

32/85

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHÈQUE

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

2 ex

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE HYDRAULIQUE

## PROJET DE FIN D'ETUDES

### SUJET

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE  
SUR L'OUED GUERGOUR  
WILAYA (D'ET-TARAF)

Proposé par :

SET.HY.AL

Etudié par :

N-KAMEL

A. MAHIEDDINE

Dirigé par :

H.L. LEANG

PROMOTION :

JUIN 1985



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE HYDRAULIQUE

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**SUJET**

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE  
SUR L'OUED GUERGOUR  
WILAYA (D'ET-TARAF)

Proposé par :

SET.HY.AL

Etudié par :

N-KAMEL

A. MAHIEDDINE

Dirigé par :

H.L. LEANG

PROMOTION :

JUIN 1985

## E M E R C I E M E N T S

Qu'il nous soit permis, au terme de cette modeste étude d'exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Monsieur LEANG Professeur à l'E.N.P pour sa contribution à l'élaboration de cette thèse .

Nos remerciements vont aussi à tous les professeurs qui ont contribué à notre formation en particulier :

- Mr KETTAB
- Mr GESA LAPRAY
- Mr BEDNARCZYK

Notre entière reconnaissance à nos amis pour leurs aides l'élaboration de ce mémoire .

Nous ne saurions terminer sans exprimer notre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

## D I C A C E S

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :

- A mes parents pour tout le sacrifice qu'ils ont consenti à mon égard.

- A mes frères et soeurs

- A tous mes amis

KAMEL NOUI

- A la mémoire de mon père

- A ma mère

- A mes frères et soeurs

- A toute ma famille

- A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à ma formation.

MAHIEDDINE ABDELKADER

INTRODUCTION

PREMIERE PARTIE

LES ETUDES PRELIMINAIRES

I.1. DESCRIPTION

I.1.1. Généralités

I.1.2. Périmètre

I.1.3. Besoin en eau des cultures de la plaine d'EL-TARF

I.2. ETUDE TOPOGRAPHIQUE

I.3. ETUDE HYDROLOGIQUE

I.3.1. Situation géographique du bassin versant

I.3.2. Climat

I.3.2.1. Température

I.3.2.2. Précipitations

- Annuelle

- Mensuelle

- Journalière

I.3.2.3. Evaporation

I.3.2.4. Vent

I.3.3. Caractéristiques physiques du bassin versant

I.3.3.1. Coefficient de forme de gravelius

I.3.3.2. Densité de drainage

I.3.3.3. Temps de concentration

I.3.3.4. Coefficient de torrentialité

I.3.4. Caractéristiques hydrologiques du bassin versant

I.3.4.1. Module de l'apport annuel

I.3.4.2. Variabilité de l'apport annuel

I.3.4.3. Répartition annuelle de l'apport

I.3.5. Crues

I.3.6. Hydrogramme de crues

I.3.7. Transport solide

Conclusion

I.4. ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

I.4.1. Introduction

I.4.2. Géologie du site et de la cuvette

I.4.2.1. Données lithologiques

I.4.2.2. Géomorphologie

I.4.2.3. Stabilité vis à vis de la tectonique

I.4.2.4. Hydrogéologie

I.4.2.5. Matériaux de construction

I.4.3. Aperçu géotechnique

I.4.3.1. Perméabilité

I.4.3.2. Cohésion

I.4.3.3. Densité sèche

I.4.3.4. Angle de frottement interne

Conclusion

## DEUXIEME PARTIE

### DETERMINATION DE LA CAPACITE DE LA RETENUE

#### II.1. COURBES CARACTERISTIQUES DE LA RETENUE

II.1.1. Courbes des surfaces submergées  $S = f(H)$

II.1.2. Courbes des volumes d'eau dans le lac  $W = f(H)$

II.1.3. Courbes des volumes de terre  $V_b = f(H)$

II.1.4. Courbes des investissements  $W_i / V_{bi} = B$

#### II.2. CALCULS DES DIFFERENTS VOLUMES DE LA RETENUE

II.2.1. Volume mort

II.2.2. Volume utile

II.2.3. Volume de protection, volume d'atténuation

#### II.3. DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE

II.3.1. La revanche

II.3.2. Calcul de la hauteur du barrage

II.3.3. Largeur en crête du barrage

#### II.4. CHOIX DU TYPE DE BARRAGE

II.4.1. Prisme de drainage



TROISIEME PARTIE  
STABILITE DE L'OUVRAGE

III.1. STABILITE HYDRAULIQUE : INFILTRATION

III.1.1. Les infiltrations dans les barrages en terre

III.1.2. Position de la ligne de saturation

III.1.2.1. Barrage homogène avec drain

- Méthode de KOZENY

III.1.3. Calcul du débit de fuite

III.2. STABILITE MECANIQUE

III.2.1. Principe de la méthode Suédoise (FELLENIOUS)

III.2.2. Forces agissantes sur une tranche

III.2.3. Moments des forces agissantes sur une tranche

III.2.3.1. Moments des forces stabilisatrices

III.2.3.2. Moments des forces motrices

III.2.4. Coefficient de sécurité

III.2.5. Formule utilisées

III.3. PROTECTION DES TALUS

III.3.1. Talus amont

III.3.2. Talus aval

QUATRIEME PARTIE  
LES OUVRAGES ANNEXES

VI.1. DERIVATION PROVISOIRE

VI.1.1. Dimensionnement de la galerie et du batardeau

VI.1.2. Calcul du débit évacué par la galerie

VI.2. PRISE D'EAU

VI.3. VIDANGE DE FOND

VI.4. EVACUATEUR DE CRUE

VI.4.1. Emplacement de l'évacuateur

VI.4.2. Canal d'aménagé

VI.4.3. Déversoir

VI.4.4. Canal évacuateur

Conclusion

## P L A N C H E S

- Planche N° 1 : Coupes géologiques
- Planche N° 2 : Courbe des surfaces submergées et courbe de volumes  
d'eau dans le lac
- Planche N° 3 : Parabole de KOZENY - Ligne de saturation
- Planche N° 4 : Calcul de stabilité ( Fin de construction )
- Planche N° 5 : Calcul de stabilité ( Pendant le fonctionnement,  
vidange rapide)
- Planche N° 6 : Carte topographique
- Planche N° 7 : Ouvrages annexes

## INTRODUCTION

Notre travail consiste en une étude de faisabilité de barrage sur l'Oued Guergour dans la wilaya d'EL-TARF .Il sera réalisé dans le cadre de l'irrigation de la plaine .

L'étude de faisabilité fait appel à une technique différente en vue de sa réalisation pratique et à des notions théoriques couvrant plusieurs domaines, c'est une oeuvre collective à laquelle participent plusieurs spécialistes de diverses disciplines notamment: Topographie, hydrologie, géologie, géotechnie hydraulique, économie ...etc...

L'ingénieur ne peut pas se contenter d'être un spécialiste isolé c'est un " Ensemblier " dont la culture doit être assez étendue pour réaliser la synthèse.

Cette synthèse fait appel à la fois à l'expérience et au raisonnement .

En tant qu'hydraulicien, nous ne pouvons engager notre responsabilité vis à vis des études de base .

La sécurité du barrage reste compromettante si ses données sont faussées .

Le sujet de thèse a été proposé par la SETHYAL (Société des Etudes Hydraulique d'Alger) Ex : B.N.E.H .

Le site a été choisi par l'antenne du B.N.E.H ( Bureau National d'étude Hydrautechnique de ANNABA en 1976)

Cet établissement de prise d'eau est destiné non seulement au développement de l'agriculture pour une irrigation, mais aussi à lutter contre les risques des crues centenaires et millénaires.

Notre travail consiste donc, compte tenu des différentes études préalablement réalisées en:

- Détermination de la capacité de la retenue, et de la hauteur d'exécution du barrage.
- Calcul des infiltrations et de la stabilité des talus.
- Calcul et dimensionnement des ouvrages annexes.

PREMIERE PARTIE

LES ETUDES PRELIMINAIRES

I.1. DESCRIPTION

I.1.1. Généralités:

La région étudiée est située dans la partie Nord - Est de l'Algérie à la frontière Tunisienne dans la Daira d'El-Kala wilaya d'EL-TARF s'étendant sur une superficie de 1244,98 Km<sup>2</sup> où se trouvent les plaines les plus fertiles.

I.1.2. Périmètre:

La plaine d'EL-TARF est occupée par des cultures céréalières en y rencontre également quelques vergers d'arbres fruitiers et des cultures maraichères tardives aux abords de l'Oued Kébir .

I.1.3. Besoin en eau de la plaine:

La plaine est à vocation maraichères qui nécessitent beaucoup d'eau .

Le besoin en eau exigée par la plaine à été calculé en moyenne pour des rotations quinquenales en tenant compte du besoin en eau des plantes et du besoin en eau de lessivage .

La répartition mensuelle des besoins en eau de la plaine est donnée dans le tableau suivant:

! Surf. ! ! Irriguée!	! Besoins en eau !											! Total !	
	! Mm <sup>3</sup> !												
! Ha !	! J !	! F !	! M !	! A !	! M !	! J !	! Jt !	! A !	! S !	! O !	! N !	! D !	
! 1221 !	! 0 !	! 0 !	! 0,2 !	! 1,02 !	! 1,82 !	! 2,02 !	! 2,90 !	! 2,47 !	! 1,11 !	! 0,43 !	! 0 !	! 0 !	! 11,97 !

SOURCE:

Etude agro-économique des plaines côtières Bouteldja, EL-TARF et Ain-Assel.

## I 2) ETUDE TOPOGRAPHIQUE

Le site de l'Oued Guergour est dans une gorge relativement étroite.

L'aire choisie pour la cuvette et la coupe d'imposte est située à une élévation de 30 à 54 m par rapport au niveau normal de la Mer.

Le bassin versant est limité au Sud, à l'Est et à l'Ouest par des chaînes montagneuses de la Medjerda. Au Nord le contour du bassin est limité par la plaine de l'Oued Kébir.

L'altitude des chaînes montagneuses ne dépasse pas 1 000 m, le plus souvent elle atteint 500 à 700 m.

Ce bassin est traversé par une route goudronnée et une ligne électrique importante allant vers Zitouna.

( Voir Carte Topographique )

## I 3) ETUDE HYDROLOGIQUE

### I 3.1 Situation géographique du bassin versant

Le relief du bassin n'est pas compliqué, et se caractérise par des plissements de terrains formés par de petites chaînes de montagnes qui longent la ligne S.W - N

L'altitude du bassin se réduit graduellement du Sud au Nord de 700 à 1 000 m jusqu'à 20- 30 m à l'exutoire.

Entre la frontière Nord du bassin et la Mer se trouve une large dépression avec abondance de lacs et de marécages, les plus grands sont: LAC DES OISEAUX, LAC AUBEIRA, et LAC MELAH.

Les coordonnées LAMBERT du bassin versant, d'après une carte à l'Echelle 1: 50 000 sont les suivantes :

$$X = 998,675$$

$$Y = 397,675$$

X

### I 3.2, Climat:

Le climat est du type méditerranéen, caractérisé par un été chaud et un Hiver doux et humide. Il est classé selon le coefficient pluviométrique d'Emberger.

$$a = \frac{1\ 000\ P}{\frac{(M + m)}{2} (M - m)} = 130 \dots\dots/ \dots\dots$$

P: Moyenne des pluies annuelles ( mm )

M: Moyenne des températures maximales du mois le plus chaud en °K

m: Moyenne des températures minimales du mois le plus froid en °k

P = 1 020 mm

M = 33,4 °K

m = 6,1 °C

### I 3.2.1 Temperature

Les stations de Ben M'hidi et d'El-Kala peuvent être considérées comme représentatives de la température des plaines cotières de l'Est.

### I 3.2.2 Precipitations

Nous engloberons, sous le terme de précipitations toutes les eaux météoriques qui tombent à la surface de la terre tant sous forme liquide que sous forme solide; ces divers types de précipitations sont le plus souvent, mesurés, sans discrimination, par leurs équivalents en eau par les pluviomètres usuels.

Nous signalons l'absence totale des stations pluviométriques sur le bassin versant.

Les données de la station de Ain-Kerma sont retenues. Cette station représente l'avantage d'être la plus proche du bassin versant et d'avoir des données sur une longue période d'observation.

Tableau des Stations dans la Région.

CODE	Nom de la Station	Oued du Bassin Versant	Altitude	Nbre d'Année d'observation
031 601	Ain-El-Assel	El -Kébir	32	5
031 603	Ain-El-Fedden	"	562	36
031 604	Ain-El-Kerma	"	235	34
031 607	Gourah	"	920	9
031 605	Gué- Zitoun	"	40	3
031 701	Bouteldja	"	20	17
031 803	Cap-Rosa	Côtier	119	43
031 801	El Kala	Côtier	10	89

T A B L E A U      D E S      T E M P E R A T U R E S

---

Variation de températures de l'air ( 1913 - 1938 )

Mois \ TC°	m''	m'	m	$\frac{M + m}{2}$	M	M'	M''	M - m
Janvier	0.4	1.7	6.1	10.80	15.5	22.3	28.9	9.4
Février	0.8	1.8	6.6	11.45	16.3	24.0	30.0	9.7
Mars	0.4	3.5	7.9	13.45	19.2	27.7	33.5	11.3
AVril	3.1	5.0	8.9	15.25	21.6	30.9	33.5	12.7
Mai	5.7	7.9	12.4	18.80	25.2	35.5	40.2	12.8
Juin	8.8	11.9	15.9	22.55	29.2	39.0	45.8	13.3
Juillet	11.8	14.1	18.0	25.35	32.7	41.3	46.0	14.7
Août	13.5	15.2	18.9	26.15	33.4	40.8	46.4	14.5
Septembre	10.1	13.4	17.2	23.65	30.1	38.4	42.2	12.9
Octobre	7.4	9.4	13.9	19.80	25.8	34.5	39.1	12.0
Novembre	2.7	5.3	9.6	15.35	21.1	28.4	34.0	11.5
Décembré	0.2	2.1	6.9	11.90	16.9	23.6	25.3	10.0
Année	0.8	7.6	11.9	17.90	23.9	32.2	46.4	12.0

Source: SELTZER " Climat de l'Algérie "

m'' : Minimum absolu observé

m' : Moy-brute des minima mensuels Extrêmes

m : Moy- de tous les minima

$\frac{M+m}{2}$  : Moyé mensuelle

M : Moy- de Maxima

M' : Moy brute des maxima mensuels Extrêmes

M'' : Maxima absolu observé

M - m : Moy des écarts mensuels.



### I 3.2.2.1 : Précipitations Annuelles

Module de précipitations d'après la Carte CHAUMONT :

C'est la carte CHAUMONT établie en 1971 d'après les données homogénéisées pour une période de 50 années ( 1913 - 1963 ) qui est la plus juste pour l'Algérie.

Le Module de précipitation est estimé à 1 170 mm ( Voir Carte n°1 )

Module de précipitation d'après la Carte GAUSSEIN :

La carte est établie selon les moyennes sur une période de 40 ans ( 1913 - 1953 ). Le Module de précipitation selon cette carte est  $P = 1 150$  mm.

Module de précipitation selon les graphiques GRISONI-DECROUX:

En se basant sur l'analyse de nombreuses données qui caractérisent le changement de précipitations en fonction de l'altitude et de l'exposition du bassin versant ( au Vent - sous le vent )

Ils ont proposés des graphiques de gradient pluviométrique pour différentes régions de l'Algérie ainsi que leur valeur numérique, le Module de précipitation est,;

$$P = 900 \text{ mm}$$

Module de précipitation selon le Graphique de SELTZER:

M.SELTZER a proposé le monogramme pour les calculs de l'augmentation des précipitations, en considérant, l'altitude, l'éloignement de la mer. Celui-ci se base sur l'analyse des données de précipitations pour 25 ans ( 1913 - 1938 ) En prenant pour station de référence El-Kala et Cap-Rosa le Module de précipitation est de :  $P = 965$  mm.

Module de précipitation d'après la formule de "Soletanche ":

Dans l'étude de la société "Soletanche" (1949) est proposé la formule du calcul de précipitation est une carte pour le bassin Mafragh:

$$P = h_o \frac{1 + Z \cdot 10^{-3} - 2 Z^2 \cdot 10^{-7}}{(U - 15)^2} = 960 \text{ mm}$$

$h_o$  : Hauteur de pluie relative = 53 mm

$U$  : Degré d'aridité ... .. = 23,2

$Z$  : Altitude moyenne de bassin = 232 m

Module de précipitation selon la formule SELTZER :

Outre le monogramme M.SELTZER a proposé la formule pour le calcul de la norme de précipitation.  $P = P_o + 0,45 A$

où

$P$ : Norme de précipitation pour la station de référence (mm)

$A$ : Différence des altitudes (des stations étudiées et de  $m$  réf.(m))

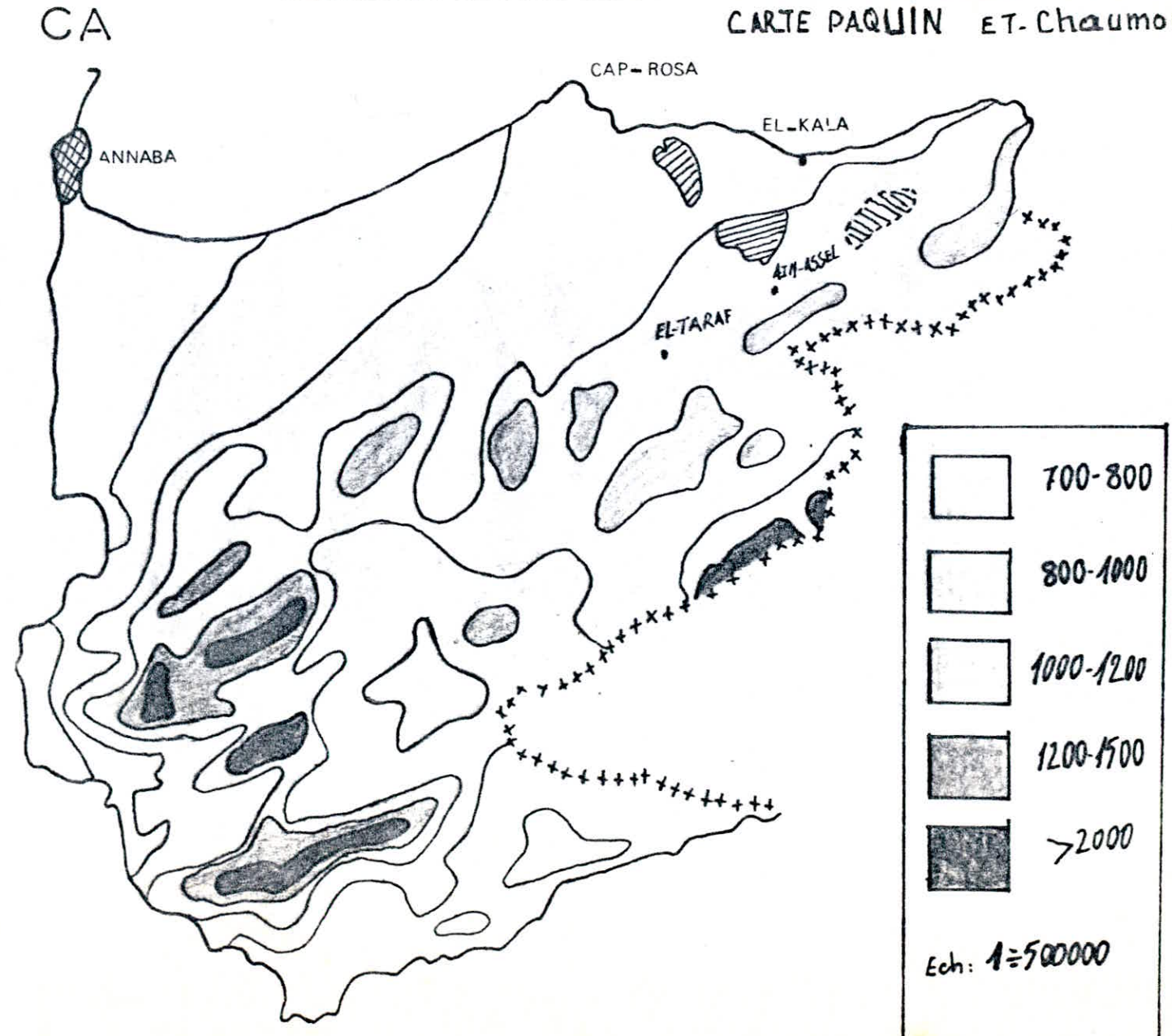
EL-Kala : Altitude 10 m..... = 950 m

CAP-Rosa: Altitude 119 m..... = 950 m

$$P = 1 000 \text{ mm}$$

# CARTE PLUVIOMETRIQUE DE LA REGION

CARTE PAQUIN ET-CHAUMONT



- Comparaison des valeurs obtenues

N°	M E T H O D E S	Modules (mm )
1	Carte de CHAUMONT	1 170
2	Carte de GAUSSEIN	1 150
3	Graphique de SELTZER	965
4	Formule de SELTZER	1 000
5	Graphique GRISONI et DECROUX	900
6	Formule de Soletanche	960
M o y e n n e		1 020

- En considerant les valeurs obtenues par les différentes méthodes, nous voyons qu'elles sont très proches, ce qui permet d'adopter une valeur arithmétique moyenne comme module de precipitation.

