au niveau de 17 barrages de l'Algérie septentrionale. Comme il apparait sur la figure 7, le nuage de points est trop dispersé pour parler à priori d'une quelconque relation bi univoque Evaporation - Altitude. Nous avons essayé d'introduire encore d'autres variables telles la température de l'air et la pluviométrie, en vain. Dans une troisième étape nous avons tracé une autre relation. Evaporation pluviométrie (fig 8), son coefficient de corrélation linéaire est de l'ordre de 0,60. Son tracé pourrait être amélioré avec une meilleure analyse de la qualité des données de base utilisées et l'introduction d'autres paramètres géographiques (coordonnées vents humides etc...).

Cette équivoque levée, nous adoptons les valeurs de GHRIB (sans correction par rapport à l'altitude) tout en sachant aussi que l'évaporation varie de façon moins brusque que certains autres facteurs climatiques.

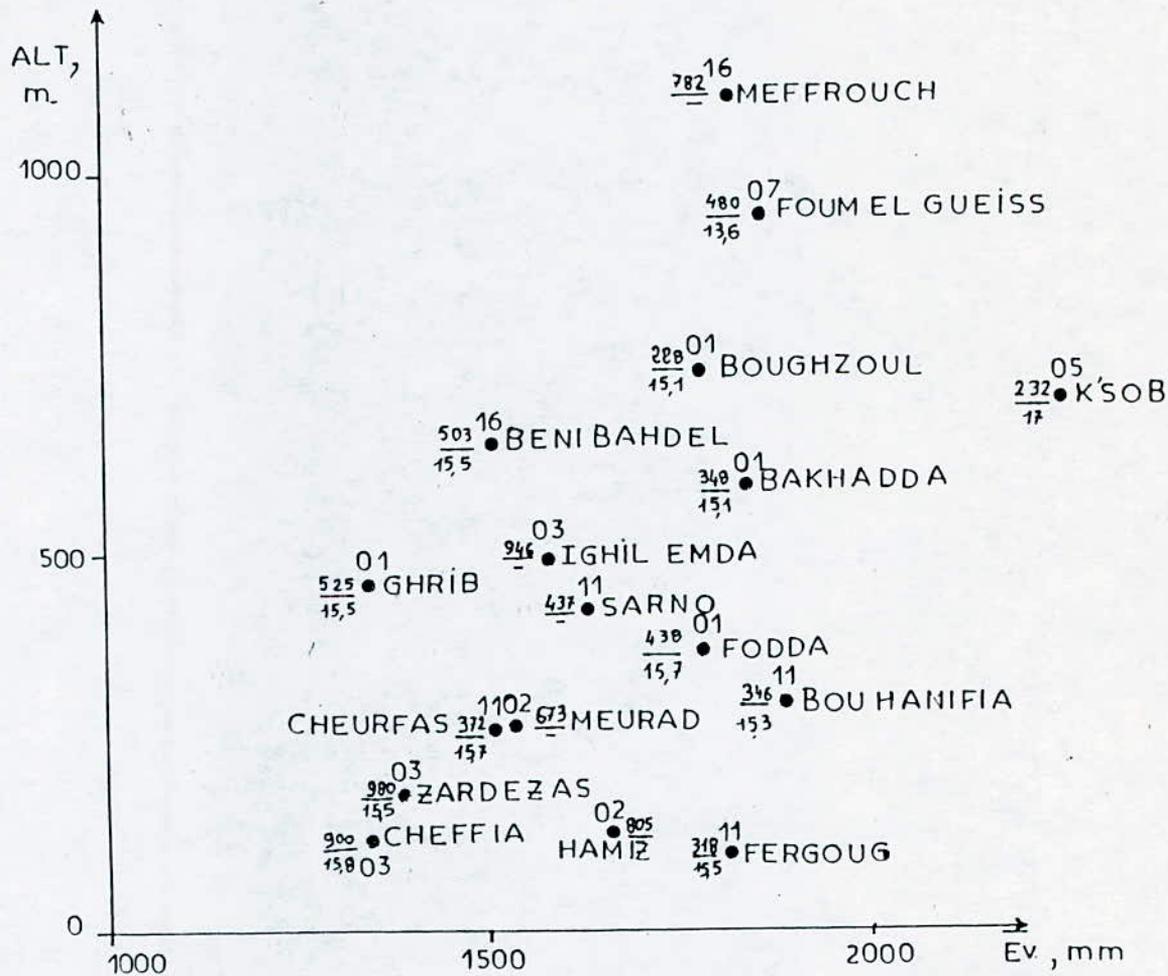


fig.7. L'EVAPORATION SUR UNE NAPPE D'EAU LIBRE EN FONCTION DE L'ALTITUDE, DES PRECIPITATIONS ET DE LA TEMPERATURE AU NIVEAU DES BARRAGES ALGERIENS.

Legende  $\frac{525}{15,5}$  <sup>01</sup> ● GHRIB      01 - Code du Bassin-versant  
 525 - Pluviométrie moyenne interannuelle;  
 15,5 - Température " - " - " ;  
 GHRIB-NOM du barrage.

CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES  
DES BARRAGES ALGERIENS

N°	CODE	NOM DU Bge	Altitude en m	EVAPORATION		PLUVIOMETRIE		TEMPERATURE* de l'air °C
				n	mm	n	mm	
1	01 12 03	BOUGHZOUL	640	17	1780	31	228	15,1
2	01 14 01	GHRIB	450	23	1350	41	525	15,5
3	01 21 09	FODDA	370	20	1780	48	438	15,7
4	01 29 01	BAKHADDA	(580)	17	1840	4	348	15,1
5	02 03 06	MEURAD	270	8	1540	17	673	-
6	02 06 02	HAMEZ	130	19	1660	63	805	-
7	03 02 01	IGHLEMDA	490	8	1580	3	946	-
8	03 09 02	ZARDEZAS	180	12	1380	-	(980)	15,5
9	03 15 01	CHEFFTA	121	14	1340	-	(900)	15,8
10	05 10 05	K'SOB	(700)	12	2260	38	232	17,0
11	07 07 01	FOUM EL GUEISS	945	7	1860	11	480	13,1
12	11 03 04	SARNO	425	10	1630	26	437	-
13	11 04 02	CHOURFA	260	8	1510	39	732	15,7
14	11 15 03	BOU HAMIFIA	300	28	1890	33	346	15,3
15	11 15 06	FERCOUG	100	4	1820	5	318	15,5
16	16 04 03	BENI BAIDEL	645	25	1500	42	503	15,5
17	16 07 01	MEFFROUCH	1100	9	1820	30	782	-

\* Information extraite du fichier manuel des barrages de l'INRI, élaboré par I. SARVARY.

Théoriquement l'évaporation sur une petite surface d'eau libre (BAC) est supérieure à celle d'une grande retenue c'est pour cela qu'il a été déterminé de façon expérimentale des coefficients de réduction proposé à chaque type de BAC ; pour le BAC COLORADO cette valeur est de 0,78 (6) Ainsi la valeur de l'évaporation à retenir est de 1050 mm avec un coefficient de variation de 0,16 (tabl. N° 6).

La répartition mensuelle de l'évaporation est illustrée sur la figure n° 9 ; elle fait apparaitre que 68 % des pertes d'eau par évaporation se font entre Mai et Septembre.

## 5 - CONCLUSION GENERALE

Dans cette étude l'absence d'équipements d'observations hydroclimatologiques au niveau du site et l'absence de bassin versant analogue étudié nous à amené à estimer.

- les caractéristiques pluviométriques du bassin versant en relation avec les pluviomètres limitrophes (approche régionale)
- les amonts liquides et débits de crue au moyen d'outils de calcul semi empirique et en fonction des caractéristiques pluviométriques.
- les apports solides à l'aide de formule empirique et abaque
- l'évaporation par analogie avec le barrage de GHRIB

Du point de vue hydrologique le site est favorable pour la construction d'une retenue de plus de un million de m<sup>3</sup> de capacité.

L'utilisation de la capacité pour des besoins spéciaux (AEP) nécessiterait une analyse de la qualité des eaux

Nous attirons enfin l'attention sur l'incidence plus ou moins que pourrait avoir sur le réservoir du GHRIB en perte de capacité utile.

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

N°	CARACTERISTIQUES	SYMBOLE	VALEUR	UNITE DE MESURE
1		2	3	4
<b>I. MORPHOMETRIE DU B.V</b>				
1	Superficie	S	32	Km <sup>2</sup>
2	Périmètre	P	25	Km
3	Altitude minimale		775	m
4	" moyenne		920	m
5	" maximale		1251	m
6	Longueur du Thalweg le plus long	L	10	Km
7	Indice de compacité	Ic	1,24	-
8	Densité de drainage	Dd	5,60	Km/Km <sup>2</sup>
9	Coefficient de torrentialité	Ct	40,8	-
10	Temps de concentration	Tc	3,65	Heures
<b>II. PLUVIOMETRIE</b>				
11	Moyenne annuelle	$\bar{P}$	450	mm
12	Coefficient de variation	Cv $\bar{P}$	0,25	-
13	Maximale moyenne journalière	$\bar{P}_{jmax}$	42,2	mm
14	Coefficient de variation de P j max	Cv $\bar{P}_{jmax}$	0,45	-
15	Maximale journalière pour F=1%	$P_{jmax, 1\%}$	104	mm
<b>III. APPORTS</b>				
16	Moyen annuel	$\bar{A}$	$2,16 \cdot 10^6$	m <sup>3</sup>
17	Coefficient de variation	Cv $\bar{A}$	0,55	-
18	Coefficient d'écoulement	Ce	0,15	-
19	De fréquence 80%	$\bar{A}_{80\%}$	$1,16 \cdot 10^6$	m <sup>3</sup>
20	De crue pour F = 1%	Q <sub>max, 1%</sub>	83,6	m <sup>3</sup> /S
21	Volume de la crue F = 1%	V <sub>max, 1%</sub>	$1,15 \cdot 10^6$	m <sup>3</sup>
22	Temps de base de la crue	Tb	12,65	Heures
23	Temps de montée de la crue	t <sub>m</sub>	9	"
24	Solides	Q <sub>S</sub>	1000	T/Km <sup>2</sup> an
25	Envasement (50 ans)	VE	$1,0 \cdot 10^6$	m <sup>3</sup>
26	Qualité des eaux	Analyse à réaliser		-
<b>IV EVAPORATION</b>				
27	Moyenne annuelle	$\bar{E}$	1050	mm
28	Coefficient de variation	Cv $\bar{E}$	0,16	-

## 6 - ETUDE DE LA REGULARISATION

### 6. 1) Introduction

L'étude de la régularisation a pour but définir le rapport entre le volume demandé et celui que nous pouvons stocker dans la retenue nécessaire pour satisfaire la demande. Ce dernier est appelé volume régularisé il est garanti sous différentes contraintes suivant que l'on recourt à :

- l'irrigation
- l'alimentation en eau potable
- l'alimentation en eau industrielle

Dans notre cas, le volume retenue est destiné uniquement à l'irrigation d'un périmètre situé de 2 à 10 Km en aval de la vallée de l'OUED LAHKOUM (superficie 150 ha)

### 6.2) Méthode de calcul

#### A - Méthode GRAPHO ANALYTIQUE

Elle consiste à déterminer le volume utile de la retenue. Nous aurons à mettre en balance d'une part, l'apport d'autre part la consommation, l'évaporation et l'infiltration.

#### a) Volume mort

Il est égal au volume de l'envasement se produisant dans la retenue au cours de la durée de vie du barrage qui est de 50 ans.

./.

D'après la formule suivante

$$V_{\text{mort}} = \frac{T.W. \delta_{\text{of}} \varphi}{1000. \gamma_{\text{of}}} + \frac{T.W. \delta_{\text{al}}}{1000. \gamma_{\text{al}}}$$

V = volume mort ( $\text{m}^3$ )

W = volume de l'écolement annuel =  $22,4 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{an}$

$\gamma_{\text{of}}$  = poids volumétrique des alluvions flottantes

$\gamma_{\text{of}} = 1,1 \text{ t/m}^3$

$\gamma_{\text{al}}$  = poids volumétrique des alluvions lourdes

$\gamma_{\text{al}} = 1,5 \text{ t/m}^3$

$\delta_{\text{of}}$  = alluvions flottantes =  $1,060 \text{ Kg/m}^3$

$\delta_{\text{al}}$  = alluvions lourdes =  $0,100 \text{ Kg/m}^3$

$\varphi$  = coefficient de précipitation des alluvions flottantes  
dans le lac de la retenue = 0,95

T = durée de vie du barrage T = 50 ans

$$V = \frac{T.W. \delta_{\text{of}} \varphi}{1000. \gamma_{\text{of}}} + \frac{T.W. \delta_{\text{al}}}{1000 \gamma_{\text{al}}}$$

$$V = \frac{50 \cdot 22,4 \cdot 10^6 \times 1,06 \times 0,95}{1000 \times 1,1} + \frac{50 \times 22,4 \cdot 10^6 \times 0,1}{1000 \cdot 1,5}$$

$$V_{\text{mort}} = 1,0010^6 \text{ m}^3$$

#### b) Volume util

Le volume util est déterminé en considérant différents taux de régularisation et plusieurs paramètres notamment

- la répartition mensuelle de l'apport de l'OUED
- la superficie de la cuvette en fonction de la hauteur
- la répartition mensuelle de l'évaporation
- la répartition mensuelle de l'infiltration
- le débit unitaire d'irrigation.

Le module d'irrigation est de 0,7 l/s. ha

Les principes de la régularisation sont tels que :

le volume total destiné à l'irrigation ne dépasse en aucun cas l'apport annuel de l'OUED.

Le point de départ des calculs coïncide avec le début de la période humide.

Les calculs relatifs aux différents cas sont présentés dans les tableaux

ou  $S$  = surface correspondant à la cote moyenne de l'eau dans le réservoir au cours du mois

$v$  = différence entre l'apport mensuel et le volume des pertes totales

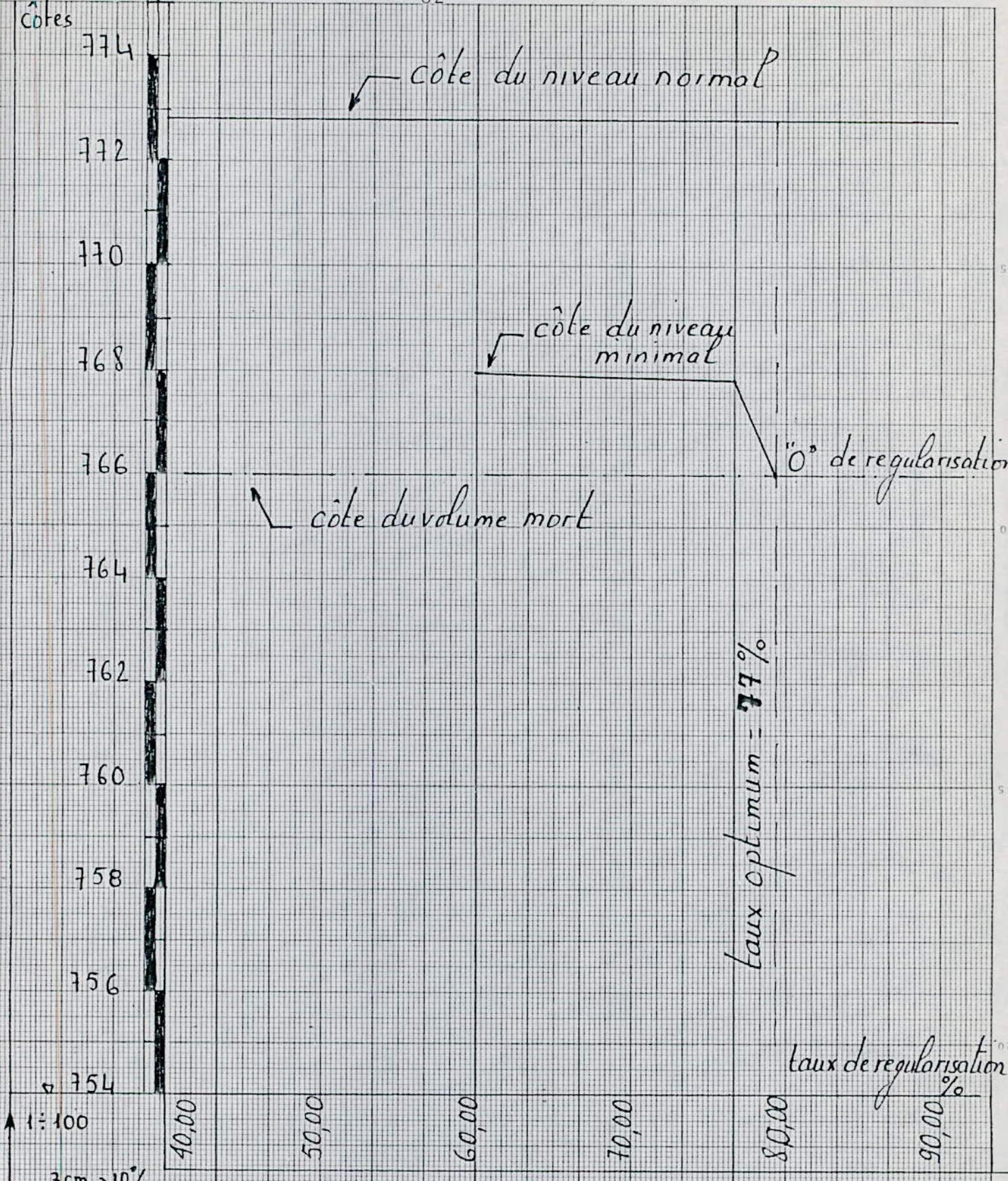
Les résultats auxquels nous parvenions permettent de tracer la courbe de la régularisation en fonction de la cote du réservoir et du taux de régularisation.

Ainsi nous avons  $NNR = 772,8$

d'où :

- apport utilisable :  $2,16 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
- superficie irrigable 150 ha
- volume mensuel utilisé =  $272 \cdot 10^3 \text{ m}^3$
- taux de régularisation "0" = 77 %

./.



COURBE DE REGULARISATION EN FONCTION DE LA CÔTE DU RESERVOIR ET DU TAUX

1:100  
3cm → 10%

taux de regularisation %

TABLEAU RECAPITULATIF

Désignation	Unités	Taux de régularisation		
		60 %	70 %	80 %
Apport annuel moyen	$10^6 \text{ m}^3$	2,16	2,16	2,16
Volume mort	$10^6 \text{ m}^3$	1,00	1,00	1,00
Module d'irrigation	l/s/ha	0,7	0,7	0,7
Apport utilisable	$10^6 \text{ m}^3$	1,2	1,5	1,7
Volume nécessaire pendant la période d'irrigation	$\text{m}^3/\text{ha}$	15500	15500	15500
Superficie irrigable	ha	120	130	150
Débit d'irrigation	l/s	84	91	105
Volume mensuel utilisé	$10^3 \cdot \text{m}^3$	2.0	236	272
Niveau normal NNR	m	772,85	772,85	772,85
Niveau minimum	m	768,80	766,0	767,80

Taux de régularisation : 60%

Mois	Apport Mensuel A ( $10^6 m^3$ )	Surface moyenne $\bar{S}$ ( $10^6 m^2$ )	Evaporation E (mm/mois)	Infiltration I (mm/mois)	Volume Evaporé VE ( $10^6 m^3$ )	Volume Infiltré VI ( $10^6 m^3$ )	Besoins pour Lirngahon VB ( $10^6 m^3$ )	Volume total des pertes $\Sigma V$ ( $10^6 m^3$ )	$\Delta V$ ( $10^6 m^3$ )	Volume du réservoir à la fin du mois $10^6 m^3$	Cote
Nov	0,25	0,34	42	23,00	0,014	0,0078	—	0,0218	0,228	1,228	768,60
Dec	0,34	0,36	32	28,00	0,012	0,010	—	0,0221	0,3179	1,5459	769,40
Janv	0,29	0,42	21	20,00	0,088	0,0084	—	0,0964	0,1936	1,7395	771,40
Fev	0,22	0,44	42	17,00	0,0185	0,0075	—	0,026	0,194	1,9335	771,80
Mar	0,26	0,48	50	18,20	0,0240	0,0087	—	0,0327	0,227	2,1605	772,40
Avr	0,20	0,64	70	15,60	0,045	0,010	—	0,055	0,145	2,3055	772,85
Mai	0,18	0,68	105	11,20	0,071	0,0076	0,20	0,2786	-0,0986	2,2069	772,60
Juin	0,10	0,60	136	6,60	0,082	0,0039	//	0,2859	-0,1859	2,021	772,00
Juill	—	0,56	178	2,20	0,099	0,0012	//	0,3002	-0,3002	1,7208	771,20
Août	—	0,44	168	2,40	0,074	0,0010	//	0,275	-0,275	1,4458	769,20
sept	0,12	0,36	126	12,60	0,045	0,0045	//	0,2495	-0,1295	1,3163	769,00
oct	0,20	0,28	74	30,60	0,021	0,0086	//	0,2296	-0,0296	1,2867	768,80

Taux de régularisation : 70 %

Mois	Apport Mensuel A (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Surface moyenne S (10 <sup>6</sup> m <sup>2</sup> )	Evaporation / E (mm/mois)	Infiltration / I (mm/mois)	Volume Evaporé VE (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Volume Infiltré VI (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Besoins pour l'irrigation VB (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Volume Total des pertes Vp (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	ΔV (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Volume du réservoir à la fin du mois (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Côte
Nov	0,25	0,34	42	23,00	0,014	0,0078	—	0,0218	0,228	1,228	768,60
Dec	0,34	0,36	32	28,00	0,012	0,010	—	0,0221	0,3179	1,5459	769,40
Janv	0,29	0,42	21	20,00	0,088	0,0084	—	0,0964	0,1936	1,7395	771,40
fev	0,22	0,44	42	17,00	0,0185	0,0075	—	0,026	0,194	1,9336	771,80
Mar	0,26	0,48	50	18,20	0,0240	0,0087	—	0,0327	0,227	2,1605	772,40
Avr	0,20	0,64	70	15,60	0,045	0,010	—	0,055	0,145	2,3055	772,85
Mai	0,18	0,68	105	11,20	0,071	0,0076	0,25	0,2786	-0,0986	2,2069	772,60
Juin	0,10	0,58	136	6,60	0,079	0,0038	//	0,3328	-0,2328	1,9741	771,92
Juill	—	0,54	178	2,20	0,096	0,0012	//	0,347	-0,347	1,6271	771,00
Aôut	—	0,42	168	2,40	0,071	0,001	//	0,322	-0,322	1,3050	768,90
sept	0,12	0,34	126	12,60	0,043	0,0041	//	0,297	-0,177	1,128	768,60
oct	0,20	0,26	74	30,60	0,019	0,0079	//	0,277	-0,077	1,051	767,80

Taux de regularisation : 80%

Mois	Apport Mensuel A ( $10^6 m^3$ )	Surface Moyenne $\frac{L^2}{S}$ ( $10^6 m^2$ )	Evaporation /E (mm/mois)	Infiltration /I (mm/mois)	Volume Evaporé VE ( $10^6 m^3$ )	Volume Infiltré VI ( $10^6 m^3$ )	Besoin pour l'irrigation VB ( $10^6 m^3$ )	Volume total des pertes ZV ( $10^6 m^3$ )	$\Delta V$ ( $10^6 m^3$ )	Volume du renvois à la fin du mois $\frac{63}{10} m$	Côte
Nov	0,25	0,34	42	23,00	0,014	0,0078	-	0,0218	0,228	1,228	768,60
Dec	0,34	0,36	32	28,00	0,012	0,010	-	0,0221	0,3179	1,5459	769,40
Jan	0,29	0,42	21	20,00	0,088	0,0084	-	0,0964	0,1936	1,7395	771,40
Fev	0,22	0,44	42	17,00	0,0185	0,0075	-	0,026	0,194	1,9336	771,80
Mar	0,26	0,48	50	18,20	0,0240	0,0087	-	0,0327	0,227	2,1605	772,40
Avr	0,20	0,64	70	15,60	0,0450	0,010	-	0,055	0,145	2,3055	772,85
Mai	0,18	0,68	105	11,20	0,071	0,0076	0,30	0,2786	-0,0986	2,2069	772,00
Juin	0,10	0,56	136	6,60	0,006	0,0037	//	0,3797	-0,2797	1,8272	771,60
Juill	-	0,52	178	2,20	0,092	0,001	//	0,393	-0,393	1,4342	769,00
Août	-	0,40	168	2,40	0,067	0,00096	//	0,368	-0,368	1,0662	768,00
sept	0,12	0,32	126	12,60	0,040	0,004	//	0,344	-0,224	0,8422	767,00
Oct	0,20	0,24	74	30,60	0,018	0,007	//	0,325	-0,125	0,7172	766,00

## 7 - LAMINAGE DES CRUES

- 7.1 But : l'étude du laminage des crues permet de déterminer la cote maximale du plan d'eau en cas de crue, ainsi que les débits déversés par les organes évacuateurs.

Le mécanisme du laminage de crue peut être exprimé par l'équation différentielle

$$Q_{\text{aff}}(t) dt = Q_{\text{dev}}(t) dt + A(z) dz$$

t : temps

z : cote du plan d'eau

$Q_{\text{aff}}$  : débit de crue entrant dans la retenue au temps t

$Q_{\text{dev}}$  : débit déversé par l'évacuateur de crue au temps t

A(z) : surface du plan d'eau à la cote Z

## 7.2 METHODE UTILISEE

La méthode utilisée pour le laminage est une méthode graphique dont le principe est de faire le bilan des volumes affluents et évacués dans la retenue pendant la durée de la crue, ce bilan se fera d'heure en heure F.

Afin de connaître les variations du plan d'eau soit  $Q_i$  le débit affluent à  $t_i + 1$  et  $Q_{i+1}$  à  $t_{i+1} + 1$

l'apport en volume de la crue entre l'instant  $t_i$  et  $t_i + 1$  sera donc

$$V_{\text{aff}} = \left( \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \right) \cdot \Delta t, \text{ tel } \Delta t = t_{i+1} - t_i$$

Les volumes affluents entre l'instant  $t_i$  et  $t_i + 1$ ,  $\Delta t$ , n'est pas évacué systématiquement une partie déversée et reste contribue à surelever le plan d'eau dans la retenue.

$$V_{\text{eff}} = Q_{\text{v lac}} + \left( \frac{Q_{\text{dev } i} + Q_{\text{dev } i+1}}{2} \right) \cdot \Delta t$$

Afin de déterminer la relation entre la relevation du plan d'eau et le débit déversé y correspondant on procédera graphiquement de la manière suivante :

On trace la courbe des voûlumes en fonction des hauteurs à partir du niveau normal.

V (h) ainsi que les courbes  $V (h) - \frac{Dv}{2}$  et  $V (h) + \frac{Dv}{2}$

Il suffit d'ajouter à l'origine à  $V - \frac{Sv^2}{2}$  le volume apporté pendant la 1ère intervalle, on lira la côte de la lame déversante ainsi que le débit correspondant le volume affulent pendant l'intervalle suivant, jusqu'à obtenir la côte miximale du plan d'eau.

Les résultats obtenus sont relevés dans le tableau suivant.

DETERMINATION DE LA HAUTEUR D'EAU DEVERSEE

t (h)	Q <sub>aff</sub> (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>aff</sub> 10 <sup>-6</sup> m <sup>3</sup>	h dev (m)	Q <sub>dev</sub> m <sup>3</sup> /s
0 - 1	3,14	0,011	0,15	3,75
1 - 2	15,69	0,056	0,225	6,45
2 - 3	40,80	0,150	0,30	7,50
3 - 4	68,25	0,245	0,375	10,0
4 - 5	69,35	0,250	0,40	10,40
5 - 6	49,10	0,180	0,60	20,75
6 - 7	32,15	0,120	0,90	37,50
7 - 8	<u>19,55</u>	<u>0,070</u>	<u>1,12</u>	<u>51,0</u>
8 - 9	10,82	0,039	1,05	45,0
9 - 10	5,22	0,019	0,825	32,40
10 - 11	2,009	0,0072	0,675	25,5
11 - 12	2,5165	0,0019	0,5	15,20
12 - 13	0,0575	0,0002	0,20	3,95

CHAPITRE V

ETUDE DE BARRAGE

1 - DIFFICULTES A RESOUDRE DANS TOUTE ETUDE DE DIGUE EN TERRE

Dans toute étude de barrage en terre les points particuliers énumérés ci-dessous doivent être abordés et résolus avec le plus grand soin. Un barrage en terre doit être :

- garanti de tout danger de submersion :
- tel que la ligne de saturation se trouve entièrement à l'intérieur du massif.
- tel que sa face amont résiste à une vidange brusque, totale ou partielle de la retenue.
- tel que les pentes des faces amont et aval assurent la stabilité du massif en f (x) des matériaux utilisés et laissent une marge de sécurité acceptable en égard aux méthodes de calcul utilisées et aux hypothèses faites.
- tel que les efforts et charges diverses n'introduisent que des contraintes susceptibles d'être encaissées par les terrains de fondation.
- tel qu'il n'existe dans le massif ou dans les terrains d'assise aucun passage préférentiel permettant aux eaux de cheminer de l'amont vers l'aval.
- tel que l'eau qui arrive à passer à travers le massif ou les terrains d'assise ressurgit à l'aval à des vitesses aussi faibles que possible de manière qu'en aucun cas les matériaux les plus fins ne puissent être entraînés.

./.

- tel que la face amont soit protégée contre l'action des vagues et des corps flottants et la face aval contre l'érosion des eaux de pluies.

Les conditions doivent servir de guide pour projeter un barrage en terre et aussi elles serviront donc comme point de départ pour entreprendre notre étude.

## 2 - CRITERES DU PROJET DE DIGUE

### 3 - Emplacement et type de digue

La vallée de l'Oued TOUILA qui est relativement uniforme du point de vue de sa section transversale et de sa composition géologique présente un retrécissement à l'endroit de l'axe chois, ce qui permet d'y construire un barrage.

Les fondations conviennent pour un barrage bas.

- Vu les critères géologiques répondant aux exigences d'un tel ouvrage, la disponibilité des matériaux de construction à proximité,
- Vu la capacité portante des fondations qui est largement suffisante, les engins dont nous pouvons disposer, du délai de construction, des conditions atmosphériques, nous opterons pour une digue souple en terre.

Choix du barrage en terre à travers les principaux types de digues :

- digue a masque ou a écran d'étanchéité
- digue homogène
- digue zonée.

L'option de notre choix s'est faite pour une digue homogène sans dispositif particulier d'étanchéité nécessitant un matériau présentant une faible perméabilité et cependant un fort coefficient de frottement interne.

De tels matériaux étant rares ou difficiles à trouver en quantités suffisantes et suivies.

Etant donné que la sécurité de ces digues est menacée lorsque leur exécution n'est pas très soignée, lorsqu'on en construit d'importantes on ne devrait utiliser ce type que si l'on surveille particulièrement l'exécution même lorsque l'on dispose de suffisants de matériaux convenables.

Le talus amont de cette digue est généralement moins incliné que pour les autres (et son pied doit être muni d'une butée en enrochements grossiers. Au lieu d'exécuter un talus amont moins incliné, on peut le faire plus raide avec revêtement en béton ou autre. Mais il faut veiller en l'occurrence à ne pas exécuter ce revêtement trop tôt) mais uniquement après le tassement initial. Il faut en outre veiller à ce que qu'en cas d'abaissement soudain du niveau de l'eau dans le bassin, l'eau emprisonnée derrière le revêtement puisse s'écouler rapidement et sans causer de dégâts.

#### 4 - CORPS DE LA DIGUE

Le corps de la digue repose au niveau du retrecissement à l'endroit de l'axe choisi de la vallée de l'Oued TOUILA. Elle a une longueur de 275 m à la côte nominale de la crête de 775,00 m

La largeur de la crête sera de 7 m.

#### 4.1 CONSTITUTION DU CORPS DE LA DIGUE

- les filtres empêcheront la migration des matériaux à grains fins en cas de vidange rapide et les phénomènes de Renard dans le cas de l'infiltration à travers le corps du barrage.
- le RIP RAP en enrochements posé sur une couche de tout venant faisant filtre résistera à l'action des vagues dans la retenue et sera utilisé seulement en amont du barrage.
- piéd en enrochements aval qui résistera aux débits de crue turbulents lâchés par l'évacuateur de crue.
- nous veillerons à ce que les eaux lâchées par l'évacuateur de crue ne reviennent pas vers l'aval du corps de la digue où elles pourraient destabiliser cette dernière par affoulement.

#### 4.2 MATERIAUX CONSTITUANT LA DIGUE

##### Les filtres

Les filtres seront construits de graviers et traités pour enlever les matériaux supérieurs à 35 mm.

Il sera nécessaire de mélanger du sable pour atteindre la granulométrie désirée.

##### - Pied à enrochements

Le piéd à enrochements en aval sera constitué de roches de carrière (tout venant) qui seront mises en place avec des roches plus grosses poussées par buldozer vu le parement extérieur.

./.

- Recharge de la digue

La recharge de la digue sera construite avec les graviers des terrasses placés de préférence dans le remblai amont :

Le choix s'est fait donc en fonction des critères suivants :

La qualité suffisante des matériaux disponibles à proximité du site ou sa construction est envisagée.

Les matériaux ne doivent pas contenir de sol ou de gypse donc insoluble à l'eau. Il doivent en outre posséder et être économiquement exploitables et facilement mis en place.

4.3 SUBMERSION ET EROSION

L'examen des projets d'un grand nombre de digues en terre ayant subi des dégâts et des destructions a permis de mettre en lumière les causes de ces catastrophes. La submersion de la digue par les eaux de la retenue par suite d'un dimensionnement insuffisant des organes évacuateurs de crue est la cause la plus fréquente de rupture de rupture des ouvrages, viennent ensuite les destructions par : infiltration dans le massif ou dans le terrain d'assise qui, lorsqu'elles se produisent à des vitesses dangereuses, sont la cause de formation de Renard amenant à coup sur la ruine de la digue.

L'infiltration du dimensionnement des organes d'évacuation de crue vient en tête avec 39 % le manque de précautions et les soins apportés à la construction des parties en contact avec les conduites de prises d'eau traversant le massif apporte une contribution de 18 %, 17 % sont imputables aux infiltrations à des vitesses dangereuses a travers le massif et les terrains d'assise enfin 26 % des accidents ont été causés pour des raisons diverses.

Ainsi pour lutter contre la submersion dans notre projet, nous avons deux solutions possibles :

- dimensionnement correct de l'évacuateur de crue
- revanche importante et largeur en crête grande

Pour la hauteur totale de la digue, elle sera égale à la somme de la hauteur normale de la retenue des eaux majorées de la charge maximale au dessus du seuil du déversoir des crues, de la revanche et d'une certaine réserve de construction.

Hauteur en crête peut se formuler ainsi

$$H_c = P.H.E.N. + E + S$$

## 5 - DIMENSIONNEMENT

### 5.1 LA REVANCHE

Elle est prévue au dessus du niveau des plus hautes eaux. Elle consiste à une hauteur de sécurité pour protéger l'ouvrage contre divers crues et qui pourraient causer des risques de submersion.

On la calcule par plusieurs méthodes en tenant compte du danger qui représente le déferlement des vagues soulevées par le vent soufflant en tempête.

#### a) calcul d'après BELOKONEV

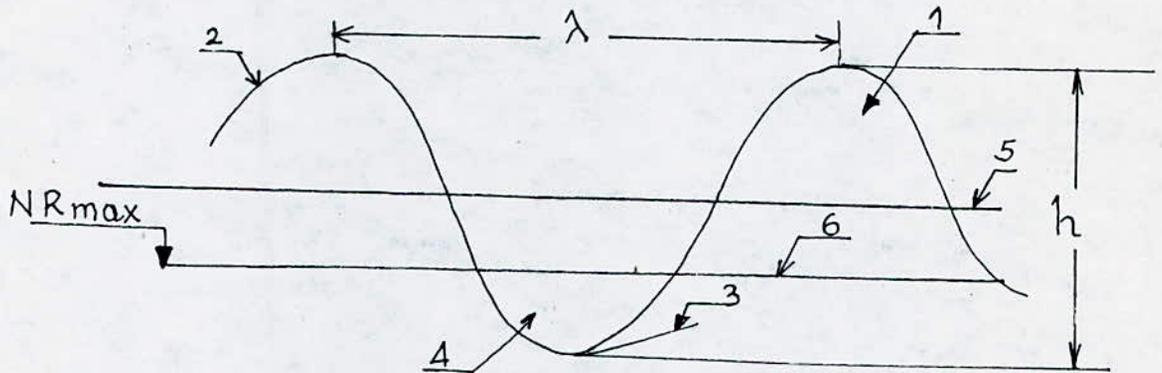
Nous avons la formule :  $R = h_{d e f} + h = h_{gl} + h$

$h_{d e f}$  (m) = hauteur de déferlement des vagues au talus amont

$h$  (m) = élévation de la vague au talus amont provoqué par le vent.

./.

Les vagues à la surface de la retenue sont provoquées par le vent, ces vagues peuvent détruire le talus amont, c'est pourquoi il est utile de prévoir la protection du talus amont par un revêtement (RIP RAP). Pour cette étude il est impératif de déterminer les éléments des vagues provoquées par le vent.



Les éléments de la vague représentée dans la figure ci-dessus sont comme suit :

- 1 - crête de la vague
- 2 - sommet de la vague
- 3 - semelle de la vague
- 4 - cavité de la vague
- 5 - ligne moyenne de la vague
- 6 - niveau statique de calcul

5.2. Détermination de la réserve de la hauteur de la digue

$$d = hgl + h + \Delta h = R + a \quad ; \quad (R = hgl + \Delta h)$$

ou =  $hgl$  = hauteur du glissement des vagues sur le talus de digue.

$\Delta h$  = hauteur des vagues (élévation du niveau des eaux causée par le vent).

$a$  = Hauteur de sécurité.

./.

$$d = h_{5\%} + h_{gl\ 50\%} + a_{cn} + h$$

$h_{5\%}$  = le niveau normal des eaux de la retenue, les ouvrages de cette dernière dimensionnés pour le passage du débit max de 5 %

$h_{gl\ 50\%}$  = hauteur du glissement des vagues dûes au vent de 50 % de fréquence

$a_{cn}$  = la hauteur de sécurité prévue pour les conditions normales

$\Delta h$  = la hauteur des vagues dûes au vent d'une fréquence relativement haute.

Données de base  $L = 1200\text{ m} = 1,2\text{ Km}$

-  $V_{\max}$  de vents de 5 % fréquence  $V_{5\%} = 15\text{ m/s}$

- vitesse maximale des vents de 50 % fréquence  $V_{50\%} = 10\text{ m/s}$

#### DETERMINATION DE LA HAUTEUR DES VAGUES DUES AU VENT

La hauteur des vagues dûes au vent est déterminée d'après les formules de plusieurs auteurs : ADRIANOV, MARINE, LABZOVSKI

1°) d'après LABZOVSKI

$$h_v = 0,073 K \cdot V \sqrt{L \cdot B_K} \quad (\text{m})$$

$K = 1 + e^{-0,4 \cdot \frac{L}{V}}$  = coefficient du caractère spécifique formation de la vague.

$$B_K = \frac{1}{9 + 19 \cdot e^{-\frac{14}{V}}}$$

a)  $V_{5\%} = 15\text{ m/s}$

$$K = 1 + e^{-0,4 \cdot \frac{1,2}{15}} = 1,98585 \approx 1,99$$

$$B_K = \frac{1}{9 + 19 \cdot e^{-\frac{14}{15}}} = 0,0607$$

$$h_v = 0,073 \cdot K \cdot V \sqrt{L \cdot B_K}$$

$$h_v = 0,073 \cdot K \cdot V \sqrt{1,2 \cdot 0,0607} = 0,588$$

$$H_V = 0,588 \text{ m}$$

b) pour V50% = 10m/s

$$K = 1 + e^{-0,4 \cdot \frac{1,2}{10}} = 1,953$$

$$BK = \frac{1}{9 + 19 \cdot e^{-\frac{14}{V}}} = \frac{1}{2 + 19 \cdot e^{-\frac{14}{10}}} = 0,073$$

$$h_{50\%} = 0,073 \times K \cdot V \sqrt{L \cdot BK}$$

$$h_{v50\%} = 0,073 \cdot 1,953 \cdot 10 \sqrt{1,2 \cdot 0,073} = 0,42 \text{ m}$$

2°) D'après MARINE

$$h_v = 0,77 \sqrt{L}$$

$$h_v = 0,37 \sqrt{1,2} = 0,405 \text{ m}$$

3°) D'après ADREANOV

$$h_v = 0,0208 \cdot V^{\left(\frac{5}{4}\right)} \cdot L^{\left(\frac{1}{3}\right)}$$

$$H_{v 50\%} = 0,0208 \cdot 15^{5/4} \cdot 1,2^{1/3} = 0,65 \text{ m}$$

$$h_{v50\%} = 0,0208 \cdot 10^{5/4} \cdot 1,2^{1/3} = 0,39$$

AUTEURS	VITESSE V5% = 15m/D	HAUTEUR DE LA VAGUE (m)	VITESSE V50% = 10m/s	HAUTEUR DE LA VAGUE (m)
LABZOVSKI	15	0,588    0,59	10	0,42
MARINE	15	0,405	10	0,405
ADREANOV	15	0,65	10	0,39

Nous choisissons  $h_v = 0,55 \text{ m}$

CALCUL DE LA HAUTEUR DU GLISSEMENT DE LA VAGUE D'APRES  
LA FORMULE DE DJOUNKOVSKI

$$h_{gl} = 3,20 K_o \cdot h_{v5\%} \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

$h_{gl}$  = Amplitude du glissement de la vague sur la digue

$K_o = 0,8$  = coefficient dépendant de l'aspérité du revêtement  
de protection de la digue du côté du lac

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{3} = 0,33333 \text{ (3,0 talus de la digue)}$$

$$\text{pour } h_{v5\%} = 0,55 \text{ m}$$

$$h_{gl} = 3,20 \cdot 0,8 \cdot 0,55 \times 0,33333 = 0,47$$

$$\text{pour } h_{v50\%} = 0,42$$

$$h_{gl} = 3,20 \cdot 0,8 \cdot 0,42 \cdot 0,33333 = 0,35$$

DENIVELLEMENT DE LA SURFACE D'EAU CAUSEE PAR LE VENT

$$\Delta h = \frac{V^2 \cdot L \cdot \cos \alpha}{4.990 H}$$

$H = 18,8$  m (profondeur du lac pres de la digue)

$V = 15$  m/s

$L = 1,2$  Km

$\alpha = 0$  angle entre l'axe longitudinal de la cuvette et la  
direction du vent.

$$\Delta h = \frac{15^2 \cdot 1,2 \cdot 1}{4990 \cdot 18,8} = 0,002878 < 0,15$$

on choisit  $\Delta h = 0,15$  selon la réglementation pour les  
projets des digues de retenues.

HAUTEUR DE SECURITE DE LA DIGUE

D'après les normes techniques, la hauteur de sécurité  
d'une digue pour des conditions normales  $a = 0,50$

N°	PARAMETRES	UNITE	VALEURS
1	Hauteur de déversement $h_d$	m	1,20
2	Hauteur du glissement de la vague sur la digue $h_{gl}$	m	0,35
3	Dénivellement de la surface d'eau causée par le vent $h$	m	0,15
4	Hauteur de sécurité de la digue $a$	m	0,50
5	Hauteur totale de la réserve $d$	m	2,2
6	Côté du niveau statique normal des eaux	-	754,00
7	Coté de la crête de la digue	-	775,00

5.3. Hauteur de la crête

$$H_c = P_{HEN} + H_d + R + s = P_{HEN} + d$$

$$H_c = 18.8 + 1.2 + 0.5 + 0.5$$

$$\underline{\underline{H_c = 21m}}$$

#### 5.4. Largeur de la crête

L'épaisseur de la crête du barrage doit assurer une sécurité suffisante contre tout risque de submersion par les vagues et en même temps aussi pour les besoins de service.

Elle dépend également de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblements de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers la digue lorsque le réservoir est plein.

Pour nous orienter sur la largeur de la crête nous utiliserons les formules empiriques suivantes :

a) Formule de T.T.KNAPPEN

$$b = 1,65 \sqrt{Hb} = 7,56 \text{ m}$$

b) Formule de E.F. PREECE

$$b = 1,1 \sqrt{Hb} + 1 = 6,04 \text{ m}$$

c) Formule d'après "technique des barrages en aménagement rural"

$$b = 3,6 \sqrt{Hb} - 3 = 6,93$$

Nous adopterons pour la largeur de la crête la valeur intermédiaire

$$b = 7,00 \text{ m}$$

#### 5.5. Longueur de la crête du barrage

Cette valeur est mesurée directement sur la vue en plan de l'ouvrage  $L = 275 \text{ m}$

#### BERMES

Deux bermes sont disposées sur les talus aval et amont à la cote 766. Elles augmentent la stabilité des talus et peuvent servir d'accès en cas de vidange. La largeur des bermes sera de trois mètres. (3,50 m)

## 6 - CHOIX DES PENTES

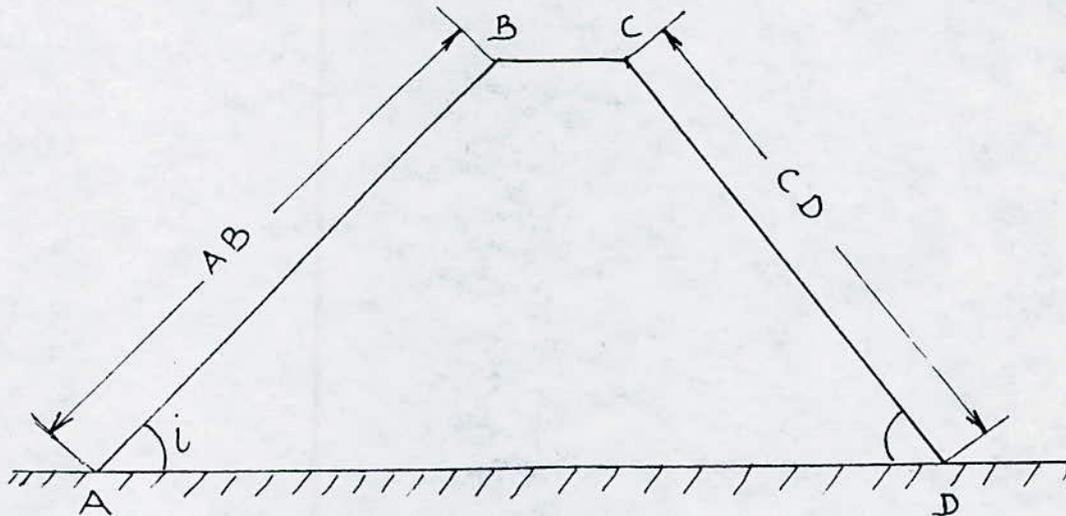
### 6.1. 1ère méthode

Lorsque l'emplacement de la digue est fixée certaines dispositions topographiques du site et les conditions d'ordre concernant le cours d'eau que l'on se propose de barrer la prospection dans le site du barrage, des matériaux pouvant entrer dans la composition du massif et les essais effectués au laboratoire avec des précautions spéciales, permettront de déterminer :

- les densités du matériau en fonction de la compacité
- les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion.

Les mêmes essais seront effectués si besoin est, pour les sols d'assise.

Le problème qui se pose alors est de déterminer les pentes à donner aux parements de la digue, afin qu'en fonction de la hauteur fixée et des caractéristiques des matériaux, la stabilité soit assurée si les longueurs  $AB$  et  $CD$  sont inférieures aux longueurs limités  $l_x$  et  $l_y$ .



$$AB < \frac{2 g'o}{P's \text{ SIN } i} \cdot \frac{1}{\text{SIN}^2 \omega} \left[ \text{tg } \varphi' + \cos \omega' \cotg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) + \frac{\pi - \omega'}{\text{SIN} \omega' \cos \varphi'} \right]$$

avec  $\cos \omega' = \cotg i \cdot \text{tg } \varphi'$

$$CD < \frac{2g\delta}{P\delta \text{ SIN } j} \cdot \frac{1}{\text{SIN}^2 \omega''} \left[ \text{TG } \varphi'' + \cos \cotg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi''}{2} \right) + \frac{\pi - \omega''}{\text{SIN} \omega'' \cos \varphi''} \right]$$

avec  $\cos \omega'' = \cotg j \cdot \text{tg } \varphi''$

$\varphi'$  et  $\varphi''$  : sont les angles de frottement interne des matériaux constituant les parties amont et aval du massif

$P's$  et  $P\delta$  = les poids spécifiques

$g'o$  et  $g_o''$  les cohésions

L'expression de la longueur dangereuse des talus pouvait s'écrire :

$$L = \frac{2 g_o}{P_s \text{ SIN } i} \cdot \frac{1}{\text{SIN}^2 \omega} \left[ \text{tg } \varphi + \cos \omega \cotg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{\pi - \omega}{\text{SIN} \omega \cos \varphi} \right]$$

Autrement dit le rapport  $\frac{2g_o}{P_s \cdot \text{SIN } i}$  est fonction de la pente du talus et de l'angle de frottement interne du matériau.

Les résultats consignés sous forme de tableau permettent de résoudre rapidement tous les problèmes relatifs à l'équilibre des digues en terre. Par ailleurs l'abaque donne pour différents fruits des talus, les valeurs du rapport  $\frac{2g_o}{P_s \cdot h}$  déterminées par tâtonnement à partir de la méthode suédoise.

Notre digue est de 21 m de hauteur et que les essais au laboratoire aient donnée

$P_s = 2,60 \text{ t/m}^3 = 2600 \text{ Kg/m}^3$

$\text{tg } \varphi = \text{tg } 23^\circ = 0,42$

cohésion  $g_o = 400 \text{ Kg/m}^2$

Nous aurons

$$\frac{2g_0}{P_s \cdot h} = \frac{2 \times 4}{26.21} = 0,0146$$

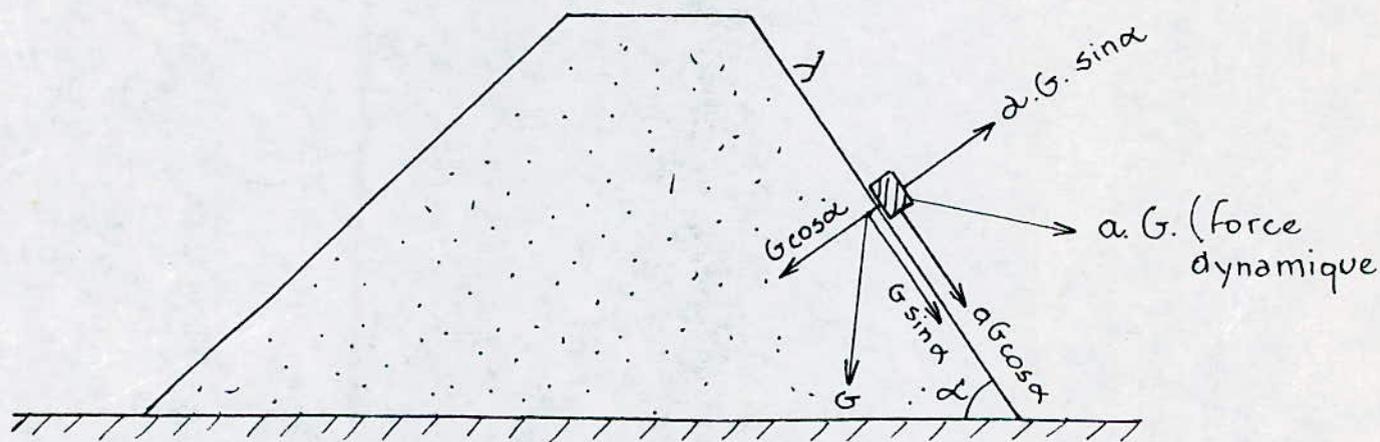
D'après l'abaque le fruit a donné au massif amont

$$\text{aval} = 2,5/1 \text{ a}$$

$$\text{amont} = 2,1. \lambda_{av} = 3,0\%1$$

### 6.2. 2ème méthode

Nous déterminerons les valeurs des fruits en étudiant la stabilité d'une pierre que repose sur le talus aval, cette pierre est soumise à des forces dynamiques causées par le séisme et son poids propre G



$\alpha$  = angle de talus

a = accélération du séisme a = 0,20 g

Pour qu'il n'y ai pas de glissement il faudrait que :

$$\sum F_p > \sum F_a$$

$F_p$  = forces passives

$F_a$  = forces actives

$$\sum F_p = G \cos \alpha - a G \sin \alpha$$

$$\sum F_a = G \sin \alpha + a G \cos \alpha$$

./.

Pour assurer la stabilité il faut que le rapport

$$\frac{F_p}{F_a} \gg \frac{K}{f}$$

f = coefficient de frottement de la pierre

$\alpha$  = angle de frottement interne

K = coefficient de sécurité = 1,05 ÷ 1,5

Pour notre site K = 1,05

$$\frac{F_p}{F_a} \gg \frac{K}{f} = \frac{G \cos \alpha - a G \sin \alpha}{G \sin \alpha + a G \cos \alpha} = \frac{K}{f}$$

Divisons par  $G \cos \alpha$  avec  $f = \operatorname{tg} \varphi$  avec  $\varphi = :$

$$\varphi = \frac{\frac{G \cos \alpha - a G \sin \alpha}{G \cos \alpha}}{\frac{G \sin \alpha + a G \cos \alpha}{G \cos \alpha}} = \frac{1 - a \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + a} = \frac{K}{\operatorname{tg} \varphi}$$

$$\operatorname{tg} \varphi (a - a \operatorname{tg} \alpha) = K (\operatorname{tg} \alpha + a)$$

$$\operatorname{tg} \varphi (1 - a \operatorname{tg} \alpha) = K (\operatorname{tg} \alpha + a)$$

$$\operatorname{tg} \varphi - a \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \alpha = K \operatorname{tg} \alpha + K a$$

$$\operatorname{tg} \varphi - K a = \operatorname{tg} \alpha (K + a \operatorname{tg} \varphi)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\operatorname{tg} \varphi - K a}{K + a \operatorname{tg} \varphi} = \frac{\operatorname{tg} 35^\circ - 1,05 \cdot 0,20}{1,05 + 0,20 \cdot \operatorname{tg} 35^\circ} = 0,411924$$

Remarque importante

Si  $\alpha$  augmente donc  $\lambda$  (fruit du talus) diminue d'où la condition de sécurité doit être préservée pour cela nous avons arrondi

pour un chiffre plus petit d'où il en découle que est arrondi pour un chiffre plus grand.

$$m = \operatorname{cotg} \alpha = \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} = 2,43$$

./.

Par mesure de sécurité on prend  $m = 2,5$  (talus aval)

$$\lambda_{\text{aval}} = 2,5 \Rightarrow (\lambda_{\text{aval}1} = 2,0, \lambda_{\text{aval}2} = 2,5)$$

$$\lambda_{\text{amont}} = 1,4. \lambda_{\text{aval}} = 1,4.2,5 = 3,5 \Rightarrow (\lambda_{\text{amont}1} = 3,0, \lambda_2 = 3,5)$$

6.3. 3ème méthode : détermination des pentes par la méthode expérimentale des digues antérieures

HAUTEUR DE LA DIGUE	TYPE DE DIGUE	PENDE DES PAREMENTS	
		AMONT	AVAL
3 à 5 m	1) homogène	2,5/1	2,0/1
	2) à zones	2,0/1	2,0/1
5 à 10 m	1) homogène à granulométrie étendue	2,0/1	2,0/1
	2) homogène mais à fort pourcentage d'argile	2,5/1	2,0/1
	3) à zones	2,0/1	2,0/1
10 à 20 m	1) homogène à granulométrie étendue	2,5/1	2,0/1
	2) homogène mais à fort pourcentage d'argile	3,0/1	2,5/1
	3) à zones	2,5/1	2,5/1
20 m et plus	1) homogène à granulométrie étendue	3,0/1	2,5/1
	2) homogène mais à fort pourcentage d'argile	2,5/1	3,5/1
	3) à zones	3,0/1	3,0/1

7 - PROTECTION DES TALUS

Le renforcement du talus mouillé à l'aide d'un revêtement en pierres non taillées et jetées librement sur le talus

- le poids moyen de chaque pierre ( $Q_m$ ) est déterminé

d'après la formule de CHANKINE :

$$Q_m = \frac{7,20 \gamma_K \cdot \Psi_H \cdot h_v^3}{(\gamma_K - 1)^3} \quad (\text{tonnes})$$

$\gamma_K = 2,65 \text{ t/m}^3 =$  poids volumique de la pierre

$\Psi_H = 0,0133$  pour un talus de pente = 3,0

$h_v = 0,55 \text{ m} =$  hauteur des vagues dues au vent.

$$Q_m = \frac{7,20 \cdot K \cdot H \cdot h_v^3}{(\gamma_K - 1)^3} = \frac{7,20 \cdot 2,60 \cdot 0,0133 \cdot (0,55)^3}{(2,65 - 1)^3}$$

$$Q_m = 0,009398 \text{ t} = 0,0094 \text{ t}$$

$$Q_m = 9,4 \text{ Kg}$$

\* le diamètre ( $D_{sph}$ ) de chaque pierre (ces dernières conditionnellement comme des morceaux de formes sphériques)

est déterminé d'après la formule :

$$D_{sph} = 1,25 \sqrt[3]{\frac{Q_m}{K}}$$

$$D_{sph} = 1,25 \sqrt[3]{\frac{0,0094}{2,65}} = 0,19 \text{ m}$$

L'épaisseur de revêtement ne doit pas être inférieure de 2,5 fois du diamètre calculé de chaque pierre.

$$T = 2,5 \cdot D_{sph} = 2,5 \cdot 0,19 = 0,4756 \text{ m}$$

$$T \text{ adopte} = 0,48 \text{ m}$$

7.1. Renforcement du talus à l'aide d'un revêtement en maçonnerie de pierres

L'épaisseur du revêtement est calculé avec la formule de LOUPINSKI

$$T = 1,36 \sqrt[3]{\frac{Q_m}{\gamma_K}}$$

./.

$$Q_m = 11.K. h^3$$

$$K = 1,5$$

$h = 0,55$  m : hauteur de la vague due au vent

$\gamma_K = 2,65$  t/m<sup>3</sup> = poids volumique de la pierre

$$Q_m = 11.1,5. (0,55)^3 = 2,745 \text{ Kg}$$

$$T = 1,36 \sqrt[3]{\frac{Q_m}{\gamma_K}}$$

$$T = 1,36 \sqrt[3]{\frac{0,002745}{2,65}} = 0,14 \text{ m}$$

D'après la réglementation pour les projets de digues des retenues en remblais de terre, l'épaisseur minimale de n'importe quel tupe de son revêtement en pierres ne doit pas être moins de 0,30 m.

Dans le présent projet on a adopté un revêtement en maçonnerie de pierres de 0,30 m d'épaisseur.

## 7.2. NOTE RECAPITULATIVE

On prendra par mesure de sécurité une couche d'enrochement de 0,45 m reposant sur une couche de sable fin de 0,30 m déjà.

La nature de l'enrochement est le grés

La disposition montera jusqu'au niveau (775 - 1 = 774)

## 7.3. BUTEE DE REVETEMENT DES TALUS AMONT ET AVAL

Nous considérons aussi une butée pour l'augmentation de la stabilité du revêtement en disposant celle-ci à la limite entre le revêtement et le talus sans revêtement.

La butée empêchera le glissement du revêtement et protégera la partie intérieure contre l'affouillement.

La butée est prise en calcaire ceci pour sa bonne dureté et une bonne résistance au gel.

## 8 - LES INFILTRATIONS

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers la digue ou ses fondations doivent être étudiées sous deux angles différents :

- D'une part, elles ont pour conséquences des pertes d'eau dont il faut réduire le volume à une valeur déterminée dépendant de l'économie Générale du projet,
- D'autre part, elles peuvent mettre en jeu la sécurité de l'ouvrage et compromettre sa stabilité si certaines précautions ne sont pas prises contre les risques qu'entraînent les effets de renard et les pressions de filtration.

Pour diminuer le débit des fuites, on aura donc recours aux moyens dont on dispose et les dispositifs constructifs qui permettent de limiter les pressions de filtration.

### 8.1. DEBIT DE FUITE

Le débit de fuite est en somme à travers :

- la digue proprement dite
- sous l'ouvrage à travers la fondation.