I-3.2.2.2 Precipitations Mensuelles:

La repartition des precipitations est faite d'après 21 années d' observation ( Voir Tableau N° 1)

Etude fréquentielle des pluies mensuelles station Ain-El Kerma (Voir Tableau N° 2 )

- Graphe de precipitations Mensuelles

- Précipitations Maximales

- Précipitations Moyennes

- PRÉCIPITATION Minimales

(Voir graphe N° 2 )

I- 3.2.2.3. Precipitations Journalières

La fréquence de cette précipitation est donnée par la SE.THY.AL sous forme de tableau avec la moyenne arithmétique de precipitation.  $\bar{P} = 71,79$  mm

Le coefficient de variation  $Cv = 0,41$

Le coefficient d'assymétrie  $Cs = 1,42$

(Voir tableau N° 3 )

# PLUVIOMETRIE MENSUELLE

PH 03285  
A vant P. 8

Tableau-1-

STATION AIN KERMA

Année	Sept	Oct	NOV	Dec	Jan	Feb	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Total	Max mens	Mini Mens
1913-1914	1.9	126.7	73.4	93.4	150.4	124.2	70.9	7.8	107.1	4.7	3.6	15.6	779.8	150.4	1.9
14-15	4.7	76.9	10.7	75.9	141.3	131.1	73.5	143.5	47.7	103.3	6.4	20.5	991.8	143.7	4.7
15-16	10	101.6	72.2	103.8	50.5	82.6	137.2	20.8	110.8	51.3	18.8	3.4	743	137.2	3.4
16-17	80.9	24.6	221.3	94.1	140	106.5	65.6	69.2	69.2	69.3	0.00	0.0	861	221.3	0.0
17-18	1.1	7.2	252.8	42.6	42.6	4.9	154.8	119	150.4	45.0	1.2	1.0	911.3	252.8	1.0
18-19	15.1	103	74.8	145.2	277.3	96	112.9	64.4	50.4	34.9	5.9	0.7	380.1	277.3	0.7
19-20	23.7	49.2	90.1	170.4	88.7	154.3	110	68.6	8.6	19.4	10.4	3	796.4	170.4	3.0
20-21	18.9	70.2	82.9	86.9	131.9	28	91.8	176.8	104.3	41.8	0.5	19.6	853.5	176.8	0.5
21-22	32.2	49.8	10.2	207.9	288.2	141.9	8.9	6.0	1.1	6.0	0.2	2.5	846.7	288.2	0.2
22-23	24.4	8.2	106.8	116.2	244.8	205.9	249.4	66.5	17.6	6.3	0.0	4.2	1070.3	249.4	0.0
23-24	28.8	14.7	16.7	159.3	130.3	109.2	60.5	25.1	42.1	12.3	0.9	0.3	600.2	159.3	0.3
24-25	8	14.7	71.9	24.6	19.5	76.3	65.6	140.2	101.7	4.2	0.0	0.0	739.1	24.6	0.0
25-26	82.2	188	70	64.8	88.4	126.8	69.7	27.1	78.8	4.7	15.9	0.0	817	188	0.0
26-27	171.1	1.4	132	145.7	199.7	85	97.0	26.9	65.3	6.7	0.2	1.1	916.1	199.7	0.2
27-28	77.1	38.7	18.2	182.1	204.1	120.1	148.2	65.1	53.8	0.0	30.7	0.0	936.1	204.1	0.0
28-29	80.8	65	165.7	153.2	83.7	174.3	142.4	26.3	99.7	14.7	5.7	17.9	1029.4	174.3	5.7
29-30	37.8	89.1	85.7	80.6	120.8	12.0	93.4	79.8	40.2	30.2	10.5	0.0	788.1	120.8	0.0
30-31	51.7	190.2	12.6	151.7	172.1	288.3	36.8	161	131.9	1.3	0.0	2.5	1200.1	288.3	0.0
31-32	15.9	23.7	91.4	281.2	61.5	78.5	106.8	39.4	12.4	0.7	0.0	0.0	711.5	281.2	0.0
32-33	37	122	68.7	20.5	229.6	94.5	123.9	10.2	17.1	23.2	2.3	10	759.1	229.6	2.3
33-34	29.7	19.8	33.1	188.8	186.9	128.6	170.2	99.5	35.2	42.3	8.8	7.9	960.1	198.8	7.9
Total	817.6	1429	1908	2780	3052	2512	2187	1403.5	1344	522.3	122	110.3			
Moyenne	38.99	68.07	90.89	132.38	147.3	119.6	103.7	66.8	64.06	24.87	5.8	5.25			
P-max	154.1	190.2	252.8	281.2	288.2	288.3	249.4	176.8	150.5	103.3	30.7	20.5			
P-min	1.1	1.1	12.6	20.9	19.5	2.9	8.9	6	1.1	0.0	0.0	0.0			

Précipitation Mensuelle

Année 1913 - 1934

Etude des précipitations fréquentielles des pluies annuelles

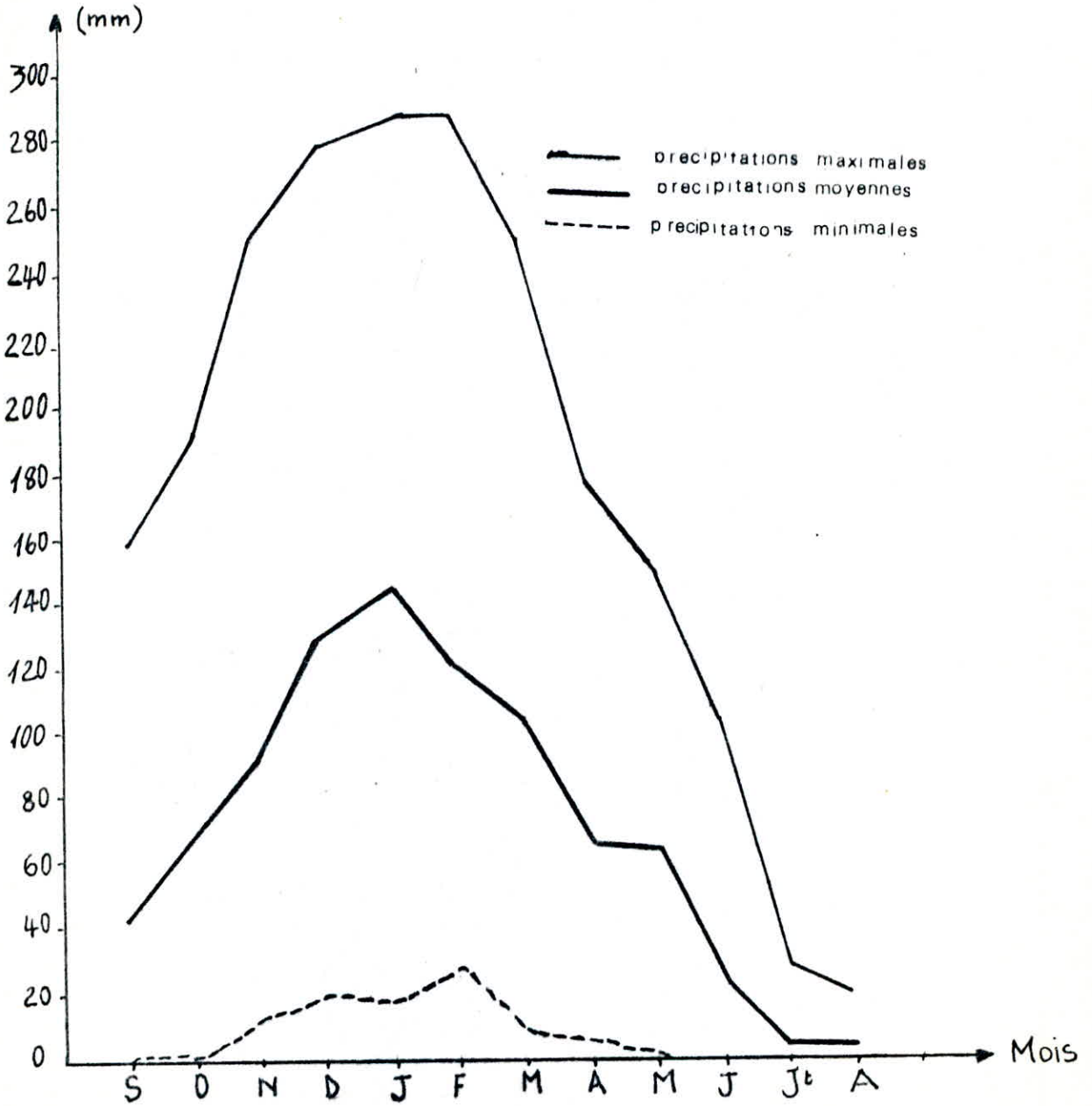
Tableau N° 2

Station Air-Kerma

P (mm)	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P = 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	5	6
0 < P ≤ 20	8	5	3	0	1	0	1	3	5	11	15	14
20 < P ≤ 40	7	3	1	1	0	1	1	7	1	3	1	1
40 < P ≤ 60	1	3	2	2	2	1	0	0	4	4	0	0
60 < P ≤ 80	1	3	4	2	1	2	6	5	4	1	0	0
80 < P ≤ 100	3	1	4	3	3	4	3	1	1	0	0	0
100 < P ≤ 120	0	2	3	2	0	3	3	1	4	1	0	0
120 < P ≤ 140	0	2	1	0	4	5	2	0	1	0	0	0
140 < P ≤ 160	1	0	0	1	2	2	3	2	1	0	0	0
160 < P ≤ 180	0	0	1	1	1	1	1	2	0	0	0	0
180 < P ≤ 200	0	2	0	2	2	0	0	0	0	0	0	0
200 < P ≤ 220	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0
220 < P ≤ 240	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
240 < P ≤ 260	0	0	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0
260 < P ≤ 280	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
280 < P ≤ 300	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0
P ≥ 300	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

graphe - 2 -

# PRECIPITATIONS MENSUELLES



FREQUENCE DES PRECIPITATIONS JOURN LIERES

Tableau N° 3

Fréq. %	0.1	1	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	99	99.9
$\phi$	5.10	3.27	1.94	1.34	0.70	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.83	-1.04	-1.17	-1.32	-1.39
$M_s = \phi \sigma_v$	2.04	1.31	0.78	0.54	0.28	0.20	0.12	0.01	-0.09	-0.18	-0.26	-0.30	-0.33	-0.42	-0.47	-0.53	-0.56
$K_s = \frac{M_s}{\sigma_v}$	3.04	2.31	1.78	1.54	1.28	1.20	1.12	1.01	0.91	0.82	0.74	0.70	0.67	0.58	0.53	0.47	0.44
$P = P_m K_s$	218.24	165.69	127.50	110.27	91.89	85.86	80.69	72.36	65.41	59.15	53.49	50.54	47.96	41.93	38.19	33.68	31.59

$\phi$  : Variable réduit de RIBKINE, donné directement par un tableau en fonction du coefficient d'assymétrie, et de sa probabilité au dépassement .

$C_v = 0,4$  ,  $C_s = 1,42$

( Réf: SOKOLOVSKI " l'apport " URSS 1970 )

### I.3.2.2.3. Intensité des pluies journalières:

Monsieur LICITRI (Ingénieur à la DEMRH ) a fait une étude statistique, et a défini une loi liant l'intensité de l'averse et sa durée.

$$I = I_t \cdot (t)^{-x}$$

(Voir tableau N° 4 et graphe N° 3 )

x: Caractéristique régionale

Il a relié aussi les hauteurs d'eau ( $H_t$ ) correspondantes aux différentes durées (t), aux hauteurs journalières ( $H_{24h}$ ) de même période de retour .

$$\frac{H_t}{H_{24}} = \left(\frac{t}{24}\right)^B$$

$H_t$  : Hauteur d'eau d'une averse de durée t de retour décénal (mm)

$H_{24}$ : Hauteur d'eau journalière décénal le (mm)

t : Durée de l'averse pour le temps de retour décénal (h)

B : Exposant menant la valeur 1 - x

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants:

Avec  $x = 0,7$  ,  $B = 0,3$

### I.3.2.3. Evaporation:

L'évaporation intéresse l'eau des reservoirs, de ruissellement et d'infiltration. Elle dépend de plusieurs facteurs qui sont de degré hydrométrique: La température les qualités de l'eau, la pression atmosphérique, l'insolation, et la ventilation.

On évalue ces paramètres de façon plus en moins précises.

De nombreuses méthodes existent pour le calcul de l'évaporation

Nous ne verrons ici que les formules simples .

Formule de TURC

$$E = \frac{P}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{P}{L}\right)^2}}$$

P : La hauteur annuelle moyenne de précipitation

L : Coefficient qui dépend de la température ( T = 17°C

$$L = 300 + 25 T + 0,05 (T)^3 = 970$$

$$E = 720 \text{ mm}$$



graphe-3-

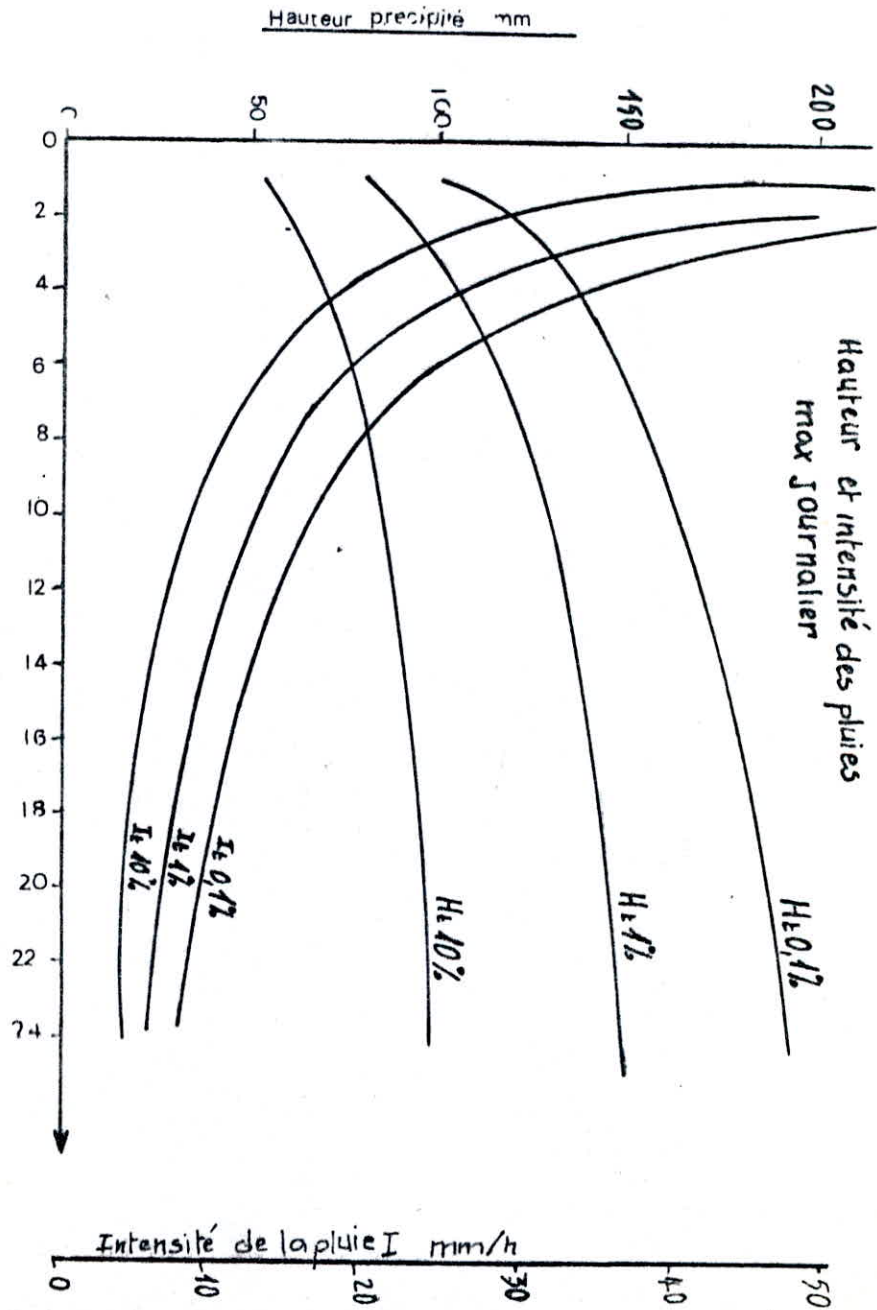


Tableau - 4-

0,1%

INTENSITE DES PLUIES JOURNALIERES

Temps (h)	1	2	3	3,5	4	5	6	7	8	9	10	11	12	24
$H_t$ (mm)	84,11	103,5	116,95	122,48	127,49	136,32	143,98	150,79	156,96	163,60	167,83	172,69	177,26	218,24
$I_t$ (mm/h)	84,11	51,77	38,98	34,99	31,87	27,26	23,99	21,54	19,62	18,06	16,78	15,69	14,77	9,09

1%

Temps (h)	1	2	3	3,5	4	5	6	7	8	9	10	11	12	24
$H_t$ (mm)	63,86	78,62	88,79	92,89	96,79	103,5	109,31	114,48	119,16	123,45	127,41	131,11	134,58	165,69
$I_t$ (mm/h)	63,86	39,31	29,59	26,56	24,19	20,69	18,21	16,35	14,89	13,71	12,74	11,81	11,21	6,90

10%

Temps (h)	1	2	3	3,5	4	5	6	7	8	9	10	11	12	24
$H_t$ (mm)	42,50	52,32	59,09	61,88	64,41	68,87	72,75	76,19	78,50	82,16	84,79	87,56	88,56	110,27
$I_t$ (mm/h)	42,50	26,16	19,69	17,68	16,10	13,77	12,12	10,98	9,91	9,12	8,47	7,93	7,46	4,59

Evaporation sur les stations Cheffia et Zardesas:

Cheffia : Altitude 150 m \_\_\_\_\_ E = 1350 mm

Zardesas: Altitude 180 m \_\_\_\_\_ E = 1350 mm

L'évaporation a été estimée à partir des mesures faites sur bac "Collorado" pour une période de 15 Ans .

L'évaporation sur la surface de la retenue est:

$$1350 \cdot K = 1350 \cdot 0,78 = 1053 \text{ mm}$$

K = 0,78 : Coefficient recommandé pour le passage des évaporomètres aux grandes retenues.

L'évaporation sur l'Oued Guergour est estimé de:

$$E = 1150 \text{ mm}$$

Répartition annuelle de l'évaporation

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J <sup>t</sup>	A	
%	11.6	6.6	3.8	3.0	2.9	3.7	5.1	6.4	9.6	13.2	17.3	17.0	100
Module (mm)	133	76	41	34	33	43	59	74	110	152	199	196	1150

Répartition fréquentielle de l'évaporation

99%	184	105	57	48	46	59	81	102	153	210	275	270	1590
95%	168	96	52	44	42	54	74	93	139	191	251	246	1450
90%	160	91	50	41	40	51	70	88	132	182	239	235	1380
80%	150	85	46	39	37	48	66	83	124	170	223	219	1290
20%	117	67	36	30	29	37	52	65	97	138	175	172	1010
5%	103	59	32	26	26	33	45	57	85	117	153	150	885

#### I.3.2.4. Les vents:

La variation des vitesses du vent est tirée de " Climat de l'Algérie" de SELTZER, période de 1913 à 1938

(Voir tableau N° 5 graphe N° 4 )

#### I.3.3. Caractéristique physique du bassin versant :

Le bassin versant est une zone de reliefs où les eaux de ruissellement convergent vers un exutoire.

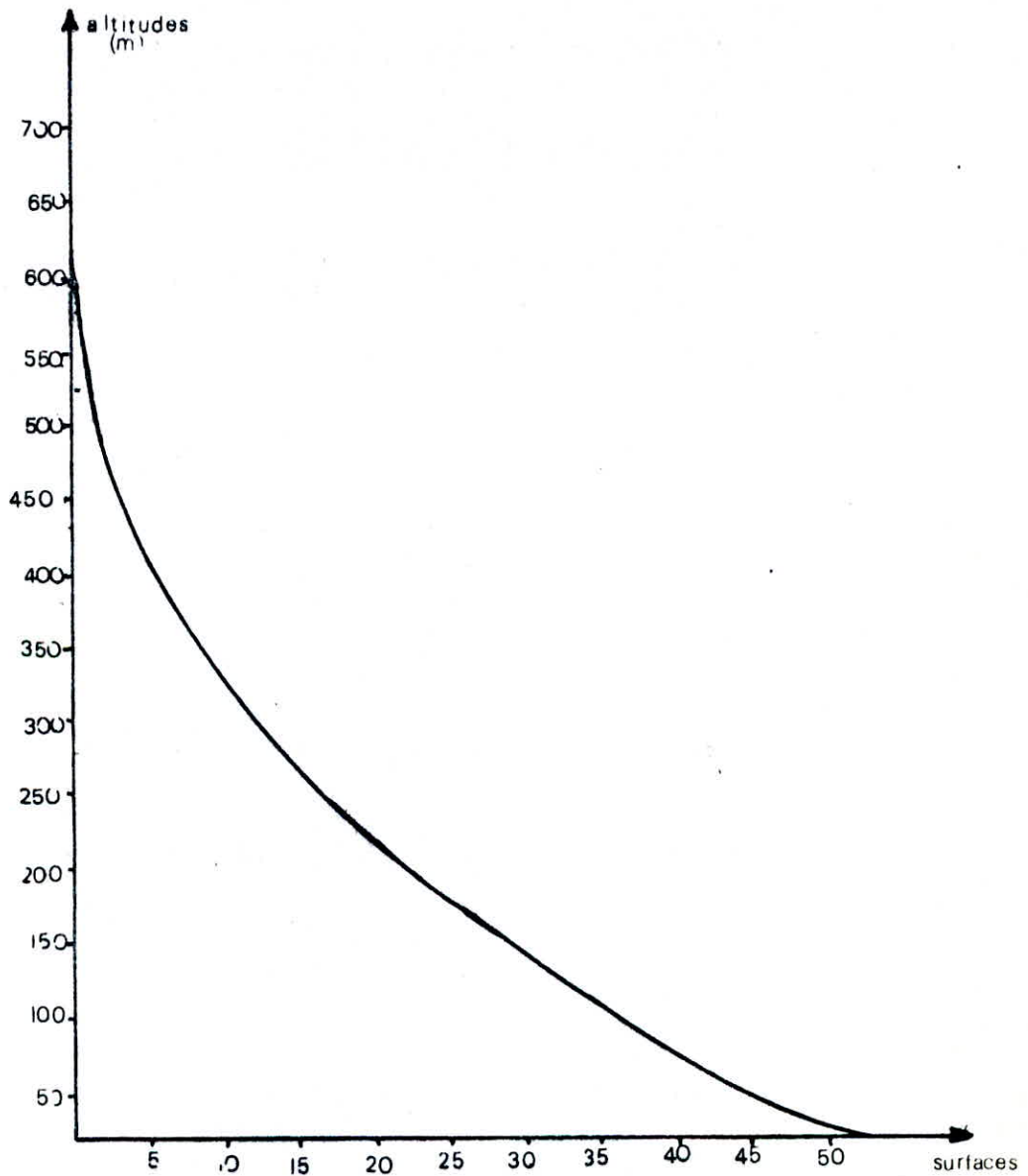
L'Oued Guergour appartient au bassin de l'Oued Mafraghe , au sous bassin de l'Oued Kébir - Est .

Son bassin de forme circulaire, a une altétude maximale de 659 m et son altétude moyenne est de 232m . La côte du site est de 30 m .

! Altétudes ! m	! Surfaœes ! Partielles Km <sup>2</sup>	! Fréquences ! %	! Surfaces ! Cumulées Km <sup>2</sup>	! Fréquences ! Cumulées %
! 660 - 600	! 0,2	! 0,4	! 0,2	! 0,4
! 600 - 500	! 1,8	! 3,6	! 2,0	! 4,0
! 500 - 400	! 4,3	! 8,6	! 6,3	! 12,6
! 400 - 300	! 9,7	! 19,4	! 16,0	! 32,0
! 300 - 200	! 9,9	! 19,8	! 25,9	! 51,8
! 200 - 100	! 12,7	! 25,4	! 38,6	! 77,2
! 100 - 50	! 8,4	! 16,8	! 47,0	! 94,0
! 50 - 30	! 3,0	! 6,0	! 50,0	! 100,0
! Total	! 50	! 100		

( Voir courbe hypsométrique)

# COURBES HYPSONOMETRIQUE



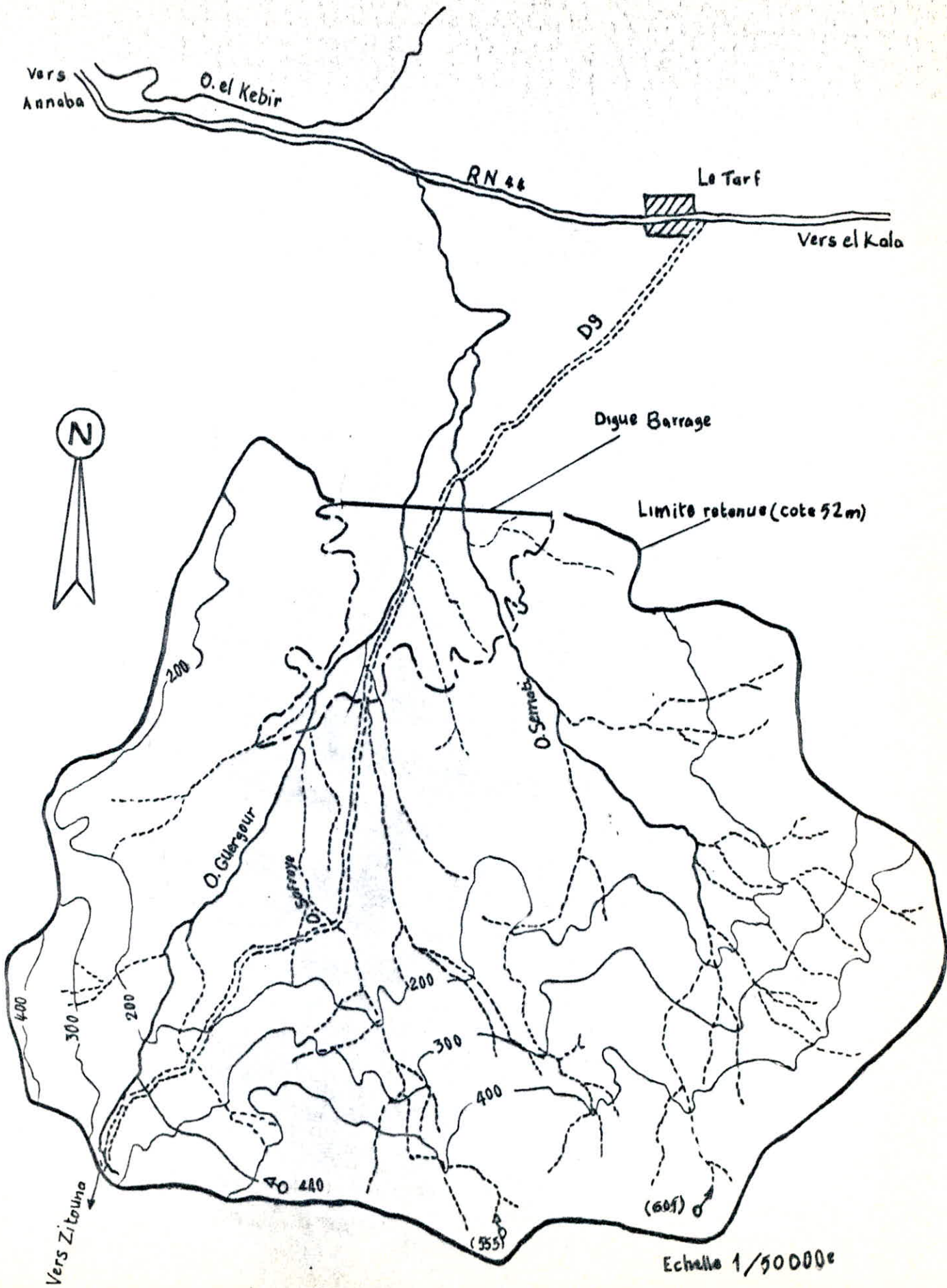


Tableau-5-

7h DIRECTION DU 13h VENT

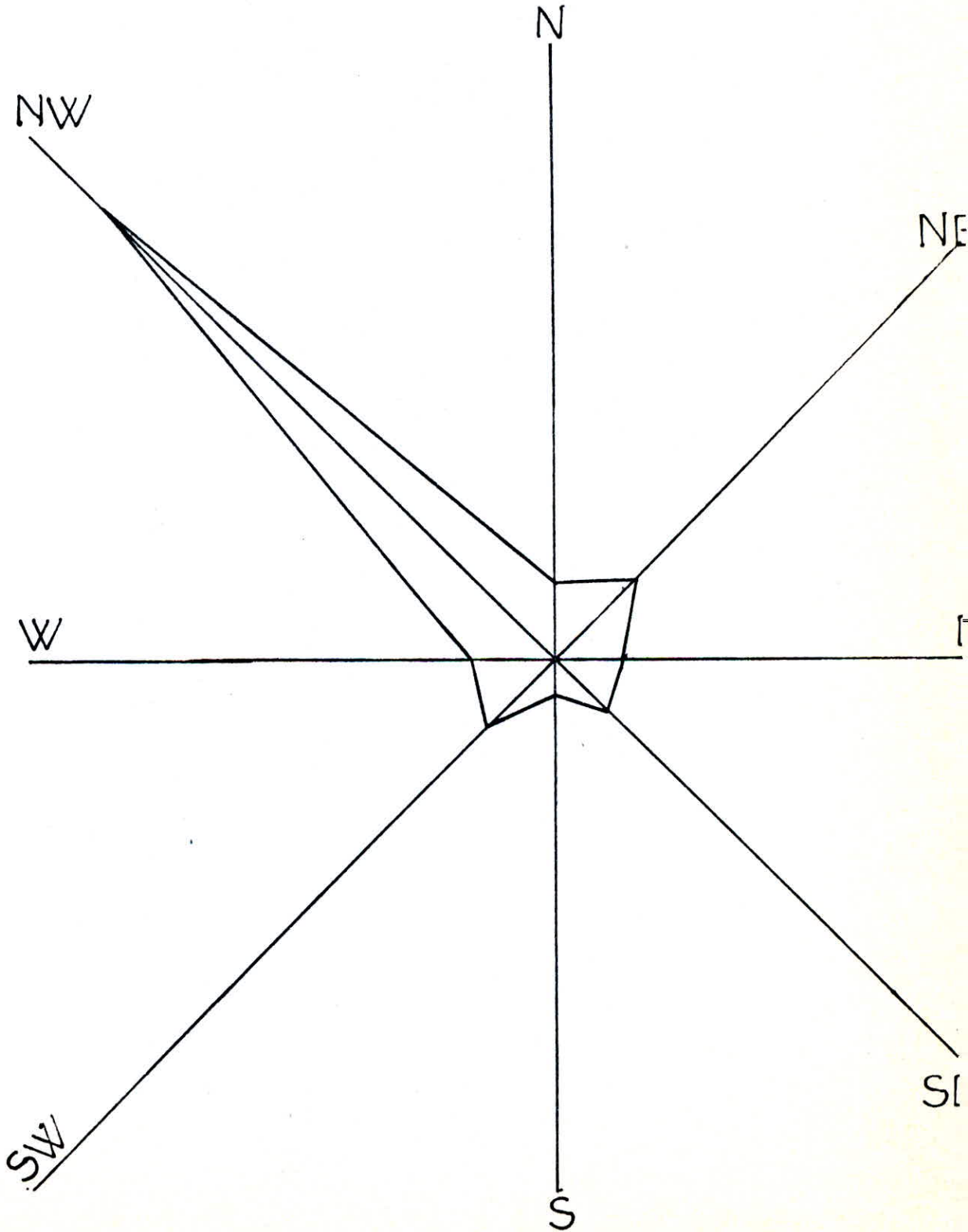
18h

MOIS	N	NE	E	SE	S	W	SW	NW	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
J	5	4	4	10	4	7	14	52	5	4	4	5	2	7	5	68	5	5	3	7	2	6	7	65
F	5	5	3	10	5	8	12	52	3	5	5	5	2	7	7	66	5	5	3	7	1	4	6	69
M	3	6	5	12	6	8	15	45	5	9	4	6	4	8	7	57	4	6	6	6	3	6	9	60
A	6	5	5	11	5	9	12	47	7	12	5	5	2	3	8	58	6	7	6	6	2	2	8	63
M	4	8	7	12	4	9	13	43	5	17	10	6	1	3	7	51	5	10	7	4	2	4	7	61
J	9	10	7	8	2	8	12	44	7	23	7	4	1	3	6	49	9	17	8	4	1	3	8	50
Jt	8	13	6	8	3	8	11	43	8	22	11	3	1	5	6	44	10	19	8	3	10	3	6	51
A	8	10	7	7	4	10	12	42	6	26	11	3	1	4	9	40	10	20	12	4	1	2	8	43
S	5	7	7	10	6	10	15	40	5	19	12	4	2	5	8	45	7	16	10	4	1	4	10	48
O	5	7	4	8	6	9	17	44	6	14	6	5	1	5	5	58	6	10	5	5	1	5	7	60
N	6	4	3	11	6	5	18	53	6	8	4	5	3	7	7	60	8	5	4	7	2	6	6	62
D	7	3	2	10	5		15		6	4	1	4	2	6	5	72	7	5	1	6	2	6	6	69
Année	6	6	5	10	5	8	14	46	6	14	7	5	2	5	6	55	7	10	6	5	2	5	7	58

# ROSE DES VENTS

*graphe-4-*

DIRECTION DOMINANTE (NW)





### I.3.3.1. Coefficient de forme de GRAVELIUS :

Ce coefficient caractérise la forme du bassin, qui a une influence nette sur l'écoulement.

Il est défini comme étant le rapport du périmètre du bassin versant à celui d'un cercle qui a la même superficie; Plus il sera proche de l'unité plus le bassin aura une forme ramassée et le temps de concentration sera plus court. Il est donné par la relation:

$$K_c = \frac{P}{2 \sqrt{\pi A}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

P : Périmètre du bassin versant .

A : Surface du bassin versant .

P = 28 Km

A = 50 Km<sup>2</sup> )  $K_c = 1,11 \approx 1$

La valeur de  $K_c$  est très proche de l'unité, ce qui nous donne un bassin versant de forme circulaire .

#### \* Rectangle équivalent:

Le rectangle équivalent est un rectangle ayant même superficie et même périmètre que le bassin versant considéré .

Sa longueur et sa largeur sont calculées par:

$$L = K_x \frac{\sqrt{A}}{1,12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c}\right)^2} \right] = 7,07 \text{ Km}$$

$$l = \frac{P}{2} - L = 6,93 \text{ Km}$$

### I.3.3.2. Densité de drainage:

La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale des rivières de tous les ordres, et la surface du bassin versant'.

$$D_d = \frac{\sum L}{A} = 3,04 \text{ Km/Km}^2$$

$\sum L = 152,25 \text{ Km}$  : Longueur de tous les thalwegs

A: Surface du bassin versant =  $50 \text{ Km}^2$

### I.3.3.3. Temps de concentration :

C'est le temps que met l'eau du point hydrauliquement le plus loin pour arriver à l'exutoire du bassin.

Nous le déterminons à l'aide de la formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5 L}{0,8\sqrt{h}} = 3 \text{ h } 30 \text{ mm}$$

L: Longueur du thalweg principal de la rivière = 8 Km

h: Altitude moyenne du bassin versant = 232 m

A: Surface du bassin versant  $\hat{=}$   $50 \text{ Km}^2$

### I.3.3.4. Coefficient de torrentialité:

Le coefficient de torrentialité est fonction de la densité de drainage et de la densité des thalwegs élémentaires .

$$C_t = D_d \cdot F_i = 15,8$$

$D_d$  : Densité de drainage

$F_i$  : Densité de thalwegs élémentaires

$$F_i = \frac{N_i}{A}$$

$N_i$  : Nombre de rivières = 253

A : Surface du bassin versant

### I.3.4. Caractéristiques hydrologiques du bassin versant

#### I.3.4.1. Module de l'apport annuel

Vu le manque d'une longue série d'années d'observations au site du barrage prévu, nous sommes obligés d'utiliser les formules empiriques.

\* Formule de TURC

$$A = P - E$$

E: L'évaporation sur le bassin versant

P: Précipitation annuelle = 1020 mm

$$E = \frac{P}{\sqrt{0,9 + (P/L)^2}}$$

L: Paramètre dépendant de la température ( $T = 17^\circ\text{C}$ )

$$L = 300 + 25 T + 0,05 T^3 = 970$$

$$E = 720 \text{ mm}$$

$$A = 300 \text{ mm} = 15 \bar{\text{Mm}}^3$$

\* Formule Algérienne

$$A = P ( 1 - 10^{-KP^2} )$$

P: Module de précipitation = 1020 mm

K: Coefficient qui dépend du bassin versant, est

donné par la relation suivante:

$$K = a - 0,01 \ln S = 0,14$$

$$\text{où } a = 0,18$$

$$S = 50 \text{ Km}^2$$

$$A = 300 \text{ mm} = 15 \bar{\text{Mm}}^3$$

\* Formule de MALLET - GAUTIER

Ils ont proposé pour le calcul du module annuel des Oueds du Nord de l'Algérie et de la Tunisie, la formule suivante:

$$A = 0,6 P ( 1 - 10^{-0,36 P^2} ) = 354 \text{ mm} = 17,7 \bar{\text{Mm}}^3$$

P : Précipitation annuelle = 1020 mm

\* Selon l'équation de SAMIE

En se basant sur l'analyse des données d'une période de 7 ans; SAMIE a pu en déduire la fonction de corrélation des Oueds Bounamousa et Kébir - Est, dont les bassins sont voisins de celui de l'Oued Guergour.

$$A_{\text{BN}} = 0,71 ( P - 549 ) = 335 \text{ mm} = 16,8 \bar{\text{Mm}}^3$$

$$A_{\text{Kébir}} = 0,68 ( P - 496 ) = 357 \text{ mm} = 17,9 \bar{\text{Mm}}^3$$

P: Précipitation annuelle

L'apport annuel de l'Oued Guergour est estimé à:

$$A = 17,5 \bar{\text{Mm}}^3 = 350 \text{ mm}$$

Tableau récapitulatif

Méthodes	Apport annuel $\bar{\text{Mm}}^3$
TURC	15
MALLET - GAUTIER	17,7
SAMIE	17,5
Formule Algérienne	15
Valeur Moyenne	16,3

La valeur moyenne est retenue comme module de l'apport annuel.

$$A = 16 \bar{\text{Mm}}^3 = 320 \text{ mm} = 10,25 \text{ l/s/ Km}^2$$

### I.3.4.2. Variabilité de l'apport annuel:

Par manque de données nécessaires d'une longue période, la détermination de coefficient de variation  $C_v$ , est faite à l'aide d'une formule empirique en URSS et déduite pour le Nord de l'Algérie.

\* Formule de UKRGIPROVODKHIOZ

$$C_v = 0,70 / M^{0,125} = 0,5$$

$$M: \text{Module de l'apport en l/s/ Km}^2 = 10,25 \text{ L/s/ Km}^2$$

\* Formule de SOKOLOWSKI et CHEVELEVE

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log M \approx 0,50$$

$$C_s = 2 C_v = 1 \text{ Coefficient d'asymetrie}$$

### I.3.4.3. Répartition annuelle de l'apport:

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J <sup>t</sup>	A	Année
%	0	2	10	15	26	18	14	9	4	2	0	0	100
$\bar{M} \text{ m}^3$	0	0.3	1.6	2.4	4.2	2.9	2.2	1.4	0.6	0.3	0	0	16
Fréquence 80%	0	0.2	1.9	1.4	2.3	1.6	1.3	0.8	0.4	0.2	0	0	9

### Répartition fréquentielle:

Fréquence %	1	2	5	10	20	50	75	80	90	95	99
Période de retour	100	50	20	10	5	2	1.3	1.25	1.1	1.05	1
Apport $\bar{M} \text{ m}^3$	40	37	31	27	22	15	10	9	7	5	3

Cette répartition annuelle de l'apport a été déterminée à partir des données interannuelles des observations de l'apport mensuel aux stations Ain-Assel - Cheffia et Bouchegouf.

### 1.3.5. Les crues:

Une crue est un écoulement à régime variable pendant lequel le débit atteint des valeurs importantes .

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probables des crues d'un cours d'eau en un point donné, est évidente en raison des effets distinctifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité de calculer certains ouvrages d'art en vue de leur éventualité:

- Capacité des réservoirs d'accumulation
- Dimensions des ouvrages évacuateurs de crue de barrage
- Dimensions des ouvrages de dérivation nécessaires à

la construction des barrages.

Pour le calcul du débit maximum ( $Q_{max}$ ), nous utiliserons les formules empiriques ainsi que les résultats de calcul de certaines études hydrologiques d'autres bassins versants.

#### 1.3.5.1. Débits journaliers:

\* Méthode de SAMIE:

$$Q_j = P_j \cdot \frac{r/100 \cdot S \cdot 10^6 \cdot K_a}{86400}$$

$P_j$ : Précipitations maximales journalières de la fréquence considérée (mm)

$r/100$ : Coefficient de l'apport des crues:

$S$ : Surface du bassin versant en  $Km^2$

$K_a$ : Coefficient d'amortissement de la crue.

D'après SAMIE pour l'Oued Guergour  $K_a = 1$

Les résultats sont portés dans le tableau suivant:

Fréquence %	10	1	0,1
r/100	0,6	0,7	0,8
P <sub>j</sub> (mm)	110,27	165,69	218,44
Q <sub>j</sub> m <sup>3</sup> /s	40	55	80

### I.3.5.2. Débits instantanés:

Pour passer des débits journaliers moyens aux débits instantanés maximaux, il est nécessaire de connaître la relation

$$K = Q_{\max} / Q_j$$

Cette relation a été déterminée à partir des données de 12 crues de l'Oued Bouhalouf avec les débits moyens supérieurs à 30 m<sup>3</sup>/s

Sa valeur varie de 1,8 à 3,5; la médiane est égale à 2,6.

Pour extrapoler la relation à tout le bassin versant nous utilisons la formule de GIANDOTTI

$$\frac{Q_{\max}}{Q_j} = \frac{H_r}{H_j} \cdot \frac{24}{T}$$

H<sub>r</sub> : Lame précipitée (mm) pour le temps de concentration

H<sub>j</sub> : Lame précipitée (mm) journalière

Fréquence %	10	1	0,1
H <sub>r</sub> mm	61,88	92,89	122,48
H <sub>j</sub> mm	110,27	165,69	218,24
K	3,9	3,9	3,9

Pour notre calcul nous adopterons la valeur moyenne

$$K_{\text{moy}} = 3,2$$

\* Débits de crue instantanés:

$$Q_{\max} = K \cdot Q_j = 3,2 Q_j$$

Fréquence %	10	1	0,1
$Q_{\max}$ m <sup>3</sup> /s	130	175	260

\* Méthode de MALLET et GAUTIER:

Cette méthode est valable pour tous les Oueds Algériens à la fréquence 1%

$$Q_{\max} 1\% = 2K \log(1+AH) \frac{S}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{9 - \log S}$$

K = 1, mais pendant l'averse K = (2 - 3)

A = (20 - 30)

H: Hauteur annuelle de précipitation (mm)

L: Longueur du bassin versant en Km

S: Surface du bassin versant

Pour le calcul on prend :

K = 2 , A = 25 , S = 50 Km<sup>2</sup> , L = 7,07 Km , H = 1020 mm

$$Q_{\max} 1\% = 245 \text{ m}^3/\text{s}$$

\* Methode de SOKOLOVSKI:

$$Q_{\max} = 0,28 \frac{H_t \cdot l \cdot S \cdot f}{t_m}$$

$H_t$ : lame précipitée (mm) pour une période de t heures .

l : Coefficient de l'apport de crue.

S : Surface du bassin versant en Km<sup>2</sup>

$t_m$  : Teps de montée de crue (h) = 3,5 h = 3h 30 mm

f : Coefficient de la forme de la courbe des débits = 0,95

Fréquence %	10	1	0,1
$Q_{\max}$ m <sup>3</sup> /s	150	260	380



\* Méthode de l'hydrogramme synthétique:

Cette méthode est basée sur la formule fondamentale relative à celle de l'hydrogramme unitaire.

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot S \cdot K_r \cdot I_t$$

S: Surface du bassin versant débitant au site à l'instant considéré en Km<sup>2</sup>

K<sub>r</sub>: Coefficient de ruissellement

I<sub>t</sub>: Intensité maximale moyenne ( t = 3<sup>h</sup> 30 mm )

Tableau donnant les débits maximaux par cette méthode:

Heures	Surface Km <sup>2</sup>	Fréquence 10%	Fréq. 1%	Fréq. 0,1%
1	10	67	113	165
2	25	96	171	248
3	43	130	227	333
3,5	50	132	234	342

Tableau récapitulatif résumant les débits maximaux de toutes  
les méthodes:

Fréquences	%	10	1	0,1
Selon les débits journaliers de crue		130	175	260
	$m^3/s$			
Selon la formule de MALLET-GAUTIER		/	245	/
	$m^3/s$			
Selon la formule de SOKOLOVSKI		150	260	380
	$m^3/s$			
Selon la méthode de l'hydrogramme synthétique		130	235	340
	$m^3/s$			
Moyenne		136,66	228,75	326,66
Valeurs retenues		140	230	330
Apport spécifique	$q \text{ } m^3/s/Km^2$	2,8		

Calcul du volume de crue:

Pour calculer le volume d'écoulement d'après les précipitations journalières maximales, nous nous sommes servis de la recommandation de SOKOLOVSKI pour déterminer la durée de précipitation en fonction du temps de montée. La durée de précipitation est égale à 3<sup>h</sup>.