Pour la digue, il est facile de contrôler les fuites en faisant un bon choix du matériau et des dimensions de la zone imperméable de la digue.

Par contre pour les fondations ont fait appel a des traitements spéciaux du terrain pour lutter contre les fuites.

### 8.2. SITUATION GENERALE

La retenue est située dans des formations marneuses compactes et peut être considérée comme étant imperméable.

En outre, il n'y a aucune dépression à proximité pour recueillir les fuites.

Une fois localisée la ligne de saturation, il est toujours intéressant de connaître le débit de fuite à travers la digue. Plusieurs méthodes et formules peuvent être employées mais toutes supposent connue la position de la ligne de saturation.

Si dans l'équation de DARCY

$$Q = q = K \cdot i \cdot A$$

dans laquelle :

q        débit d'infiltration  
i = gradient hydraulique        =  $\frac{dy}{dx}$  =  $\frac{\text{charge}}{\text{longueur de cheminement}}$

K = coefficient de perméabilité du matériau

A = Aire soumise à l'infiltration.

Nous représentons pour chaque tranche de la digue de largeur unité, l'aire de la section par y et si nous prenons comme valeur du gradient hydraulique i, la pente de la ligne de saturation  $\frac{dy}{dx}$ , le débit écoulé aura pour expression :

$$q = Ky \cdot \frac{dy}{dx}$$

$$A = y \cdot 1, L = \frac{dy}{dx}$$

Le cas de calcul est plus simple car le massif est composé de matériaux homogènes s'appuyant sur une assise imperméable et où l'eau d'infiltration est recueillie à l'aval par un filtre horizontal.

Dans ce cas la ligne de saturation est la parabole de KOZENY. En utilisant une propriété bien connue de cette courbe :

$$\text{nous obtenons : } q = ky \cdot \frac{dy}{dx} = Kyo$$

### 8.3. EXPLICATION DE LA METHODE DE KOZENY

Pour une digue en terre constituée de matériaux homogènes assise sur une fondation impérméable la ligne de saturation coupe la face aval du massif. Des dispositifs spéciaux et drainage ayant pour but de la maintenir à l'intérieur du massif, doivent alors être employés.

KOZENY a montré que pour les conditions énoncées ci-dessus, la ligne de saturation s'il n'y avait pas d'influence à l'entrée et à la sortie du massif, serait une courbe parabolique de foyer A et d'axe AX et d'équation

$$(x+y_0)^2 = x^2 + y^2$$

pour des valeurs données de  $y_0$ , les paraboles coupent la ligne délimitant le plan d'eau dans la retenue en des points tels que B2 de coordonnées  $y = h$ ,  $x = d$

En supposant que l'infiltration dans les massifs de digue en terre se comporte comme l'écoulement d'un fluide incompressible en mouvement plan permanent dans un milieu homogène et obéisse à la loi de DARCY qui met en relief la proportionnalité des pertes de charge aux vitesses d'écoulement.

CASAGRANDE a montré que celle de ces paraboles qui passe par le pont B2 tel que BB2 sont égal au  $\frac{3}{10}$  de la projection horizontale S de la portion de la face amont du massif en contact avec l'eau de la retenue se confond sensiblement avec la ligne de saturation dans le massif.

Dans ces conditions en faisant  $y = h$ ,  $x = d$  dans l'équation

$$x^2 + y^2 = (x + y_0)^2$$

et en remarquant que d doit être égal à la largeur du massif a son embase diminuée de 0,7s nous tirons la valeur de  $y_0$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

./.

Dans le cas où  $30^\circ < \alpha < 180^\circ$  la formule trouvée ci-dessus donne approximation pour le calcul de fuite à travers la digue dans le cas ou  $\alpha = 30^\circ$  on trouve  $q = K.a$

$$\text{avec } a = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cotg^2 \alpha}$$

$$q = K.a \sin^2 \alpha = K \cdot \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cotg^2 \alpha} \cdot \sin^2 \alpha$$

Dans notre cas  $30^\circ < \alpha < 180^\circ$  nous avons utilisé la formule de GASAGRANDE établie pour l'écoulement de KOZENY.

$$q = K \cdot iA = K \cdot y \frac{dy}{dx} = K y_0 = K \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

$$a = ab = \frac{y_0}{2} \quad y_0 = 2 a_0 = 7 \text{ m}$$

$$K = 10^{-9} \text{ m/s}$$

$$q = 7 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$$

Position de ligne de saturation dans un massif homogène sur une assise imperméable.

$$1^\circ) h^* = L - \sqrt{L^2 - h^2} = 70 - 69,50 = 0,50$$

$h^*$  = coté aval

$L$  = longueur de l'arc formé par la parabole de KOZENY

Calcul des coordonnées de la courbe de depression

$$Y^2 = H_{am}^2 - \frac{H_{am}^2 - H_{av}^2}{L} \cdot X = (18,8)^2 - \frac{(18,8)^2 - (0,50)^2}{70} \cdot X$$

$$Y^2 = 353,44 - 5,045 X$$

$x(m)$	$5,045 X$	$Y^2$	$Y(m)$
5	25,22	328,21	18,12
10	50,45	302,99	17,41
15	75,68	277,77	16,67
20	100,9	252,54	15,89
25	126,13	227,32	15,08
30	151,35	202,09	14,22
35	176,58	176,86	13,30
40	201,8	151,64	12,31
45	227,02	126,42	11,24
50	252,25	101,19	10,06
55	277,48	75,96	8,72
60	302,7	50,74	7,12

#### 8.4. TAPIS FILTRANTS

Si l'on ne trouve dans le site de l'ouvrage projeté qu'un seul et même type de matériau acceptable et s'il s'avère trop coûteux d'en chercher d'autres la solution d'employer pour obtenir un massif stable c'est à dire pour que la ligne de saturation ne traverse pas la face aval consiste à placer vers son extrémité et sur une certaine longueur un tapis filtrant, Le tapis filtrant ne réduit pas les pertes par infiltration, il a même pour effet de les augmenter puisque les distances de cheminement des eaux à travers le massif sont réduites, mais son but est de rabattre vers l'intérieur du massif la ligne de saturation donc de permettre dans une certaine limite d'accentuer la pente du talus aval sans risque d'éboulement du païement.

On peut donc aisement quand la digue à édifier doit jouer un rôle de régularisation du cours d'eau et servir par exemple aux fins d'irrigation, concevoir un massif qui n'aura pas besoin d'être absolument étanche. Si les matériaux trouvés dans le site de l'ouvrage sont relativement peu perméables, il sera possible de s'en servir à la seule condition que les vitesses de circulation des eaux d'infiltration n'entraînent pas le filtre a d'ailleurs pour objet non seulement d'éloigner de la face aval la ligne de saturation mais encore d'éviter que ne soit entraînées hors de l'ouvrage les plus fines particules du matériaux. A cet effet, la granulométrie des matériaux constituant les différentes couches du filtre doit être particulièrement bien étudiée afin que ce dernier joue efficacement son rôle.

Mais il faut cependant que le système filtrant soit suffisamment perméable pour ne pas affecter le réseau d'écoulement.

Les travaux de P.STERNS, puis de K.TERZAGHI ont permis d'établir les règles à observer et à appliquer pour mener à bien toute étude de filtre de ces travaux et études, nous retiendrons que :

l'épaisseur des différentes couches filtrantes pouvaient théoriquement être faible, mais on pratique on adopte jamais des épaisseurs inférieure à 30 cm.

Supposons que nous limitons le filtre à une couche unique de sable fin ( $d = 0,09$  mm)

$d =$  diamètre supérieur des 15 % des grains les plus fins de perméabilité  $K_1 = 750 \times 10^{-4}$  cm/s, le massif est de silt de perméabilité  $K = 6.10^{-4}$  cm/s  $10^{-5}$  cm/s =  $10^{-7}$  m/s

En appliquons la loi de DARCY, le débit  $q$  à travers le massif est égal à :

$$q = Ky^0$$

$$\text{comme } y^0 = 2a \quad q = K.2a$$

$$q = 2.10^{-7}.3,50 = 7.10^{-7} \text{ m}^3/\text{sm}$$

Supposons la couche d'assise horizontale et admettons que le plan d'eau se situe à 0,50 m au dessus de cette couche.

Soit  $e$  l'épaisseur du tapis filtrant et  $l$  la longueur utilisée, le filtre pourra évacuer un débit  $q_1$  tel que :

$$q_1 = K_1.i.A$$

$$\text{En remarquant que } A = (e - 0,50).L$$

$$i = e - \frac{0,50}{L}$$

$$\bar{q}_1 = K_1.i.A = K_1 (e - 0,50) (e - 0,50)$$

$$q_1 = K_1 (e - 0,50)^2 = K_1 (e^2 - e + 0,25)$$

./.

En égalent  $q_1$  et  $q$

$$q = 7.10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$q_1 = K_1 (e^2 - e + 0,25) = 750.10^{-6} (e^2 - 2 + 0,25)$$

Soit tous calculs faits :

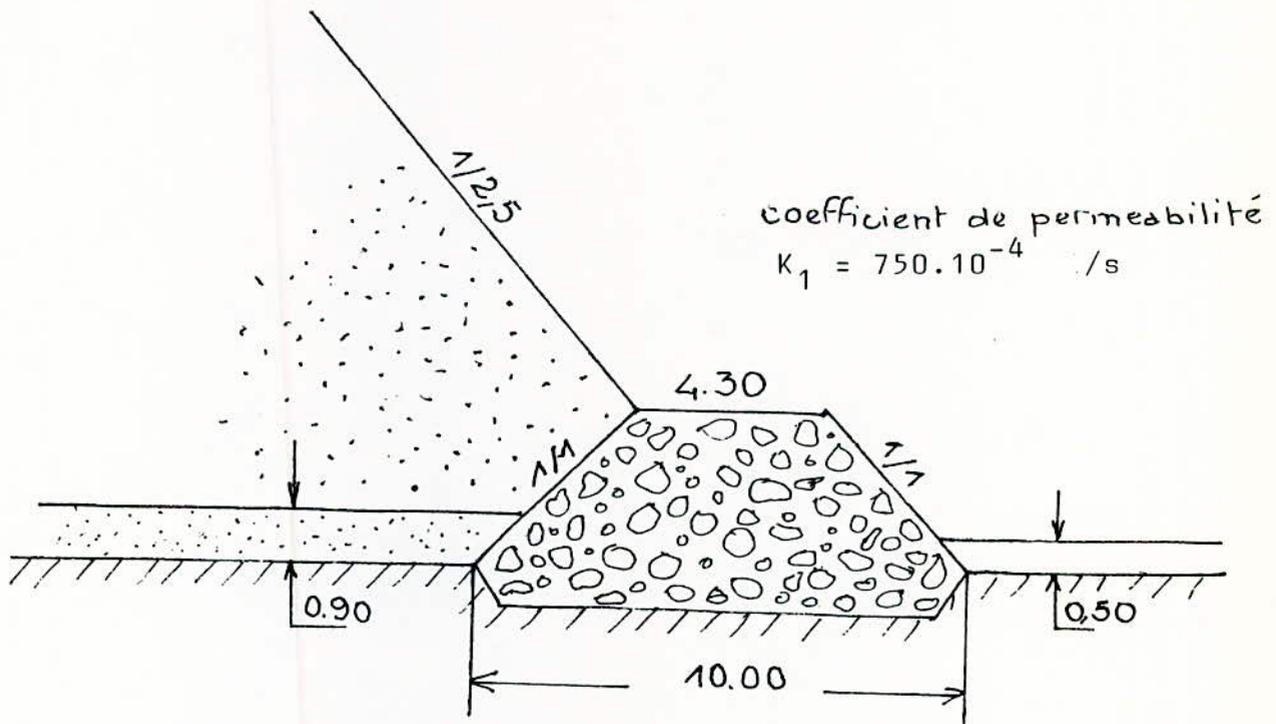
$$e^2 - e + 0,25 = 0$$

$$e = 0,5 \text{ m} = 50 \text{ cm}$$

Pour des mesures constructives et de sécurité, il sera préférable d'avoir une épaisseur surdimensionnée afin de pouvoir le mettre en place facilement.

Ainsi, l'épaisseur  $e$  définitive du tapis filtrant sera de l'ordre de 90 cm

$$e = 90 \text{ cm}$$



## 9 - ETUDE DE LA STABILITE

Les digues sont étudiées avec précision pour éviter toute défaillance pouvant créer de très graves accidents.

Ainsi il est utile de vérifier la stabilité pour le glissement renversement, et déplacement, cependant, en se basant sur les études approfondies des matériaux de construction à utiliser et du sol de fondation, il est important de vérifier pour chaque retenue la stabilité au glissement des talus, ainsi que la résistance du sol de fondation.

De même générale, on dit que la digue est stable lorsque forces qui tendent à faire glisser ses talus sont inférieures aux forces qui tendent à la maintenir. De ce fait il en découle qu'il est impératif de déterminer d'abord les charges statiques et les forces antagonistes résultant des contraintes normale et de cisaillement qui existent en supposant des surfaces de glissement possibles. Ainsi la valeur du coefficient des sécurités contre le glissement est définie comme étant le rapport de ces deux forces.

### 9.1. DETERMINATION DE LA REGION CRITIQUE

Cette méthode dite de "TAYLOR" ou encore du "cercle de frottement" est principalement utilisée pour l'examen de la stabilité des talus pour un milieu homogène.

Cette méthode ne nous servira que pour la détermination de la région critique pour le calcul de la stabilité sans avoir recours au nombreux essais de surfaces de glissement et donc une première approximation.

Fellenius a supposé que la surface de glissement est en forme de cylindre circulaire qui est assez bien vérifiée par l'expérience.

Il a montré par ailleurs que l'aire de rupture passe généralement par le pied du talus.

## 9.2. Méthode de calcul

La stabilité du barrage sur sa fondation dépend de ses talus amont et aval. La méthode de calcul repose sur l'hypothèse selon laquelle la rupture se fait suivant une surface cylindrique circulaire. La méthode aire FELLINIUS suppose également une rupture de glissement appelée aussi cercle de glissement, c'est cette méthode que nous utilisons dans la présente étude. Ceci dit, nous divisons la partie du massif limitée par le cercle de glissement. Il nous faut envisager plusieurs cas afin d'obtenir le cercle donnant un coefficient de stabilité minimum.

Considérons là d'ordre  $m$ , elle est soumise :

- à la force de pesanteur  $G_n$  ayant  $N_n$  et  $T_n$  comme composantes normales et tangentielles.
- à aux forces de pression des tranches voisines auxquelles elle oppose des forces d'égales intensités
- à la force de pression hydrodynamique  $\omega \phi m$ .
- la force tangentielle  $T_n$  est motrice, elle a tendance à entraîner le glissement.

Les forces stabilisatrices s'opposant au glissement sont :

- la force de frottements  $s_n = (N_n - \omega \phi_n) \operatorname{tg} \psi$  ( $r$ )  
ou  $\psi$  angle de frottement du sol.
- force de cohésion :  $C_n = C \cdot L_n$   
avec  $c$  - cohésion du sol ( $t/m^2$ )

./.

n - longueur de l'arc de glissement dans les limites de la tranche "n" considérée.

Le coefficient de sécurité  $K_s$  s'exprime par le rapport de la somme des moments des forces stabilisatrices par la somme des moments des forces motrices par rapport au centre de glissement.

$$K_s = \frac{\sum S_n \cdot R + \sum C_n \cdot R}{\sum T_n \cdot R}$$

ou R - rayon du cercle de glissement

$$K = \frac{\sum S_n + \sum C_n}{\sum T_n}$$

La largeur des tranches est  $b = \frac{R}{m}$

ou  $m = 10, 20, 30, \dots$

Prenons  $m = 10$

Procedons au numérotage de tranches. La verticale issue du centre O. du cercle de glissement coupe la tranche d'ordre 0 (zéro) en son milieu. Les tranches situées à gauche de la centrale sont numérotées négativement et celles de droite positivement, pour le talus aval et inversement pour le talus amont.

Le poids  $G_n$  de la tranche d'ordre n est :

$$G_n = (\gamma_1 h'_n + \gamma_2 h''_n) b \quad (1)$$

./.

$\gamma_1$  - poids volumique du sol du massif à l'état naturel ( $t/m^2$ )

$\gamma_2$  - poids volumique du même sol à l'état saturé ( $t/m^3$ )

$h'n$  - hauteur moyenne de la partie sèche de la nième tranche (m)

$h''n$  - hauteur moyenne de la partie saturée de la même tranche (m)

la composante  $N_n$

$$N_n = G_n \cos \alpha_n (t)$$

la composante tangentielle  $T_n$  :

$$T_n = G_n \sin \alpha_n (t)$$

avec  $\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$  d'où  $\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left[\frac{n}{m}\right]^2}$

la force de pression hydrodynamique

$$W_{\phi n} = \gamma h_p \cdot L_n (t)$$

où  $\gamma$  - poids spécifique de l'eau ( $\gamma = 1t/m^3$ )

$h_p$  - hauteur piezométrique de la tranche considérée prise approximativement égal à la hauteur d'eau d'infiltration sur la couche de glissement (m)

$$h_p = h'n'$$

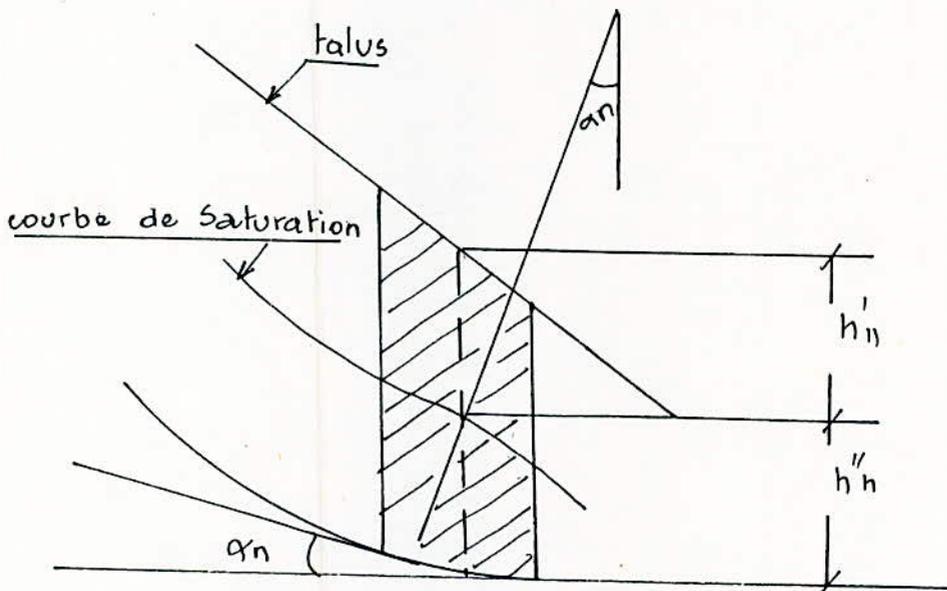
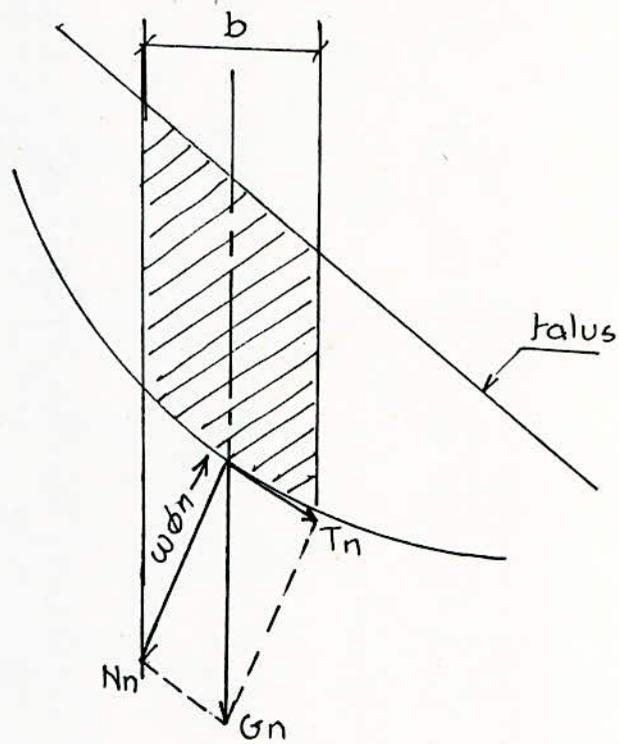
$$L_n = \frac{b}{\cos \alpha_n} (m)$$

La formule donnant le coefficient  $K_s$  s'écrit :

$$K_s = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - \gamma h''n \frac{b}{\cos \alpha_n}) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

$C_i$  et  $\varphi_i$  sont fonction de l'état de la zone de la tranche

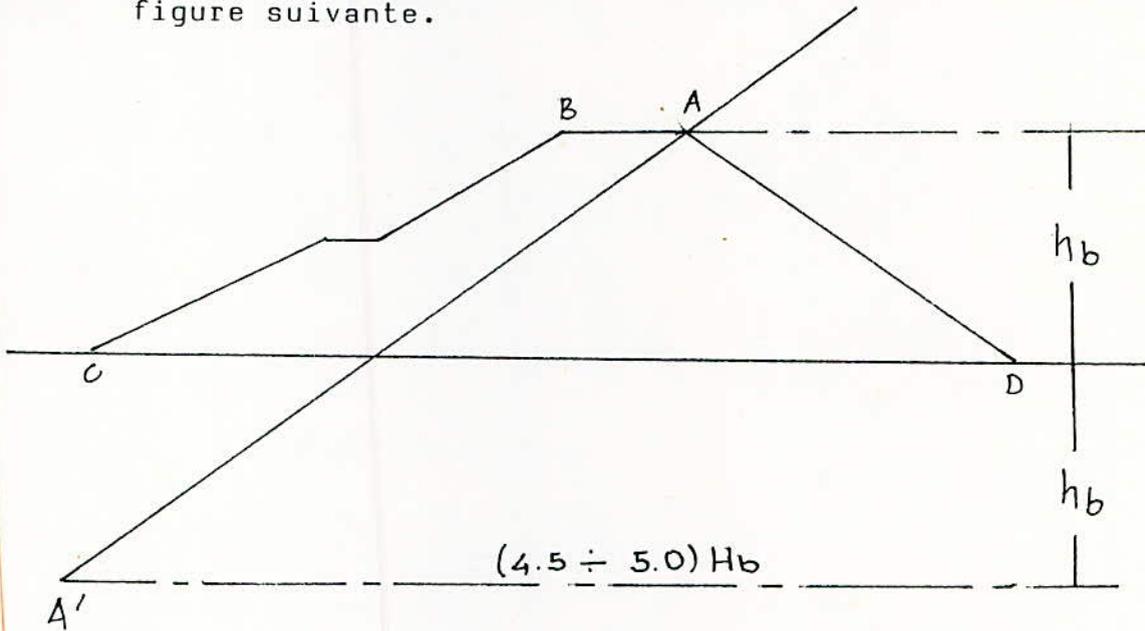
Schema de Calcul de la stabilite  
par la methode FELLENIUS



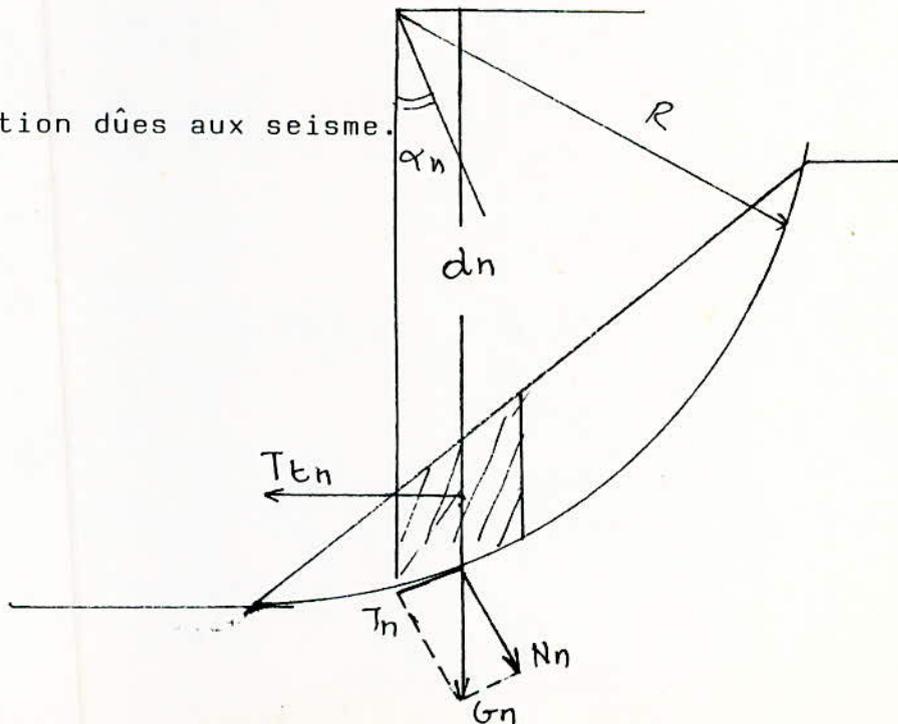
### 9.2.1 - CHOIX DU CERCLE DE GLISSEMENT

Le barrage reposant sur une base rocheuse, celle-ci ne peut pas glissées. Ainsi donc seule massif est susceptible de glisser.

Le choix du cercle de glissement se fait conformément à la figure suivante.



### 9.2.2 . Sollicitation dûes aux seisme.



Le site du barrage de l'OUED TOUILA se situe dans une zone à forte intensité sismique il nous faut alors tenir compte des effets sismiques dans l'étude de la stabilité. On applique au centre de gravité de chaque tranche une force horizontal dû à l'accélération.

$$\delta = a \cdot g$$

ou a - coefficient d'intensité sismique de la région (a=0,2)

g - Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>)

l'expression du coefficient de sécurité devient :

$$K_s = \frac{\left[ \sum G_n \cos \alpha_n - \delta h''_n \frac{b}{\cos \alpha_n} \right] \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum T_{tn} \cdot dn}$$

avec  $T_{tn} = aG_n$  - force due au séisme

$dn$  - bras de levier

Cas à envisager pour le calcul de la stabilité d'un barrage en terre.

a) le réservoir est vide :

A la fin de la construction nous considérons trois cercles pour chaque talus avec et sans séisme. Les expressions du coefficient de stabilité sont les suivantes :

Sans séisme

$$K_s = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha_n) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n}$$

Avec séisme

$$K_s = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum T_{tn} \cdot dn}$$

b) Le réservoir est plein (fonctionnement normal)

Il y a une infiltration continue à travers la digue.

Nous calculons le talus aval parce qu'il se trouve sous l'action tranchante de la pression hydrodynamique de l'écoulement de filtration. Trois cercles seront considérés avec et sans séisme.

sans séisme

$$K_s = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - \delta h_n'' \frac{b}{\cos \alpha_n}) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

avec séisme

$$K'_s = \frac{\sum \left[ G_n \cos \alpha_n - \delta h_n'' \frac{b}{\cos \alpha_n} \right] \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum T_{tn} \cdot dn}$$

Vidange rapide

Une vidange est dite rapide lorsqu'elle se fait en un temps suffisamment court de tel sorte que le volume de la digue imbibé d'eau reste pratiquement dans cet état. Le niveau d'eau étant descendu partiellement ou ramené complètement au pied du talus amont. Toute vidange de 21 jours est considérée comme rapide délais adopté en Algérie.

Caractéristique physico-mécanique des matériaux de construction.