Les lames écoulées (mm) correspondant aux différentes fréquences :

Fréquences :	10%	1%	0,1%
Durée de précipitation:	3 <sup>h</sup>	3 <sup>h</sup>	3 <sup>h</sup>
Précipitation en (mm) :	59,09	88,79	116,95

Avec les coefficients de l'apport de crue adoptés auparavant (0,6 , 0,7 , 0,8 ) , le volume de crue de différentes fréquences sera donné par la relation :

$$V = P.S.l$$

P: Lame écoulée (m)

S: Surface du bassin versant en m<sup>2</sup>

l: Coefficient de l'apport de crue

Fréquences :	10%	1%	0,1%
Volume de crue en $\overline{Mm}^3$	1,9	3,2	4,7

### I.3.6. Hydrogramme des crues:

Pour la détermination de l'hydrogramme de la crue, il faut connaître les éléments caractéristiques qui sont:

- Le débit maximal instantané, représente le débit de pointe.
- Le débit moyen représente le rapport entre le volume d'eau écoulé pendant la crue et la durée de celle-ci
- Le volume de la crue représente le produit du débit moyen de la crue par le temps de base de celle-ci
- Le temps de base  $T_b$  représente l'intervalle de temps compris entre le début de la courbe de montée et la fin de la courbe de recésion de l'hydrogramme .
- Le temps de montée  $T_m$  représente la différence de temps entre le début de l'écoulement et l'instant du maximum du débit.

Les paramètres de crues de l'Oued Guergour ont été déterminées à partir de la courbe de SOKOLOVSKI.

Il recommande de déterminer l'hydrogramme de crue par les courbes paraboliques d'équation:

- Pour la crue  $Q_x = Q_{max} \cdot (X/t_1)^m$

- Pour la décrue  $Q_z = Q_{max} \cdot (t_2 - z)^n / (t_2)^n$

$Q_x$  : Débit de la crue dans X heures à partir de la crue .

$Q_z$  : Débit de la décrue.

$Q_{max}$  : Débit maximal.

$t_1$  : Temps de montée (h)

$t_2$  : Temps de décrue (h)

Z : Temps après la pointe (h)

Les exposants  $m$  et  $n$  sont adoptés égaux à 2 et 3 suivant les recommandations de l'auteur, Les temps de montée et de décrue  $t_1$  et  $t_2$

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

$$t_1 = 4^h, \quad t_2 = 7^h$$

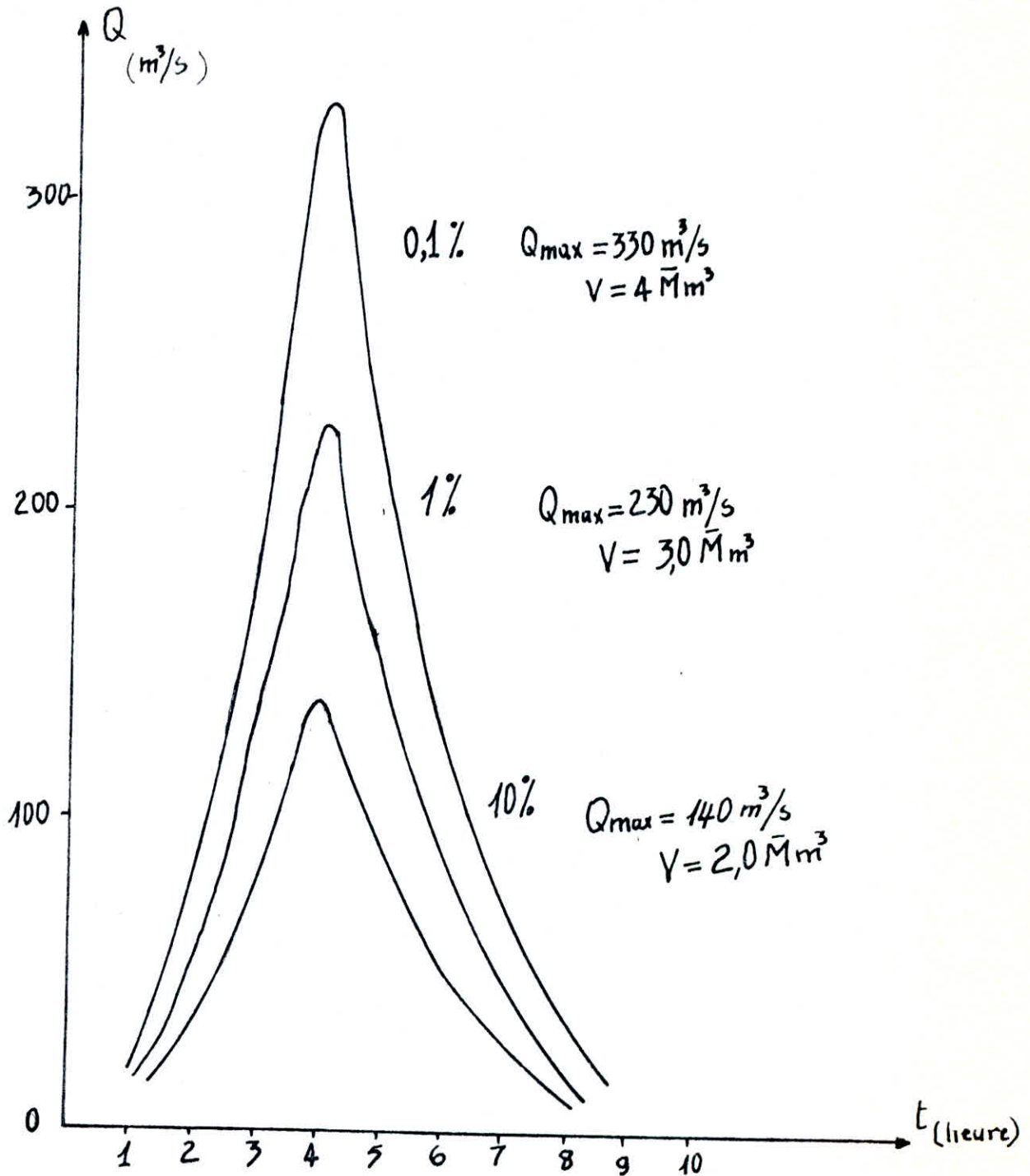
Les coordonnées des crues de diverses fréquences sont données dans le tableau suivant:

Méthode SOKOLOVSKI

Heures	$Q_i / Q_{\max}$	$Q_{0,1\%}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{1\%}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{10\%}$ $m^3/s$
1	0,06	20	14	8
2	0,25	82	58	35
3	0,6	200	140	85
4	1	330	230	140
5	0,65	215	150	90
6	0,40	132	92	56
7	0,2	66	46	28
8	0,1	33	23	14
9	0,03	10	7	4
10	0,01	3	2	2
11	0	0	0	0

# HYDROGRAMME DES CRUES

METHODE SOKOLOVSKI



### I.3.7. Les transports solides:

Du fait du phénomène de l'érosion, Les cours d'eau transportent des matières solides en quantité plus en moins importantes.

La connaissance de ces solides est fondamentale dans les études concernant les aménagements hydrauliques, car ils ont pour conséquence:

- L'envasement des resevoirs créés par les barrages ce qui peut avoir pour effet à long terme, d'annuler complètement la capacité de la retenue.

- L'entrée de matériaux solides dans les prises d'eau, qui entraîne une réduction du débit, une augmentation des pertes de charge à l'entrée de la prise.

Sur l'Oued Guergour aucune mesure, n'a été faite pour cette raison on a utilisé la formule empirique de FOURNIER.

\* Méthode de FOURNIER:

L'étude de FOURNIER faite sur 96 bassins versants de différents climats lui permet de retirer la formule suivante:

$$D_s = 54,49 \cdot \frac{\bar{P}^2}{P} - 513,21$$

$\bar{P} = 145,35$  mm Hauteur d'eau des précipitation moyenne des mois de pluviosité maximale.

P: Module de précipitation annuelle du bassin versant.

On trouve  $D_s = 500$  t/Km<sup>2</sup>/an

Conclusion sur l'étude hydrologique:

La demande en eau du périmètre est de  $12 \bar{\text{Mm}}^3$  environ elle dépasse nettement l'apport de fréquence 80% qui est de  $9 \bar{\text{Mm}}^3$ .

Une réserve d'eau de 3 ou  $4 \bar{\text{Mm}}^3$  est nécessaire pour obtenir un volume utile supérieur à la demande .

Le bassin étant bien boisé, l'envasement de barrage peut être évité par l'évacuation continuelle des eaux lors des crues.



## I-4 .ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE /

### I.4 1 Introduction

Pour la réalisation pratique de l'ouvrage, les résultats de l'étude géotechnique et géologique sont de première nécessité. Ils entrent dans le calcul de stabilité, le calcul de tassement, la position du barrage et des ouvrages annexes.

Le laboratoire national des travaux publics d'ANNABA (L.N.T.B.B) a réalisé.

- 6 Forages de 60 m de profondeur sur l'axe de barrage
- 4 Forage de 20 m de profondeur dans la cuvette
- Essais géotechniques

### I 4 2 Géologie du site et de la cuvette:

- Voir coupes géologiques ( Planche N° 1)

#### I 4 2 1 Données lithologiques

D'après les coupes géologiques, nous distinguons.

- Alluvions limoneuses de fond de la vallée ( Néopléistocène)
- Alluvions de basses terrasses ( Pléistocène): limons, sables, cailloux roulés
- Alluvions de moyennes terrasses( Pléistocène Ancien): sables et cailloux roulés.
- Alluvions de hautes terrasses ( Pléistocène Ancien): gros et petits fragments des grès de Numidie.
- Grès de Numidie ( Oligocène inférieur): grès très dur, couleur gris et brúnatre, gros grains, moyens grains, silicieux, formant la masse principale du relief.
- Argiles de Numidie (Eocène)développées sur les pentes et au fond de la vallée.

Se sont des argiles verdâtres où brúnatres plus où moins schisteuses avec intercalation des grès quartzeux.

#### I.4.2.2. Géomorphologie:

- Lavallée de l'Oued guergour est tapissée d'argile de Numidie. Elle est entourée à l'Est et à l'Ouest d'une région montagneuse gréseuse de pente environ 30°.

Deux cours d'eau y coulent ( Oued Guergour, Oued Semati) se rejoignant à 1 Km au Nord du site.

Les éboulis de la zone montagneuse ne présentent aucun danger pour la cuvette vu de son éloignement.

A la périphérie de la cuvette, les argiles de Numidie se poursuivent sous une couverture végétale de 1m d'épaisseur environ.

#### I.4.2.3. Stabilité vis à vis de la tectonique:

La région de l'Oued Guergour montre une aire relativement stable. Les failles et fractures n'ont pas été découvertes.

#### I.4.2.4. Hydrogéologie:

L'alimentation en eau de l'Oued Guergour est réalisé à partir du ruissellement sur les niveaux argileux et par l'intermédiaire de l'infiltration sur les reliefs gréseux à l'Est et l'Ouest.

L'eau provient de nombreuses au contact d'argiles imperméables et grès fissurés.

Dans l'Oued Guergour le mouvement des eaux souterraines est limité dans les couches d'alluvions à cause de l'imperméabilité du sous-sol argileux.

#### I.4.2.5. Matériaux de construction:

Les grès de Numidie affleurent dans toute la région montagneuses aux alentours de l'Oued Guergour peuvent fournir les matériaux de construction dont on a besoin.

A 5 Km, au Sud du barrage, se trouve une carrière qui exploite cette roche pour l'empierrement des routes et pour d'autres besoins de construction. D'ailleurs, il est bien possible d'utiliser les cailloux et les

graviers verts présents dans les couches d'alluvions.

#### I.4.3 Aperçu Géotechnique:

La mécanique des sols appelée parfois géotechnique étudie les phénomènes d'équilibre et de déformations des masses de terre meuble de différentes natures, soumises à l'effet d'effort intérieurs et extérieurs

Elle se présente sous deux aspects:

- Nous pouvons étudier le sol en place, tel qu'il se présente, avec ses qualités et ses défauts en vue de l'étude et de la réalisation rationnelle des fondations de construction.

- Nous pouvons d'autre part, considérer le sol comme un matériau de construction destiné à réaliser des ouvrages et lui donner alors par des manipulations et des dosages étudiées les qualités qui lui permettront de se comporter convenablement compte tenu de sa destination et du but poursuivi.

- Vu la non disponibilité des résultats au moment opportun, nous nous voyons dans l'obligation de prendre compte tenu de la géologie de surface des données fictives pour le calcul de stabilité. Pour celui-ci, il est obligatoire de connaître certaines caractéristiques du matériau de construction.

- Perméabilité
- Densité sèche et densité humide
- Angle de frottement interne
- Cohésion

##### I.4.3.1. Perméabilité:

La perméabilité est la quantité d'eau intersticielle traversant l'unité de section pendant l'unité de temps; avec une pente piézométrique égale à l'unité.

POST et LONDE donnent une classification de coefficient de perméabilité pour les matériaux de barrage..

- Matériaux perméable  $2 \cdot 10^{-7} < K < 2 \cdot 10^{-3}$  ;
- Matériaux semi perméable  $10^{-8} < K < 5 \cdot 10^{-5}$
- Matériau impénétrable  $10^{-11} < K < 5 \cdot 10^{-7}$

Nous adoptons un coefficient compte tenu de la géologie à

$$K = 2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

#### I 4/3.2. Cohésion:

La cohésion est la résistance au cisaillement sous charge nulle. pour les argiles, elle est estimée à:

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

#### I 4.3.3. Densité sèche:

La densité sèche est le poids de matière solide contenue dans l'unité de volume. Le but recherché lors de la construction de l'ouvrage, est de ramener le matériau à une densité sèche la plus voisine possible du maximum en le compactant.

$$\gamma_s = 1,9 \text{ T/m}^3$$

#### I 4 3 3 4 Densité humide:

$$\gamma_h = 2,1 \text{ T/m}^3$$

#### I 4 3 5 Angle de frottement interne:

Dans le cas des argiles on prend

$$\alpha = 25^\circ$$

#### Conclusion:

- L'Oued Guergour est couvert des alluvions d'une épaisseur de 2, m à 20 m. Le sous-sol de l'Oued comprimé d'argile de Numidie est très imperméable.
- Généralement la région est stable où il n'y a pas des failles ou fractures tectoniques.
- La majorité d'eau qui coule dans l'Oued est alimentée de quelque sources d'eau émergeant du bas des grès de Numidie.

## DEUXIEME PARTIE

### DETERMINATION DE LA CAPACITE DE LA RETENUE

#### II. 1 . COURBES CARACTERISTIQUES DE LA RETENUE

Un barrage établi en travers d'un cours d'eau crée une surélévation du plan d'eau.

Cette surélévation s'étant sur une certaine longueur en amont du barrage.

De cela le barrage provoque une capacité qui dépend en premier lieu de la topographie du site, cette capacité est calculée par des méthodes graphiques graphiques simples .

##### II.1.1. Courbes des surfaces submergées:

Nous avons calculé les surfaces par planimétrie sur chaque courbe de niveau sur une carte topographique de la cuvette et du site à l'échelle 1:5000 (Voir tableau N° 6 planche N° 2)

##### II.1.2. Courbes des volumes dans le lac:

Les différents volumes d'eau dans le lac sont calculés par la formule suivante:

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

Le premier volume est pris comme un volume d'un prisme droit.

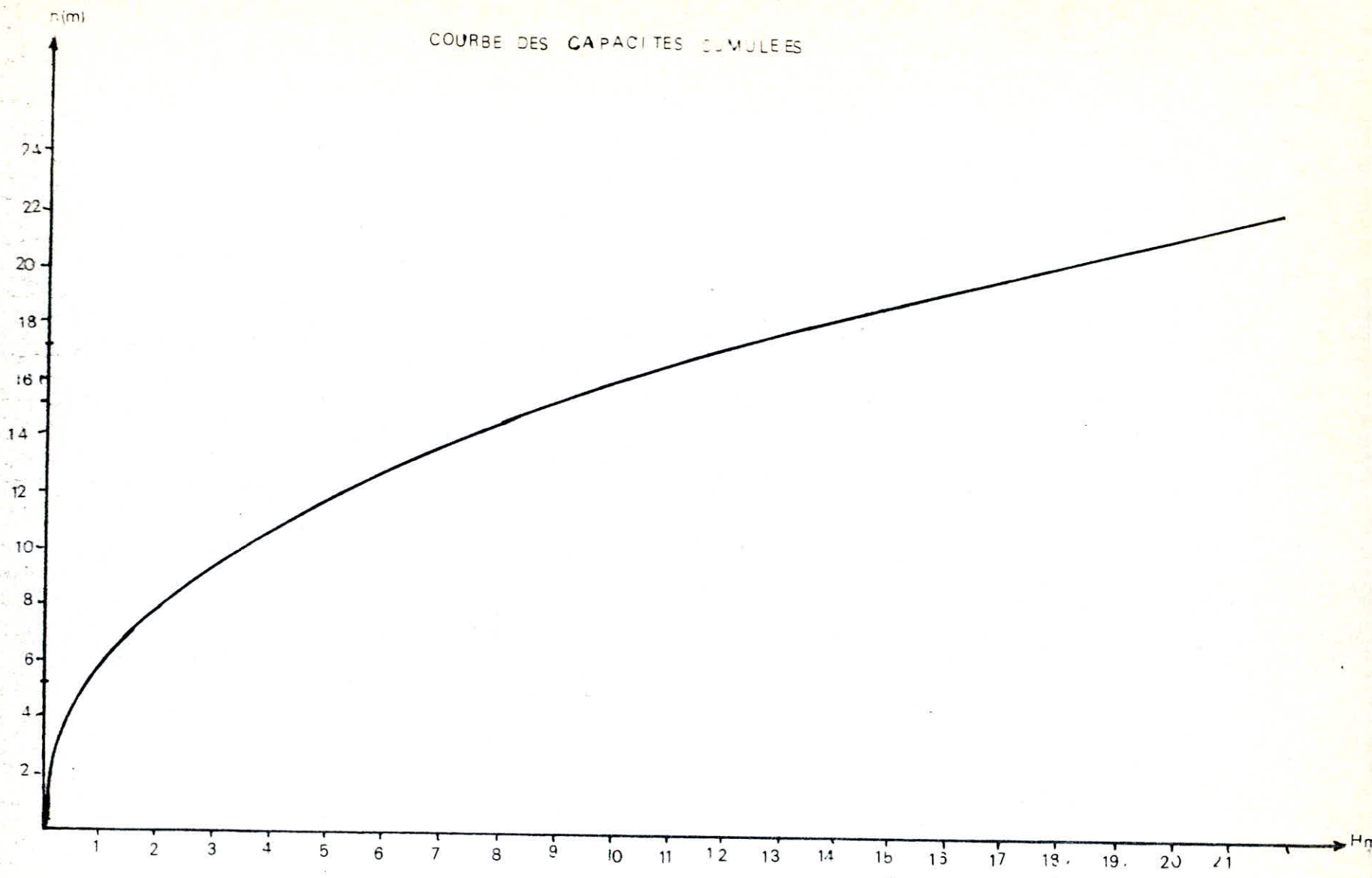
$$W_1 = \frac{S_i \cdot H_1}{3}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau N° 6.

Tableau des surfaces submergées et investissement  
N° 6

Côtes $H_i$ (m)	hauteurs (m)	Surfaces Cumulées $S_i$ (km <sup>2</sup> )	Capacités partielles Mm <sup>3</sup>	Capacités Cumulées Hm <sup>3</sup>	Volumes de terre Hm <sup>3</sup>	$\beta = \frac{W_i}{V_b}$
30	1	0,018	0.00600	0.006	0.014398	0.4167
32	2	0.074	0.085664	0.091664	0.04832	1.897
34	4	0.231	0.290496	0.38216	0.10701	3.571
36	6	0.405	0.627912	1.022788	0.184	5.489
38	8	0.615	1.012716	2.022788	0.30592	6.612
40	10	0.79	1.401353	3.424141	0.54066	7.598
42	12	0.985	1,771419	5.19556	0.63504	8.1814
44	14	1.230	2.21047	7.40603	0.86856	8.526
46	16	1.525	2.74972	10.15575	1.15128	8.8218
48	18	1.800	3.321203	13.476953	1.47858	9.1147
50	20	2.065	3.861968	17.33092	1.88914	9.178
52	22	2.460	4.519242	21.85816	2.412	9.06

COURBE DES CAPACITES CUMULEES



### II.1.3. Courbes des volumes de terre:

Pour chaque hauteur donnée nous déterminons le volume de terre nécessaire à l'exécution du corps du barrage par la formule suivante:

$$V_{bi} = S_i \cdot l_i$$

$S_i$ : Section transversale du corps du barrage .

$$S_i = m_1 \cdot H_i^2/2 + m_2 \cdot H_i^2/2 + a \cdot H_i$$

$m_1$  ,  $m_2$  : Coefficients de pente de talus amont et aval .

$H_i$  : Hauteur du barrage.

$l_i$  Longueur moyenne du corps du barrage entre deux hauteurs successives.

$a$  : La longueur en crête.

Les pertes des talus amont et aval sont données par littérature en fonction de la hauteur du barrage .