Gc

Densité sèche a l'optimum proctor normal

$$\gamma = 1,6 \text{ à } 1,72 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_{\text{saturé}} = 2,1 \text{ t/m}^2$$

Cohésion à l'état optimal

$$C = 0,4 \text{ t/m}^2$$

$$C_{\text{saturé}} = 0,1 \text{ t/m}^2$$

angle de frottement interne

$$\varphi = 26^\circ$$

$$R = 10^{-9} \text{ m/s}$$

gravier prisme de drainage et RIP-RAP

$$\gamma = 1,9 \text{ t/m}^2$$

$$C = 0$$

$$\varphi = 38^\circ$$

FONCTIONNEMENT

NORMAL

TALUS AVAL

R = 42,50 m

N° de la branche	b (m)	h <sub>n</sub> ' (m)	h <sub>n</sub> " (m)	δ <sub>1</sub> (t/m <sup>3</sup> )	δ <sub>2</sub> (t/m <sup>3</sup> )	G <sub>n</sub> = (δ <sub>1</sub> ·h <sub>n</sub> ' + δ <sub>2</sub> ·h <sub>n</sub> ")·b (t)	S <sub>indn</sub> = $\frac{n}{m}$	cosδ <sub>n</sub> = $\sqrt{1 - \sin^2 \delta_n}$	T <sub>n</sub> = G <sub>n</sub> ·sinδ <sub>n</sub> (t)	N <sub>n</sub> = G <sub>n</sub> ·cosδ <sub>n</sub>	h <sub>n</sub> = $\frac{b}{\cos \delta_n}$ (m)	W·φ <sub>n</sub> = δ <sub>2</sub> ·h <sub>n</sub> ·h <sub>n</sub> " (t)	C <sub>i</sub> (t/m <sup>2</sup> )	(N <sub>n</sub> - W·φ <sub>n</sub> ) / γ <sub>g</sub> ·h <sub>i</sub> (t)	C <sub>i</sub> ·h <sub>i</sub> (t)
-2	1,40	1,00	-	1,90	-	2,66	-0,2	0,980	-0,532	2,607	1,429	-	-	2,033	-
-1	4,25	4,20	-		-	33,92	-0,1	0,995	-3,392	33,750	4,271	-	-	26,325	-
0		4,80	-		-	38,76	0	1	-	38,760	4,250	-	-	30,232	-
1		5,60	-		-	45,22	0,1	0,995	4,522	44,994	4,271	-	-	35,095	-
2		6,80	-	1,70	-	49,13	0,2	0,980	9,826	48,147	4,337	-	0,4	37,554	1,740
3		6,20	1,60		2,10	59,08	0,3	0,954	17,724	56,362	4,455	7,128	0,1	24,923	0,455
4		4,00	2,80			53,89	0,4	0,916	21,556	49,363	4,640	12,992		17,738	0,464
5		3,80	2,70			51,55	0,5	0,866	25,775	44,642	4,908	13,252		15,309	0,4908
6		4,20	1,20			41,05	0,6	0,800	24,63	32,840	5,312	6,374		12,907	0,531
7		4,20	-		-	30,34	0,7	0,714	21,238	21,662	5,952	-	0,4	10,564	2,381
8	3,60	1,80	-		-	11,02	0,8	0,600	8,816	6,612	6,000	-		3,225	2,400

Σ = 130,16

Σ = 215,91    8,47

SANS SEISME K<sub>s</sub> = 1,73

R = 38,00 m

N° de la tranche (n)	b (m)	h' (m)	h'' (m)	$\delta_1$ (t/m <sup>3</sup> )	$\delta_2$ (t/m <sup>3</sup> )	$G_n = (\delta_1 h'_n + \delta_2 h''_n) b$ (t)	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n}$	$T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n$ (t)	$N_n = G_n \cdot \cos \alpha_n$ (t)	$h_n = \frac{b}{\cos \alpha_n}$ (m)	W. $\alpha_n$ (t)	$C_i$ (t/m <sup>2</sup> )	(N <sub>3</sub> - w <sub>an</sub> ) eq 4	$C_i \cdot l_i$ (t)
-3	1,60	1,20	-	1,90	-	3,65	-0,3	0,954	-1,095	3,482	1,677	-	-	2,72.	-
-2	3,80	4,40	-		-	31,77	-0,2	0,980	-6,354	31,134	3,877	-	-	24,28	-
-1		5,80	-		-	41,88	-0,1	0,995	-4,188	41,671	3,819	-	-	32,50	-
0		6,40	-		-	46,21	0	1	-	46,210	3,900	-	-	36,04	-
1		8,00	-		-	57,76	0,1	0,995	5,776	57,471	3,819	-	-	44,83	-
2		9,40	-	1,7	-	60,72	0,2	0,980	12,144	59,506	3,877	-	0,4	29,02	1,55
3		6,00	4,00		2,1	70,68	0,3	0,954	21,204	67,429	3,983	15,932	0,1	25,12.	0,40
4		3,60	5,00			63,16	0,4	0,916	25,264	57,854	4,148	20,74		18,10	0,41
5		4,20	3,80			57,46	0,5	0,866	28,730	49,760	4,388	16,674		16,14	0,44
6		5,40	1,00			42,86	0,6	0,800	25,716	34,288	4,750	4,750		14,40	0,47
7		4,00	0,60			30,63	0,7	0,714	21,441	21,870	5,322	3,193		9,11	0,53
8		3,60	-		-	23,26	0,8	0,600	18,608	13,956	6,333	-	0,4	6,81	2,53
9		1,30	-		-	8,40	0,9	0,454	7,560	3,813	8,370	-	0,4	1,86	3,35

SANS SEISME  $K_S = 1,75$

$\Sigma = 154,81 t$

$\Sigma = 260,93 t$  9,68 t

R = 34,00 m

N° de la branche	b (m)	h' n (m)	h'' n (m)	$\delta_1$ (t/m <sup>3</sup> )	$\delta_2$ (t/m <sup>3</sup> )	$G_n = (\delta_1 h_n' + \delta_2 h_n'') b$ (t)	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n}$	$T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n$ (t)	$N_n = G_n \cdot \cos \alpha_n$ (t)	$h_n = \frac{b}{\cos \alpha_n}$ (m)	W. $\Phi_n$ (t)	$C_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$(N_n - W \Phi_n) f_{g_i}$	$C_i \cdot h_i$ (t)
-3	3,4	2,20	-	1,90	-	14,21	-0,3	0,954	-4,263	13,56	3,563	-	-	10,577	-
-2		4,00	-	1,90	-	25,84	-0,2	0,980	-5,168	25,323	3,470	-	-	19,752	-
-1		5,00	-		-	32,30	-0,1	0,995	-3,230	32,138	3,417	-	-	25,068	-
0		6,60	-		-	42,64	0	1	-	42,640	3,400	-	-	33,259	-
1		7,80	-	1,70	-	45,08	0,1	0,995	4,508	44,855	3,417	-	0,4	21,876	1,367
2		7,00	1,20		2,1	49,03	0,2	0,980	9,806	48,049	3,470	4,164	0,1	21,403	0,347
3		5,80	2,60			52,09	0,3	0,954	15,627	49,694	3,563	9,264		19,718	0,356
4		4,00	4,40			54,54	0,4	0,916	21,816	49,959	3,712	16,333		16,400	0,371
5		3,80	4,80			56,24	0,5	0,866	28,120	48,703	3,926	18,844		14,562	0,393
6		4,20	4,00			52,84	0,6	0,800	31,704	42,272	4,250	17,00		12,325	0,425
7		5,20	2,00			44,34	0,7	0,714	31,038	31,659	4,762	9,524		10,795	0,476
8		5,50	-		-	31,79	0,8	0,600	25,432	19,074	5,667	-	0,4	2,764	2,267
9	2,80	2,20	-		-	10,47	0,9	0,454	9,423	4,753	6,167	-	0,4	3,007	2,467
SANS SEISME $K_s = 1,70$								$\Sigma = 147,04$					$\Sigma =$	241,51	8,47

R = 42,50 m					R = 38,00 m					R = 34,00 m				
N° de la tranche (n)	Gn (t)	T <sub>En</sub> = a · Gn (t)	dn (cm)	T <sub>En</sub> · dn (t·m)	N° de la tranche (n)	Gn (t)	T <sub>En</sub> = a · Gn (t)	dn (cm)	T <sub>En</sub> · dn (t·m)	N° de la tranche (n)	Gn (t)	T <sub>En</sub> = a · Gn (t)	dn (cm)	T <sub>En</sub> · dn (t·m)
-2	2,66	0,532	42,60	22,66	-3	3,65	0,73	35,60	25,99	-3	14,21	2,84	32,00	90,88
-1	33,92	6,78	42,00	284,76	-2	31,77	6,35	35,00	822,39	-2	25,84	5,17	31,60	163,37
0	38,76	7,75	41,00	317,75	-1	41,88	8,38	34,80	291,48	-1	32,30	6,46	31,40	202,84
1	45,22	9,04	40,60	367,02	0	46,21	9,24	34,00	314,23	0	42,64	8,53	31,00	264,37
2	49,13	9,83	39,00	383,37	1	57,76	11,55	33,20	383,52	1	45,08	9,02	30,00	270,48
3	59,08	11,82	37,60	444,43	2	60,72	12,14	32,40	393,46	2	49,03	9,81	29,60	290,26
4	53,89	10,78	36,00	388,08	3	70,68	14,14	31,00	438,34	3	52,09	10,42	28,00	291,70
5	51,55	10,31	34,40	354,64	4	63,16	12,63	29,80	376,37	4	54,54	10,91	27,00	294,52
6	41,05	8,21	31,60	259,44	5	57,46	11,49	28,00	321,72	5	56,24	11,25	25,60	287,95
7	30,34	6,07	28,40	172,39	6	42,86	8,57	26,00	222,82	6	52,84	10,57	23,80	251,52
8	11,02	2,20	25,60	56,32	7	30,63	6,13	23,20	142,22	7	44,34	8,87	21,00	186,23
					8	23,26	4,65	20,40	94,86	8	31,79	6,36	18,00	114,44
					9	8,40	1,68	17,60	29,57	9	10,47	2,09	15,00	31,41
Σ T <sub>En</sub> · dn = 3050,82 t avec seisme K <sub>s</sub> ' = 1,11					Σ T <sub>En</sub> · dn = 3256,97 t avec seisme K <sub>s</sub> ' = 1,13					Σ T <sub>En</sub> · dn = 2739,97 t avec seisme K <sub>s</sub> ' = 1,10				

FIN DE CONSTRUCTION

TALUS AVAL



## CALCUL

$$* \sum G_n \sin \alpha_n = 121,84 \text{ t}$$

$$* \sum G_n \cos \alpha_n = 361,27 \text{ t}$$

$$* \sum (G_n \cos \alpha_n) \cdot \text{tg } \varphi_i = \sum N_n \text{tg } \varphi_i = 210,91 \text{ t}$$

$$* \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n} = 14,67 \text{ t}$$

$$* \sum T_{fn} \cdot d_n = 2904,59 \text{ t}$$

$$R = 42,50 \text{ m}$$

$$\text{Sans seisme } K_s = 1,85$$

$$\text{avec seisme } K'_s = 1,19$$

R = 34,00 m

N° de la tranche (n)	b (m)	h <sub>n</sub> (m)	γ (t/m³)	G <sub>n</sub> (t)	s <sub>n</sub> dn = $\frac{n}{m}$	cos dn = $\sqrt{1 - s_n^2}$	T <sub>n</sub> (t)	N <sub>n</sub> (t)	l = $\frac{b}{\cos dn}$ (m)	N <sub>n</sub> tg φ (t)	l · g φ	C <sub>i</sub> (t/m²)	C <sub>i</sub> · l <sub>i</sub> (t)	T <sub>En</sub> (t)	d <sub>n</sub> (m)	T <sub>En</sub> · d <sub>i</sub> (t·m)
-3	3,40	2,20	1,90	14,21	-0,3	0,954	-4,26	13,56	3,56	10,59	0,78	-	-	2,84	32,0	90,94
-2	"	4,00	1,90	25,84	-0,2	0,980	-5,17	25,32	3,47	19,78	"	-	-	5,17	31,60	163,31
-1	"	5,00	"	32,30	-0,1	0,995	-3,23	32,14	3,42	25,11	"	-	-	6,46	31,40	202,94
0	"	6,60	"	42,64	0	1	-	42,64	3,40	33,31	0,78	-	-	8,53	31,0	264,37
1	"	7,80	1,70	45,08	0,1	0,995	4,51	44,85	3,42	21,87	0,4877	0,4	1,37	9,02	30,0	270,48
2	"	9,00	"	52,02	0,2	0,980	10,50	50,98	3,47	24,86	"	0,4	1,39	10,40	29,60	307,96
3	"	9,60	"	55,49	0,3	0,954	16,65	52,94	3,56	25,82	"	"	1,42	11,10	28,0	310,74
4	"	8,70	"	50,29	0,4	0,916	20,12	46,06	3,71	22,46	"	"	1,48	10,06	27,0	271,57
5	"	8,40	"	48,55	0,5	0,866	24,27	42,04	3,93	20,50	"	"	1,57	9,71	25,60	248,58
6	"	8,20	"	47,40	0,6	0,800	28,44	37,92	4,25	18,49	"	"	1,70	9,48	23,80	225,62
7	"	7,40	"	42,77	0,7	0,714	29,94	30,54	4,76	14,89	"	"	1,90	8,55	21,0	179,63
8	"	5,50	"	31,79	0,8	0,600	25,43	19,07	5,67	9,300	"	"	2,27	6,36	18,0	114,44
9	2,80	2,20	1,70	10,47	0,9	0,454	9,42	4,75	6,17	2,32	"	"	2,47	2,09	15,0	31,41

$$* \sum G_n \cdot \sin \alpha_n = 156,62 \text{ t}$$

$$* \sum G_n \cdot \cos \alpha_n = 442,81 \text{ t}$$

$$* (\sum G_n \cdot \cos \alpha_n) \cdot \text{tg} \varphi_i = \sum N_n \cdot \text{tg} \varphi_i \cdot C = 249,30 \text{ t}$$

$$* \sum C_i \cdot \frac{b}{\cos \alpha_n} = 15,57 \text{ t}$$

$$* \sum T_{fn} \cdot d_n = 2681,89 \text{ t}$$

$$R = 34,00 \text{ m}$$

Sans sisme  $K_s = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n) \cdot \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n} = 1,69$

avec sisme  $K'_s = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha_n) \cdot \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum T_{fn} \cdot d_n} = 1,13$

R = 38,00 m

N° de la tranche	b (m)	h <sub>n</sub> (m)	γ (t/m <sup>3</sup> )	G <sub>n</sub> (t)	sin α <sub>n</sub> = $\frac{n}{m}$	cos α <sub>n</sub> = $\sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n}$	T <sub>n</sub> (t)	N <sub>n</sub> (t)	$l_i = \frac{b}{\cos \alpha_n}$ (m)	tg α <sub>i</sub>	N <sub>n</sub> tg α <sub>i</sub> (t)	C <sub>i</sub> (t/m <sup>2</sup> )	C <sub>i</sub> · l <sub>i</sub> (t)	T <sub>En</sub> (t)	d <sub>n</sub> (m)	T <sub>En</sub> · d <sub>n</sub> (t·m)
-3	1,60	1,20	1,90	3,65	-0,3	0,954	-1,09	3,48	1,68	0,78	2,71	-	-	0,73	35,60	25,99
-2	3,80	4,40	11	31,77	-0,2	0,980	-6,35	31,13	3,88	11	24,28	-	-	6,35	35,00	222,39
-1	11	5,80	11	41,88	-0,1	0,995	-4,19	41,67	3,82	11	32,50	-	-	8,38	34,80	291,48
0	11	6,40	11	46,21	0	1	-	46,21	3,80	11	36,04	-	-	9,24	34,00	314,23
1	11	8,00	11	57,76	0,1	0,995	5,78	57,47	3,82	11	44,83	-	-	11,55	33,20	383,52
2	11	9,40	1,70	60,72	0,2	0,980	12,14	59,51	3,88	0,4877	29,02	0,4	1,55	12,14	32,40	393,46
3	11	10,0	11	64,60	0,3	0,954	19,38	61,63	3,98	11	30,05	11	1,59	12,92	31,00	400,52
4	11	9,0	11	58,14	0,4	0,916	23,26	53,26	4,15	11	25,97	11	1,66	11,63	29,80	346,51
5	11	8,60	11	55,56	0,5	0,866	27,78	48,11	4,39	11	23,46	11	1,76	11,11	28,00	311,14
6	11	8,00	11	51,68	0,6	0,800	31,01	41,34	4,75	11	20,16	11	1,90	10,34	26,00	268,74
7	11	6,60	11	42,64	0,7	0,714	29,85	30,44	5,32	11	14,85	11	2,13	8,53	23,20	197,85
8	11	4,00	11	25,84	0,8	0,600	20,67	15,50	6,33	11	7,56	11	2,53	5,17	20,40	105,43
9	11	1,30	11	8,40	0,9	0,454	7,56	3,81	8,37	11	1,86	11	3,35	1,68	17,60	29,57

CALCUL.

$$R = 38,00 \text{ m}$$

$$* \sum G_n \cdot n \cdot d_n = 165,8 \text{ t}$$

$$* \sum G_n \cdot \cos \alpha_n = 493,56 \text{ t}$$

$$* \sum (G_n \cdot \cos \alpha_n) \cdot \operatorname{tg} \varphi_i = \sum N_n \cdot \operatorname{tg} \varphi_i = 293,29 \text{ t}$$

$$* \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n} = 16,47 \text{ t}$$

$$* \sum T_n \cdot d_n = 3290,83 \text{ t}$$

---

$$\text{sans seisme } K_s = 1,87$$

$$\text{avec seisme } K'_s = 1,23$$

FIN DE CONSTRUCTION

TALUS AMONT

TALUS AMONT FIN DE CONSTRUCTION

(avec seisme, sans seisme)

R = 31,0 m

R = 31 m

N° de la tranche	b (m)	hn (m)	$\delta$ (t/m <sup>3</sup> )	$G_n = b \cdot h_n \cdot \delta$ (t)	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$	$T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n$ (t)	$N_n = G_n \cdot \cos \alpha_n$ (t)	$\tan \varphi_i$	$N_n \cdot \tan \varphi_i$ (t)	$h_n = \frac{b}{\cos \alpha_n}$ (m)	$C_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$C_i \cdot l_i$ (t)	$d_i$ (m)	$T_n \cdot A \cdot G_n$ (t)	$T_n \cdot d_i$ (t.m)
-5	3,10	1,60	1,70	8,43	-0,5	0,866	4,215	7,300	0,4877	3,560	3,580	0,4	1,432	27,00	1,686	45,52
-4	3,10	4,00	1,70	21,80	-0,4	0,916	-8,720	19,969		9,739	3,384		1,354	26,60	4,36	115,98
-3	3,10	5,80		30,57	-0,3	0,954	-9,171	29,163		14,222	3,249		1,299	26,40	6,11	161,41
-2	3,10	7,60		40,05	-0,2	0,980	-8,010	39,249		19,142	3,163		1,265	26,20	8,01	208,26
-1	3,10	9,0		47,43	-0,1	0,995	-4,743	47,193		23,016	3,115		1,246	26,00	9,49	246,64
0	3,10	10,0		52,70	0	1	-	52,70		25,702	3,100		1,24	25,80	10,54	271,93
1	3,10	10,2		53,75	0,1	0,995	5,375	53,481		26,082	3,115		1,246	25,60	10,75	275,24
2	3,10	10,80		56,92	0,2	0,980	11,384	55,782		27,205	3,163		1,265	25,00	11,38	284,6
3	3,10	11,0		57,97	0,3	0,954	17,394	55,303		26,971	3,249		1,299	24,00	11,59	278,26
4	3,10	10,8		56,92	0,4	0,916	22,768	52,139		25,428	3,384		1,354	23,00	11,38	245,89
5	3,10	10,20		53,75	0,5	0,866	26,875	46,547		22,701	3,580		1,432	21,40	10,75	232,2
6	3,10	9,2		48,84	0,6	0,800	29,304	39,072		19,055	3,875		1,550	20,00	9,77	195,36
7	3,10	7,2		37,94	0,7	0,714	26,558	27,089		13,211	4,341		1,736	17,80	7,588	135,07
8	3,10	4,2		22,13	0,8	0,600	17,704	13,278		6,476	5,167		2,067	15,00	4,43	66,39
9	1,20	1,8		3,67	0,9	0,454	3,303	1,666		0,812	2,64		1,056	13,20	0,734	9,69

CALCUL

$$R = 31,00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} * \sum G_n \cdot \sin \alpha_n &= 125,803 \text{ t} \\ * \sum G_n \cos \alpha_n &= 539,931 \text{ t} \\ * \sum C_i \cdot l_i &= \sum C_i \cdot \frac{b}{\cos \alpha_n} = 20,841 \text{ t} \\ * \sum T_{t_n} \cdot d_i &= 2772,4 \text{ t} \end{aligned}$$

SANS SEISME

$$K_s = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha_n) \cdot \operatorname{tg} \psi_i + \sum C_i \cdot \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n}$$

$$K_s = \frac{539,931 \cdot 0,4877 + 20,841}{125,803} = 2,26$$

avec seisme

$$K'_s = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha_n) \operatorname{tg} \psi_i + \sum C_i \cdot \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \cdot \sum T_{t_n} \cdot d_n}$$

$$K'_s = \frac{539,931 \cdot 0,4877 + 20,841}{125,803 + \frac{2772,4}{31}} = 1,320$$

R = 34,5 m

N° de la tranche	b (m)	h <sub>n</sub> (m)	γ (t/m³)	G <sub>n</sub> = b · h <sub>n</sub> · γ (t)	sin α <sub>n</sub> = $\frac{n}{m}$	cos α <sub>n</sub> = $\sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n}$	T <sub>n</sub> = G <sub>n</sub> · sin α <sub>n</sub> (t)	N <sub>n</sub> = G <sub>n</sub> · cos α <sub>n</sub> (t)	tg α <sub>i</sub>	N <sub>n</sub> · tg α <sub>i</sub> (t)	l <sub>n</sub> = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$ (m)	C <sub>i</sub> (t/m²)	C <sub>i</sub> · l <sub>i</sub> (t)	d <sub>i</sub> (m)	T <sub>n</sub> · a · G <sub>n</sub> (t)	T <sub>n</sub> · d <sub>i</sub> (t·m)
-5	2,2	0,6	1,70	2,24	-0,5	0,866	-1,12	1,94	0,4877	0,95	2,54	0,4	1,02	29,80	0,45	13,35
-4	3,45	3,4	11	19,94	-0,4	0,916	-7,98	18,26	11	8,90	3,77	11	1,51	29,70	3,99	118,44
-3	11	5,8	11	34,02	-0,3	0,954	-10,21	32,45	11	15,83	3,62	11	1,45	29,60	6,80	201,40
-2	11	7,6	11	44,57	-0,2	0,980	-8,91	43,68	11	21,30	3,52	11	1,41	29,50	8,91	262,96
-1	11	9,8	11	57,48	-0,1	0,995	-5,75	57,19	11	27,99	3,47	11	1,39	29,40	11,50	337,98
0	11	11,0	11	64,52	0	1	-	64,52	11	31,47	3,45	11	1,38	29,00	12,90	374,22
1	11	11,8	11	69,21	0,1	0,995	6,92	68,86	11	33,58	3,47	11	1,39	28,60	13,84	395,88
2	11	11,6	11	68,03	0,2	0,980	13,61	66,67	11	32,51	3,52	11	1,41	27,80	13,61	378,25
3	11	11,8	11	69,21	0,3	0,954	20,76	66,03	11	32,20	3,62	11	1,45	27,00	13,84	373,73
4	11	11,6	11	68,03	0,4	0,916	27,21	62,31	11	30,39	3,77	11	1,51	25,60	13,61	348,31
5	11	11,0	11	64,52	0,5	0,866	32,26	55,87	11	27,25	3,98	11	1,59	24,00	12,90	309,70
6	11	10,0	11	58,65	0,6	0,800	35,19	46,92	11	22,88	4,31	11	1,72	22,40	11,73	262,75
7	11	8,0	11	46,92	0,7	0,714	32,84	33,50	11	16,34	4,83	11	1,93	20,60	9,38	193,31
8	11	5,6	11	32,84	0,8	0,600	26,27	19,70	11	9,61	5,75	11	2,30	17,60	6,57	115,60
9	2,80	2,8	11	13,33	0,9	0,454	12,00	6,05	11	2,95	6,17	11	2,47	15,00	2,67	39,99

## CALCUL

- \*  $\sum G_n \sin \alpha_n = 173,09$
  - \*  $\sum G_n \cos \alpha_n = 643,95$
  - \*  $\sum C_i l_i = \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n} = 23,93$
  - \*  $\sum T_{fn} \cdot d_i = 3725,87$
- 

$$R = 34,50 \text{ m}$$

Sans séisme  $K_s = 1,95 > K_{\text{admissible}} = 1,50$

avec séisme  $K_s = 1,20 > K_{\text{admissible}} = 1,05$

R = 42,60 m

N° de la tranche (m)	b (m)	h <sub>n</sub> (m)	δ (t/m²)	G <sub>n</sub> = b · h <sub>n</sub> · δ (t)	sind <sub>n</sub> = $\frac{n}{m}$	cosd <sub>n</sub> = $\sqrt{1 - \text{sind}_n^2}$	T <sub>n</sub> = G <sub>n</sub> · sind <sub>n</sub> (t)	N <sub>n</sub> = G <sub>n</sub> · cosd <sub>n</sub> (t)	tg φ <sub>i</sub>	N <sub>n</sub> · tg φ <sub>i</sub> (t)	h <sub>n</sub> = $\frac{b}{\text{cosd}_n}$ (m)	C <sub>i</sub> (t/m²)	C <sub>i</sub> · li (t)	d <sub>i</sub> (m)	T <sub>En</sub> = a · G <sub>n</sub> (t)	T <sub>En</sub> · d <sub>i</sub> (t)
-4	1,80	0,60	1,70	1,84	-0,4	0,916	-0,736	1,685	0,4937	0,822	1,965	0,4	0,786	39,00	0,368	14,35
-3	4,26	2,80		20,28	-0,3	0,954	-6,084	19,347		9,435	4,465		1,786	38,80	4,056	157,37
-2		5,40		39,11	-0,2	0,980	-7,822	38,328		18,692	4,346		1,738	38,60	7,822	301,93
-1		7,60		55,04	-0,1	0,995	-5,504	54,765		26,709	4,280		1,712	38,40	11,008	422,71
0		9,40		68,07	0	1	—	68,070		33,198	4,260		1,704	38,00	13,614	517,332
1		10,60		76,76	0,1	0,995	7,676	76,376		37,248	4,280		1,712	37,20	15,352	571,09
2		10,80		78,21	0,2	0,980	15,642	76,646		37,380	4,346		1,738	36,20	15,642	566,24
3		10,60		76,76	0,3	0,954	23,028	73,229		35,714	4,465		1,786	35,00	15,352	537,32
4		10,20		73,87	0,4	0,916	29,548	67,665		33,000	4,650		1,860	33,60	14,774	496,41
5		9,20		66,63	0,5	0,866	33,315	57,702		28,141	4,92		1,968	31,60	13,326	421,10
6		7,60		55,04	0,6	0,800	33,024	44,032		21,474	5,325		2,13	29,20	11,008	321,433
7		5,00		36,21	0,7	0,714	25,347	25,854		12,609	5,966		2,386	26,20	7,242	189,74
8	3,20	1,40		7,62	0,8	0,600	6,096	4,572		2,230	5,333		2,133	23,20	1,52	35,36

## CALCUL

$$\begin{aligned} * \sum G_n \sin \alpha_n &= 153,53 \text{ t} \\ * \sum G_n \cos \alpha_n &= 608,27 \\ * \sum c_i l_i &= \sum c_i \cdot \frac{b}{\cos \alpha_n} = 23,406 \text{ t} \\ * \sum T_{tn} \cdot d_i &= 4552,37 \text{ t} \end{aligned}$$

$$R = 42,60 \text{ m}$$

## SANS SEISME

$$K_s = \frac{(\sum G_n \cos \alpha_n) \cdot \operatorname{tg} \psi_i + \sum c_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

$$K_s = \frac{608,27 \cdot 0,4877 + 23,406}{153,53} = 2,08$$

## Avec seisme

$$K'_s = \frac{(\sum G_n \cos \alpha_n) \cdot \operatorname{tg} \psi_i + \sum c_i l_i}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum T_{tn} \cdot d_i}$$

$$K'_s = \frac{608,27 \cdot 0,4877 + 23,406}{153,53 + \frac{4552,37}{42,6}} = 1,23$$

R = 3,100 m

TALUS AMONT

VIDANGE

RAPIDE (SANS SEISME)

N° de La tranche (n)	b (m)	h <sub>n</sub> ' (m)	h <sub>n</sub> " (m)	δ <sub>1</sub> (t/m <sup>3</sup> )	δ <sub>2</sub> (t/m <sup>3</sup> )	G <sub>n</sub> = (δ <sub>1</sub> h <sub>n</sub> ' + δ <sub>2</sub> h <sub>n</sub> ") b (t)	sin δ <sub>n</sub> = $\frac{n}{m}$	cos δ <sub>n</sub> = $\sqrt{1 - (\frac{n}{m})^2}$	T <sub>n</sub> = (δ <sub>1</sub> h <sub>n</sub> ' + δ <sub>2</sub> h <sub>n</sub> ") b sin δ <sub>n</sub> (t)	N <sub>n</sub> · Wφ = (δ <sub>1</sub> h <sub>n</sub> ' + (δ <sub>2</sub> - 1)h <sub>n</sub> ") b cos δ <sub>n</sub> (t)	tg φ <sub>i</sub>	(N - Wφ) tg φ <sub>i</sub>	C <sub>i</sub> (t/m <sup>2</sup> )	h <sub>n</sub> = $\frac{b}{\cos \delta_n}$ (m)	C <sub>i</sub> · h <sub>n</sub> (t)	d <sub>i</sub> (m)
-5	3,10	-	1,60	-	2,1	10,42	-0,5	0,866	-5,21	9,03	0,3877	3,50	0,1	3,58	0,358	27,00
-4	//	-	4,00	-	//	26,04	-0,4	0,916	-10,42	23,85	//	9,25	//	3,38	0,34	26,60
-3	//	-	5,80	-	//	37,76	-0,3	0,954	-11,33	36,02	//	13,96	//	3,25	0,32	26,40
-2	//	-	7,60	-	//	49,48	-0,2	0,980	-9,90	48,49	//	18,80	//	3,16	0,32	26,20
-1	//	-	9,0	-	//	58,59	-0,1	0,995	-5,86	58,59	//	22,71	//	3,12	0,31	26,00
0	//	-	10,0	-	//	65,10	0	1	-	65,10	//	25,24	//	3,10	0,31	25,80
1	//	-	10,20	-	//	66,40	0,1	0,995	6,64	66,07	//	25,61	//	3,12	0,31	25,60
2	//	-	10,80	-	//	70,31	0,2	0,980	14,06	68,90	//	26,71	//	3,16	0,32	25,00
3	//	-	11,0	-	//	71,61	0,3	0,954	21,48	68,31	//	26,48	//	3,25	0,32	24,00
4	//	-	10,80	-	//	70,31	0,4	0,916	28,12	64,40	//	24,97	//	3,38	0,34	23,00
5	//	-	10,20	-	//	66,40	0,5	0,866	33,20	57,50	//	22,29	//	3,58	0,36	21,60
6	//	-	9,20	-	//	59,89	0,6	0,800	35,93	47,91	//	18,57	//	3,88	0,39	20,00
7	//	7,40	-	1,70	-	38,99	0,7	0,714	27,29	27,84	0,4877	13,58	0,4	4,34	1,74	17,80
8	//	4,20	-	//	-	22,13	0,8	0,600	17,70	13,28	//	6,48	//	5,17	2,07	15,00
9	//	1,80	-	//	-	9,49	0,9	0,436	8,54	4,14	//	2,02	//	7,11	2,80	13,20

Sans seisme

K<sub>s</sub> = 1,80 > 1,5

Σ = 150,24

Σ = 260,17

Σ = 10,61

R = 34,50 m TALUS AMONT : VIDANGE RAPIDE (SANS SEISME)