Tableau de KOUTNETZOV

Hauteur du barrage (m)	$m_1$	$m_2$
5	2	2,5
5 - 10	2,5	2
10 - 15	2,5	2,5
20 - 30	3,0	2,0

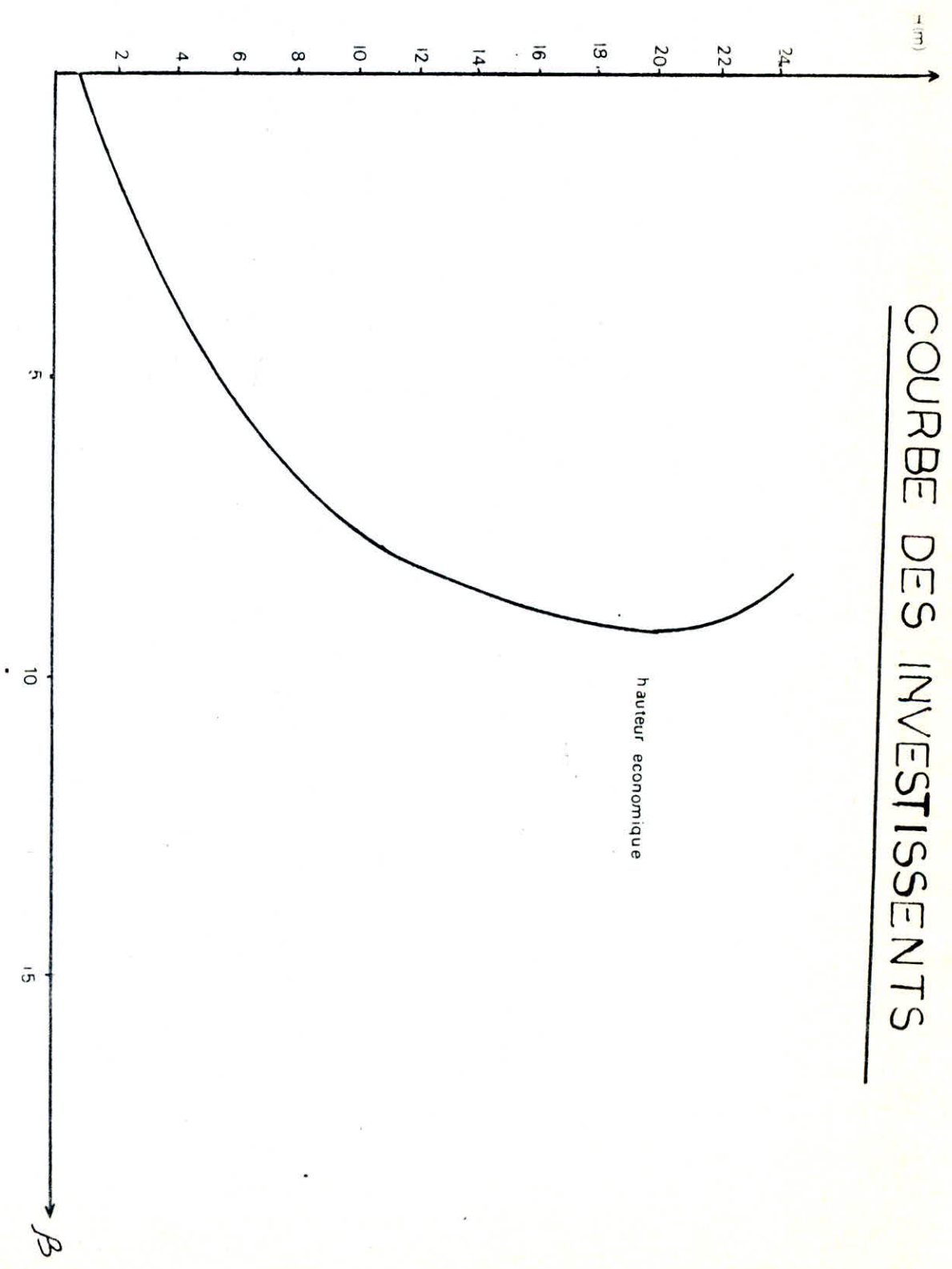


# Tableau des Volumes de terre

N° 7

Cotes (m)	$l_{mi}$ (m)	Hauteurs cumulées	$m_1$	$m_2$	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$V_{bi}$ (H m <sup>3</sup> )
30-32	626	2	2	2,5	23	0,014398
32-34	755	4	2	2,5	64	0,04832
34-36	870	6	2,5	2	123	0,10701
36-38	920	8	2,5	2	200	0,18400
38-40	956	10	2,5	2,5	320	0,30592
40-42	1015	12	2,5	2,5	444	0,45066
42-44	1080	14	2,5	2,5	588	0,63504
44-46	1155	16	2,5	2,5	752	0,86856
46-48	1230	18	2,5	2,5	936	1,15128
48-50	1297	20	3	2	1140	1,47858
50-52	1389	22	3	2	1364	1,88914

# COURBE DES INVESTISSEMENTS



Les longueurs moyennes  $l_i$  sont mesurées au curvinètre sur profil en long du site à l'échelle 1:1000

La longueur en crête est donnée par la formule suivante:

$$a = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,65 \sqrt{H_i} \\ \geq 7 \text{ m} \end{array} \right.$$

II.1.4. Courbes des investissements:  $B = W_i / V_{bi}$

Le rôle de cette courbe est d'estimer la hauteur économique du barrage. Elle est utilisée pour comparer plusieurs barrages en terre.

(Voir tableau N° 7)

II.2. CALCUL DES DIFFÉRENTS VOLUMES DE LA RETENUE:

La connaissance des différentes côtes des divers volumes, nous permet de déterminer la hauteur du barrage.

II.2.1. Volume mort:  $V_m$

Le volume mort représente la partie inutilisable, contenant des matériaux solides transportés par charriage.

Il est donné par la formule:

$$V_m = \frac{W \cdot S_{bv} \cdot T_f \cdot \gamma_P \cdot m}{\gamma_P} = 1,25 \overline{\text{Mm}}^3 \longrightarrow \text{Côte } 36,6 \text{ m}$$

W: Module de transport solide  $W = 500 \text{ T/Km}^2/\text{an}$

$S_{bv}$ : Surface du bassin versant :  $50 \text{ Km}^2$

$T_f$ : Temps de fonctionnement du barrage: 50 ans

$\gamma_P$ : Poids spécifique exprimé en  $\text{t/m}^3$

m : % d'alluvions restant dans le lac.

Nous supposons que la cuvette reste naturelle et qu'aucun alluvion n'est enlevé.

## II.2.2. Volume utile : $V_u$

Le volume utile est la quantité d'eau pouvant être emmagasinée dans une retenue et répondant à différents besoins (alimentation en eau potable, irrigation etc...)

On peut estimer le volume utile par:

a) - Ayant la répartition cumulée des apports et de consommation on peut tracer les courbes  $A_p = f(t)$  et  $C_{on} = f(t)$

( Voir tableau N° 8 graphe N5 )

A partir de ces deux courbes, on détermine le volume utile nécessaire en faisant la somme de déficit maximum, et l'exés maximum .

$$\text{Volume utile} = 7,30 + 2,87 = 10,17 \bar{\text{Mm}}^3$$

Rémarque:

Par cette première méthode nous obtenons pour un apport de fréquence 80% égal à  $9 \bar{\text{Mm}}^3$  et un besoin en eau de  $11,97 \bar{\text{Mm}}^3$ , un volume utile de  $10,17 \bar{\text{Mm}}^3$  inférieur aux exigences du périmètre .

Nous pouvons y remédier !

- En diminuant les surfaces irriguées du périmètre ou en changeant les types des cultures .

- En surélevant la hauteur du barrage .

Cette solution semble être possible . La surélévation de 1 m permet de retenir un volume de  $2 \bar{\text{Mm}}^3$ .

Le volume utile est alors  $12,17 \bar{\text{Mm}}^3$  correspondant à une côte de 47,2 m. Cette méthode nous donne un volume utile nécessaire à l'irrigation du périmètre seulement .

Répartition cumulée des apports et consommations:

Tableau N° 8

Mois	Apport cumulé $\bar{Mm}^3$	Consommation Cumulée $\bar{Mm}^3$
Novembre	0,9	0
Décembre	2,3	0
Janvier	4,6	0
Fevrier	6,2	0
Mars	7,5	0,2
Avril	8,3	1,22
Mai	8,7	3,04
Juin	8,9	5,06
Juillet	8,9	7,96
Août	8,9	10,43
Septembre	8,9	11,54
Octobre	9	11,97

b) - Utilisation des données hydrologiques:

Cette méthode va nous permettre de déterminer le volume utile pouvant servir non seulement à l'irrigation mais à d'autres fin si possible.

Connaissant le module de l'apport annuel  $A = 16 \bar{Mm}^3$  nous calculons le volume pouvant être retenue ( $V_r$ )

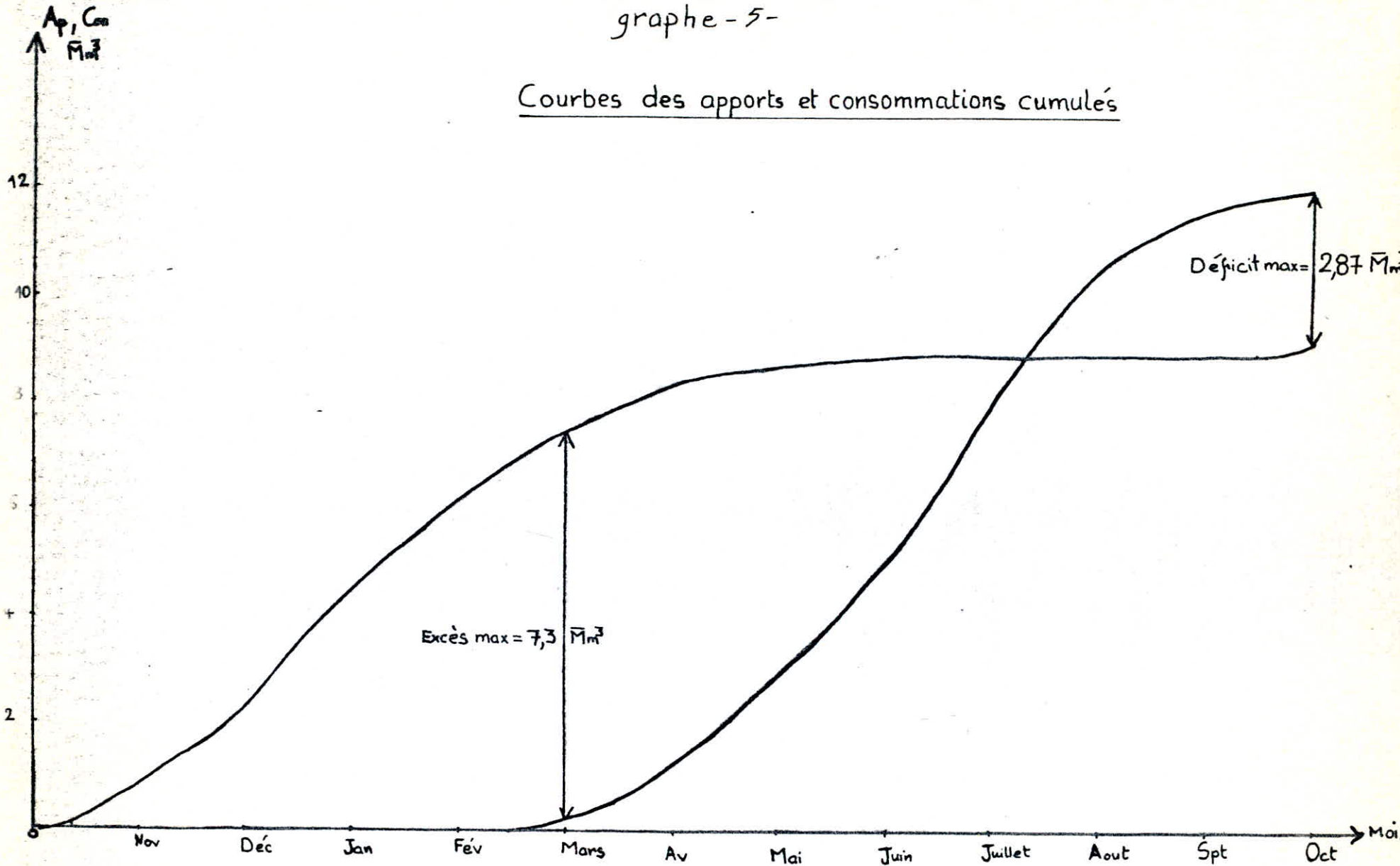
$$V_r = \alpha_r \cdot A = 24 \bar{Mm}^3$$

A: Apport annuel

$\alpha_r$ : Coefficient de remplissage de la retenue dépendant de la topographie.  $\alpha_r = 1,5$

graphe - 5 -

Courbes des apports et consommations cumulés



Le rapport du volume total  $V_r$ , et du volume de l'apport A, nous permet à l'aide du coefficient de variation  $C_v$ , la lecture d'un coefficient  $\alpha$  entrant dans la détermination du volume nécessaire de la retenue en supposant que 80% des apports sont consommés. (Voir graphe N° 6)

$$B = \frac{\text{Volume total de la retenue}}{\text{Volume de l'apport}} = \frac{24}{16} = 1,5$$

$$\left. \begin{array}{l} B = 1,5 \\ C_v = 0,5 \end{array} \right\} \alpha = 1$$

$$\text{Volume nécessaire} = \alpha A = 1 \cdot 16 = 16 \bar{\text{Mm}}^3$$

Le volume moyen de la retenue est de:

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_r - V_{\text{mort}}}{2} = 11,4 \bar{\text{Mm}}^3$$

Ce volume moyen permet, à l'aide des courbes  $V = f(H)$ ,  $S=f(H)$  la détermination de la surface évaporante.

Volume mort + Volume moyen =  $12,65 \bar{\text{Mm}}^3$  ce qui correspond à une surface de 172,5 ha.

Ces 172,5 hectares évaporent un volume de:

$$172,5 \cdot 10^4 \cdot 1,15 = 1,983 \bar{\text{Mm}}^3$$

1150 mm module d'évaporation :

Les pertes par infiltration sont évaluées à:

$$172,5 \cdot 10^4 \cdot 0,5 = 0,862 \bar{\text{Mm}}^3$$

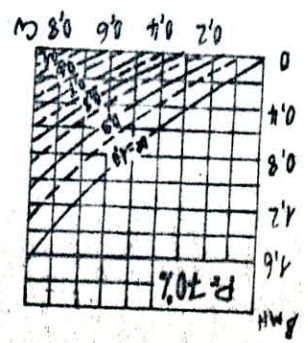
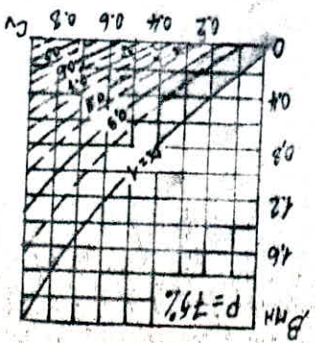
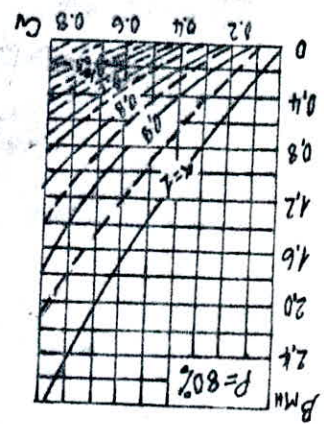
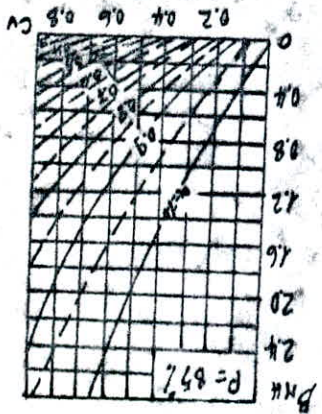
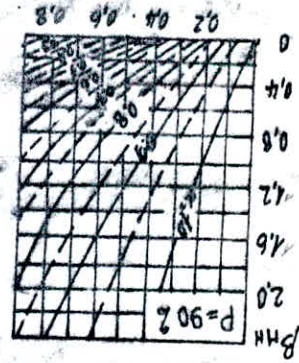
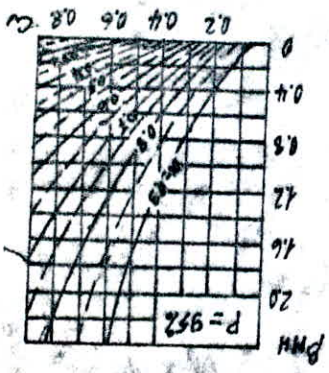
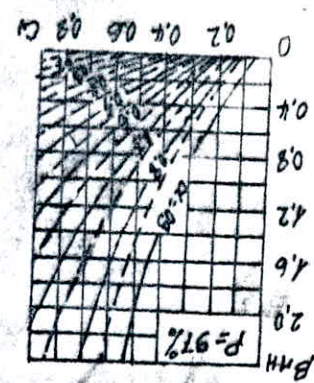
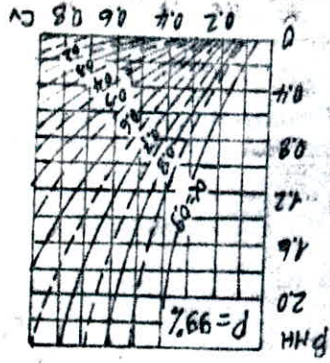
0,5 m : Hauteur d'eau perdu par infiltration .

D'où

$$V_{\text{utile}} = 16 - (1,983 + 0,862) = 13,2 \bar{\text{Mm}}^3$$

Graphique - 6 -

Graphiques pour calculer la composante de plusieurs ondes de capacité utile de la retenue ( $C_u = 2C_v, r=0$ )





Remarque:

Nous estimons que cette deuxième méthode est beaucoup plus valable dans la mesure où les principaux facteurs limitants sont la topographie et l'hydrologie.

Nous retenons la valeur de:

$$V_{\text{utile}} = 13,2 \text{ Mm}^3 \longrightarrow \text{Côte } 48,2 \text{ m}$$

Si les conditions topographique ne permettent pas de réaliser une retenue importante alors que nous pouvons modifier les besoins en eau d'un périmètre en diminuant la superficie.

### II.2.3. Volume de protection et volume d'atténuation:

- Le volume de protection ( $V_p$ ) est le volume pouvant être retenu dans la cuvette lors des diverses crues séculaires et millénaires.

Il peut être soit mis en réserve et utilisé à d'autres fins, soit évacué par la suite par l'évacuateur de fond.

- Le volume d'atténuation ( $V_a$ ) est évacué au fur et à mesure par le déversoir de surface dès que l'eau arrive au niveau normal de rétention .

Ces deux volumes sont déterminés par des méthodes graphiques (Méthode approximative, grapho - analytique ), en utilisant :

- L'hydrogramme de crue de fréquence 0,1%
- Les courbes  $Q_d = f(h_d)$  et  $Q_d = f(V_a)$

a) Méthode approximative:

- Sur l'hydrogramme de crue, nous fixons le débit défluent débit passant par la plus étroite section de l'Oued à l'aval du barrage sans provoquer pour autant l'inondation des terres riveraines.

Le débit défluent est déterminé par la formule de CHEZY

$$Q = W \cdot C \sqrt{R_h \cdot i} = 157 \text{ m}^3/\text{s}$$

W : Section transversale la plus étroite de l'Oued à l'aval du barrage. ( W = 31 m<sup>2</sup> déterminée topographiquement.

X = Périmètre mouillée = 25,5 m

R<sub>h</sub> : Rayon hydraulique = W/X = 1,22 m

C : Coefficient de CHEZY donné par la formule de MAINTENON

$$C = \frac{1}{n} \cdot R_h^{1/6}$$

n : Coefficient dépendant de la paroi du canal, est pris égal = 0,045

i : Pente de l'Oued à l'aval du barrage égal à 0,04

Nous divisons l'échelle des temps, en petits intervalles (Dt = 1 heure) et nous déterminons par planimétrie des surfaces, les différents volumes ( protection et atténuation)

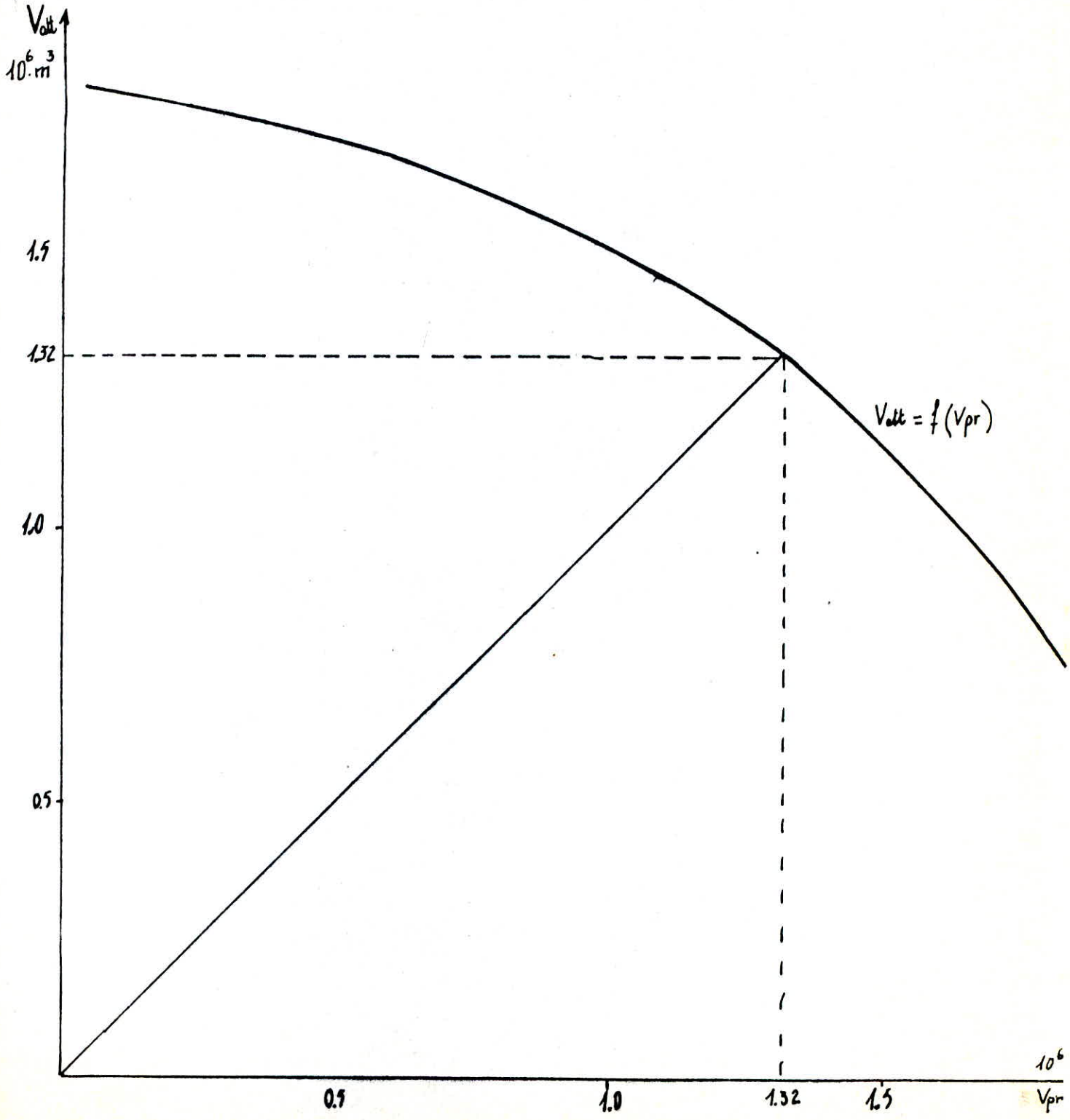
La détermination de V<sub>pi</sub> et V<sub>ai</sub>, nous permet de construire la courbe V<sub>ai</sub> = f (V<sub>pi</sub>)

Le point d'intersection de la bissectrice de l'angle avec la courbe nous donne

$$V_p \equiv V_a = 1,32 \overline{\text{Mm}}^3$$

( Voir tableau N° 9 Graphe N° 6 )

graphe - C -



graphe B

Tableau N° 9

Temps h	V <sub>pi</sub> cm <sup>2</sup>	V <sub>ai</sub> cm <sup>é</sup>	V <sub>pi</sub> Mm <sup>3</sup>	V <sub>ai</sub> Mm <sup>3</sup>
1	0,5	25,165	0,036	1,812
2	2,97	24,55	0,0214	1,768
3	10,02	22,605	0,722	1,627
4	23,27	13,095	1,675	0,943
5	36,87	3,745	2,655	0,270

b) Méthode grapho-analytique

Le volume de protection V<sub>p</sub> trouvé nous fixe le niveau normal de protection ; niveau auquel sera placé la base du déversoir ( côte 49,2 m )

\* Variation de débit du déversoir en fonction de la charge hydraulique .

Le débit sur le déversoir est donné par la formule

$$Q_d = m \cdot b \sqrt{2g} \cdot (H_d)^{1,5}$$

Nous avons choisi comme type du déversoir trapézoïdal et ce pour plusieurs raisons ( économie, utilisation )

m : Coefficient de débit dépend du type de déversoir, valeur de la charge, la vitesse d'année ( m = 0,39 )

b : Largeur du déversoir est prise égale à 55 m

H<sub>d</sub> : Charge hydraulique .

A partir de la côte 49,2 m, on fait varier la charge d'un pas de 0,1 m. (Voir tableau N° 10 Graphe N° 7 )

\* Variation des volumes d'eau défluent sur le déversoir . Ces volumes sont déterminés selon la variation de la charge hydraulique à partir de la courbe  $V = f (H)$ .

(Voir tableau N° 10 )

Le débit maximal défluent ( à évacué ) est estimé égal au débit réel charié par l'Oued. (  $Q_{\max} = 157 \text{ M}^3/\text{s}$  )

Ce débit correspond à un volume d'atténuation  $V_a = 2,8 \text{ Mm}^3$ , et une charge hydraulique  $h_d = 1,4 \text{ m}$

Remarque:

Nous pouvons augmenter le degré de sécurité, afin d'éviter les risques d'inondation à l'aval du barrage et pour dimensionner l'évacuateur de crue d'où la nécessité d'une rétention d'eau dans la cuvette qui diminuera le volume défluent.

Pour une élévation du corps de l'ouvrage de 0,8 m ; nous accumulons un volume de  $2,7 \text{ Mm}^3$  . Nous passons de la côte 49,2 m à la côte 50,0 m pour placer la base du déversoir .

Le débit défluent devient  $Q_d = 67 \text{ m}^3/\text{s}$

Conclusion:

Nous estimons qu'avec un volume de protection de  $2,7 \text{ Mm}^3$  nous pourrions amortir les crues séculaire et millénaire égales à 3 et 4  $\text{Mm}^3$ .

Ainsi avec le volume d'atténuation  $V_a = 1,38 \text{ Mm}^3$ , nous atteindrons la côte 50,8 m soit une hauteur de barrage 21,8 m

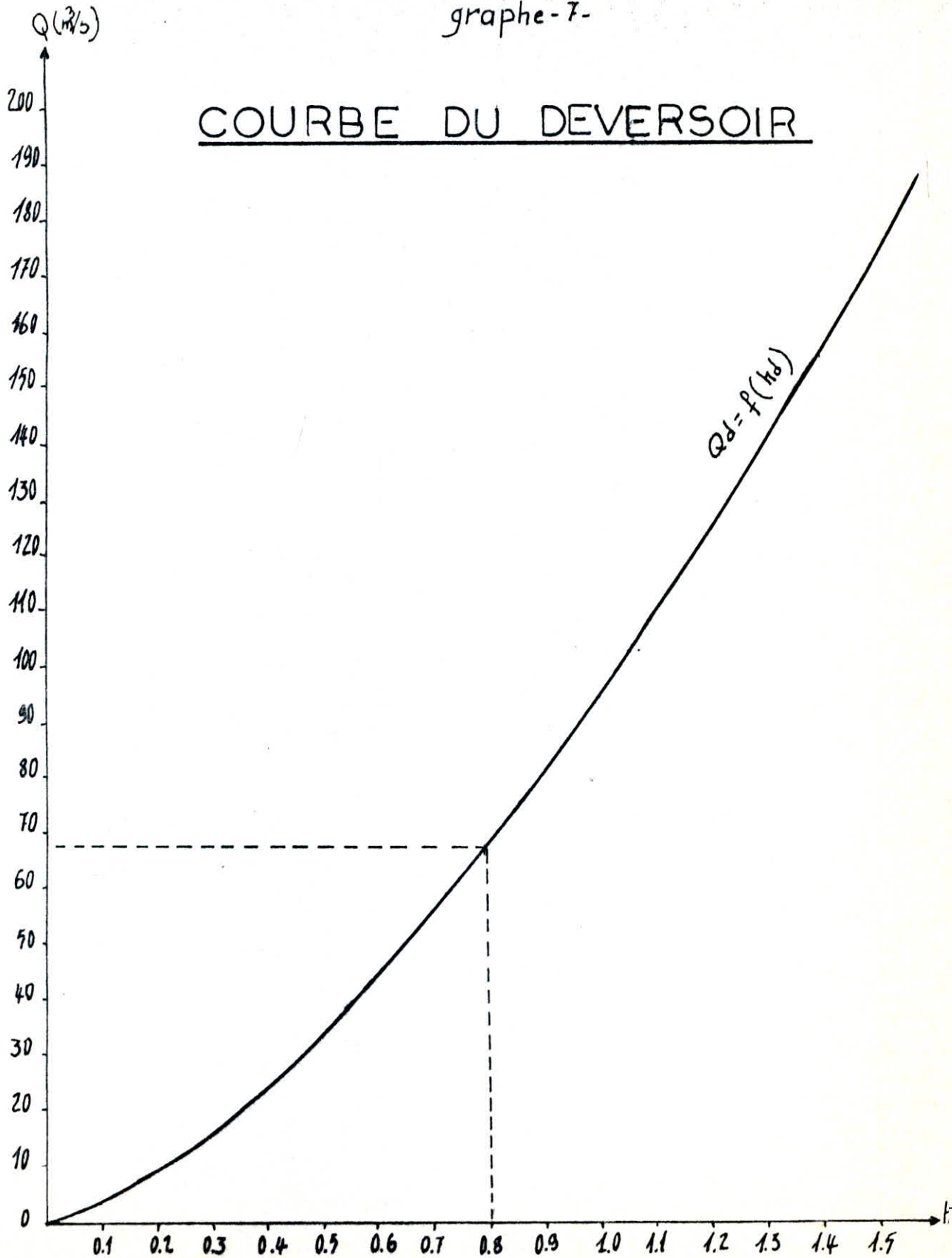
Tableau N° 10

Volume d'eau à partir du niveau normal de protection

Côte (m)	Volume d'eau de la retenue $\bar{m}^3$	Charge sur le déversoir $H_d$ (m)	Débit de déversoir $\bar{m}^3/s$	Volume à évacué $\bar{m}^3$
49,2	15,77	0,0	0,00	0,00
49,3	15,82	0,1	3,005	0,05
49,4	16,04	0,2	8,498	0,27
49,5	16,30	0,3	15,612	0,53
49,6	16,45	0,4	24,036	0,68
49,7	16,65	0,5	33,592	0,88
49,8	16,78	0,6	44,157	1,01
49,9	16,91	0,7	55,645	1,14
50,0	17,15	0,8	67,985	1,38
50,1	17,25	0,9	81,122	1,48
50,2	17,53	1,0	95,012	1,76
50,3	17,76	1,1	109,614	1,99
50,4	18,05	1,2	124,896	2,28
50,5	18,28	1,3	140,829	2,51
50,6	18,57	1,4	157,38 = 157	2,80
50,7	18,84	1,5	174,548	3,07
50,8	19,10	1,6	192,290	3,33
50,9	19,35	1,7	210,596	3,58
51,0	19,55	1,8	229,449	3,78
51,1	19,80	1,9	248,833	4,03
51,2	20,06	2,0	268,733	4,29

graphe-7-

COURBE DU DEVERSOIR



## II.3. DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE

### II.3.1. La revanche:

La revanche est une partie comprise entre la côte des plus hautes eaux et la crête du barrage.

Elle consiste en une hauteur de sécurité pour protéger contre les diverses crues.

Pour la déterminer, il faut tenir compte de la hauteur des vagues qui se forme sur le plan d'eau.

Plusieurs formules ont été données pour sa détermination.

\* Formule de MALLET et PAQUANT:

$$R = h + \frac{V^2}{2g} + S = 1,65 \text{ m}$$

h: hauteur des vagues calculée empiriquement par la formule :

$$h = 0,5 + \frac{1}{3} \cdot (f)^{0,5}$$

f = 1,65 Km : longueur du point d'eau suivant laquelle le vent a pris en soufflant en direction du barrage.

$\frac{V^2}{2g}$  : Energie cinétique des vagues, qui lorsque la vague est interrompue par le barrage, se transforme en hauteur d'eau supplémentaire.

$$V = 3/2 + \frac{2}{3} h$$

S = 0,5 m marge de sécurité



\* Formule de STEVENSEN:

$$R = 0,75 h + V^2/2g = 1,22 \text{ m}$$

$$h = 0,75 + 0,34 \cdot (L)^{0,5} - 0,26 \cdot (L)^{0,25} \text{ pour } L < 18 \text{ Km}$$

$$h = 0,34 \text{ pour } L > 18 \text{ Km}$$

h = Hauteur des vagues en m

L : La longueur du plan d'eau en fetch en Km

$$V = 1,5 + 2 h \text{ ( Formule de GAILLARD )}$$

\* Formule simplifiée:

$$R = 1 + 0,3 \cdot (f)^{0,5} = 1,39 \text{ m}$$

Pour la hauteur d'exécution du barrage R = 1,65 m est retenue, vu que la formule de MALLET est très utilisée .

II.3.2. Calcul de la hauteur du barrage :

En tenant compte de la revanche et du tassement qui est estimé à 0,5 m, la hauteur projetée est de 24 m correspondant à la cote de 53 m

II 3.3. Largeur en crête du barrage:

- La largeur en crête du barrage doit être ~~être~~ suffisamment large pour qu'il n'y ait pas d'infiltration d'eau importante lors de la retenue pleine

Elle doit permettre aussi la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et les travaux d'entretien.

\* D'après T.T. KNAPPEN/:

La largeur de la crête est calculée:

$$L = 1,65 \sqrt{H}$$

H : Hauteur du barrage en m

L : Largeur en crête en m

On trouve  $L = 8$  m

\* Formule de E F PREECE :

$$b = 1,1 \sqrt{H} + 1$$

b = Largeur en crête du barrage en ( m )

h : Hauteur du barrage en ( m )

$$b = 6,39$$
 m

- Etant donné que le passage de route départementale W 9 reliant EL-TARF à ZITOUNA au dessus de la crête du barrage n'est pas prévue une valeur de  $b = 7$  m sera suffisante.

## II 4 CHOIX DU TYPE DE BARRAGE:

- Le choix du type de barrage dépend de la topographie du site, des matériaux existant dans la cuvette, de l'hydrologie et de la géologie.

Vu les caractéristiques physiques des matériaux existant près du barrage, ce dernier est de type homogène en terre argileuse.

Il est fondé sur le substratum, marneux, après un décapage d'une importante couche de terre végétale le long de l'axe du barrage.

La section du barrage est trapézoïdale, alors nous avons proposé un barrage en terre homogène avec un prisme de drainage.

### II 4.1. Le prisme de drainage :

- Le prisme de drainage a pour rôle d'abaisser la ligne de saturation pour que l'écoulement souterrain ne sorte pas sur le talus aval afin d'éviter le phénomène de Renard, qui peut être dangereux pour un barrage en terre.

La hauteur du prisme de drainage est déterminée par la formule suivante:

$$h_d = ( 0,18 - 0,21 ) H$$

H : La hauteur d'eau dans la retenue en ( m )

$$h_d = 4,6 \text{ m} \quad , \quad \text{on prend } h_d = 5 \text{ m}$$

Ces pentes de talus sont :

$$1 - 1,5 ; 1 - 2,5$$

( Voir schéma du drain )

### III.3. PROTECTION DES TALUS:

Les parements doivent être recouverts de revêtements de protection .

#### III.3.1. Talus amont:

Il faut protéger les talus contre le ruissellement, le battillage et les affouillements .

Ils doivent être également protégés en cas de vidange rapide.

Sur le talus amont on prévoit en général les enrochements en vrac ou en perrés.

Dans notre cas on emploie des enrochements en vrac jusqu'au niveau mort de la retenue, le reste du talus est protégé en pierres arrangées à la main, reposants sur des couches drainantes de gravier et de sable de 60 cm d'épaisseur.

\* Epaisseur des pierres:

L'épaisseur des pierres protectives est donnée par la formule de CHANKINE .

$$t_{\text{pierre}} = 1,7 h \frac{\gamma}{\gamma_p - \gamma} \cdot \frac{\sqrt{1 + (m_1)^2}}{m_1 (m_1 + 2)} = 0,33 \text{ m}$$

h: Hauteur de la vague qui est déterminée par la formule de MALLET - PAQUANT  $h = 0,928$

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

$\gamma_p$ : Poids spécifique des pierres =  $(2 - 2,2) \text{ t/m}^3$

on prend  $\gamma_p = 2 \text{ t/m}^3$

$m_1$ : Pente du talus

Pour assurer une bonne protection on prend  $t = 0,6 \text{ m}$

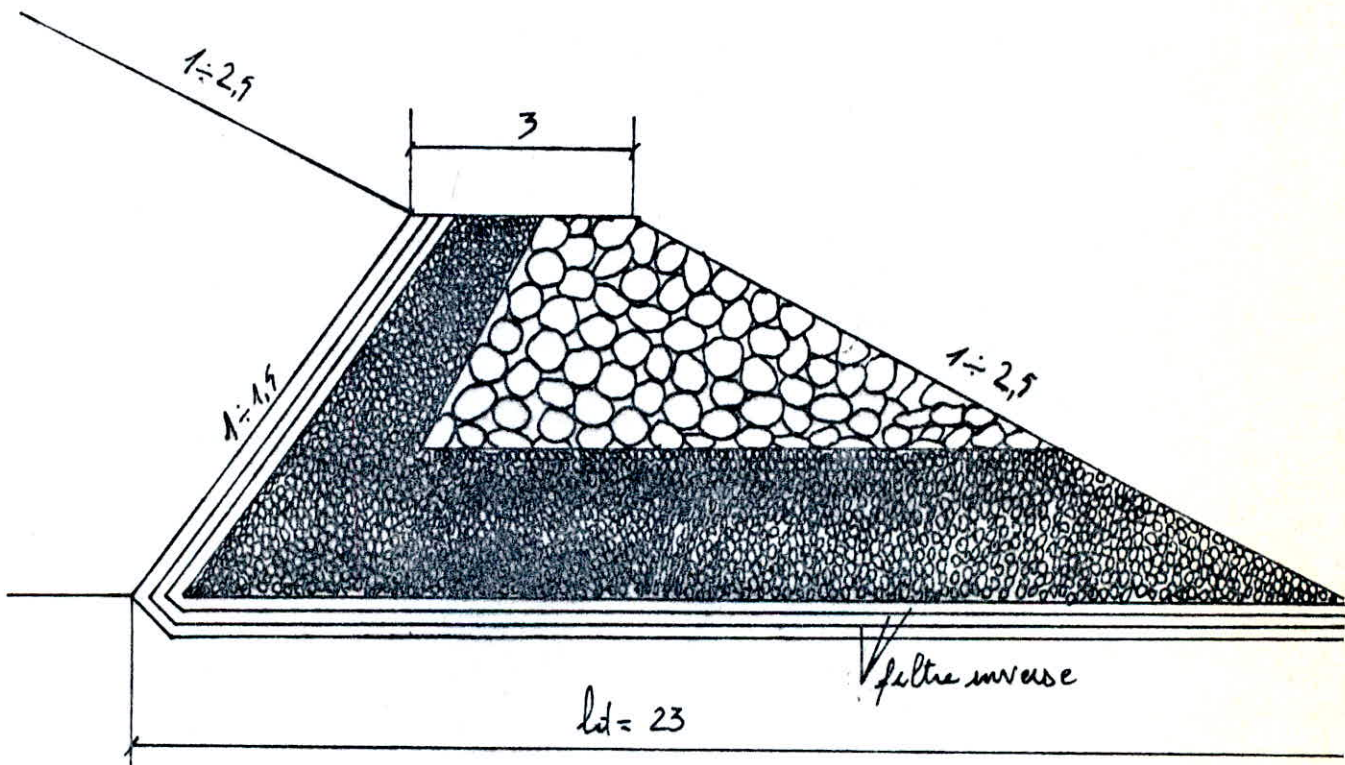
### III.3.2. Talus aval:

Le talus aval des barrages en terre est soumis au processus de l'altération superficielle naturelle, c'est pourquoi on protège le talus par un revêtement des matériaux locaux (Couches herbeuses, gravier) qui sont décapés avant l'exécution du barrage.

Au niveau du drain on prévoit des enrochements et à la partie supérieure on utilise un revêtement de terre végétale et à couche herbeuse, en exécutant l'arrosage à la période chaude .

Pour faciliter l'arrosage on laisse un risberme de 3 m à la hauteur 14 m du sol.

# DRAIN



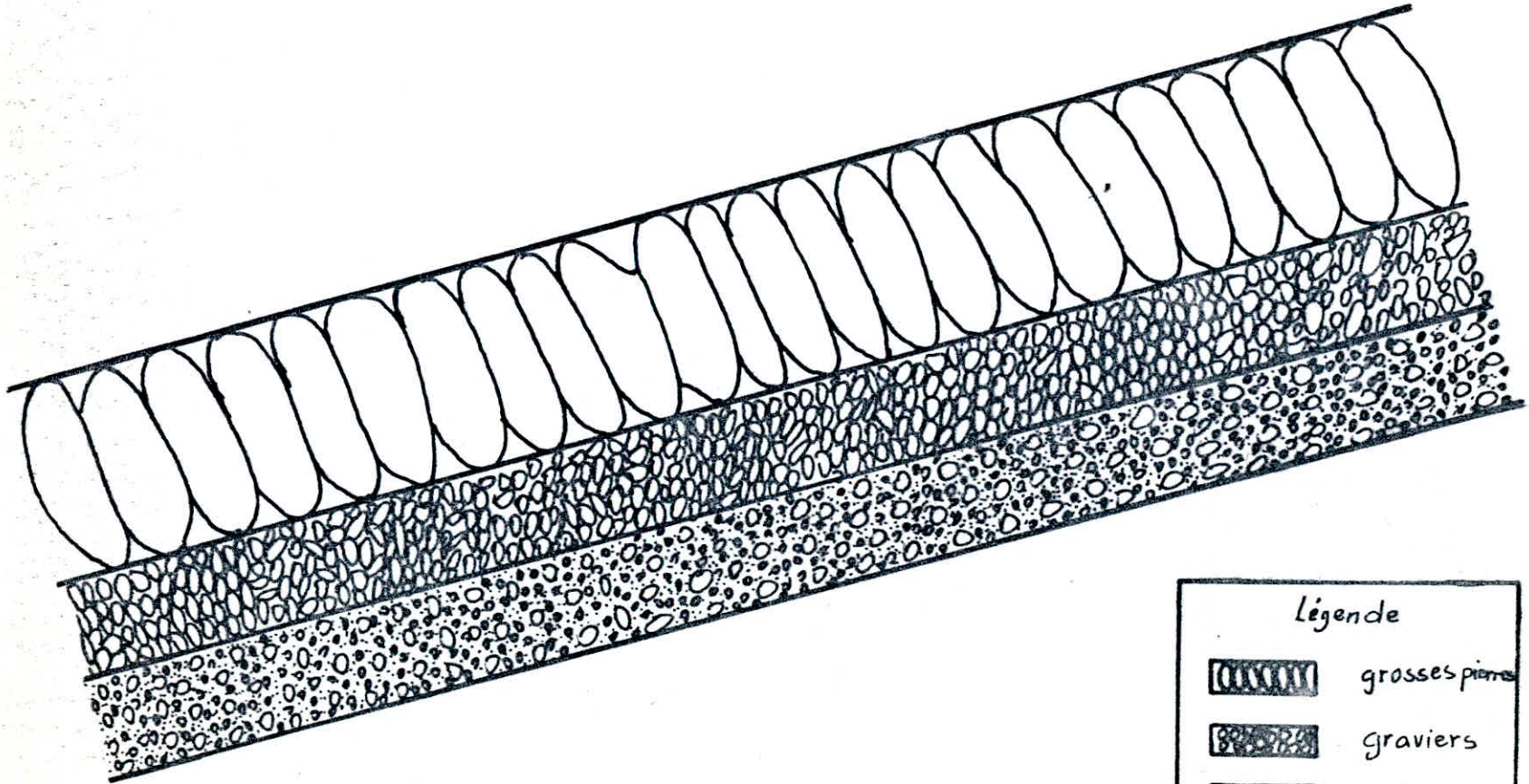
enrochements






gravillons

Ech: 1:100

# PROTECTION DU TALUS AMONT



Légende

	grosses pierres
	graviers
	gravillon et sable

Ech : 1 ÷ 20

STABILITE DE L'OUVRAGE:

III - 1 . Stabilité Hydraulique ; Infiltration /

- Il convient d'assurer que les infiltrations ne risquent pas de compromettre la terre de l'ouvrage.