N° de la tranche (n)	b (m)	$h_n'$ (m)	$h_n''$ (m)	$\gamma_1$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_2$ (t/m <sup>3</sup> )	$G_n = (\gamma_1 h_n' + \gamma_2 h_n'') b$ (t)	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$	$T_n = (\gamma_1 h_n' + \gamma_2 h_n'') b \sin \alpha_n$ (t)	$N_n - W \phi = \gamma_1 h_n' + (\gamma_2 - 1) h_n'' + \frac{G_n \cos \alpha_n}{\cos \alpha_n}$ (t)	$\tan \phi_c$	$(N_n - W \phi) \tan \phi_c'$	$C_c$ (t/m <sup>2</sup> )	$h_n = \frac{b}{\cos \alpha_n}$ (m)	$C_c \cdot h_n$ (t)	$d_i$ (m)
-5	2,20	-	0,60	-	2,10	2,77	-0,5	0,866	-1,385	2,399	0,3877	0,93	0,1	2,54	0,25	29,80
-4	3,45	-	3,40	-		24,63	-0,4	0,916	-9,852	22,561		8,747		3,77	0,38	29,70
-3		-	5,80	-		42,02	-0,3	0,954	-12,606	40,087		15,542		3,62	0,36	29,60
-2		-	7,60	-		55,06	-0,2	0,980	-11,012	53,959		20,920		3,52	0,35	29,50
-1		-	9,80	-		71,00	-0,1	0,995	-7,100	70,645		27,389		3,47	0,35	29,40
0		-	11,0	-		79,69	0	1	-	79,690		30,159		3,45	0,34	29,00
1		-	11,80	-		85,49	0,1	0,995	8,549	85,062		32,978		3,47	0,35	28,60
2		-	11,60	-		84,04	0,2	0,980	16,808	82,359		31,930		3,52	0,35	27,80
3		-	11,80	-		85,49	0,3	0,954	25,647	81,557		31,620		3,62	0,36	27,00
4		-	11,60	-		84,04	0,4	0,916	33,616	76,980		29,845		3,77	0,38	25,60
5		-	11,00	-		79,69	0,5	0,866	39,845	69,011		26,755		3,98	0,40	24,00
6		-	10,00	-		72,45	0,6	0,800	43,470	57,960		22,471		4,31	0,43	22,40
7		8,00	-	1,70	-	46,92	0,7	0,714	38,844	33,500	0,4877	16,338	0,4	4,83	1,93	20,60
8		5,60	-		-	32,84	0,8	0,600	26,272	19,704		9,610		5,75	2,30	17,60
9	2,80	2,80	-		-	13,33	0,9	0,436	11,997	5,812		2,834		7,91	3,16	15,00

Sans seisme  $K_s = 1,63 > 1,50$

$\Sigma = 197,09$

$\Sigma = 308,77$

$Z = 11,69$

$P = 42,60 \text{ m}$  TALUS AMONT VIDANGE RAPIDE (SANS SEISME)

N° de la tranche (n)	b (m)	$h'_n$ (m)	$h''_n$ (m)	$\gamma_1$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_2$ (t/m <sup>3</sup> )	$G_n = (\gamma_1 h'_n + \gamma_2 h''_n) b$ (t)	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$	$T_n = (\gamma_1 h'_n + \gamma_2 h''_n) b \sin \alpha_n$ (t)	$N_n - W \phi = (\gamma_1 h'_n + \gamma_2 h''_n) b \cos \alpha_n$ (t)	$\tan \phi_i$	$(N_n - W \phi) \tan \phi_i$	$C_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$l_n = \frac{b}{\cos \alpha_n}$ (m)	$C_i \cdot l_n$ (t)	$d_i$ (m)
-4	1,80	-	0,60	-	2,10	2,27	-0,4	0,916	-0,908	2,079	0,3577	0,806	0,1	1,965	0,20	39,00
-3	4,26	-	2,80	-		25,05	-0,3	0,954	-7,515	23,898		9,265		4,465	0,43	35,50
-2		-	5,40	-		48,31	-0,2	0,980	-9,662	47,344		18,355		4,347	0,44	38,60
-1		-	7,60	-		67,99	-0,1	0,995	-6,799	67,650		26,228		4,281	0,43	38,40
0		-	9,40	-		84,09	0	1	-	84,090		32,601		4,260	0,43	38,00
1		-	10,60	-		94,83	0,1	0,995	9,483	94,356		36,582		4,281	0,43	37,20
2		-	10,80	-		96,62	0,2	0,980	19,324	94,688		36,710		4,347	0,44	36,20
3		-	10,60	-		94,83	0,3	0,954	28,449	90,468		35,074		4,465	0,45	35,00
4		-	10,60	-		91,25	0,4	0,916	36,500	83,585		32,406		4,650	0,46	33,60
5		-	10,20	-		82,30	0,5	0,866	41,150	71,272		27,632		4,919	0,49	31,60
6		-	7,00	-		62,62	0,6	0,800	37,572	50,096		19,422		5,325	0,50	29,20
7		5,00	-	1,70	-	36,21	0,7	0,714	25,347	25,854	0,4877	12,609	0,4	5,97	2,39	26,20
8		1,40	-		-	10,14	0,8	0,600	8,112	6,084		2,967	0,4	7,10	2,84	23,20
						$K_s = 1,66$	$> 1,50$	$\Sigma = 181,05$			$\Sigma = 290,66$		$\Sigma = 9,95$			

R = 31,50 m VIDANGE RAPIDE (AVEC SEISME) R = 31,00 m

R = 42,60 m (AVEC SEISME)

N° de la tranche (n)	Gn (t)	T <sub>En</sub> = a.Gn (t)	T <sub>En</sub> .di (t.m)
-5	2,77	0,55	16,39
-4	24,63	4,93	146,42
-3	42,02	8,40	248,64
-2	55,06	11,01	324,79
-1	71,00	14,20	417,48
0	79,69	15,94	462,26
1	85,49	17,10	489,06
2	84,04	16,81	467,32
3	85,49	17,10	461,70
4	84,04	16,81	430,34
5	79,69	15,94	382,56
6	72,45	14,49	324,58
7	46,92	9,38	193,23
8	32,84	6,57	115,13
9	13,33	2,67	40,05

K<sub>S</sub>' = 1,15 Σ = 4327,22

N° de la tranche (n)	Gn (t)	T <sub>En</sub> = a.Gn (t)	T <sub>En</sub> .di (t.m)
-5	10,42	2,08	56,16
-4	26,04	5,21	138,59
-3	37,76	7,55	199,32
-2	49,48	9,90	259,38
-1	58,59	11,72	304,72
0	65,10	13,02	335,92
1	66,40	13,28	339,97
2	70,31	14,06	351,50
3	71,61	14,32	343,68
4	70,31	14,06	323,38
5	66,40	13,28	286,85
6	59,89	11,98	239,60
7	38,99	7,80	138,84
8	22,13	4,43	66,45
9	9,49	1,90	25,08

K<sub>S</sub>' = 1,10 Σ = 3409,44

N° de la tranche	Gn (t)	T <sub>En</sub> = a.Gn (t)	T <sub>En</sub> .di (t.m)
-4	2,27	0,454	17,71
-3	25,05	5,01	194,39
-2	48,31	9,66	372,95
-1	67,99	13,60	522,16
0	84,09	16,82	639,08
1	94,83	18,97	705,53
2	96,62	19,32	699,53
3	94,83	18,97	663,31
4	91,25	18,25	613,20
5	82,30	16,46	520,14
6	62,62	12,52	365,70
7	36,21	7,24	189,74
8	10,14	2,03	47,05
		Σ =	4350,99

K<sub>S</sub>' = 1,16

C H A P I T R E VI

O U V R A G E S ANNEXES

## L'EVACUATEUR DE CRUE

L'évacuateur de crue est un organe vital de la digue en terre. Effectivement pour lutter contre la submersion, on doit mettre un évacuateur.

Pour le choix du type d'évacuateur on a étudié deux variantes :

### 1- 1ère Variante

#### EVACUATEUR DE CRUE EN PUIT

Cet ouvrage a l'avantage d'être relativement compacte et de pouvoir être combiné avec la déviation provisoire et la vidange de fond. Mais du point de vue hydraulique, il présente l'inconvénient de s'engorger, à partir de ce moment, le débit ne croît que faiblement lorsque le plan d'eau monte et la revanche disponible ne peut servir qu'à stocker l'eau de la crue.

#### DIMENSIONNEMENT : a) données

- débit de crue laminé  $Q = 51\text{m}^3/\text{s}$  (conduite partiellement pleine)
  - la charge au dessus du seuil  $774,00 - 772,8 = 1,20 \text{ m}$
  - évacuateur en forme de puit
- Côté T.N = 764,00 amont, côté TN = 754,00 Aval

$$\text{pente géométrique } J_0 = \frac{764 - 754}{125} = 0,08$$

#### b) Etude de l'évacuateur de crue

- 1°) partie convergente
- 2°) partie fût de transition
- 3°) partie galerie d'évacuation
- 4°) canal de fuite
- 5°) bassin de dissipation

./.

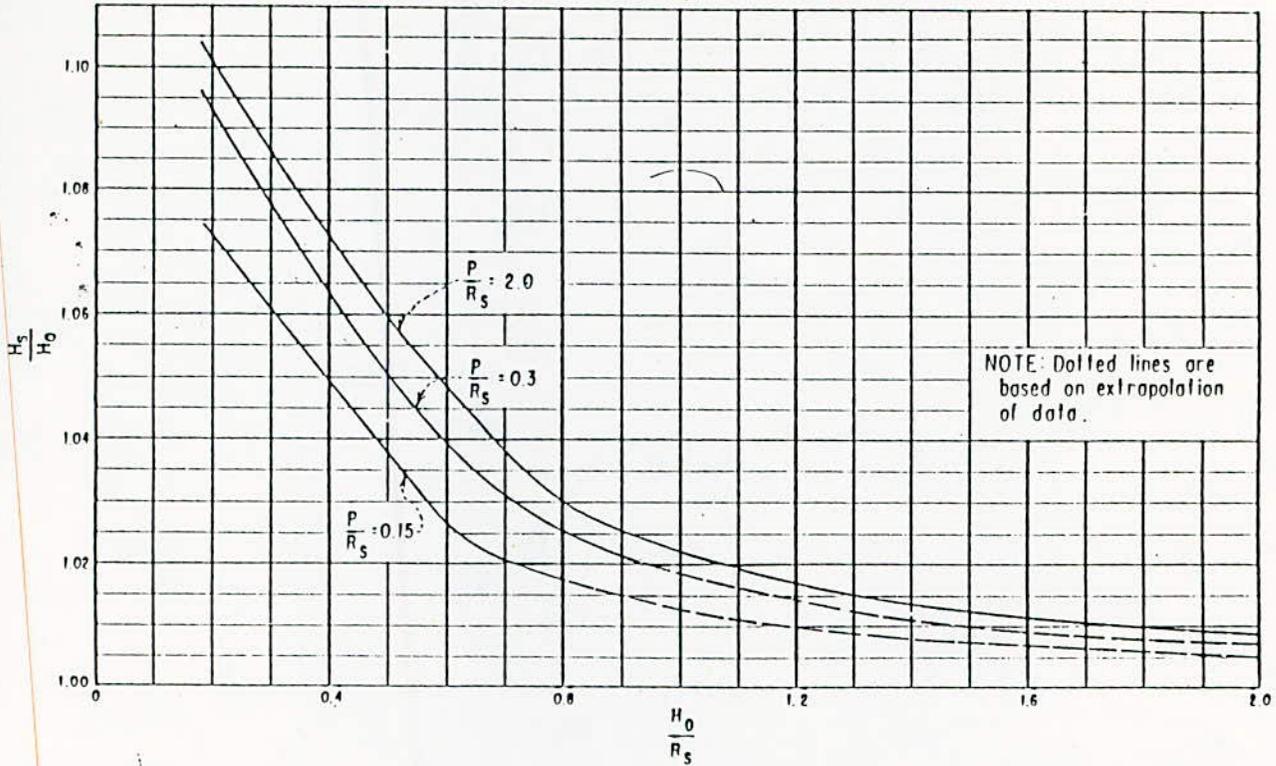


Figure 225. Relationship of  $\frac{H_s}{H_o}$  to  $\frac{H_o}{R_s}$  for circular sharp-crested weirs.

Abaque pour la détermination des rapports  $\frac{H_s}{H_o}$  et  $\frac{H_o}{R_s}$  en fonction du rapport  $\frac{P}{R_s}$

Profil de l'évacuateur en puit

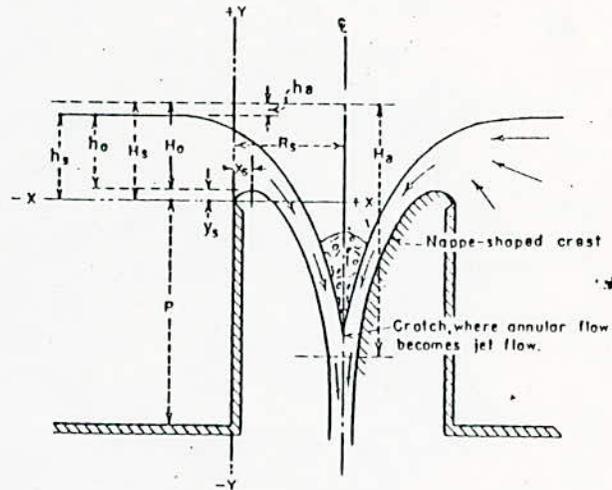
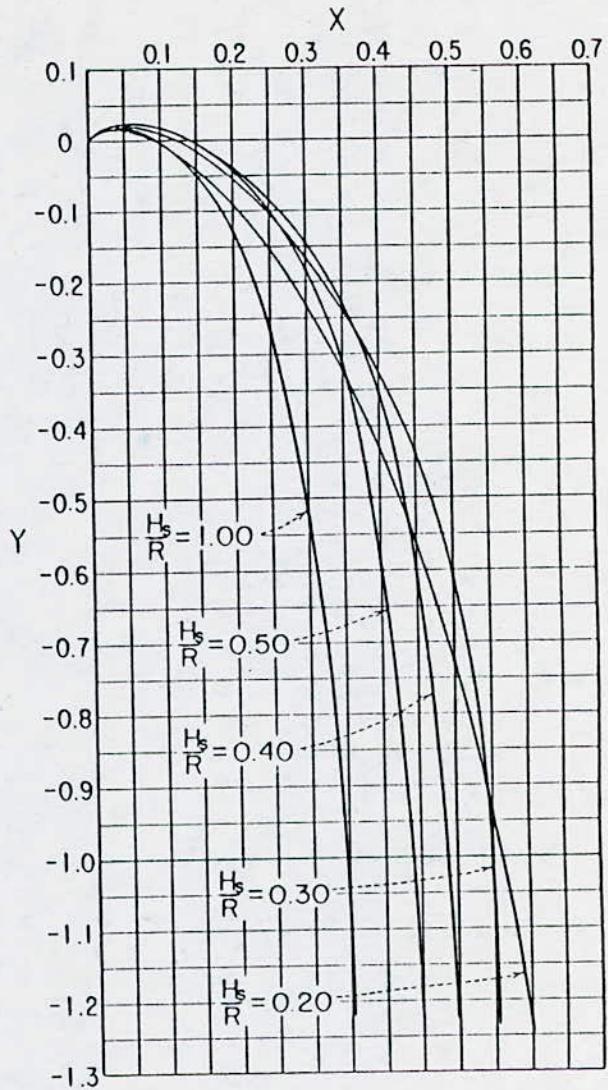
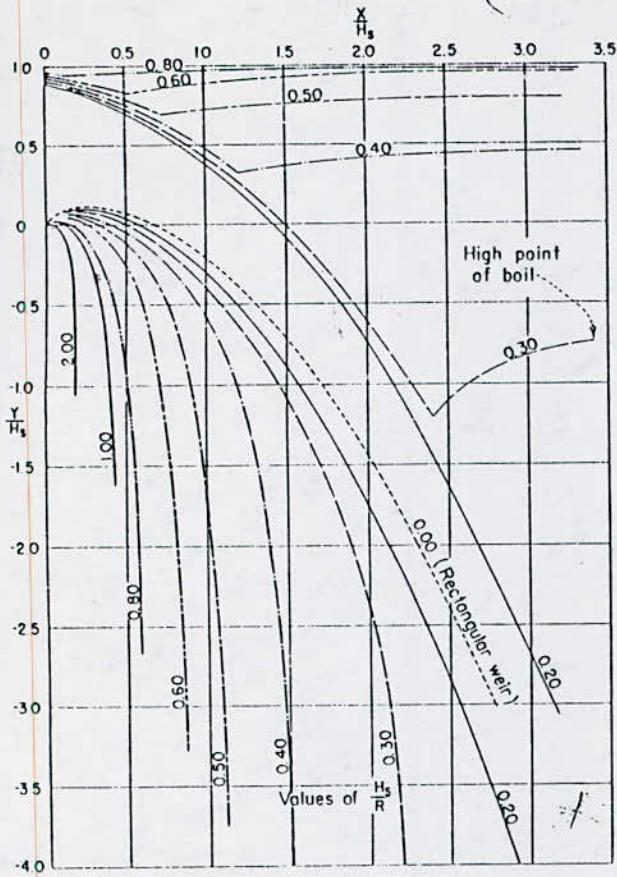
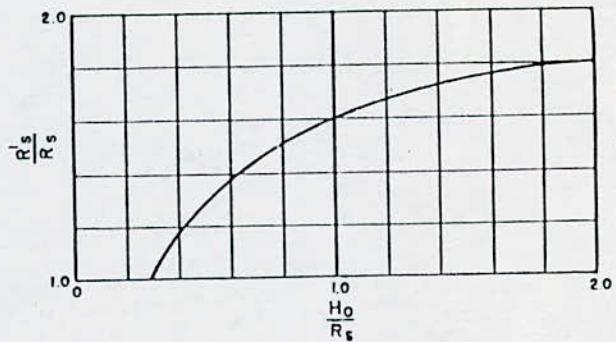
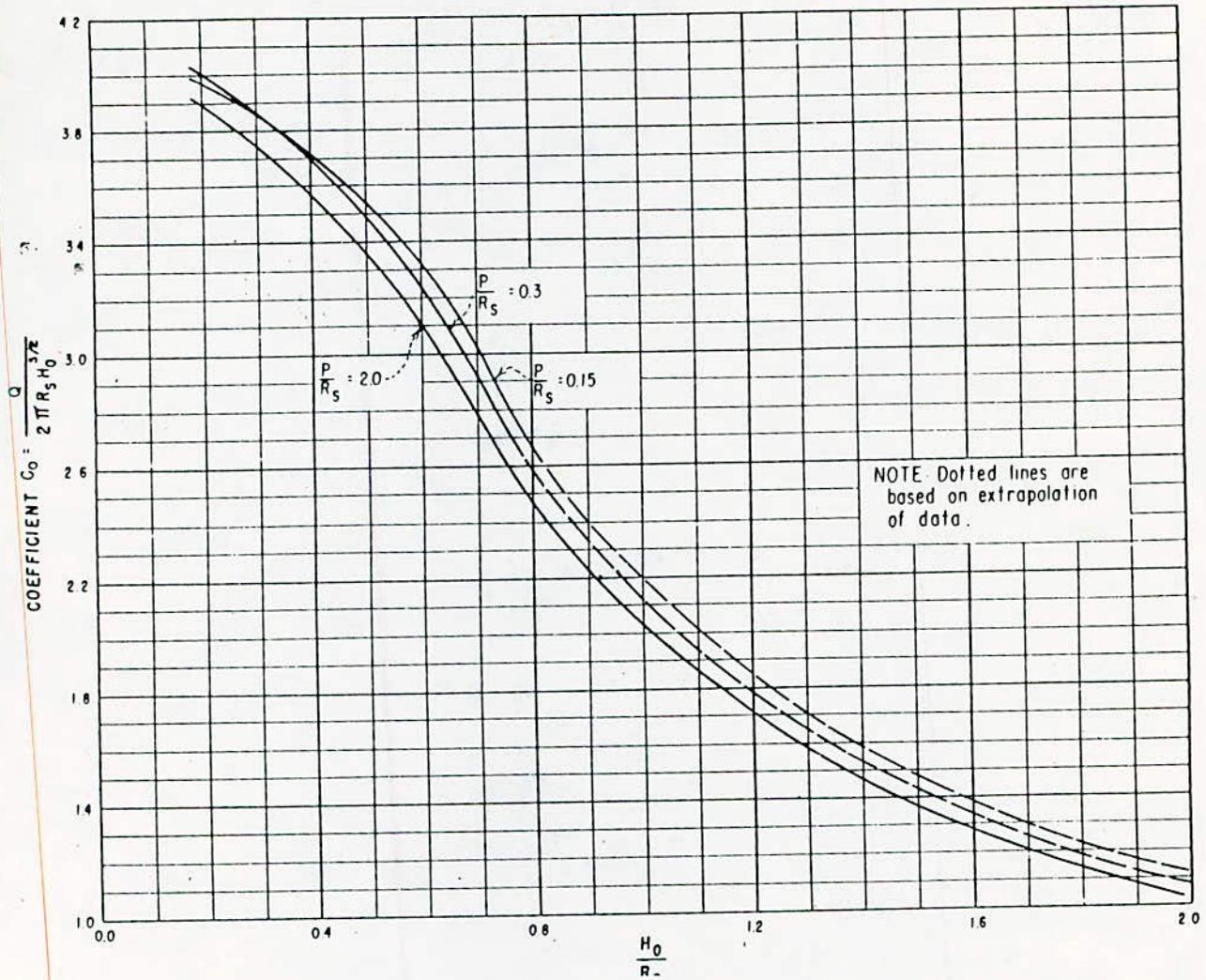


Figure 222. Elements of nappe-shaped profile for circular weir.



Abaques pour la détermination des coordonnées de la forme de l'évacuateur





Abaque pour la détermination du coefficient de débit  $C_0$  en fonction du rapport  $\frac{H_0}{R_s}$

a) ETUDE DE LA PARTIE CONVERGENTE

$$Q = C_o \cdot 2\pi R_s \cdot H_d^{3/2}$$

$C_o$  Coefficient de débit

$R_s$  Rayon du convergent

$H_d$  la charge au dessus du seuil

On détermine le rayon du convergent d'après les approximations successives

1°)  $R_s = 5 \text{ m}$

$$H_d = 1,20 \text{ m}$$

$$\frac{H_d}{R_s} = \frac{1,20}{5} = 0,24 \quad C_o = 3,82 \text{ (abaque fig 283 p417 design of SMALL DAMS)}$$

$$Q = 3,82 \cdot 2\pi \times 5 \cdot (1,20)^{3/2} = 157,67 \text{ m}^3/\text{s}$$

2°)  $R_s = 4 \text{ m}$

$$\frac{H_d}{R_s} = \frac{1,20}{4} = 0,30 \quad C_o = 3,75$$

$$Q = 3,75 \cdot 2\pi \cdot 4 \cdot (1,20)^{3/2} = 123,83 \text{ m}^3/\text{s}$$

3°)  $R_s = 3$       $\frac{H_d}{R_s} = \frac{1,20}{3} = 0,4$       $C_o = 3,48$

$$Q = 3,48 \cdot 2\pi \cdot 3 \cdot (1,20)^{3/2} = 86,18 \text{ m}^3/\text{s}$$

4°)  $R_s = 2$       $\frac{H_d}{R_s} = \frac{1,20}{2} = 0,6$       $C_o = 3,10$

$$Q = 3,10 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot (1,20)^{3/2} = 51,18 \text{ m}^3/\text{s}$$

On prend  $R_s = 2 \text{ m}$  pour  $Q$  lamine  $51,18 \text{ m}^3/\text{s}$

\* La charge totale  $H_s$  (cf abaque N°285 p 421 design OF SMALL DAMS)

$$\frac{H_d}{R_s} = 0,6 \quad \frac{H_s}{H_d} = 1,048 \quad H_s = 1,048 \cdot H_d = 1,048 \cdot 1,20 = 1,26 \text{ m}$$

./.

$$Y_s = H_s - H_a = 1,26 - 1,20 = 0,06$$

$$\frac{H_s}{R_s} = \frac{1,26}{2} = 0,63$$

$$\frac{Y_s}{H_s} = \frac{0,06}{1,26} = 0,0476$$

de la table 25 page 418 (design of SMALL DAMS)

$$\frac{X_s}{H_s} = 0,090 \text{ pour } \frac{X_s}{H_s} = 0,0471$$

$$\frac{X_s}{H_s} = 0,100 \text{ pour } \frac{Y_s}{H_s} = 0,0482$$

d'où : 0,01            0,0011

par interpolation       $d \approx 0,0005$

$$d = \frac{0,01 \times 0,0005}{0,0011} = 0,0045$$

$$\frac{X_s}{H_s} = 0,090 + 0,0045 = 0,0945$$

$$\text{On adopte } X_s = 1,26 \cdot 0,0945 = 0,119$$

$$(Y_s = 0,06)$$

$$(X_s = 0,12)$$

#### CALCUL DU FUT DE TRANSITION

$$Q = \pi R^2 \cdot \sqrt{2g Hd}$$

$$R^2 = \frac{Q}{\pi \sqrt{2g Hd}} = R = \frac{Q^{\frac{1}{2}}}{3,73 Hd^{1/4}} = 0,268 \cdot \frac{Q^{\frac{1}{2}}}{Hd^{1/4}}$$

Nous considérons une contraction de 0,1 Ha

COTE DE LA SECTION DE CONTROLE	$Hd$	$Hd^{1/4}$	$Q^{1/2}$	R
772,80	1,20	1,0466	7,14	1,828
772,00	2,00	1,0892	7,14	1,7568
771,00	3,00	1,3161	7,14	1,4539
770,00	4,00	1,4142	7,14	1,3530
769,00	5,00	1,4953	7,14	1,2797
768,00	6,00	1,5651	7,14	1,2226
767,00	7,00	1,6265	7,14	1,176
766,00	8,00	1,6818	7,14	1,1377
765,00	9,00	1,7320	7,14	1,1048
764,00	10,00	1,7782	7,14	1,076

Pour R = 1,10 m

Equation de Manning STRICKLER

$$Q = \frac{0,823 \cdot A \cdot r^{2/3} \cdot J^{1/2}}{n}$$

$$J^{1/2} = \frac{Q \cdot n}{A \cdot r^{2/3} \cdot 0,823} \quad J = \left( \frac{Q \cdot n}{A \cdot r^{2/3} \cdot 0,823} \right)^2$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad J = \left( \frac{n \cdot V}{r^{2/3} \cdot 0,823} \right)^2$$

Remplissage 75% (car elle débite en plus)

$$A = 0,75 \pi R^2 = 0,75 \cdot 3,14 (1,10)^2 = 2,85 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{51}{2,85} = 17,89 \text{ m/s}$$

la perte de charge rapportée à la vitesse  $hV = \frac{V^2}{2g} = \frac{17,89^2}{19,6} = 1,633 \text{ m}$

$n = 0,018$  (tableau 13 design OF SMALL DAMS)

Remplissage de 75%  $\frac{d}{D} = 0,702$  ,  $\frac{r}{D} = 0,2964$ .

$D = 2R = 2 \times 1,1 = 2,2$        $r = 0,2964 \cdot 2,2 = 0,652$

Gradient de perte de charge

$$J = \left( \frac{(17,89 \cdot 0,018)}{(0,823 \cdot (0,652)^{2/3}} \right)^2 = 0,27 \Rightarrow 8$$

Longueur totale  $L_t = L + 2D + 8 = 125 + 2 \times 2,2 + 0,27 = 130 \text{ m}$

- Côte génératrice inférieure  $754 - 0,80 - 0,20 - 2,2 = 750,80$

$764 - 0,80 - 0,20 - 2,20 = 760,80$  /(Amont)

- Perte de charge par frottement

$$hf = J \cdot L_T = 0,27 \cdot 130 = 35,10 \text{ m}$$

$$764,00 + \frac{1}{1,1} (774 - 764) - 16,33 - 35,10 - 0,702 \times 2,60 = 720,12$$

(trop bas)

./.

R = 1,20 m

Equation de Manning STRICKLER

$$Q = \frac{0,823 \cdot A \cdot T^{2/3} \cdot J^{1/2}}{n}$$

$$J^{1/2} = \frac{Q \cdot n}{A \cdot T^{2/3} \cdot 0,823} \quad J = \left( \frac{Q \cdot n}{A \cdot T^{2/3} \cdot 0,823} \right)^2$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad J = \left( \frac{nV}{T^{2/3} \cdot 0,823} \right)^2$$

Section A = 0,75 πR<sup>2</sup> = 0,75 · 3,14 · (1,20)<sup>2</sup> = 3,39 m<sup>2</sup>

Vitesse V =  $\frac{Q}{A} = \frac{51}{3,39} = 15,04$  m/s

- la perte de charge rapportée à la vitesse

$$V = \sqrt{2gh_v} \quad h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{(15,04)^2}{19,6} = 11,54 \text{ m}$$

- n = 0,018

Remplissage 75%  $\frac{T}{D} = 0,2964 \quad T = 0,2964 \cdot 2,40 = 0,7114$

D = 2R = 2 × 1,2 = 2,40

Gradient de la Perte de charge

$$J = \frac{n \cdot V}{T^{2/3} \cdot 0,823} = \left( \frac{0,018 \cdot 15,04}{(0,7114)^{2/3} \cdot 0,823} \right)^2 = 0,17 \Rightarrow 6'$$

Longueur totale L<sub>T</sub> = L + 2D + δ = 125 + 2 × 2,4 + 0,17 = 136 m de la galerie

- Côte génératrice inférieure (Aval)

754 - 0,80 - 0,20 - 2,4 = 750,6

./.