Les infiltrations peuvent provoquer deux phénomènes:

\* Effet de Renard

Si la ligne de saturation coupe le parament aval et si l'eau d'infiltration s'écoule sur le talus avec une vitesse suffisamment grande, l'écoulement peut entraîner des particules constituant le massif, il peut en résulter la formation d'une cavité qui érode le massif progressivement de l'aval vers l'amont (Erosion régressive) et peut provoquer sa ruine.

\* Effet de sous pression.

La pression de l'eau infiltré sous le massif peut-être suffisamment grande pour soulever une masse de terre à l'aval du barrage Ce qui peut entraîner sa rupture par soulèvement.

III - 1.1. Les infiltrations dans les barrages en terre:

- A l'intérieur du massif du barrage perméable s'installe un écoulement plan vertical du fait de la charge H. Chaque particule d'eau se déplace uniquement dans un plan vertical  $Z = \text{constante}$  (Nous nous plaçons dans un écoulement permanent.)

- Ecoulement permanent: le mouvement d'un liquide est permanent quand en un point quelconque de la masse en mouvement, les molécules qui se succèdent en ce point, sont toutes animées de la même vitesses, sont soumises à la même pression et ont la même masse volumique.

$$P = f_1 (x, y, z) \quad , \quad V = f_2 (x, y, z,)$$

$$\frac{dP}{dt} = 0 \quad , \quad \frac{dV_x}{dt} = 0 \quad , \quad \frac{dV_y}{dt} = 0 \quad , \quad \frac{dV_z}{dt} = 0$$



### III 1.2. Position de la ligne de Saturation:

- Mis à part le danger de renard, le talus aval risque de s'épauffer par suite des infiltrations, si les matériaux sont saturés d'eau d'infiltrations, et s'il y a circulation.

La détermination de la ligne de saturation est nécessaire pour estimer le débit de fuite à travers le barrage et apprécier les risques d'immersion de l'eau particulièrement dangereux le long du talus aval.

Le tracé de la ligne et déterminer, selon le type du barrage par diverses méthodes.

#### III 1.2.1. Barrage homogène avec drain

##### - Méthode de KOZENY

La position de la ligne de saturation ne dépend que de la forme géométrique du massif, KOZENY a montré que dans les cas d'un barrage homogène reposant sur un terrain de fondation imperméable, la ligne de saturation serait une courbe parabolique de foyer A et d'axe Ax, et d'équation  $(x + y_0)^2 = x^2 + y^2$

( Voir Planche N° 3 )

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  $B_2$  de coordonnées  $y = h$  et  $x = d$

En supposant que l'infiltration dans les massifs de barrage 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 point  $B_2$  tel que  $BB_2$  soit égal à  $\frac{3}{10}$  de la projection horizontale (a) 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  $y = h$  et  $x = d$  dans l'équation  $(x + y_0)^2 = x^2 + y^2$  et en remarquant que  $d$  doit être diminué de  $0,7 S$ ,

Dans ces conditions en faisant  $y = h$  et  $x = d$  dans l'équation  
 $(x + y_0)^2 = x^2 + y^2$  et en remarquant que  $d$  doit être diminué  $0,7 S$ , nous  
 tirons la valeur de  $y_0$

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

$y_0$  : est la différence entre la distance  $A_{+2}$  et sa projection horizontale  
 - détermination de la parabole de KOZENY,

l'équation de la parabole est:

$$y^2 = 2y_0x + y_0^2$$

$$S = h \text{ m} 1 = 65,4 \text{ m}$$

$$B.B_2 = \frac{3}{10} S = 19,62 \text{ m}$$

$$d = 76,22 \text{ m}$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d = 3,05 \text{ m}$$

$$a_0 = \frac{y_0}{2} = 1,53 \text{ m}$$

$$; \quad y^2 = 6,1 x + 9,3$$

Tableau des valeurs de la parabole de KOZENY:

X m	0	2	7	12	17	22	27	32	37	42	47	52	57	62	67
Y m	3,0	4,63	7,21	9,08	10,63	11,98	13,19	14,3	15,33	16,29	17,21	18,07	18,89	19,68	20,44

X m	72	76,22
Y m	21,18	21,8

La ligne de saturation réelle partira du point B, situé à l'intersection du parement amont et du plan d'eau, la tangente en B est perpendiculaire au parement.

Elle rejoindra ensuite la parabole théorique. Toutefois la ligne de saturation, recoupera la limite du massif en point situé en dessous de la parabole théorique.

n CASAGRANDE a établi la courbe donnant en fonction de l'angle  $\alpha$  la variation du coefficient

$$C = \frac{a}{a+hs} = 1 - \frac{hs}{a+hs}$$

Par ailleurs on a en vertu de l'équation de parabole de KOZENY.

$$\frac{h's}{y_0} = \frac{\sin^2 \alpha}{1 - \cos \alpha} \Rightarrow h's = 0,923 \text{ m avec } \alpha = 146,31^\circ$$

Ce qui permet de mettre les résultats de CASAGRANDE sous la forme:

$$\frac{hs}{y_0} = (1 - C) \frac{\sin \alpha}{1 - \cos \alpha} = m(\alpha)$$

$$hs = 0,854 \text{ m}$$

( voir planche n° 3 )

### III 1.3. Calcul du débit de fuite:

- Débit de fuite à partir de la ligne de saturation

$$q = \frac{K \cdot h^2}{2 d_1}$$

$$K = 2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

$$h = 21,8 \text{ m}$$

$$d_1 = d + \frac{y_0}{2} = 76,22 + \frac{3,05}{2} = 77,745 \text{ m}$$

$$q = 6,11 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s par metre linéaire.}$$

- Débit de fuite à partir de la formule de CASAGRANDE établie pour l'écoulement de KOZENY

$$q = K \cdot y_0 = 6,1 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s mètre linéaire.}$$

### III 2 STABILITE MECANIQUE :

L'étude de stabilité du barrage en terre est celle de la stabilité de son talus amont et de son talus aval sur sa fondation.

Jusqu'à présent, il n'a pas été possible, sans faire d'importantes hypothèses restrictives de déterminer mathématiquement et à priori, la forme et l'emplacement des lignes de glissement.

Plusieurs méthodes ont été données pour la détermination du coefficient de stabilité, entre autre celle de FELLENIUS qui est la plus couramment utilisée.

Dans la pratique le glissement a lieu suivant une surface cylindrique et qu'elle se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface de rupture.

On trace une coupe transversale du barrage avec plusieurs cercles de glissements et on cherche le cercle le plus critique ayant le coefficient de glissement minimum.

A la limite du cercle de glissement, le long de celui ci, on sait que le barrage et sa fondation, sont formés de terre dans la résistance au cisaillement  $\tau$ , est fonction de la contrainte normale N et la pression interstitielle P, de la cohésion C et de l'angle de frottement interne selon la relation/:

$$\tau = C + (N - P) \cdot \text{tg } \phi$$

### III 2.1. Principe de la méthode suédoise ( FELLENIUS ):

Cette méthode consiste à admettre d'après l'aspect expérimentale des surfaces de rupture des talus, que la ligne de glissement est un cercle de rayon R et de centre O. Cette surface est coupée en tranches verticales de largeur .

$$b = \frac{R}{m}$$

R : rayon du cercle de glissement.

m : le nombre de tranches, nous prenons  $m = 10 \Rightarrow b = 0,1 R$ .

Le rayon verticale coupe la tranche d'ordre 0 en  $\frac{b}{2}$ , les tranches se trouvant à gauche sont affectées des signes positifs, et celles se trouvant à droite porteront des signes négatifs pour le talus aval, et vice versa pour le talus amont.

( Voir planche N° 4. et 5. )

### III 2.2. Forces agissantes sur une tranche .

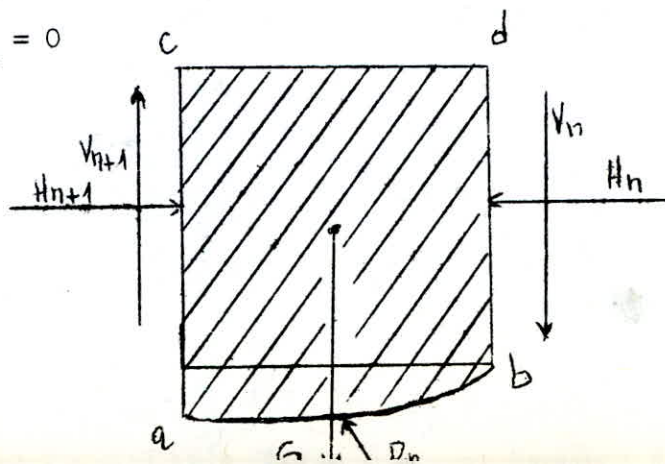
- Le poids de la tranche
- La réaction  $R_n$  du milieu sous-jacent sur l'arc  $\bar{a}b$ .
- les forces sur les faces verticales  $bd$  et  $ac$  que l'on peut décomposer en réactions horizontales  $H_n$  et  $H_{n+1}$  et réactions verticales

$$V_n \text{ et } V_{n+1}$$

Pour simplifier les calculs FELLENIUS admet l'hypothèse suivante:

$$H_{n+1} - H_n = 0$$

$$V_{n+1} - V_n = 0$$



### III 2 3 Moments des forces agissantes sur une tranche.

#### III 2.3.1. Moments des forces stabilisatrices.

Ce sont les moments des forces verticales car elles mobilisent les frottements internes  $R.N.tg \phi$ , mais dans un milieu saturé, cas des talus amont, en réservoir plein, la force normale est diminuée de la force interstitielle (force d'infiltration.)

#### III 2.3.2. Moments des forces motrices:

Ce sont les moments des forces tangentielles  $T_n$  et les forces dues au séisme, pour les régions séismiques.

#### III 2.4. Coefficient de sécurité:

Le coefficient de sécurité est égal au rapport des moments stabilisateurs et les moments moteurs.

Il varie de 1 à 2 suivant les classes des barrages, et les conditions imposées, passagères et exceptionnelles (tremblement de terre..etc ) voir tableaux de calcul.)

#### III 2.5. Formules utilisées:

##### III 2.5.1. Coefficient de stabilité pour les régions non séismiques.

$$K_s = \frac{\sum_1^m (N - W\phi)tg \phi_i + \sum_1^m C_i \cdot \widehat{ab}}{\sum_1^m T_n}$$

$m$  : nombre total des tranches

$C_i, \phi_i$ : caractéristiques mécaniques des couches dans la limite de l'arc  $\widehat{ab}$

$N$  :  $G_n \cdot \cos \alpha$  force normale

$T_n$  :  $G_n \cdot \sin \alpha$  force tangentielle.

$W\phi$ : Force interstitielle

III 2.5.2. Coefficient de stabilité en cas de Seisme:

$$K'_s = \frac{\sum_{i=1}^n N \cdot \text{tg } \phi_i + \sum_{i=1}^m C_i \cdot ab}{\sum_{i=1}^n T_n + \frac{\sum_{i=1}^m F_i \cdot d_i}{R}}$$

$F_i = a \cdot G_n$  ( Force séismique )

$a = 0,12$  Coefficient du séisme

$d_i$  : bras de levier

$R$  : Rayon du cercle de glissement.

- Nous avons effectués les opérations de calculs des différents cas dans les tableaux suivant:

- Pour le calcul de stabilité du barrage en se plaçant dans les cas les plus défavorables suivants

a) - Pendant le fonctionnement du barrage, il y a un écoulement à travers le corps. C'est le talus aval qui est en danger sous l'effet des forces d'infiltration.

b) - A la fin de construction, on calcule la stabilité des talus amont et aval.

c) - Pendant le vidange rapide c'est le talus amont qui est en danger.

Remarque:

- La force interstitielle est nulle pour la stabilité en fin de construction.

# TALUS AMONT FIN DE CONSTRUCTION R=60

N° de tranche	b (m)	h' (m)	h'' (m)	$\delta_2$ (t/m²)	$\delta_3$ (t/m²)	$G_n = (\delta_2 h' + \delta_3 h'')b$	$\sin \alpha = \frac{h}{m}$	$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$	$G_n \cdot \cos \alpha$	$G_n \cdot \sin \alpha$	$G_n \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi$	Li = $\frac{b}{\cos \alpha}$	Ci. Li	cti	Fi = a · G <sub>n</sub>	Fi · di
+ 8	6	7.5	-	1.9	-	85.50	0.667	0.745	63.70	57.029	29.684	8.05	16.10	36.0	10.26	369.36
7	"	11.0	-	"	-	125.40	0.583	0.812	101.825	73.108	47.45	7.39	14.78	42.5	19.048	639.54
6	"	13.5	-	"	-	153.90	0.500	0.866	133.275	76.95	62.107	6.93	13.86	49.0	18.468	904.932
5	"	14.25	-	"	-	162.45	0.417	0.909	147.667	67.742	68.813	6.60	13.20	51.5	19.494	1003.941
4	"	15.75	-	"	-	179.55	0.333	0.943	169.316	59.79	78.901	6.56	12.72	55.0	21.546	1185.03
3	"	11.0	2.0	"	2.1	150.60	0.250	0.968	145.781	37.65	67.934	6.20	1.55	57.0	18.072	1067.04
2	"	9.75	2.25	"	"	139.50	0.167	0.986	137.547	23.297	64.097	6.10	1.53	58.5	16.74	979.29
1	"	7.0	3.25	"	"	120.75	0.083	0.997	120.388	10.022	56.101	6.02	1.51	59.5	14.49	862.177
0	"	5.5	3.35	"	"	109.95	0.00	1.00	109.95	0.00	51.237	6.00	1.50	60.0	13.194	791.64
-1	"	4.0	3.0	"	"	83.40	-0.083	0.997	83.15	-6.922	38.748	6.02	1.51	59.5	10.008	595.476
-2	"	2.25	2.0	"	"	50.85	-0.167	0.986	50.138	-8.492	23.364	6.10	1.53	58.5	6.106	356.967
-3	8.5	1.75	1.75	"	"	59.5	-0.250	0.968	57.596	-14.875	26.84	6.20	1.55	57.0	7.140	406.98
									$K_s = 1.8$	$\Sigma = 375.299$	$\Sigma = 615.276$		81.34	$K'_s = 1.3$		$\Sigma = 9162.35$



# TALUS AMONT FIN DE CONSTRUCTION

R=66.5

N° de tranche	b(m)	H''(m)	H'''(m)	$\delta_2$ (t/m <sup>2</sup> )	$\delta_3$ (t/m <sup>2</sup> )	$G_n = (\delta_2 H'' + \delta_3 H''') \cdot b$	$\sin \alpha = \frac{H}{m}$	$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$	$N = G_n \cdot \cos \alpha$	$T_n = G_n \cdot \sin \alpha$	N. log $\psi$	$L_i = \frac{b}{\cos \alpha}$	Ci · Li	di	$F_i = a G_i$	$F_i \cdot d_i$
8	4.5	5.5	-	1.9	-	47.025	0.667	0.745	35.034	31.366	16.326	6.04	12.08	44.5	5.643	234.18
7	6.65	9.5	-	"	-	120.033	0.583	0.812	97.467	69.98	45.47	8.19	16.38	46.5	14.404	669.786
6	"	12.0	-	"	-	151.62	0.50	0.866	131.303	75.81	61.187	7.68	15.36	52.5	18.194	975.18
5	"	13.5	-	"	-	170.573	0.417	0.909	155.051	71.129	72.254	7.32	14.64	58.0	20.469	1187.202
4	"	14.5	-	"	-	183.208	0.333	0.943	172.765	61.008	80.508	7.05	14.10	61.0	21.985	1341.08
3	"	13.75	1.25	"	2.1	191.188	0.250	0.968	185.07	47.797	86.243	6.87	17.2	63.5	22.942	1456.81
2	"	10.5	2.0	"	"	154.28	0.167	0.986	152.12	25.765	70.888	6.74	1.69	65.5	18.514	1212.64
+1	"	8.5	3.0	"	"	149.293	0.083	0.997	148.845	12.391	69.362	6.67	1.67	66.0	17.915	1182.40
0	"	6.25	3.5	"	"	127.846	0.00	1.00	127.846	0.00	59.576	6.65	1.66	66.5	15.342	1020.21
-1	"	4.0	3.0	"	"	92.435	-0.083	0.997	92.158	-7.672	42.945	6.67	1.67	66.0	11.092	732.08
-2	"	2.5	2.0	"	"	59.518	-0.167	0.986	58.684	-9.94	27.347	6.74	1.69	65.5	7.142	467.814
-3	"	1.0	1.0	"	"	26.60	-0.250	0.968	25.749	-6.65	11.999	6.87	1.72	63.5	3.192	202.692
										370.984	644.107	$K_2 = 1.9$	8438		$K_3 = 1.3$	10662.16

# TALUS AMONT FIN DE CONSTRUCTION

R=69

N° de tranche	b (m)	H' (m)	H'' (m)	$\delta_2$ (t/m <sup>2</sup> )	$\delta_3$ (t/m <sup>2</sup> )	$G_m = (\delta_2 h'' + \delta_3 h') \cdot b$	$\sin \alpha = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$	$G_m \cdot \cos \alpha = N$	$T_m = G_m \cdot \sin \alpha$	$G_m \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi$	$L_i = \frac{b}{\cos \alpha}$	$C_i \cdot L_i$	$d_i$	$F_i = a \cdot G_m$	$F_i \cdot d_i$
8	10	4.5	-	1.9	-	85.5	0.667	0.745	63.698	57.029	29.683	13.42	26.84	42.5	10.26	436.05
7	6.9	11.0	-	"	-	144.21	0.583	0.812	117.099	84.074	54.568	8.50	17.0	49.0	17.305	847.955
6	"	13.25	-	"	-	173.708	0.500	0.866	150.431	86.854	70.101	7.97	15.94	55.0	20.845	1146.473
5	"	14.25	-	"	-	190.095	0.417	0.910	172.986	79.269	80.612	7.58	15.16	59.5	22.811	1357.278
4	"	15.5	-	"	-	203.205	0.333	0.943	191.622	67.667	89.296	7.32	14.64	62.5	24.385	1601.803
3	"	13.5	3.0	"	2.1	220.455	0.250	0.968	213.40	55.114	99.445	7.13	1.78	65.5	26.455	1732.803
2	"	10.0	4.0	"	"	189.06	0.167	0.986	186.413	31.573	86.869	6.99	1.75	67.5	22.687	1531.386
1	"	7.5	5.0	"	"	170.775	0.083	0.997	170.775	17.009	79.342	6.92	1.73	68.5	20.493	1403.771
0	"	5.75	5.25	"	"	151.455	0.00	1.00	151.455	0.00	70.578	6.90	1.72	69.0	18.175	1254.04
-1	"	4.0	5.0	"	"	124.89	-0.083	0.997	124.515	-10.366	58.024	6.92	1.73	68.5	14.987	1026.596
-2	"	2.25	2.75	"	"	69.345	-0.167	0.986	68.375	-11.581	31.862	6.99	1.75	67.0	8.321	557.534
-3	5	0.75	2.75	"	"	49.68	-0.250	0.968	48.09	-12.42	22.41	7.13	1.78	65.0	5.962	387.504
										444.222	772.79	$K_s = 1.9$	101.82		$K_s = 1.3$	13283.2

# TALUS AVAL FIN DE CONSTRUCTION R=49.5

$b$ (m)	$H''$ (m)	$H'''$ (m)	$\delta_2$ (t/m <sup>2</sup> )	$\delta_3$ (t/m <sup>2</sup> )	$G_m = (\delta_2 H'' + \delta_3 H''') b$	$A_{\text{fond}} = \frac{\pi}{m}$	$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$	$N = G_m \cos \alpha$	$T_n = G_m \sin \alpha$	$N \cdot \tan \varphi$	$L_n = \frac{b}{\cos \alpha}$	$C_i \cdot L_i$	$d_i$	$F_i = a G_m$	$F_i \cdot d_i$
3.5	4.5	-	1.9	-	38.475	0.692	0.722	28.779	26.625	12.945	4.84	9.68	25.0	4.617	165.425
4.95	8.5	-	"	-	79.493	0.615	0.789	63.075	49.165	29.39	6.27	12.54	30.5	9.593	292.591
"	11.5	-	"	-	108.158	0.538	0.843	91.177	58.189	42.488	5.87	11.74	36.0	12.979	467.243
"	12.5	-	"	-	117.563	0.462	0.887	104.278	54.314	48.595	5.58	11.16	39.5	14.108	557.249
"	13.75	-	"	-	129.319	0.385	0.923	119.361	49.788	55.622	5.36	10.72	43.5	15.518	675.045
"	14.25	-	"	-	134.021	0.308	0.951	127.454	41.278	59.393	5.21	10.42	45.5	16.083	731.777
"	13.0	1.5	"	2.1	137.858	0.231	0.973	134.135	31.845	62.507	5.09	1.27	48.0	16.542	794.062
"	10.5	2.0	"	"	119.743	0.154	0.988	118.108	18.41	55.038	5.01	1.25	49.0	14.345	702.913
"	8.5	3.0	"	"	111.128	0.077	0.997	110.794	8.555	51.63	4.96	1.24	49.25	13.335	656.766
"	6.0	3.25	"	"	90.214	0.00	1.00	90.214	0.00	42.04	4.95	1.24	49.5	10.826	535.871
"	4.0	3.0	"	"	68.805	-0.077	0.997	68.60	-5.30	31.967	4.96	1.24	49.25	8.257	406.638
"	3.0	2.0	"	"	49.005	-0.154	0.988	48.417	-7.694	22.562	5.01	1.25	49.0	5.881	288.149
"	1.5	1.0	"	"	24.503	-0.231	0.973	23.841	-5.66	11.11	5.09	1.27	48.0	2.94	141.137