- Côte génératrice inférieure (Amont)

$$764 - 0,80 - 0,20 - 2,4 = 760,76$$

- Perte de charge totale  $hf = J.L_T = 0,17.130 = 22,10$

$$771,50 + \frac{1}{1,1} (774 - 771,50) - 11,54 - 22,10 - 0,702.2,40 = 753,05$$

- Rayon adopte 1,20 m diamètre ( $\emptyset$ ) de la galerie = 2,4 m

\* Rayon du fût de transition  $R = 1,00$  m  $D_f = 2,0$  m

\* Diamètre ( $\emptyset$ ) de la galerie  $D_g = 2,40$  m

\* Rayon du convergent  $R_s = 2$  m  $D_s = 4,0$  m

- Section galerie + fûte de transition

$$\pi (1,40^2 - 1,20^2) = 1,633 \text{ m}^2$$

- Longueur de la galerie  $L_T = 135$  m

- Epaisseur de béton 15 à 20 cm

- Section de la tulipe

$$* R_{\text{moy}} = \frac{2 + 1,20}{2} = 1,60$$

$$A = (1,60 + 0,20)^2 \cdot \pi - 1,60^2 \cdot \pi = 2,135 \text{ m}^2$$

- longueur du coude  $\frac{2\pi R}{4} = \frac{5\pi D}{4} = 9,42$  m

$$\text{avec } R = 2,5D$$

\* Longueur du fut de transition

$$* 772,8 - 1,30 = 771,50$$

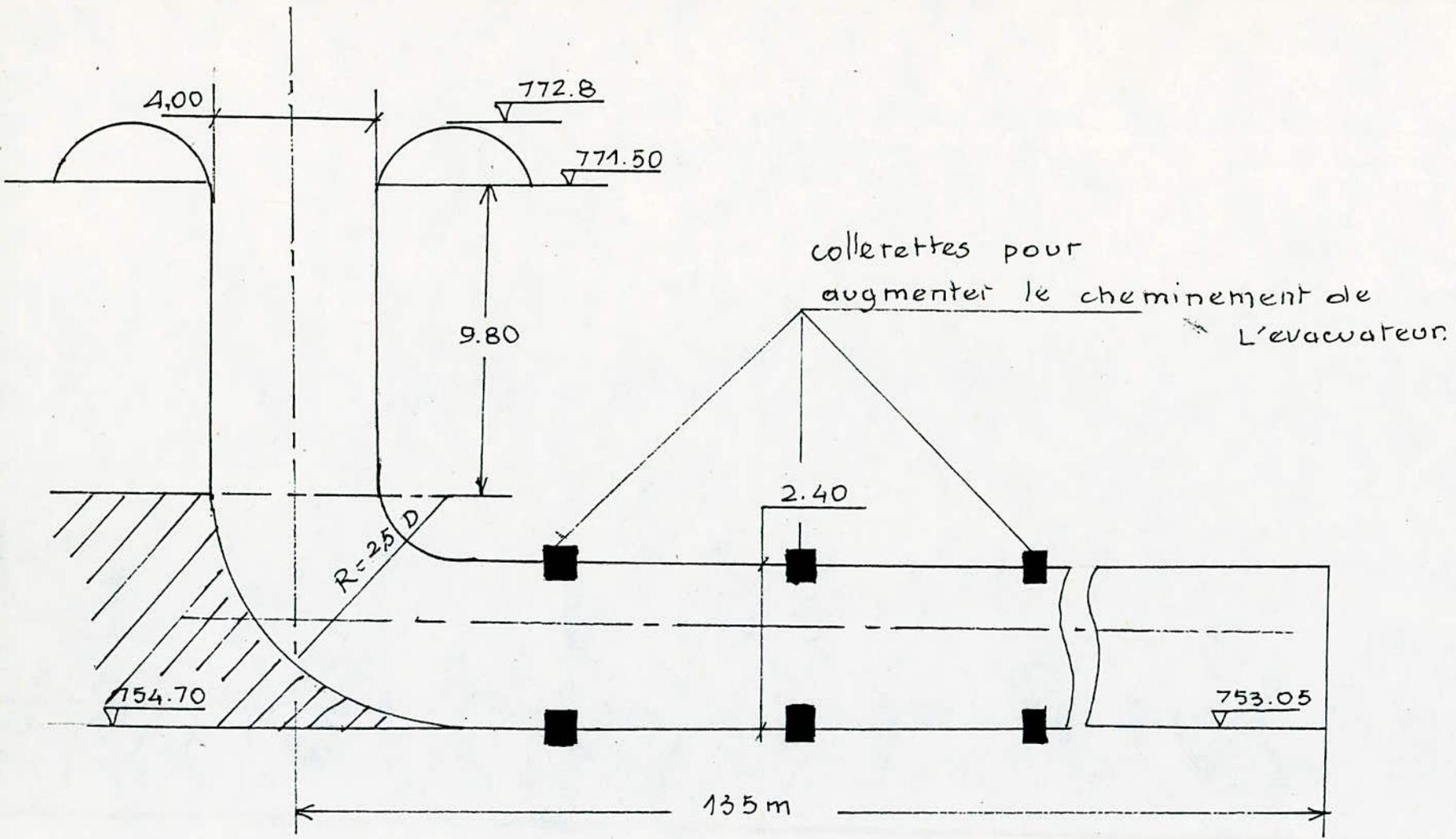
$$(771,50 - 752,28) - 9,42 = 9,80 \text{ m}$$

$$L_T = 135 + 9,42 + 9,80 = 154,22$$

$$V_T \text{ béton } (2,135 \times 1,30) + (1,633 \cdot 154,22)$$

$$V_T \text{ béton} = 254,62 \text{ m}^2$$

$$V_T = 300 \text{ m}^3$$



2 - 2ème Variante

EVACUATEUR DE SURFACES

Le plus simple des ouvrages supérieurs d'évacuation de crue est le déversoir à seuil fixé, sa capacité es proportionnelle à Z (Z lame d'eau déversante).

EVACUATEUR DE SURFACE SUR RIVE DROITE

Dans cette partie le seuil de déversoi (seuil gréager) sera fixé à la côte, il se fondera sur un massif calcaire. Ce déversoir pour déboucher sur l'Oued par un canal qui suivra les pentes assez douées du ravin .

L'évacuateur de surface sur rive droite semble être la solution la plus simple.

A partir d'une étude comparative entre les différentes variantes étudiées, le choix à porter sur un évacuateur de surface sur rive droite qui s'adapte le mieux dans ce cas.

CALCUL HYDRAULIQUE DE L'EVACUATEUR DE CRUE

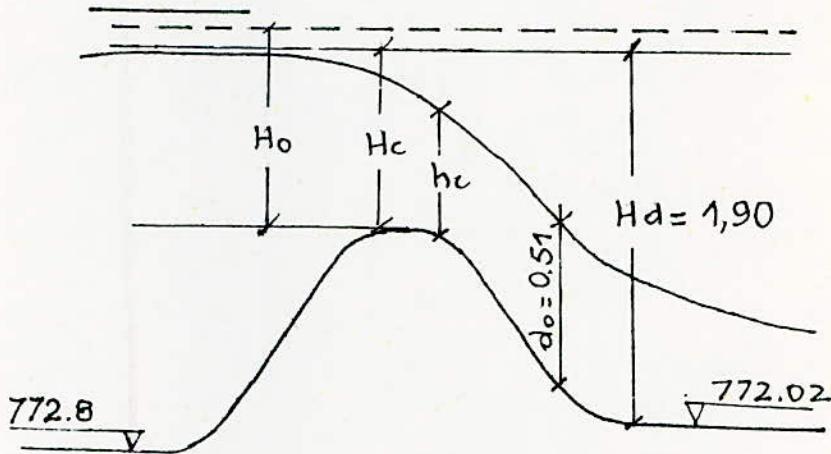
TYPE FRONTAL.

$Q_{max} = 25 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_e = 774 - 772,8 = 1,20 \text{ m}$

Largueur du deversoir  $b = 10 \text{ m}$

$P = 772,8 - 772,05 = 0,75$



1) le débit unitaire passant par le seuil

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{25}{10} = 2,5 \text{ m}^3/\text{s} : \text{m}$$

2) la hauteur critique au niveau du seuil

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 0,86 \text{ m}$$

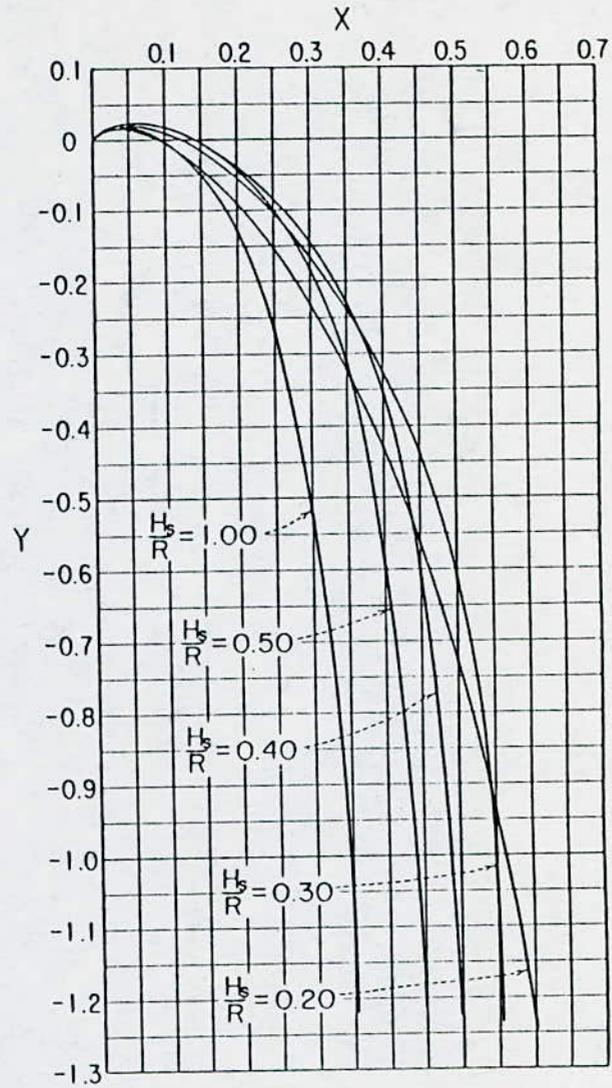
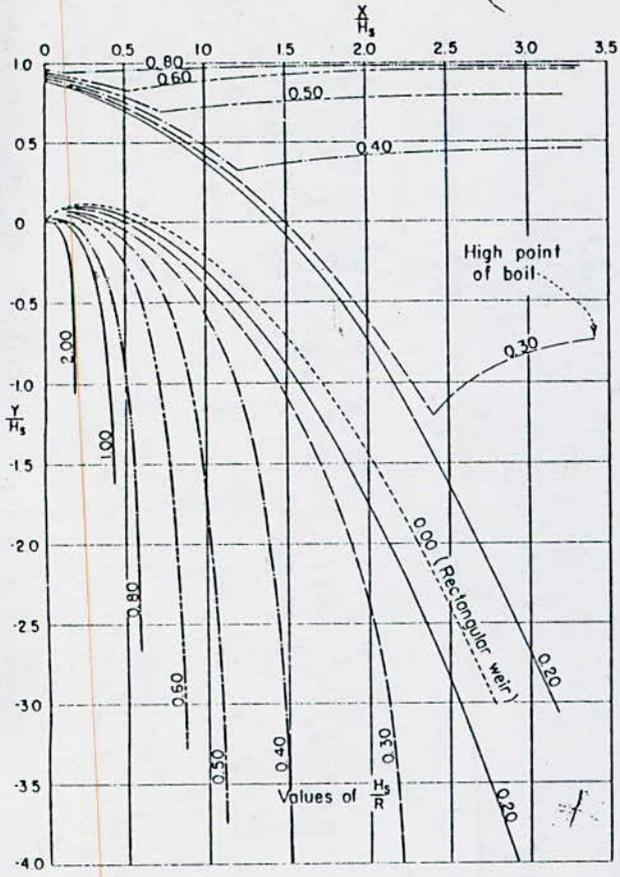
la vitesse critique  $V_c = \frac{qc}{hc} = \frac{2,5}{0,86} = 2,91 \text{ m/s}$

la charge totale sera  $H_0 = \frac{3}{2} \cdot h_c = 1,29$

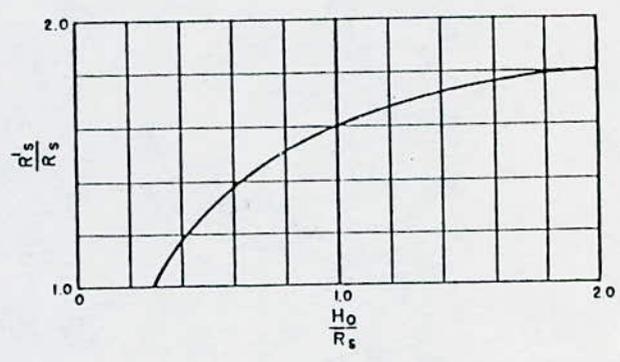
la pente critique  $i_c = \left[ \left( \frac{V_c}{75 \cdot hc} \right)^{2/3} \right]^2 = 0,0018$

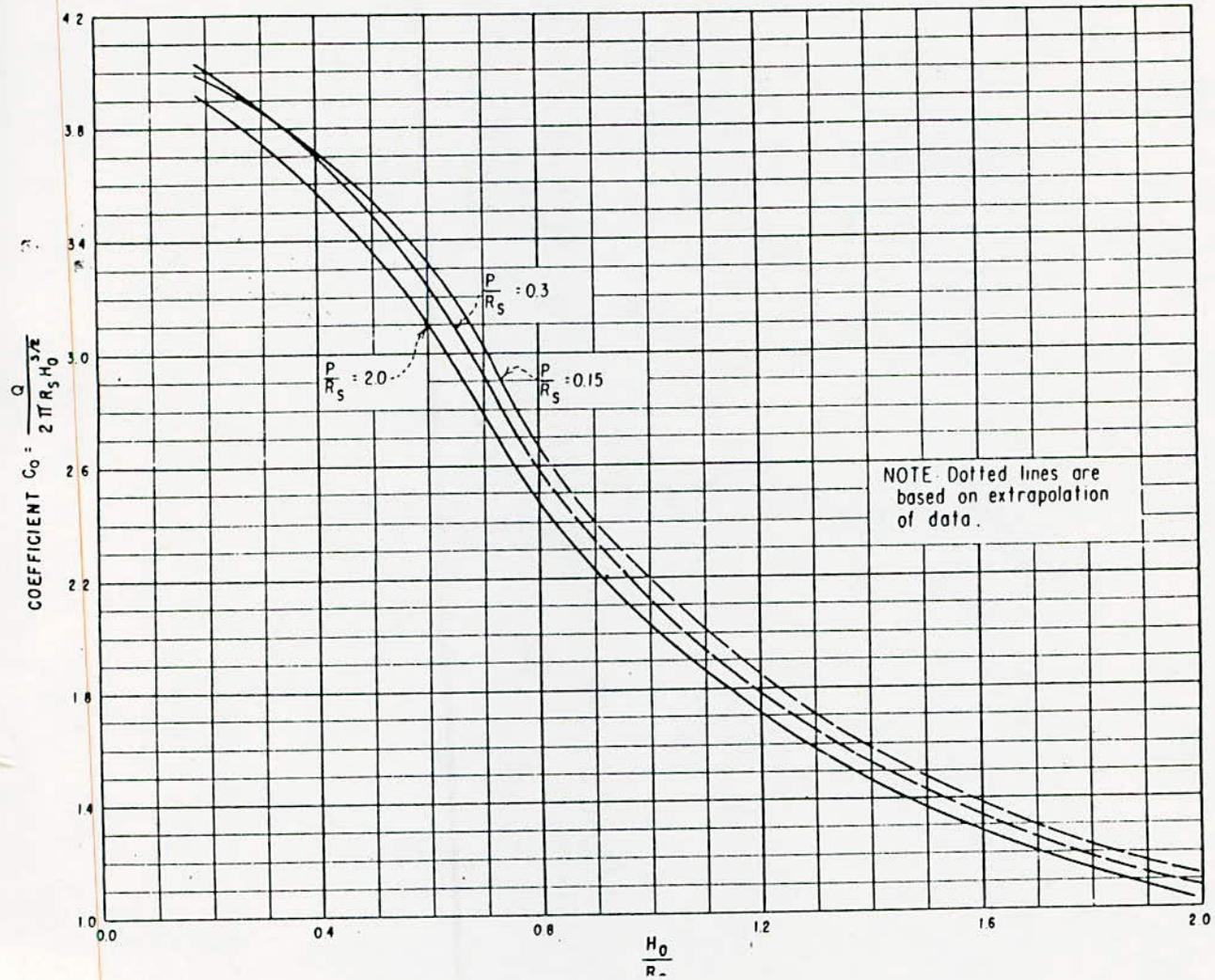
$\frac{P}{H_0} = \frac{0,75}{1,29} = 0,58$   $C_o = 2,11$  (Cf abaque fig.283 page 413

désign. of SLALL DANS

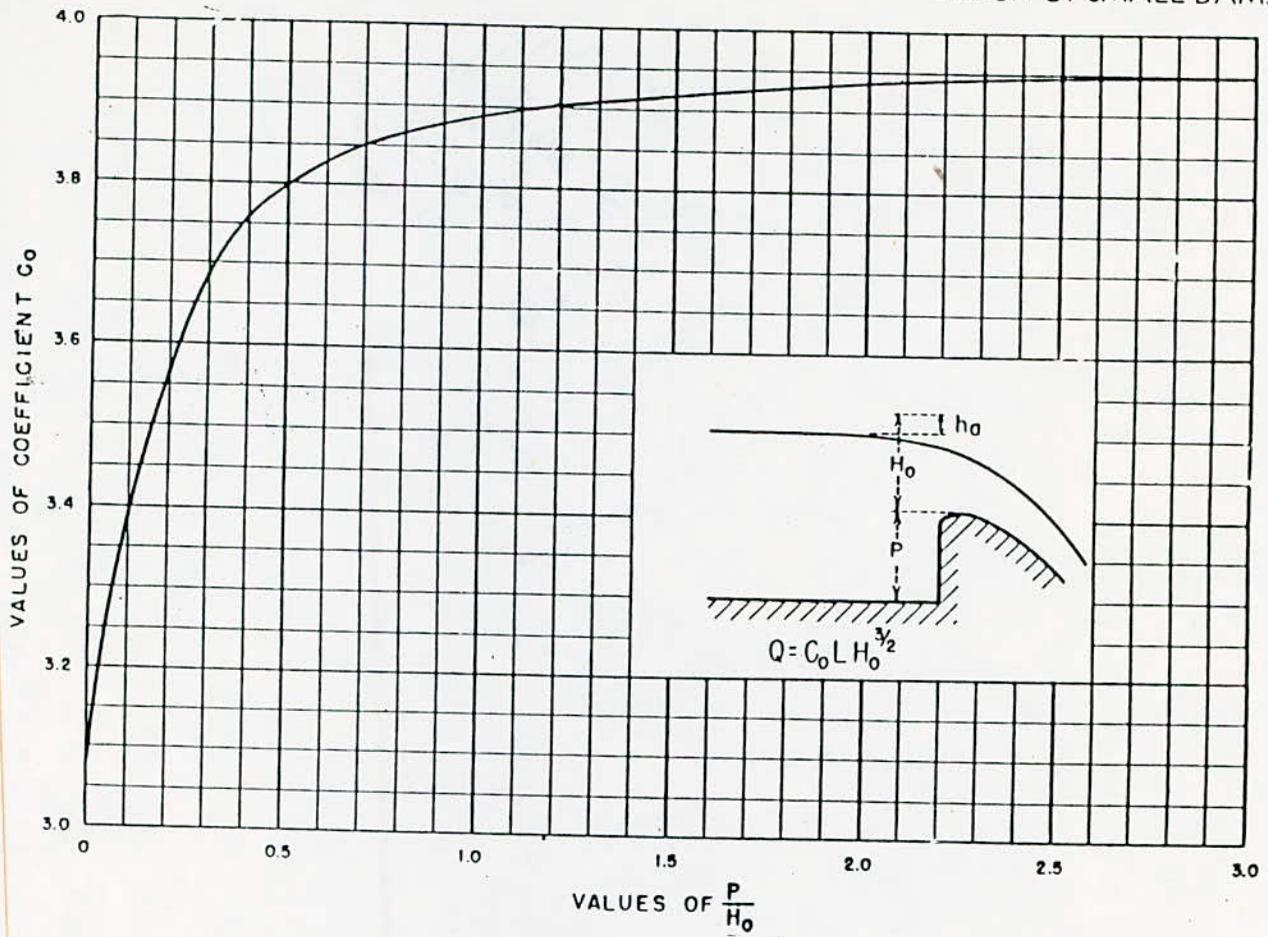


Abaques pour la détermination des coordonnées de la forme de l'évacuateur





Abaque pour la détermination du coefficient de débit  $C_o$  en fonction du rapport  $\frac{H_o}{R_s}$



Abaque pour la détermination du coefficient de débit  $C_o$  en fonction du rapport  $\frac{P}{H_o}$

$$\frac{C_i}{C_o} = 1,005 = C_i = 2,11.1,005 = 2,12$$

$\frac{H_o}{H}$	He	$\frac{C_i}{C_o}$	$C_i$	Hd+d	$\frac{Hd+d}{He}$	$\frac{C_s}{C_i}$	$C_s$	$q=C_s.H_o^{3/2}$	He+P	Yapp	ha	Charge Totale	Q
	m			m				m <sup>3</sup> /s	m	m/s			m <sup>3</sup> /s
0,2	0,258	0.85	1,80	1.00	3.86	1.00	1.80	0.24	1.00	0.24	0.003	0.258	2.40
0.4	0.516	0.90	1.91	1.27	2.46	1.00	1.91	0.71	1.27	0.56	0.002	0.516	7.70
0.5	0.645	0.92	1.95	1.395	2.163	1.00	1.95	1.01	1.395	0.734	0.027	0.648	10.17
0.6	0.774	0.94	1.99	1.524	1.97	1.00	1.99	1.355	1.522	0.889	0.04	0.778	13.65
0.8	1.032	0.97	2.06	1.782	1.73	1.00	2.06	2.16	1.782	1.21	0.075	1.039	21.83
0.85	1.097	0.98	2.08	1.847	1.68	1.00	2.08	2.39	1.847	1.29	0.085	1.11	24.18
0.90	1.16	0.985	2.09	1.91	1.65	1.00	2.09	2.61	1.91	1.37	0.095	1.168	26.45

$$He = 1,16$$

$$C = 2,09$$

$$\frac{Hd + d}{He} = 1,65,$$

$$Hd + d = 1,91$$

$$\frac{Hd}{He} = 1,20 \text{ (régime torentiel)} \quad Hd = 1,20.1,16 = 1,40$$

$$d = 1,91 - 1,40 = 0,51$$

./.

CARACTERISTIQUES DU SEUIL

$$\begin{array}{l} h_a = 0,095 \\ H_a = 1,29 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} h_a \\ H_a \end{array}} \right) \Rightarrow \frac{h_a}{H_a} = \frac{0,095}{1,29} = 0,074$$

Les coordonnées du sommet sont

$$\frac{X_c}{H_o} = 0,23 \Rightarrow X_c = 1,29 \cdot 0,23 = 0,29$$

$$\frac{Y_c}{H_o} = 0,073 \Rightarrow Y_c = 1,29 \times 0,073 = 0,09$$

Les rayons de courbures

$$\frac{R_1}{H_o} = 0,555 \Rightarrow R_1 = 0,555 \cdot 1,29 = 0,716$$

$$\frac{R^2}{H_o} = 0,192 \Rightarrow R^2 = 0,192 \cdot 1,29 = 0,248$$

On adopte

$X_c = 0,30$ m
$Y_c = 0,10$ m
$R_1 = 0,72$ m
$R^2 = 0,25$ m

l'équation Générale

$$\frac{Y}{H_o} = k \cdot \left[ \frac{X}{H_o} \right]^n \quad \text{avec } k = 0,512 \quad n = 1,82$$

$$\frac{Y}{H_o} = -0,512 \cdot \left[ \frac{X}{H_o} \right]^{1,82}$$

./.

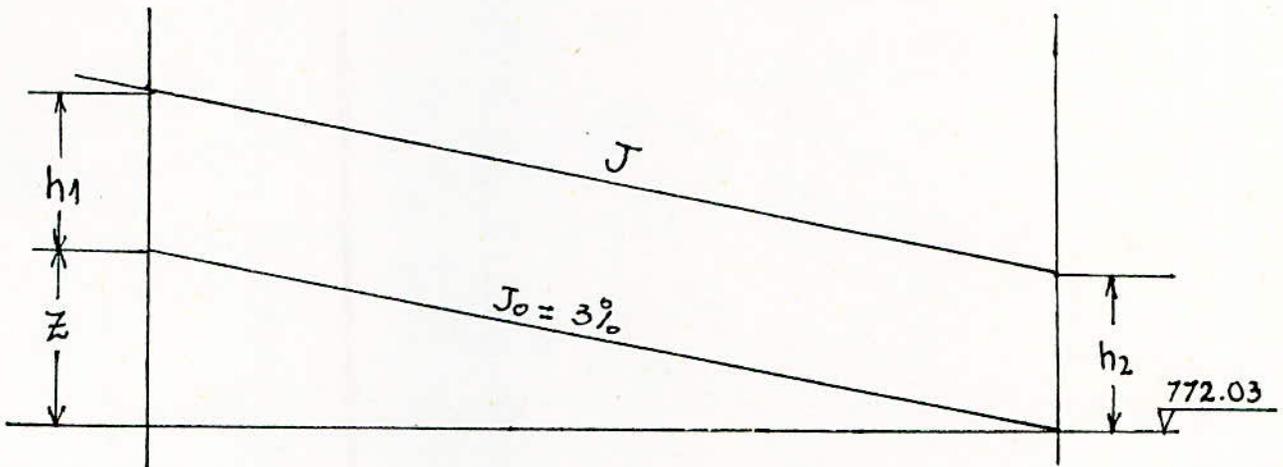
L'EVACUATEUR est de type GRAEGER son profil est construit en fonction des coordonnées OFFITCHOROV suivantes :

$X/H_0$	$Y/H_0$	X	Y
0,00	0,00	0,00	0,00
0.02	- 0.0004	0.026	- 0.0006
0.04	- 0.0015	0.052	- 0.0019
0.06	- 0.0031	0.072	- 0.0040
0.08	- 0.0052	0.103	- 0.0067
0.10	- 0.0071	0.129	- 0.0142
0.12	- 0.0110	0.155	- 0.0180
0.14	- 0.0140	0.181	- 0.0230
0.16	- 0.0180	0.210	- 0.0300
0.18	- 0.0230	0.230	- 0.0350
0.20	- 0.0270	0.260	- 0.0430
0.22	- 0.0330	0.280	- 0.0490
0.24	- 0.0370	0.310	- 0.0570
0.26	- 0.0440	0.340	- 0.0650
0.28	- 0.050	0.360	- 0.068
0.30	- 0.057	0.39	- 0.074

(SUITE DU TABLEAU)

$X/H_0$	$Y/H_0$	$X$	$Y$
0.40	- 0.097	0.52	- 0.125
0.50	- 0.145	0.65	- 0.187
0.60	- 0.202	0.77	- 0.261
0.70	- 0.268	0.90	- 0.346
0.80	- 0.341	1.03	- 0.440
0.90	- 0.423	1.16	- 0.546
1.00	- 0.512	1.29	- 0.660
1.10	- 0.713	1.32	- 0.920
1.20	- 0.945	1.38	- 0.960
1.30	- 0.966	1.45	- 0.980
1.40	- 1.024	1.55	- 0.990
1.50	- 1.156	1.81	- 1.219
1.60	- 1.204	2.06	- 1.553

CALCUL DU CHENAL D'ECOULEMENT



- calcul de la hauteur normale

\*  $Q = K.S R^{2/3} . I^{1/2}$

- K = 75 béton armé avec joint

- S =  $h_n . L$  (avec  $L = 10$  m)

- R rayon hydraulique  $R = \frac{S}{p} = \frac{h_n . L}{L + 2 h_n}$

- I pente géométrique du canal  $i = 0,003$

$$\sqrt{i} = 0,055$$

- calcul de la longueur du canal

$$775 - 772,03 = 2,91$$

d'où à l'amont  $2,91 . 1 = 8,73$  m

" " l'aval  $2,91 \times 2 = 5,80$  m

et par conséquent  $L = 8,73 + 5,80 + 5,10 = 19,55$

- la cote de la fin du canal  $772,09 - (19,55 \times 0,003) = 772,03$

./.

$h_n$	$P = L + 2h_n$	$S = h_n \cdot L$	$R_h = \frac{S}{P}$	$R_h^{2/3}$	$Q$
m	m	m <sup>2</sup>	m	m	m <sup>3/5</sup>
0.10	10.20	1.0	0.098	0.213	0.88
0.20	10.40	2.0	0.192	0.333	2.75
0.30	10.60	3.0	0.283	0.431	5.34
0.40	10.80	4.0	0.370	0.516	8.51
0.50	11.0	5.0	0.455	0.591	12.19
0.60	11.20	6.0	0.536	0.660	16.34
0.70	11.40	7.0	0.614	0.722	20.85
0.75	11.50	7.5	0.652	0.752	23.26
0.80	11.60	8.0	0.690	0.781	25.77

Pour la pente géométrique

$$i = 3 \%$$

$$L = 10,0 \text{ m}$$

La hauteur normale du chenal d'écoulement

$$h_n = 0,80 \text{ m}$$

Hauteur critique

$$h_c = 0,86 \text{ m}$$

don l'écoulement est torrentiel le long du chenal

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{25,77}{8} = 3,22 \text{ m/s}$$

$$\text{Revanche } R = 0,6 + 0,05 \cdot V \sqrt[3]{h_c} = 0,75 \text{ m}$$

Calcul du tirant d'eau

En application de la relation de BERNOULLI

$$Z_1 + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + j \Delta L$$

$$(Z_1 - Z_2) + (h_1 - h_2) + \left( \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right) = J \cdot \Delta L$$

$$J_0 \cdot \Delta L + (h_1 - h_2) + \left( \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right) = J \cdot \Delta L$$

$$(J - J_0) L = h_1 - h_2 + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}$$

$$\Delta L = \frac{h_1 - h_2 + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}}{J - J_0}$$

$h_2$	$A_2 = h \cdot L$	$V_2 = \frac{Q}{A_2}$	$\frac{V_2^2}{2g}$	$h_1 - h_2$	$\frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}$	$\frac{h_1 + h_2}{2}$	$A = h \cdot L$	$P = 2h + L$	$R = \frac{A}{P}$	$R^{2/3}$	$V = \frac{Q}{A}$	$J = \left[ \frac{V^2}{K R^{4/3}} \right]$	$\Delta L$
m	m <sup>2</sup>	m/s		m		m	m <sup>2</sup>	m	m	m	m/s		m
0.80	8.0	3.125	0.498	-0.29	0.726	0.655	6.55	11.31	0.579	0.695	3.817	0.0054	181.67
0.70	7.0	3.157	0.650	-0.19	0.574	0.605	6.05	11.27	0.540	0.66	4.13	0.0069	98.46
0.60	6.0	4.17	0.885	-0.09	0.339	0.555	5.55	11.11	0.50	0.63	4.50	0.0091	40.82
0.55	5.5	4.545	1.033	-0.04	0.175	0.530	5.30	11.06	0.479	0.61	4.77	0.010	18.73

$h_2 = 0,55$

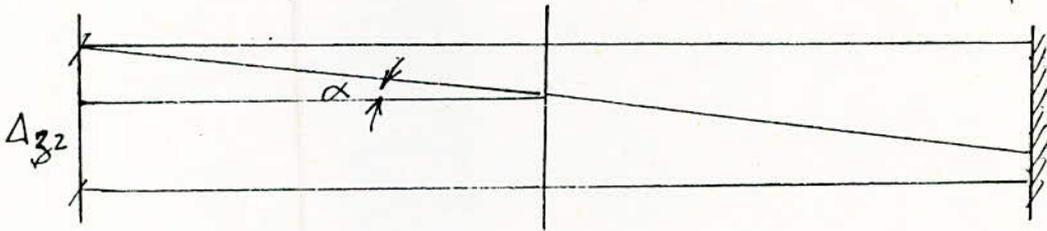
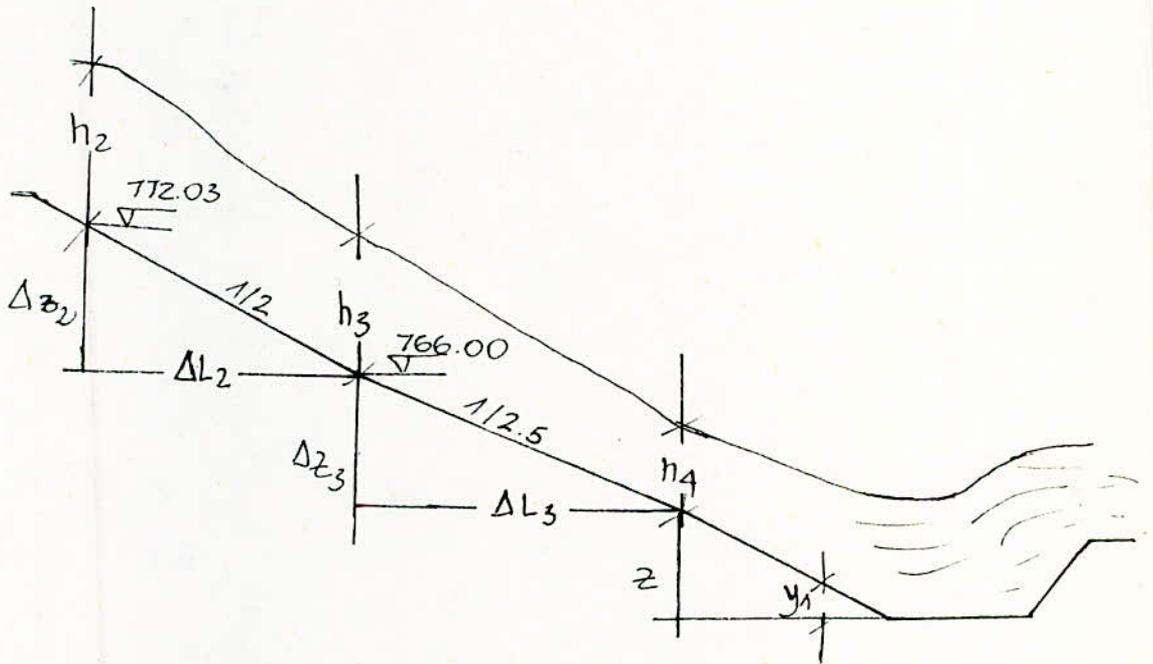
$DL_2 = 18,71 \text{ m}$

côte du radier  $772,09 - (18,71 \times 0,003) = 772,03$

Revanche  $R = 0,6 + 0,05 \times 4,77 \cdot \sqrt[3]{0,55} \approx 0,80 \text{ m}$

CALCUL DU COURSIER

1ère Méthode



$$Dz_2 = 772,03 - 766,60 = 6,03 \text{ m}$$

$$Dz_3 = 766,00 - 755 = 11 \text{ m}$$

$$l = 8,25 \text{ m}$$

$$Dl_2 = 6,03 \times 2 = 12,06 \text{ m}$$

$$Dl_3 = 11 \times 2,5 = 27,50 \text{ m}$$

$h_3$	$A_3$	$V_3 = \frac{Q}{A_3}$	$\frac{V_3^2}{2g}$	$h_2 - h_3$	$\frac{V_2^2 - V_3^2}{2g}$	$\frac{h_2 + h_3}{2}$	$A = h \cdot L$	$P = 2h + L$	$R = \frac{A}{h \cdot P}$	$R^{2/3}$	$V = \frac{Q}{A}$	$J$	$\Delta L$
m	m <sup>2</sup>	m/s		m	m/s	m	m <sup>2</sup>	m	m	m	m/s		m
0,5	4,12	6,075	1,88	0,05	-0,827	0,525	4,324	9,28	0,466	0,6	6,786	0,017	1,608
0,6	4,938	5,063	1,306	-0,09	-0,256	0,515	4,732	9,38	0,504	0,634	5,283	0,012	0,709
0,45	3,764	6,75	2,32	0,10	-1,267	0,5	4,115	9,23	0,446	0,584	6,075	0,019	2,426
0,40	3,292	7,594	2,939	0,15	-1,886	0,475	3,909	9,18	0,426	0,566	6,395	0,023	3,64
0,30	2,469	10,126	5,226	0,25	-4,173	0,425	3,498	9,08	0,385	0,529	7,147	0,032	8,38
0,20	1,646	15,188	11,758	0,35	-10,705	0,375	3,086	8,98	0,344	0,491	8,101	0,048	22,91
0,25	2,058	12,15	7,525	0,30	-6,472	0,4	3,282	9,03	0,365	0,510	7,594	0,039	13,39
0,27	2,222	11,25	6,451	0,28	-5,398	0,41	3,374	9,05	0,373	0,518	7,41	0,036	11,03
0,26	2,140	11,68	6,957	0,29	-5,904	0,405	3,333	9,04	0,369	0,514	7,5	0,038	12,15

avec  $A_3 = h_3 \cdot L$

$$J = \left[ \frac{V}{KR^{2/3}} \right]^2$$

$$\Delta L = \frac{h_2 - h_3 + \frac{(V_2^2 - V_3^2)}{2g}}{J - J_0}$$

$$J_0 = \frac{1}{2,5} = 0,40$$

On adopte  $h_3 = 0,26$   
 $DL_3 = 12,15 \text{ m}$   
 $V_3 = 11,68 \text{ m/s}$

la revanche sera  $R = 0,60 + 0,05 + V \cdot \sqrt[3]{h_3}$   
 $R = 0,60 + 0,05 + 11,68 \cdot (0,26)^{1/3} = 0,97 \text{ m}$

Côte du radier  $766,00 - (0,26 + 0,97) = 764,77$

CALCUL DE LA HAUTEUR NORMALE ( $h_n$ )

$L = 0,5 \quad \sqrt{i} = 0,707$

$h_n$	$A = h_n \cdot L$	$P = 2h_n + L$	$R = \frac{A}{P}$	$R_h^{2/3}$	$Q = K S R^{2/3} I^{1/2}$
m	m <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>3/5</sup>
0.5	4.12	9.23	0.446	0.584	127.53
0.4	3.292	9.03	0.365	0.510	89.024
0.35	2.88	8.93	0.323	0.470	71.82
0.30	2.469	8.83	0.2736	0.4276	55.98
0.25	2.058	8.73	0.236	0.382	41.64
0.20	1.646	8.63	0.191	0.331	28.89
0.18	1.481	8.59	0.172	0.31	24.32.

$$Dz_3 = 766,00 - 755,00 = 11,00 \text{ m}$$

$$DL_3 = 11,00 \times 2,5 = 27,50 \text{ m}$$

$$l = 5,00$$

$$J_0 = \frac{1}{2,5} = 0,4$$

$$DL = h_3 - h_4 + \frac{(V_3^2 - V_4^2)}{2g}$$

$$J - J_0$$

$$J = \left[ \frac{V}{K_r^{2/3}} \right]^2$$

$h_4$	$A_4$	$V_4 = \frac{Q}{A_4}$	$\frac{V_4^2}{2g}$	$h_3 - h_4$	$\frac{V_3^2 - V_4^2}{2g}$	$h = \frac{h_3 + h_4}{2}$	$A = h \cdot L$	$P = 2h \cdot L$	$R = \frac{A}{P}$	$R^{2/3}$	$V = \frac{Q}{A}$	$J$	$\Delta L$
m	m <sup>2</sup>	m/s		m		m	m <sup>2</sup>	m	m		m/s		m
0.50	2.50	10	5.10	-0.24	1.857	0.38	1.90	5.76	0.477	0.39	13.16	0.135	6.10
0.40	2.0	12.50	7.96	-0.14	1.003	0.33	1.65	5.66	0.450	0.292	15.15	0.202	5.77
0.30	1.50	16.67	14.158	-0.04	-7.201	0.28	1.40	5.56	0.399	0.252	17.86	0.356	164.51
0.35	1.75	14.29	10.40	-0.09	-3.443	0.305	1.525	5.61	0.421	0.272	16.39	0.271	21.39

On adopte  $h_3 = 0,35$

$$R = 0,60 + 0,05 \cdot 14,29 \cdot \sqrt[3]{0,35} = 1,11$$

Calcul du bassin de dissipation

$$\text{Le nombre de Froude } F = \frac{V}{\sqrt{gy}} = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_3}} = \frac{14,29}{\sqrt{9,8 \cdot 0,35}} = 7,71$$

Bassin de type 3

$$\frac{y^2}{y_1} = 10$$

$$y_1 = 0,35$$

$$y_2 = 3,50 \text{ m}$$

longueur du bassin

$$F = 7,71 \Rightarrow \frac{L}{y_2} = 2,6 \Rightarrow L = 2,6 \cdot y_2 + 2,6 \cdot 3,5 \Rightarrow L = 9,10 \text{ m}$$

$$y_2 = 3,50 \text{ m}$$

$$L = 9,10 \text{ m}$$

Hauteur des blocs et du seuil

$$\frac{h_4}{y_1} = 1,80 = h_4 = 1,80 \cdot 0,35 = 0,63$$

on adopte

$$h_4 = 0,65 \text{ (seuil)}$$

$$\frac{h_2}{y_1} = 1,45 = h_2 = 1,45 \cdot 0,35 = 0,51$$

on adopte

$$h_2 = 0,55$$

$$R = 0,1 (y_2 + V_1) = 0,1 (3,50 + 14,30) = 1,80 \text{ m}$$

$$\text{hauteur des tirans} = 3,50 + 1,80 = 5,30$$

#### CALCUL DU TIRANT AU DEBUT DU RESSAUT

$$\Delta z = 755,00 - 750 = 5,00 \text{ m}$$

$$j_0 = \frac{1}{2,5} = 0,40 \text{ m} \quad l = 5,10 \text{ m}$$

$$\Delta L = 5,00 \cdot 2,5 = 12,5$$

$$\text{Revanche } R = 0,60 + 0,05 \cdot V \cdot \sqrt[3]{y}$$

$$R = 0,60 + 0,05 \cdot 15,87 \sqrt[3]{0,315} = 1,14$$

$$\text{côte du radier } F = \frac{V}{\sqrt{gy}} = \frac{15,87}{\sqrt{9,81 \cdot 0,315}} = 9,027$$

$$\frac{y_2}{y_1} = 13,50 = y_2 = 13,5 \times 0,135 = 4,25$$

$$\text{On prend } y'_2 = 1,05 y_2 = 4,25 \cdot 1,05 = 4,46$$

$$y'_2 = 4,46$$

$$\frac{L}{y'_2} = 4,28 = L = 4,28 \cdot y'_2$$

$$L = 4,28 \cdot 4,46 = 19,10$$

$$\text{On prend } L = 20,00 \text{ m}$$

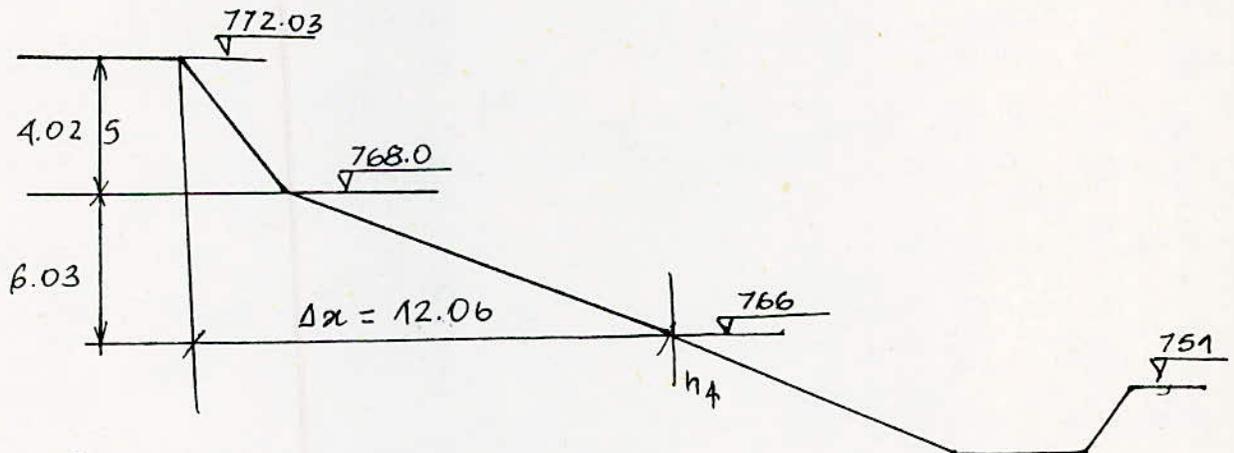
$$R = 0,1 (y'_2 + V_1) = 0,1 (4,46 + 15,87)$$

$$R = 2,03$$

$$\text{hauteur du tirant} = 4,46 + 2,03 = 6,49 \simeq 6,50$$

$$\text{Côte du radier } 750 + 6,50 = 756,50$$

CALCUL DU COURSIER : 2ème METHODE



CALCUL DU CONVERGENT

$$\text{tg } \alpha = \frac{1}{3} F, \quad F = \frac{V}{\sqrt{gh}} = \frac{4.545}{\sqrt{9.8.0.55}} + 1.96 \Rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{1}{2 \times 1.96} = 0.084$$

On prend  $l_1 = 10,00 \text{ m}$   
 $l_2 = 8,50 \text{ m}$  largeur du convergent

$$0,084 \gg \frac{10 - 8,5}{2 \times 0,084} = 8,93$$

On prend  $L = 9,00 \text{ m}$

Calcul de  $\Delta L$

$$\Delta z = 772,03 - 766 = 6,03$$

$$\Delta x = 6,03 \times 2 = 12,06$$

$$L^2 = 12,06^2 + 6,03^2 = 181,80 = L = \sqrt{181,80} = 13,48 \text{ m}$$

$$\frac{13,48}{6,03} = \frac{9}{y} \Rightarrow y = \frac{9 \times 6,03}{13,48} = 4,026$$

$$\Delta L = 4,026 \times 2 = 8,05 \text{ m}$$

$h_3$	$A_3 = h_3 \cdot L$	$V_3 = \frac{Q}{A_3}$	$\frac{V_3^2}{2g}$	$h_2 - h_3$	$\frac{V_2^2 - V_3^2}{2g}$	$h = \frac{h_2 + h_3}{2}$	$A = h \cdot L$	$P = 2h + L$	$R = \frac{A}{h \cdot P}$	$R_h^{2/3}$	$V = \frac{Q}{A}$	J	$\Delta L$
0.50	4.25	5.80	1.764	0.05	-0.711	0.525	4.46	9.55	0.467	0.602	5.60	0.015	1.363
0.40	3.40	7.353	2.759	0.15	-1.703	0.475	4.037	9.45	0.427	0.567	6.19	0.021	3.24
0.35	2.975	9.40	3.60	0.20	-2.546	0.450	3.825	9.40	0.407	0.549	6.53	0.025	4.94
0.30	2.55	9.80	4.90	0.25	-3.846	0.425	3.613	9.348	0.386	0.530	6.92	0.030	7.65
0.28	2.38	10.50	5.625	0.27	-4.571	0.415	3.527	9.33	0.378	0.522	7.09	0.033	9.21
0.29	2.465	10.14	5.24	0.26	-4.19	0.42	3.57	9.34	0.382	0.527	7.002	0.032	8.37
0.295	2.568	9.97	5.07	0.255	-4.013	0.4225	3.59	9.345	0.384	0.528	6.96	0.030	8.01

$$h_3 = 0,295 \text{ m}$$

$$\text{largeur du convergent} = 8,50 \text{ m}$$

$$\text{longueur du convergent} = 9,00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Revanche} &= 0,60 + 0,05 \cdot V \cdot \sqrt[3]{h_3} \\ &= 0,60 + 0,005 \cdot 9,97 \cdot \sqrt[3]{0,295} = 0,95 \end{aligned}$$

$$\text{Cote du radier} = 768 - (0,95 + 0,295) = 766,16$$

Calcul de h4

$$L = 8.50$$

$$\Delta L = 12,06 - 8,05 = 4,01$$

$h_4$	$A_4 = h_4 \cdot L$	$V_4 = \frac{Q}{A_4}$	$\frac{V^2}{2g}$	$h_3 - h_4$	$\frac{V_3^2 - V_4^2}{2g}$	$\frac{h_3 + h_4}{2}$	$A = h \cdot L$	$P = 2h + L$	$R = \frac{A}{h \cdot P}$	$V = \frac{Q}{A}$	$R_1^{2/3}$	$J$	$\Delta L$
m	m <sup>2</sup>	m/s		m		m	m <sup>2</sup>	m	m	m <sup>3/s</sup>	m		m
0.25	2.125	11.465	7.054	0.045	-1.988	0.2725	2.316	9.045	0.403	10.793	0.545	0.128	5.22
0.26	2.21	11.312	6.522	0.035	-1.456	0.2775	2.539	9.055	0.408	10.598	0.550	0.12	3.739
0.255	2.168	11.531	6.777	0.040	-1.711	0.275	2.338	9.05	0.406	10.69	0.548	0.123	4.43

$h_4 = 0.255$

Revanche  $R = 0,6 + 0,05 \times 11,531 \sqrt[3]{0,255}$

$R = 0,97$

Côte du radier =  $766 + (0,97 + 0,255) = 767,23$

On place un convergent à l'amont du bassin de longueur  $l = 9 \text{ m}$

On donne largeur du bassin  $l = 10,00 \text{ m}$

$= 766,00 - 750 = 10,00 \text{ m}$

$= 16 \times 45 = 40 \Rightarrow \sqrt{16^2 + 40^2} = 43,08 \text{ m}$

$\frac{43,08}{16} = \frac{9}{y} \Rightarrow y = \frac{9 \times 16}{43,08} = 3,35 \text{ m}$

$= 16 - 3,35 = 12,65$

$L = 12,65 \times 2,5 = 31,625$

Cote du radier  $766 - 1465 = 753,35$

$h_5$	$A_5$	$V_5$	$\frac{V_5^2}{2g}$	$h_4 - h_5$	$\frac{V_4^2 - V_5^2}{2g}$	$\frac{h_4 + h_5}{2}$	$A = h \cdot L$	$P = 2hL$	$R = \frac{A}{P}$	$R^{2/3}$	$V$	$J$	$\Delta L$
0.30	2.55	9.804	4.899	-0.045	1.878	0.2115	2.359	9.055	0.201	0.408	10.6	0.12	15.67
0.25	2.125	11.765	7.054	-0.005	-0.277	0.253	2.146	9.006	0.238	0.384	11.65	0.16	2.17
0.40	3.4	17.353	2.756	-0.145	4.021	0.3275	2.784	9.155	0.364	0.452	8.98	0.07	57.85
0.45	3.825	6.536	2.177	-0.195	4.6	0.3525	2.908	9.205	0.316	0.464	8.60	0.06	72.28
0.5	4.25	5.88	1.764	-0.245	5.013	0.3775	3.209	9.255	0.347	0.494	7.79	0.04	128.86
0.2	1.7	14.705	11.023	+0.055	-4.246	0.2275	1.934	8.985	0.216	0.360	12.93	0.23	18.22
0.18	1.53	16.34	13.61	+0.075	-6.833	0.218	1.849	8.936	0.207	0.350	13.52	0.26	26.34
0.19	1.615	15.48	12.213	+0.065	-5.436	0.223	1.891	8.946	0.211	0.355	13.22	0.25	21.74
0.195	1.658	15.08	11.595	+0.06	-4.818	0.225	1.912	8.95	0.214	0.357	13.08	0.24	20.08
0.193	1.641	15.235	11.829	+0.062	-5.052	0.224	1.9	8.948	0.212	0.356	13.16	0.24	21.05

$h_5 = 0,193 \quad R = 0,60 + 0,05 \times 15,235 \sqrt[3]{0,193} \quad R = 1,04$

cote radier  $753,35 + (1,04 + 0,193)$

CALCUL DU BASSIN D'ISSIPATEUR D'ENERGIE

largeur l = 10,00 m tirant d'eau y

$$\Delta L = 3,35 \times 2,5 = 8,375$$

$y_1$	$A=y_1 \cdot L$	$V = \frac{Q}{A}$	$\frac{V^2}{2g}$	$h_s - y_1$	$\frac{V_s^2 - V^2}{2g}$	$y_2 = \frac{h_s + y_1}{2}$	$A = y_2 \cdot L$	$V = \frac{Q}{A}$	$R = 2y_2 \cdot L$	$R = \frac{A}{h \cdot P}$	$R^{2/3}$	J	$\Delta L$
0.20	2	12.6	7.96	-0.007	3.87	0.197	1.97	12.69	10.39	0.190	0.330	0.263	14.86
0.19	1.90	13.157	8.824	0.003	3.005	0.1915	1.915	13.055	10.383	0.184	0.324	0.289	10.52
0.18	1.80	13.84	9.83	0.013	1.999	0.1865	1.865	13.405	10.373	0.180	0.319	0.314	6.47
0.16	1.60	15.625	12.44	0.033	-0.111	0.1765	1.765	14.164	10.353	0.170	0.307	0.378	26.27
0.17	1.70	14.706	11.013	0.023	4.806	0.182	1.82	13.74	10.364	0.180	0.32	0.327	2.56
0.165	1.65	15.152	11.70	0.028	0.129	0.179	1.79	13.97	10.358	0.17	0.306	0.370	0.27
0.163	1.63	15.331	11.989	0.03	-0.16	0.178	1.78	14.045	10.356	0.172	0.309	0.367	3.94
0.162	1.62	14.432	12.138	0.031	-0.309	0.1775	1.775	14.085	10.355	0.171	0.3035	0.3704	9.36

On adopte  $y_2 = 0,162$

$$R = 0,60 + 0,05 \times V \sqrt[3]{y}$$

$$= 0,60 + 0,05 \times 14,43 \sqrt[3]{0,162} = 0,99$$

Cote du radier

$$750,00 + (0,162 + 0,99) = 751,15$$

./.

$$F = \frac{V}{\sqrt{9h}} = \frac{14,43}{\sqrt{0,162 \times 9,81}} = 11,45 \quad V < 15 \text{ m/j}$$

Bassin du type III  $\frac{d2}{d1} = 15 \Rightarrow d2 = 15 \times 0,162 = 2,43 \text{ m}$

$$\frac{h3}{d1} = 2,5 \quad h3 = 2,5 \times 0,162 = 0,405$$

$$\frac{hy}{d1} = 1,60 = h4 = 1,6 \times 0,162 = 0,26$$

$$\frac{L}{d2} = 2,75 = L = 2,75 \times 2,43 = 6,68 \quad L = 6,70$$

$$R = 0,1 (y2 + V, ) = 0,1 (2,43 + 14,43) \simeq 1,70$$

$$\text{Cote } 750,00 + (2,43 + 1,70) = 754,13$$

## 2. i CONCLUSION

Nous avons opté pour le type d'évacuateur frontal par manque de moyens d'excavation des déblais et aussi par mesure de sécurité des talus.

### 3 - PRISE D'EAU ET VIDANGE DE FOND

#### 3.1 Prise d'eau

La prise d'eau et la vidange principale sont réunies dans un même ouvrage situé dans les fondations de la digue.

\* Pour prendre les eaux de la retenue

\* Pour vider le lac de la retenue

la prise d'eau est constituée des éléments suivants

\* CHAMBRE immergée (vanne d'entrée) de prise d'eau

\* conduite forcée

\* chambre de vannes (vanne de sortie) contenant un robinet-vanne de prise d'eau et un robinet vanne de réserve

\* bassin d'amortissement (dissipateur d'énergie)

\* canal d'évacuation.

La prise d'eau se fait à l'aide d'une chambre de fond recouverte d'une grille en forme de cube.

Les eaux pénètrent dans la chambre à travers la grille.

Le côté frontal de la chambre à une ouverture fermée à l'aide des planches, lesquelles doivent être enlevées en cas de vidange totale de la retenue. La conduite forcée de 500 m de diamètre  $\emptyset$  commence à partir de cette ouverture

Toute la conduite est implantée sous la digue de la retenue.

La chambre des vannes est disposée à la sortie de la conduite forcée du remblai de la digue. Ses dimensions sont suffisantes pour y poser le robinet-vanne de prise d'eau et le robinet vanne de réserve. Les robinets seront fermés et ouverts à la main (ne seront pas automatique).

#### 3.1.1 DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE

$Q = \mu F \sqrt{2 g H}$  = débit maximale de la vidange.

DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE

$$Q = \mu \cdot F \sqrt{2gh} = \text{débit maximal de la vidange}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\sum \zeta + \frac{\lambda \cdot e}{d}}} \quad \text{— coefficient de la quantité des eaux}$$

ou  $\sum \zeta_M$  = la somme des coefficients des resistances (ou pertes) des differents points

$$\zeta_{\text{entrée}} = 0,20 \quad , \quad \zeta_{\text{grille}} = 0,20 \quad , \quad \zeta_{\text{vanne}} = 0,10$$

$$\zeta_{\text{sortie}} = 1,0 \quad \Rightarrow \quad \sum \zeta_M = 1,50$$

$\lambda = 0,020$  = coefficient des pertes causées par le frottement  
 Coef d'asp. en fonction du coefficient d'aspérité et du diamètre de 0,012 ( $\emptyset$ ) de la conduite de vidange

d (mm)	COEFFICIENT D'ASPERITE		
	0,012	0,013	0,014
200	0,026	0,033	0,039
300	0,024	0,029	0,035
400	0,022	0,026	0,033
500	0,020	0,025	0,030
600	0,019	0,024	0,028
700	0,019	0,023	0,027

$e = 122$  m (longueur de la conduite de vidange)

$D = 0,5$  ( $\emptyset$  diamètre de conduite)

$H = 18,8$  m (pression de l'eau)

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\sum \zeta M + \frac{\lambda \cdot e}{D}}} = \frac{1}{\sqrt{1.5 + \frac{0.02 \cdot 122}{0.5}}}$$

$$\mu = 0,395$$

$Q =$  débit de vidange

$$Q = \mu F \sqrt{2gH}$$

$$Q = 0,395 \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

$$Q = 0,343 H$$

débit maximal de la vidange

$$Q = 0,343 \sqrt{H} = 0,343 \sqrt{18,8} = 1,487 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_{\max}$  de la vidange

$$Q_{\max} = 1,487 \text{ m}^3/\text{s}$$

./.

H (m)

$$Q = 0,343 \sqrt{H} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

18,8	1,487
18,0	1,455
17,0	1,414
16,0	1,372
15,0	1,328
14,0	1,283
13,0	1,237
12,0	1,188
10,0	1,085
9,0	1,029
8,0	0,970
7,0	0,907
6,0	0,840
5,0	0,767
4,0	0,686
3,0	0,594
2,0	0,485
1,50	0,420
11	1,138

### 3.1.2. Dimensionnement du bassin d'amortissement

1) sachant que le coefficient de débit = 0,395

$$H = 18,8 \quad , \quad \mu = 0,395, \quad a = 0,44$$

d'après le monogramme 27 (Desgn Of SMALL DAMS)

l'ordre de l'élargissement unilatéral reçu du jet (coefficient a) on détermine les dimensions restantes du bassin d'amortissement d'après les formules données :

$$\text{la longueur } L = 11,5 a = 11,5 \cdot 0,44 = 5,06 \text{ m}$$

$$\text{la largeur } b = d + 2 a = 0,5 + 2 \cdot 0,44 = 1,38 \text{ m}$$

$$\text{la profondeur } h_2 = 1,10 (d+2a) = 1,1 (0,5+2 \cdot 0,44) = 1,518$$

On adopte le schéma du bassin d'amortissement avec seuil.

La hauteur du seuil est déterminé d'après la formule

$$C = h_2 + h_v - H_{01}$$

La vitesse est déterminée par

$$V_m = \frac{Q}{A} = \frac{1,487}{1,38 \cdot 1,518} = 0,71 \text{ m/s}$$

hauteur d'ûe par la vitesse  $V_m$

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{(0,71)^2}{19,6} = 0,025 \text{ m}$$

./.

On détermine la hauteur de deversement  $H_0$  par la formule du deversoir denoyé

$$Q = \zeta \text{ mh. } 2g (H_{01})^{3/2}$$

$$\zeta = 1,00$$

$$m = 0,42$$

Le calcul est effectué par le monogramme 35 (Design Of SMALL DAMS) pour lequel est calculé le rapport :

$$\frac{Q}{B} = \frac{1,487}{1,38} = 1,077 \text{ m}^3/\text{s.m}$$

sur l'échelle du monogramme nous trouvons les points correspondants à :

$$m = 0,42$$

$$\frac{Q}{B} = 1,077 \text{ m}^3/\text{s.m}$$

Nous traçons à travers eux une ligne droite et sur l'échelle H nous trouvons  $H_{01}$

$$H_{01} = 0,72$$

hauteur du seuil C :

$$C = h^2 + hv - H_{01} = 1,518 + 0,025 - 0,72 = 0,823$$

$$d + a = 0,5 + 0,44 = 0,94$$

$d + a >$  à la hauteur du seuil

$0,94 > 0,823$  donc le deversoir est noyé; de ce fait il n'y a pas de danger de deversement du jet en dehors de la vidagne.

### 3.1.3 DIMENSIONNEMENT DU CANAL D'EVACUATION

$$Q = 1,487 \text{ m}^3/\text{s} \quad m = 1 \quad n = 0,018 \quad h = 0,65 \quad b = 0,65 \text{ m}$$

d'après CHEZY

$$Q = A \cdot C \sqrt{Ri} \quad A = \text{section}$$

A = section

C = coefficient de CHEZY

$$C = \frac{1}{h} \cdot R^Y$$

Section mouillée

$$A = \frac{2b + 2a}{2} \cdot h$$

$$A = \frac{2 \cdot 0,65 + 2 \cdot 0,44}{2} \cdot 0,65 = 0,7085 \text{ m}^2 \approx 0,71 \text{ m}^2$$

Périmètre mouillé P

$$P = 0,65 + 2 \cdot \sqrt{2 \times (0,65)^2} = 2,49 \text{ m}$$

Rayon d'hydraulique

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0,71}{2,49} = 0,285 \text{ m}$$

$$C = \frac{1}{h} \cdot R^Y$$

$$Y = 2,5 \sqrt{h} - 0,13 - 0,75 \cdot \sqrt{R} (\sqrt{h} - 0,10)$$

$$Y = 0,19$$

Coefficient de CHEZY

$$C = \frac{1}{h} \cdot R^Y = \frac{1}{0,018} \cdot (0,285)^{0,19} = 43,77$$

./.

Débit d'après CHEZY

$$Q = A.C.\sqrt{Ri} = A.C.\sqrt{R} \cdot i \quad \sqrt{i} = \frac{Q}{A.C.\sqrt{R}} \cdot \frac{1,487}{0,71.43,77\sqrt{0,285}} = 0,0896$$

Pente du canal d'évacuation

$$i = 0,0896 \quad i = 0,008$$

3.1.4 DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE DE PRISE

1) Niveau d'installation de la tour de prise

l'entrée de la prise d'eau devra être calculée à la cote minimum du réservoir (755,50)

2) Critère de dimensionnement

a) le critère de dimensionnement de la conduite de prise d'eau est tel que la diminution du plan de réservoir ne doit en aucun cas dépasser une variation de 12 cm/J (données de la ENRGO) ce qui nous a permis de déterminer le niveau d'utilisation maximum de la tranche utile et de trouver le débit de pointe correspondant  $Q_p = 1,2_3 \text{ m}^3/\text{s}$  tenant compte que le mois le plus irrigué est le mois d'Août avec un temps d'arrosage de 09 h/J.

3) Calcul hydraulique

Ce calcul a pour but de vérifier les vitesses moyennes d'écoulement tout au long de l'ouvrage de prise.

a) vitesse moyenne d'écoulement dans la conduite de prise d'eau

$$Q = 0,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 0,9 \text{ m}$$

$$Q = V.A = V \frac{Q}{A} = \frac{4 Q}{\pi D^2}$$

$$V = \frac{4.1,2}{3,14 (0,9)^2} = 1,9 \text{ m/s}$$

./.

SUPERFICIE INONDEE ET VOLUME  
(CAPACITE) DE LA DIGUE DE OUED  
TOUILA - WILAYA DE MEDEA

NOTE	H (m)	SUPERFICIE INONDEE F (m <sup>2</sup> ) 10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup>	F moy 10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup>	D W 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	W 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
754,00	2,00	0,000	1,25	2,50	2,50
756,00	2,00	2,50	11,25	22,50	22,50
758,00	2,00	20,00	30,00	60,00	60,00
760,00	2,00	40,00	55,00	110,00	195,00
762,00	2,00	70,00	90,00	180,00	375
764,00	2,00	110,00	135,00	270,00	645,00
766,00	2,00	150,00	175,00	350,00	995,00
768,00	2,00	200,00	225,00	450,00	1145,00
770,00	2,00	250,00	280,00	560,00	2005,00
772,00	2,00	310,00	315,00	252,00	2257,00
772,00		320,00			

ORDRE	$10^3 W \text{ m}^3$	COTE	$10^3 \Delta W \text{ m}^3$	$\frac{\text{m}^3}{\text{S}}$		$Q_{\text{moy}} = 0,343 \text{ H}$	$T = \Delta W / Q$
1	0,00	754,00	-	-	-	-	-
2	2,50	756,00	2,50	755,00	1,00	0,343	7288,63
3	22,50	758,00	22,50	757,00	3,00	0,594	37878,79
4	60,00	760,00	60,00	759,00	5,00	0,767	78226,86
5	195,00	762,00	110,00	761,00	7,00	0,907	121278,94
6	375,00	764,00	180,00	763,00	9,00	1,029	174927,11
7	645,00	766,00	270,00	765,00	11,00	1,138	237258,35
8	995,00	768,00	350,00	767,00	13,00	1,237	282942,60
9	1145,00	770,00	450,00	769,00	15,00	1,328	338855,42
10	2005,00	772,00	560,00	771,00	17,00	1,414	396039,60
11	2257,00	772,80	252,00	772,40	18,40	1,471	171312,03

$\Sigma = 1846008,33$

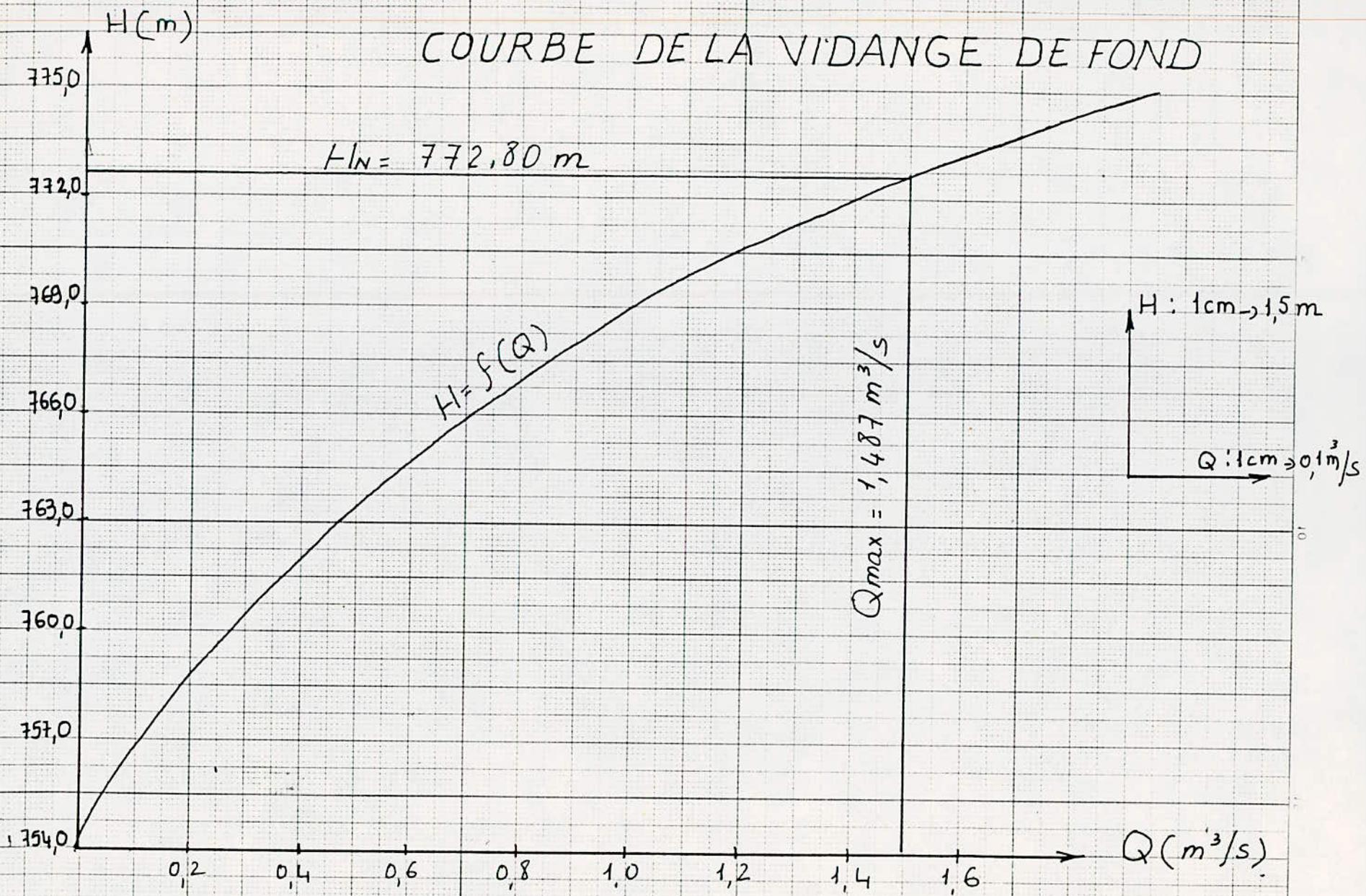
Temps de vidange  $T = \frac{1846008,33}{86400} = 21,36 \text{ jours} = 22 \text{ jours}$

### 3.1.5 CONCLUSION

Aussi il est souhaitable d'observer pour les ouvrages de prise d'eau et de vidange de fond les consignes suivantes :

- les conduites et raccordement en acier doivent faire l'objet d'une protection intérieure et extérieure,
- le choix de l'acier pour les vannes devra tenir compte de la composition chimique des eaux de la retenue,
- la canalisation de vidange sera munie d'un reniflard pour aérer la veine liquide la vidange fonctionne alors tout le temps en écoulement à surface libre à la pression atmosphérique,
- tout appareillage hydromécanique devra résister à une pression d'essai de 5 à 6 bars au minimum.

# COURBE DE LA VIDANGE DE FOND



### 3.2 DERIVATION PROVISOIRE ET BATARDEAUX

#### 3.2.1 BATARDEAUX

On construira deux (2) batardeaux (un en amont, l'autre en aval) avec une conduite de dérivation afin de pouvoir effectuer les travaux relatifs aux remblais sans être embarrassés des eaux.

##### BATARDEAUX AMONT

Il se situe au pied du barrage, sa hauteur est de 6 mètres par rapport à la cote 760 avec une largeur en crête de 4 mètres. Les paraments amont et aval auront une pente de 2,0/1

##### Revanche

La revanche du batardeau contre la submersion est prise d'après le calcul du barrage, mais sans réserve de construction vu sa courte durée.

donc la revanche a été estimée à 0,5 m

##### Talus

Les talus seront plus prononcés que les pentes du barrage principal sont 2,0/1 en amont et en aval et sera de 2,0/1

##### Largeur de la crête du batardeau

En utilisant les formules empiriques on aura :

- formule de T.T. KNAPPEN

$$b = 1,65 \sqrt{H} = 4,365 \text{ m}$$

- formule de E.F PREECE

$$b = 1,1 \sqrt{H} + 1 = 3,91 \text{ m}$$

./.

En somme la largeur en crête est de 4 mètres, elle pourra servir comme une route pendant la construction et pour la disposition de la conduite de vidange de fond

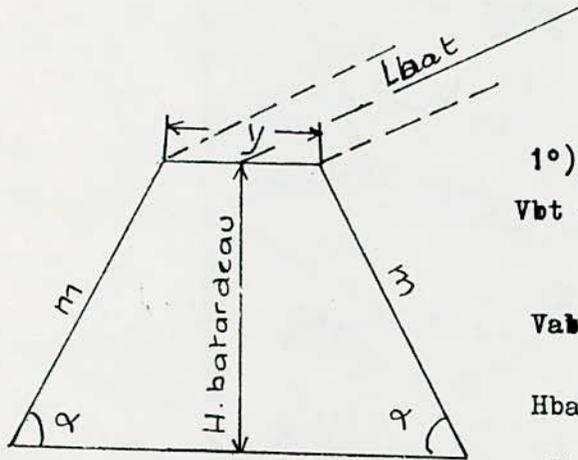
#### BATARDEAU AVAL

Il est situé au pied de barrage sa hauteur est de 6 mètres avec une largeur en crête de 4 mètres.

Les paraments amont et aval auront une pente de 2,5/1 il sera doté d'une revanche de 0,5 mètre.

#### 3.2.2 DERIVATION PROVISoire

La dérivation est une galerie de 5 mètres de diamètre qui rejoint le canal de décharge de l'évacuateur don la pente géométrique de la déviation est identique à celle de l'évacuateur J.



1°) Volume du batardeau

$$V_{bt} = \frac{(2(H_{bat} \cdot \cotg \alpha + y) H_{bat} \cdot L_{bat})}{2}$$

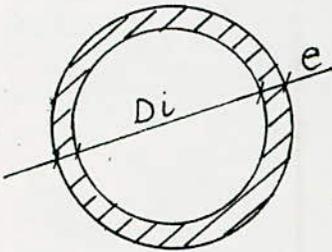
$V_{bat}$  = Volume du batardeau (M<sup>3</sup>)

$H_{bat}$  Hauteur du batardeau (M)

$L_{bat}$  Longueur du batardeau (M)

$m = \cotg \alpha =$  pente des talus

2°) Calcul du Volume des excavation et du betonage de la Galerie



$$V_{exc} = \frac{\pi}{4} \{ Di + e$$

$$V_{bat} = \frac{\pi}{4} [(Di + 2e)^2 - Di^2] \cdot L$$

$$e = \left[ \frac{Di}{12} + 10 \right]$$

$V_{exc}$  = Volume des excavation (M<sup>3</sup>)

$V_{bat}$  = Volume du betonage (M<sup>3</sup>)

$e$  = Epaisseur du revetement (cm)

$Di$  = Diametre de la galerie (M)

$L$  = Longueur de la galerie (M)

### 3.2.3 Calcul de la dérivation provisoire

La galerie de dérivation provisoire est un tunnel de type circulaire creusé dans la roche mère. Elle longe la rive gauche du massif du barrage.

L'ouvrage de dérivation provisoire est dimensionnée pour évaluer la crue de chantier (Q20) qui est égal a  $65 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### ETUDE DU TYPE D'ECOULEMENT

##### a) surface libre

La théorie de la longueur fluidodynamique appliquée au profil circulaire partiellement mouillé présente la facilité dans l'exécution des calculs, ces derniers ont été réalisés par les abaques de GEZA LAPRAY (longueur fluidodynamique).

$$Q = K_s A Rh^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad i =$$

$$I = 0,01 \quad K_s = 75$$

$$Q = 7,5 \cdot A \cdot Rh^{2/3}$$

./.

$\xi = \frac{h}{D}$	h (m)	Dho	Ao	Rho	Rh	A	Q	H
0.1	0.5	1.672	1.769	0.418	0.222	0.50	1.37	0.75
0.2	1.0	1.854	1.652	0.4635	0.423	1.37	5.8	1.50
0.3	1.5	1.943	1.601	0.4857	0.73	2.5	15.2	2.25
0.4	2.0	1.987	1.579	0.4967	0.75	3.59	22.23	3.00
0.5	2.5	2.0	1.571	0.5	0.86	4.60	31.2	3.75
0.6	3.0	1.998	1.576	0.499	0.97	6.03	44.31	4.50
0.7	3.5	1.952	1.594	0.488	1.075	7.2	56.67	5.25
0.8	4.0	1.891	1.627	0.472	1.065	8.25	64.53	6.00
0.9	4.5	1.798	1.684	0.448	1.036	8.75	67.19	6.75
1.0	5.0	1.539	1.86	0.3847	0.88	9.62	66.25	7.50

Etude de l'écoulement en charge

L'écoulement en charge est observé à partir d'une charge amont  $H \gg 1,5 D \Rightarrow H \gg 7,5$

Appliquons l'équation de BERNOULLI à l'amont et à l'aval de la galerie

$$Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\gamma} + \sum h_i$$

$P_1 = P_2 =$  pression atmosphérique

$V_1 =$  vitesse d'entrée de l'eau

$$Z_1 - Z_2 = \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_i$$

$\Sigma h_i =$  perte de charges totales = h locales + h frottement

$$\Sigma h_i = J \cdot L_e = \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot L_e$$

$$v = \frac{Q}{A} \quad \Sigma h_i = \frac{f}{D} \cdot \frac{Q^2}{A^2} \cdot L_e$$

$$A = \left[ \frac{\pi D^2}{4} \right]^2 \quad \Sigma h_i = \frac{f}{\pi^2 D^5} \cdot Q^2 \cdot 16 \cdot L_e$$

$$\Sigma h_i = \frac{f \cdot Q^2}{D^5} = \frac{1,62 \cdot f \cdot Q^2}{D^5} \cdot L_e$$

Coefficient de NIKURADZÉ  $f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D})^{-2}$   
 ECOULEMENT TURBULENT

$L_e = 1,2 \text{ LG}$  (longueur equivalente)

$\text{LG} = 150 \text{ m} = L_e = 1,2 \cdot 150 = 180 \text{ m}$

$$\Sigma h_i = 1,62 \cdot \frac{f \cdot Q^2}{D^5} \cdot L_e$$

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D})^{-2}$$

$$\xi = 0,001 \text{ m}$$

$$f = 1,14 - 0,86 \ln \frac{0,001}{D}^{-2} = 0,0139$$

$$\Sigma h_i = \frac{1,62 \cdot 0,0139 \cdot 180 \cdot Q^2}{5^5}$$

$$\Sigma h_i = 0,001297 \cdot Q^2$$

$$\Sigma h_i = 12,97 \cdot 10^{-4} Q^2$$

$$Z_1 - Z_2 = \frac{v_2^2}{2g} + 12,97 \cdot 10^{-4} Q^2$$

./.

$$V = \frac{Q}{A} \Rightarrow V^2 = \frac{Q^2}{A^2}$$

$$Z_1 - Z_2 = \frac{Q^2 \cdot 16}{\pi^2 D^4 \cdot 19,6} + 12,97 \cdot 10^{-4} Q^2$$

$$Z_1 - Z_2 = \frac{Q^2 \cdot 16}{\pi^2 2,5^4 19,6} + 12,97 \cdot 10^{-4} \cdot Q^2$$

$$Z_1 - Z_2 = 1,32 \cdot 10^{-4} Q^2 + 12,97 \cdot 10^{-4} Q^2$$

$$Z_1 - Z_2 = Q^2 (1,32 \cdot 10^{-4} + 12,97 \cdot 10^{-4})$$

$$Z_1 - Z_2 = 14,29 \cdot 10^{-4} Q^2$$

$$Z = H + JL - \frac{D}{2}$$

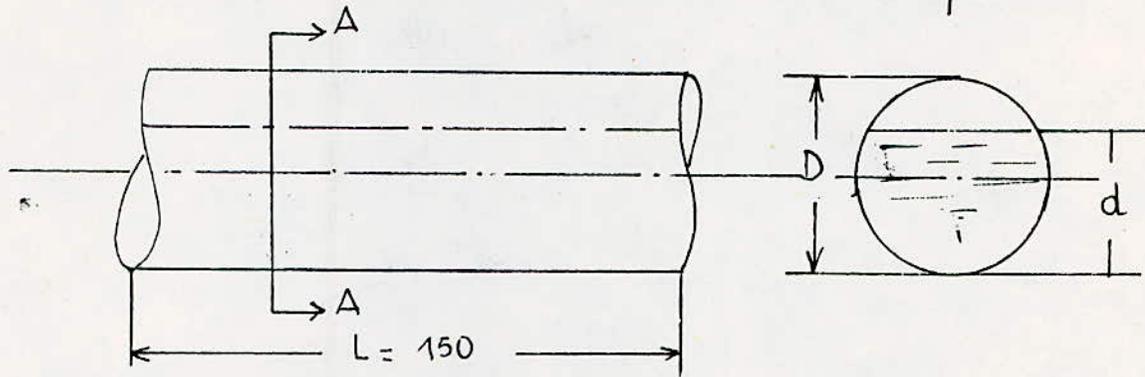
$$Z = H + 1,5 - 2,5 = H - 1 = 14,29 \cdot 10^{-4} Q^2$$

$$H - 1 = 14,29 \cdot 10^{-4} Q^2$$

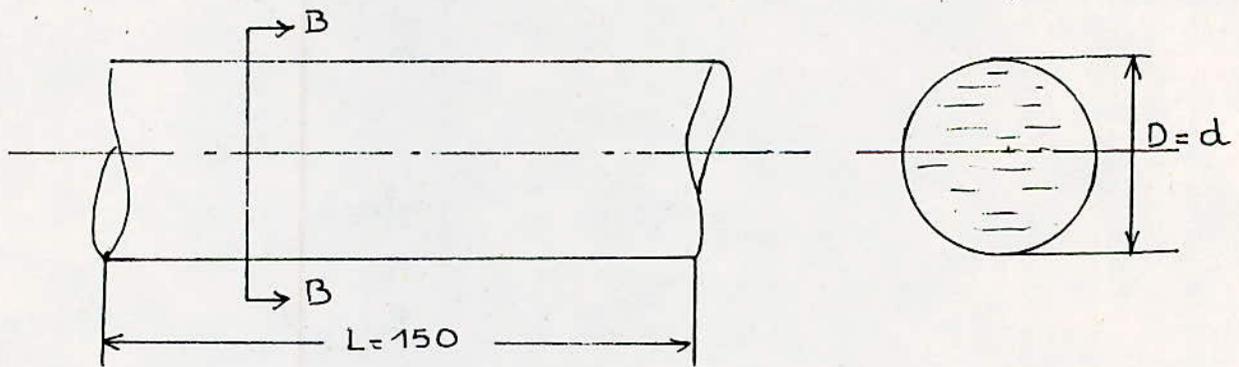
$$Q^2 = \frac{H - 1}{14,29 \cdot 10^{-4}} = Q \sqrt{\frac{H - 1}{14,29 \cdot 10^{-4}}} = 26,45 \sqrt{H - 1}$$

Hamont (m)	2	3	4	5	6	7	8
Niveau amont (m)	755	756	757	758	759	760	761
$Q$ $m^3/s$	26,45	37,40	45,81	52,9	59,14	64,79	69,98

a) Ecoulement à surface libre



b) Ecoulement en charge



CHAPITRE VII

ORGANISATION  
DE  
CHANTIER

## 1 - ORGANISATION DE CHANTIER

La réalisation d'un projet tel qu'un barrage nécessitera

- une organisation judicieuse du chantier
- la mobilisation des moyens nécessaires
- une programmation rigoureuse des travaux
- un contrôle permanent

### ORDRE DE TRAVAUX

#### a) Préparation

- installation du chantier
- traçé des voies d'accès aux différents points du chantier
- creusement et construction de la
- construction des batardeaux
- préparation de la zone d'emprunt

#### b) Travaux d'exécution

- exécution des filtres inversés
- exécution du remblais
- génie civil des ouvrages de prise et vidange de fond
- génie civil des évacuateurs de crue
- mise en place des équipements hydrauliques
- revêtement de la crête
- routes d'accès

### MOYENS MATERIELS

- de transport
- d'excavation
- de compactage
- de concassage
- etc...

### PREPARATION DU TERRAIN

- les pistes de circulation devront être aménagées aux différents points de chantier
- de larges espaces devront être préparés autour de l'emprise du barrage pour le stockage des matériaux prélevés de la zone d'emprunt ou récupérés du concassage.

### IMPLANTATION DE L'OUVRAGE

Il sera nécessaire de matérialiser les éléments de l'ouvrage sur le site

- axe de barrage
- filtres
- et autres ouvrages (prise d'eau, vidange de fond, évacuateur de de crue)

### ENROCHEMENT

Il seront disposés par couches de dimensions correspondant aux dimensions des blocs.

Durant l'érection de la digue il sera nécessaire de favoriser les tassements et ceci en arrosant les enrochements par un jet d'eau sous une pression de 5 à 6 bars.

### TAPIS FILTRANT

Les matériaux des filtres seront déversés par couche de 10 à 20 cm et compactés au rouleau.

Il sera nécessaire cependant de veiller à une bonne homogénéité de la granulométrie pour les matériaux de chaque couche.

Aussi le rapport des granulométries des couches adjacentes devra être convenables.

## 2 - COUT DU PROJET ET ESTIMATION

Les prix unitaires des matériaux de construction varient en fonction de la région.

Avec les données fournies par l'ENRGO nous menons le calcul estimatif du coût de projet.

N° des prix	Désignations	U	Quantités	P. U	Montant
<u>DIGUE</u>					
B.6.	Terrassement en tranché	M3	6.000	31,30	187.800,00
B.7.	Deblais et mise en remblais	M3	190.000	42,00	7.980.000,00
B.10	F/P-des materiaux filtrants	M3	2.800	146,00	408.800,00
B.11	F/P des materiaux drainantes	M3	2.00	146,00	292.000,00
B.15	F/P D'Enrochement	M3	4.000	156,00	624.000,00
					9.492.600,00
<u>EVACUATEUR DE CRUE</u>					
B.3.	Deblais en Grande Masse	M3	26.120	20,00	522.400,00
B.5.	Terrassement pour ouvrages	M3	8.700	32,00	278.400,00
B.9.	Compactage à la dame	M3	6.000	19,50	117.000,00
B.11	Materiaux drainants	M3	300	146,00	43.800,00
B.15	Enrochements	M3	100	156,00	15.600,00
B.17	F/P PVC ø 60	M1	60	129,00	7.740,00
C.2.	Béton N° 2	M2	30	950,00	28.500,00
C.3.	Béton n° 3	M2	600	1050,00	630.000,00
C.4.	Ferrailage	Kg	90.000	9,60	864.000,00
C.7.	Maçonnerie	M3	1.000	500,00	500.000,00
EVACUATEUR =					3.007.440,00

Désignations	U	Quantités	P.U	Montant
<b><u>OUVRAGE DE PRISE</u></b>				
Terrassement pour ouvrage	M3	2.750	32,00	280.000,00
Terrassement en tranché	M3	3.000	31,30	93.900,00
Remblais compacté	M3	3.000	42,00	126.000,00
Béton N° 2	M3	100	950,00	95.000,00
Béton n° 3	M3	10	1050,00	10.050,00
Ferrailage	Kg	8.000	9,60	76.800,00
				<b>681.750,00</b>
Coffrage	M2	20	230,00	4.600,00
Maçonnerie	M3	400	500,00	200.000,00
F/P Conduite acier ø 500	ML	35	565,00	19.775,00
F/P Crepine	U	1	1500,00	1.500,00
F/P Cone 500/400	U	1	6542,00	6.542,00
F/P Te 500/500	U	1	10929,00	10.929,00
F/P Brides a) ø 500	U	4	2.667,00	10.668,00
b) ø 400	U	2	2.467,00	4.934,00
F/P Vanne a) ø 500	U	2	33.345,00	66.690,00
b) ø 400	U	1	24.924,00	24.924,00
F/P Compacteur ø 400	U	1	2.100,00	2.100,00
F/P Syphon	U	F	600,00	600,00
F/P Capôt 0,8 X 0,6 m	U	F	5.200,00	5.200,00
F/P Ferronnerie	Kg	700	42,00	29.400,00
				<b>OUVRAGE DE PRISE = 1.069.612,00</b>
<b><u>FINITION ET DIVERS</u></b>				
Reperes de terrassement	U	5	820,00	4.100,00
Levé Type au 1/500	Ma	5	2800,00	14.000,00
Regalage des terres végétales	M2	20.000	10,50	210.000,00
				<b>DIVERS = 228.100,00</b>

<i>Désignations</i>	<i>U</i>	<i>Quantités</i>	<i>P. U</i>	<i>Montant</i>
<u>DIGUE</u>				
Terrassement en tranché	M3	6.000	31,30	187.800,00
Deblais et mise en remblais	M3	190.000	42,00	7.980.000,00
F/P-des matériaux filtrants	M3	2.800	146,00	408.800,00
F/P des matériaux drainantes	M3	2.00	146,00	292.000,00
F/P D'Enrochement	M3	4.000	156,00	624.000,00
				9.492.600,00
<u>EVACUATEUR DE CRUE</u>				
Deblais en Grande Masse	M3	26.120	20,00	522.400,00
Terrassement pour ouvrages	M3	8.700	32,00	278.400,00
Compactage à la dame	M3	6.000	19,50	117.000,00
Matériaux drainants	M3	300	146,00	43.800,00
Enrochements	M3	100	156,00	15.600,00
F/P PVC Ø 60	M1	60	129,00	7.740,00
Béton N° 2	M2	30	950,00	28.500,00
Béton n° 3	M2	600	1050,00	630.000,00
Ferrailage	Kg	90.000	9,60	864.000,00
Maçonnerie	M3	1.000	500,00	500.000,00
			EVACUATEUR =	3.007.440,00

# - 3 - PLANNING DES TRAVAUX

Designations	1986								1987					Observations
	Mai	Juin	Juill	Aou	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	
Installation de chantier	—													
Voirie, décapage		—	—	—										
Conduite de prise clé délancheité			—	—										
Filtre prisme de drainage				—	—									
Deblai Remblai de la digue					—	—	—	—						
Evacuateur de crue					—	—	—	—	—	—				
Perré										—	—	—		
Digue											—	—	—	
Travaux de finition levé Topo												—	—	
Montage équipement												—	—	
Replément													—	—
Remplissage de la Retenue											—	—	—	

CHAPITRE VIII

CONCLUSION GENERALE

## CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude nous avons traités les principaux points nécessaires à la faisabilité du barrage de OUED TOUILA situé dans la région de BERROUAGHIA (Wilaya de MEDEA) dont la réalisation servira à l'irrigation des terres avoisinantes.

Pour mener cette étude nous nous sommes servis des données fournies par l'Entreprise Nationale de Réalisation Des Grands Ouvrages Hydrauliques (ENRGO) et d'autres empruntés à différents auteurs.

Nous estimons que le site étudié convient bien à la construction de l'ouvrage. Enfin une fois réalisé ce projet qui entre dans le cadre au schéma d'aménagement des ressources en eau de l'OUED TOUILA contribuera sans doute au développement agricole de la région.

BIBLIOGRAPHIE

Etude hydrologique de l'OUED TOUILA (INRH)

Barrage en terre (Mallet et Pacquant

Barrage mobile et prise d'eau (M. BOUVARD édition EYROLLES 1958)

Barrage de vallée (Par H PRESS édition DUNOO Paris 1958)

Calcul de barrage (A. BOURGIN édition EYROLLES 1955)

Hydrologie de l'ingénieur (G. REMENIERAS édition EYROLLES Paris 80)

Manuel d'hydrologie générale (A. LANCASTRE édition EYROLLES  
Paris 82)

Hydraulique souterraine (G. SCNEEBELI édition EYROLLES  
Paris 73)

Designation Of SMALLS DAMS (bureau de réclamation des Etats Unis)

Théory of désignation Of Irrigation R.S WARSNEY