# TALUS AVAL FIN DE CONSTRUCTION R=51

N°	b (m)	H' (m)	H'' (m)	$\delta_2$ (4m <sup>2</sup> )	$\delta_3$ (t/m <sup>2</sup> )	$G_n = b \cdot \delta_2$ ( $\delta_2 H' \cdot \delta_3$ )	$\mu \sin \alpha = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha$	$T_n$	$G_n \cdot \cos \alpha$	$G_n \cdot \cos \alpha \cdot \frac{b}{L_i}$	$\frac{b}{L_i} = \frac{b}{\cos \alpha}$	$C_n \cdot L_i$	$d_i$	$F_i = a \cdot G_n$	$F_i \cdot d_i$
9	1.75	7.25	-	1.9	-	24.106	0.643	0.766	15.5	18.465	8.605	2.28	4.56	25.1	2.893	72.318
8	5.1	12.25	-	"	-	121.125	0.571	0.821	69.162	99.444	46.34	6.21	12.42	31.0	14.535	450.585
7	"	14.0	-	"	-	135.66	0.50	0.866	67.83	117.482	54.746	5.89	11.78	36.5	16.279	594.191
6	"	14.5	-	"	-	140.505	0.429	0.903	60.277	126.876	59.125	5.65	11.30	41.0	16.861	691.185
5	"	15.75	-	"	-	152.618	0.357	0.934	54.485	142.545	66.426	5.46	10.92	44.0	18.214	805.823
4	"	14.50	2.0	"	2.1	161.925	0.286	0.958	46.311	155.124	72.288	5.32	1.33	46.5	19.431	903.542
3	"	14.0	3.75	"	"	175.823	0.214	0.977	37.626	171.779	80.049	5.22	1.31	48.5	21.899	1023.29
2	"	11.5	5.0	"	"	164.985	0.143	0.99	23.553	163.335	76.114	5.15	1.29	50.0	19.798	989.90
1	"	9.5	5.75	"	"	153.638	0.071	0.997	10.908	153.177	71.38	5.12	1.28	50.5	18.431	931.046
0	"	7.5	5.0	"	"	123.675	0.00	1.0	0.00	123.675	57.652	5.10	1.27	51.0	17.841	756.891
1	"	5.5	4.5	"	"	101.49	-0.071	0.997	-7.206	101.186	47.152	5.12	1.28	50.5	12.179	615.029
2	"	3.25	3	"	"	63.623	-0.143	0.990	-9.098	62.986	29.352	5.15	1.29	50.0	7.635	381.738
3	"	1.25	2.5	"	"	38.888	-0.214	0.977	-8.322	38.771	18.067	5.22	1.31	48.5	4.667	226.328
4	5	-	1.5	-	"	15.750	-0.286	0.958	-4.505	15.089	7.031	5.32	1.33	47.0	1.89	88.83
									356.56		$\Sigma: 694.308$	$K_s = 2.1$	$\Sigma: 62.66$		$K'_s = 1.4$	$\Sigma: 8530.79$

# TALUS AVAL FIN DE CONSTRUCTION

R=55.5

N° de tranche	b (m)	h'' (m)	h''' (m)	$\delta_2$ (t/m <sup>2</sup> )	$\delta_3$ (t/m <sup>2</sup> )	$G_n = (\delta_2 h'' + \delta_3 h''') \cdot b$	$\sin \alpha = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$	$G_n \cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha \cdot \tan \varphi$	$L_i = \frac{b}{\cos \alpha}$	$C_i \cdot L_i$	$d_i$	$F_i = 0.6 G_i$	$F_i \cdot d_i$
8	5.0	5.25	-	1.9	-	49.875	0.667	0.745	37.157	33.267	17.315	6.71	13.42	34.0	5.985	203.49
7	5.55	9.25	-	"	-	97.541	0.583	0.812	79.203	56.866	36.909	6.83	13.66	40.0	11.705	468.197
6	"	12.0	-	"	-	126.54	0.50	0.866	109.584	63.27	51.066	6.41	12.82	45.0	15.185	683.316
5	"	13.0	-	"	-	137.085	0.417	0.909	124.61	57.164	58.068	6.11	12.22	46.5	16.45	797.835
4	"	14.0	-	"	-	147.63	0.333	0.943	139.215	49.161	64.874	5.89	11.78	51.5	17.716	912.374
3	"	14.0	1.5	"	2.1	165.113	0.250	0.968	159.829	41.278	74.48	5.73	1.43	53.5	19.814	1060.025
2	"	11.5	2.5	"	"	150.405	0.167	0.986	148.299	25.118	69.107	5.63	1.41	55.0	18.049	992.673
+1	"	8.5	2.35	"	"	121.684	0.083	0.977	121.319	10.10	64.141	5.57	1.39	55.25	14.602	806.761
0	"	5.5	3.0	"	"	92.963	0.00	1.00	92.963	0.00	43.321	5.55	1.38	55.5	11.156	619.158
-1	"	3.0	2.75	"	"	63.686	-0.083	0.997	63.495	-5.286	28.319	5.57	1.39	55.25	7.642	422.238
-2	"	1.5	1.25	"	"	30.386	-0.0167	0.986	29.961	-5.074	13.962	5.63	1.41	55.0	3.646	200.548
-3	4	-	1.0	"	"	8.40	-0.250	0.968	8.131	-2.10	3.789	5.73	1.43	53.5	1.008	53.928
										323.764	525.351	$K_0 = 1.85$	73.74		$K_0 = 1.32$	7220.543

# TALUS AVAL FONCTIONNEMENT NORMAL R=43.5

N°	b	h	h'	h''	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$	Gm	sin $\alpha$	cos $\alpha$	Tm	N	Ln	W0	tg $\beta$	(N-W0)g	Ci	Ci li	di	Fi	Fi di
10	2.5	3.5	-	-	1.9	-	-	16.625	0.625	0.781	10.39	12.984	3.2	-	0.466	6.051	2	6.4	19.0	1.995	29.925
9	4.35	9.25	-	-	"	-	-	76.451	0.563	0.826	43.042	63.149	5.27	-	"	29.427	2	10.54	2.10	9.174	192.654
8	"	8.0	6.0	-	"	2.1	-	120.93	0.50	0.866	60.465	104.725	5.02	30.12	"	34.766	0.25	1.25	27.5	14.512	399.08
7	"	6.75	7.5	-	"	"	-	124.301	0.438	0.899	54.444	111.747	4.84	36.30	"	35.158	"	1.20	32.5	14.916	484.77
6	"	5.75	12.5	-	"	"	-	161.711	0.375	0.927	60.642	149.906	4.69	58.625	"	42.537	"	1.17	35.0	19.405	679.175
5	"	4.75	12.25	3.0	"	"	2.1	178.568	0.313	0.95	55.892	169.64	4.58	69.845	"	46.504	"	1.14	38.0	21.428	814.264
4	"	4.25	10.75	5.0	"	"	"	179.003	0.25	0.968	44.751	173.275	4.49	70.718	"	47.792	"	1.12	40.0	21.48	859.20
3	"	4.5	09.5	6.75	"	"	"	185.636	0.188	0.982	34.90	182.295	4.43	71.988	"	51.403	"	1.11	41.5	22.276	924.450
2	"	4.5	8.0	7.75	"	"	"	181.069	0.125	0.992	22.634	179.62	4.39	69.145	"	51.482	"	1.10	42.5	21.728	923.44
1	"	4.5	6.5	8.25	"	"	"	171.934	0.063	0.998	10.832	171.59	4.36	64.31	"	49.992	"	1.09	43.0	20.632	887.170
0	"	5.0	4.0	8.50	"	"	"	155.513	0.00	1.0	0.00	155.513	4.35	54.375	"	47.15	"	1.09	43.5	18.662	811.798
-1	"	7.5	-	8.25	"	-	"	137.351	-0.063	0.998	-8.653	137.076	4.36	35.97	"	47.115	"	1.09	43.0	16.482	708.726
-2	"	5.75	-	7.5	"	-	"	116.036	-0.125	0.992	-14.505	119.108	4.39	32.925	"	38.297	"	1.10	42.5	13.924	591.77
-3	"	4.0	-	6.5	"	-	"	92.438	-0.188	0.982	-17.378	90.774	4.43	28.795	"	28.882	"	1.11	41.5	11.093	460.30
-4	"	2.0	-	5	"	-	"	62.205	-0.25	0.968	-15.551	60.214	4.49	22.45	"	17.598	"	1.12	40.0	7.465	298.6
-5	4.5	0.5	-	3	"	-	"	32.625	-0.313	0.95	-10.212	30.994	4.74	14.22	"	7.817	"	1.19	38.0	3.915	148.77
											331.698				K <sub>s</sub> = 1.87	2 : 581.9%			32.82	K <sub>s</sub> = 1.07	29214.10

# TALUS AVAL FONCTIONNEMENT NORMAL R=52.5

N° de tranchée	b (m)	h (m)	h' (m)	h'' (m)	$\delta_1 (E/m^2)$	$\delta_2 (E/m^2)$	$\delta_3 (E/m^2)$	$G_m$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$T_n$	N	$L_n$	Wp	$\log \varphi$	(N-Wp)/g	$C_i$	$C_i R_n$	$d_i$	$F_i$	$F_i d_i$
9	4.25	6.0	-	-	1.9	-	-	48.45	0.6	0.80	29.07	38.76	5.31	-	0.466	18.062	2	10.62	27.0	5.814	156.97
8	5.25	8.25	2.75	-	"	2.1	-	112.613	0.933	0.846	60.023	95.271	6.21	17.078	"	36.438	0.25	1.55	33.5	13.514	452.7
7	"	7.0	6.5	-	"	"	-	141.488	0.467	0.884	66.075	125.075	5.94	38.61	"	40.293	"	1.49	38.5	16.979	653.1
6	"	5.5	10.5	-	"	"	-	170.625	0.40	0.917	68.25	156.400	5.73	60.165	"	44.875	"	1.43	43.0	20.475	880.
5	"	4.5	12.0	1.5	"	"	2.1	193.725	0.433	0.943	64.51	182.685	5.57	75.195	"	50.089	"	1.39	46.0	23.24	969.
4	"	3.75	10.25	3.5	"	"	"	189.0	0.267	0.966	50.463	182.574	5.43	74.663	"	50.281	"	1.36	48.5	22.60	505.
3	"	4.5	8.75	5.5	"	"	4	201.994	0.20	0.980	40.399	197.954	5.36	76.38	"	56.653	"	1.34	50.0	24.239	121.
2	"	4.5	6.5	6.5	"	"	"	188.213	0.133	0.991	25.032	186.519	5.30	68.90	"	54.81	"	1.33	51.5	22.586	1163.1
+1	"	5.0	4.0	7.5	"	"	"	176.663	0.067	0.998	11.836	176.31	5.26	60.49	"	53.972	"	1.23	52.0	21.20	1102.4
0	"	7.0	-	7.5	-	"	"	152.513	0.00	1.00	0.00	152.513	5.25	39.375	"	52.722	"	1.31	52.5	18.302	960.87
-1	"	4.75	-	7.25	-	"	"	127.313	-0.067	0.998	-8.53	127.058	5.26	38.135	"	41.438	"	1.32	52.0	15.278	794.47
-2	"	2.75	-	6.5	-	"	"	99.094	-0.133	0.991	-13.563	98.208	5.30	34.45	"	29.711	"	1.33	51.5	11.891	612.38
-3	"	0.5	-	5.5	-	"	"	65.625	-0.20	0.980	-13.125	64.343	5.36	29.48	"	16.232	"	1.34	50.0	7.875	393.77
-4	"	-	-	3.5	-	"	"	38.588	-0.267	0.966	-10.303	37.276	5.43	9.005	"	8.514	"	1.36	48.5	4.631	224.60
-5	2.5	-	-	1.5	-	"	"	7.875	-0.333	0.943	-2.622	7.426	2.65	3.975	"	1.608	"	0.66	46.0	0.945	43.470
											367.745			$K_s = 1.75$		555.704			29.133	$K_{s'} = 1.07$	10820.27

# TALUS AVAL FONCTIONNEMENT NORMAL R=62.5

N° de tranche	b (m)	b' (m)	b'' (m)	b''' (m)	$\gamma_1 (t/m^3)$	$\gamma_2 (t/m^3)$	$\gamma_3 (t/m^3)$	G <sub>11</sub>	sin $\alpha$	cos $\alpha$	T <sub>11</sub>	N	L <sub>m</sub>	W $\phi$	tg $\phi$	(N-W $\phi$ ) tg $\phi$	C <sub>i</sub>	C <sub>r</sub> L <sub>n</sub>	d <sub>i</sub>	F <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> d <sub>i</sub>
8	5	5.5	-	-	1.9	-	-	52.25	0.667	0.745	34.857	38.926	6.71	-	0.466	18.14	2	13.42	36.5	5.748	209.802
7	6.25	9.5	-	-	"	-	-	112.80	0.583	0.812	65.762	91.594	7.70	-	"	42.683	2	15.4	41.0	14.90	610.9
6	"	8.0	6.0	-	"	2.1	-	173.75	0.50	0.866	86.875	150.468	7.22	43.32	"	49.931	0.25	1.81	45.0	19.85	893.25
5	"	7.0	9.0	-	"	"	-	201.25	0.417	0.910	83.921	183.138	6.87	61.83	"	56.642	"	1.72	52.0	23.15	1203.8
4	"	5.5	11.0	1.5	"	"	2.1	229.375	0.333	0.943	76.382	216.301	6.63	82.875	"	62.177	"	1.66	54.0	26.525	1432.35
3	"	5.75	9.75	4.5	"	"	"	255.342	0.250	0.968	63.828	247.145	6.46	92.075	"	72.271	"	1.62	56.0	29.638	1659.728
2	"	6.0	7.0	5.5	"	"	"	235.313	0.167	0.986	39.297	232.049	6.34	79.25	"	73.19	"	1.59	58.0	27.238	1579.804
1	"	8.0	4.0	7.0	"	"	"	229.375	0.083	0.997	19.868	228.687	6.27	69.97	"	74.428	"	1.57	60.0	26.525	1591.5
0	"	7.5	-	8.0	"	-	"	194.063	0.00	1.00	0.00	194.063	6.25	50.0	"	68.133	"	1.56	62.5	22.288	1393.0
1	"	4.75	-	7.75	"	-	"	158.125	-0.083	0.997	-13.124	157.651	6.27	48.593	"	50.821	"	1.57	60.5	17.975	1078.5
2	"	-	-	6.75	-	-	"	88.594	-0.167	0.986	-14.795	87.354	6.34	42.795	"	20.764	"	1.59	58.0	9.631	578.597
3	6.7	-	-	4.75	-	-	"	66.833	-0.25	0.968	-16.708	64.694	6.46	30.625	"	15.848	"	1.62	56.0	7.02	393.12
											437.643			K <sub>s</sub> = 1.45		606.10		45.13		K <sub>s</sub> = 1.02	12604.55



TALUS AMONT - VIDANGE RAPIDE R=56.5

N° de tranchée	b (m)	h <sub>n</sub> (m)	h'' <sub>n</sub> (m)	y <sub>1</sub> [t/m³]	y <sub>2</sub> [t/m³]	Sin α = n/m	cos α = √(1 - sin² α)	G <sub>n</sub> = (y <sub>1</sub> h <sub>n</sub> + y <sub>2</sub> h'' <sub>n</sub> )b	T <sub>n</sub> = G <sub>n</sub> Sin α	N - W <sub>φ</sub> = b cos α x [y <sub>1</sub> h <sub>n</sub> + (y <sub>2</sub> -1)h'' <sub>n</sub> ]	Tan φ <sub>i</sub>	dL = L <sub>n</sub> = b/cos α	N - W <sub>φ</sub> tan φ <sub>i</sub>	C <sub>i</sub>	C <sub>i</sub> L <sub>i</sub>
7	5,65	3,5	0	1,9	0	0,7	0,714	37,573	26,301	26,827	0,466	7,91	12,501	2	15,820
6	..	4	2,5	1,9	2,1	0,6	0,80	72,603	43,562	46,782	..	7,06	21,800	2	14,120
5	..	0	9,25	0	2,1	0,5	0,866	109,750	54,875	49,785	..	6,52	23,200	0,25	1,630
4	..	0	10,5	0	2,1	0,4	0,917	124,583	49,833	59,841	..	6,16	27,886	..	1,540
3	..	0	10,75	0	2,1	0,3	0,954	127,549	38,265	63,738	..	5,92	29,702	..	1,480
2	..	0	10,0	0	2,1	0,2	0,980	118,650	23,760	60,907	..	5,77	28,383	..	1,440
1	..	0	9,0	0	2,1	0,1	0,995	106,785	10,679	55,655	..	5,68	25,935	..	1,420
0	..	0	8,75	0	2,1	0,0	1,00	103,819	0,00	54,381	..	5,65	25,342	..	1,410
-1	..	0	6,75	0	2,1	-0,1	0,995	80,089	-8,009	41,741	..	5,68	19,451	..	1,420
-2	..	0	5,0	0	2,1	-0,2	0,98	69,825	-13,965	35,844	..	5,77	16,703	..	1,440
									225,27	K <sub>s</sub> = 1,210			230,903		4,720

# TALUS AMONT VIDANGE RAPIDE R=57

N° de tranche	b(m)	h(m)	h''(m)	$\delta_1 (E/m^3)$	$\delta_2 (E/m^3)$	$\sin \alpha = \frac{H}{m}$	$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$	$G_n = (\delta_1 h + \delta_2 h'') \cdot b$	$T_n = G_n \cdot \sin \alpha$	$N - W_p = [\delta_1 h + (\delta_2 - 1) h''] \times b \cdot \cos \alpha$	$\tan \varphi$	$L_n = \frac{b}{\cos \alpha}$	$(N - W_p) \tan \varphi$	$C_i$	$C_i \cdot L_i$
7	5.7	2.5	-	1.9	-	0.7	0.714	27.075	18.953	19.332	0.466	7.98	9.009	2	15.96
6	"	1.5	4.0	1.9	2.1	0.6	0.80	64.125	38.475	23.53	"	7.13	10.965	2	14.26
5	"	-	8.0	-	"	0.5	0.866	95.76	47.88	43.439	"	6.58	20.243	0.25	1.65
4	"	-	9.0	-	"	0.4	0.917	107.73	43.092	51.746	"	6.22	24.114	"	1.56
3	"	-	9.5	-	"	0.3	0.954	113.715	34.115	56.825	"	5.97	26.48	"	1.49
2	"	-	9.25	-	"	0.2	0.98	110.723	22.145	56.838	"	5.82	26.487	"	1.46
1	"	-	8.0	-	"	0.1	0.995	95.76	09.576	49.909	"	5.73	23.258	"	1.43
0	"	-	7.75	-	"	0.0	1.00	92.768	0.00	48.593	"	5.70	22.644	"	1.43
1	"	-	6.25	-	"	-0.1	0.995	74.813	-7.481	38.992	"	5.73	18.17	"	1.43
2	6.7	-	4.5	-	"	-0.2	0.98	63.315	-12.663	32.502	"	5.82	15.146	"	1.46
									194.092				196.516		2.42,13
													$K_s = 1.23$		

TALUS AMONT VIDANGE RAPIDE R=61.5

N° de tranche	b(m)	h'(m)	h''(m)	$\delta_1 (t/m^2)$	$\delta_2 (t/m^2)$	$\sin \alpha = \frac{h'}{P}$	$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$	$G_n = (\delta_1 h' + \delta_2 h'') b$	$T_n = G_n \cdot \sin \alpha$	$N - W \phi = [\delta_1 h' + (\delta_2 - 1) h''] b \cos \alpha$	$\tan \phi$	$L_n = \frac{b}{\cos \alpha}$	$(N - W \phi) \tan \phi$	$C_i$	$C_i L_i$
	6.15	4	-	1.9	-	0.7	0.714	46.74	32.218	33.372	0.466	8.65	15.551	2	17.206
						0.6	0.80	87.945	52.767	45.756	"	7.69	21.332	2	15.38
			8.5	-	"	0.9	0.866	109.778	54.889	49.797	"	7.10	23.205	0.25	1.78
			9.5	-	"	0.4	0.917	122.693	49.077	58.933	"	6.71	27.463	"	1.68
					"	0.3	0.954	129.15	38.745	64.538	"	6.45	30.075	"	1.61
2	"	-	9.5	-	"	0.2	0.980	122.693	24.539	64.268	"	6.28	29.949	"	1.57
1	"	-	9.0	-	"	0.1	0.995	116.235	11.624	60.581	"	6.18	28.231	"	1.55
0	"	-	8.5	-	"	0.0	1.0	109.778	0.00	57.503	"	6.15	26.796	"	1.54
-1	"	-	6.0	-	"	-0.1	0.995	77.49	-7.748	40.387	"	6.18	18.82	"	1.55
2	8.15	-	4.5	-	"	-0.2	0.98	19.373	-15.404	39.536	"	6.28	18.424	"	1.57
									241.206				239.846	,	45.436
													$K_s = 1.2$		

Tableau récapitulatif des résultats de la sécurité

Cas de Sollicitation	Coefficient de Sécurité	
	Sans Seisme $K_s$	Avec Seisme $K'_s$
<u>Fin de Construction :</u>		
Talus amont :		
R = 60 m	1,8	1,3
R = 66,5 m	1,9	1,3
R = 69 m	1,9	1,3
Talus aval :		
R = 49,5 m	1,8	1,3
R = 51 m	2,1	1,4
R = 55,5 m	1,85	1,32
<u>Pendant le fonctionnement :</u>		
Talus aval:		
R = 43,5 m	1,85	1,07
R = 52,5 m	1,59	1,02
R = 62,5 m	1,49	1,02
<u>Vidange rapide :</u>		
Talus amont:		
R = 56,5 m	1,21	
R = 57 m	1,23	
R = 61,5 m	1,2	

Conclusion: Selon ces valeurs trouvées, l'ouvrage semble être stable.

## QUATRIEME PARTIE

### LES OUVRAGES ANNEXES

#### VI.1. DERIVATION PROVISOIRE

Pendant la construction, le barrage est exposé à plusieurs dangers qui, peuvent causer des catastrophes considérables.

La submersion du chantier est l'un des dangers les plus redoutables, afin de l'éviter, on prévoit une dérivation de l'Oued Guergour ainsi que celui de Semati qui se sont reliés par un canal de liaison .

Cette dérivation est assurée par une galerie souterraine creusée dans les marnes de Pléistocène .(Voir planche 6 )

##### VI.1.1. Dimensionnement de la galerie et du batardeau:

Pour la galerie de dérivation nous avons opté une galerie circulaire de 5 m de diamètre.

Nous allons vérifier à l'aide d'un calcul hydraulique, si le diamètre choisi sera suffisant pour que la vidange puisse se dérouler dans de bonnes conditions .

Cette galerie servira à la fin de construction du barrage pour loger la conduite de la prise d'eau et la vidange de fond .

Deux batardeaux sont prévus l'un à l'amont de 10 m de hauteur, l'autre à l'aval de hauteur moins importante que celui de l'amont.

( Voir figure N° 9 )

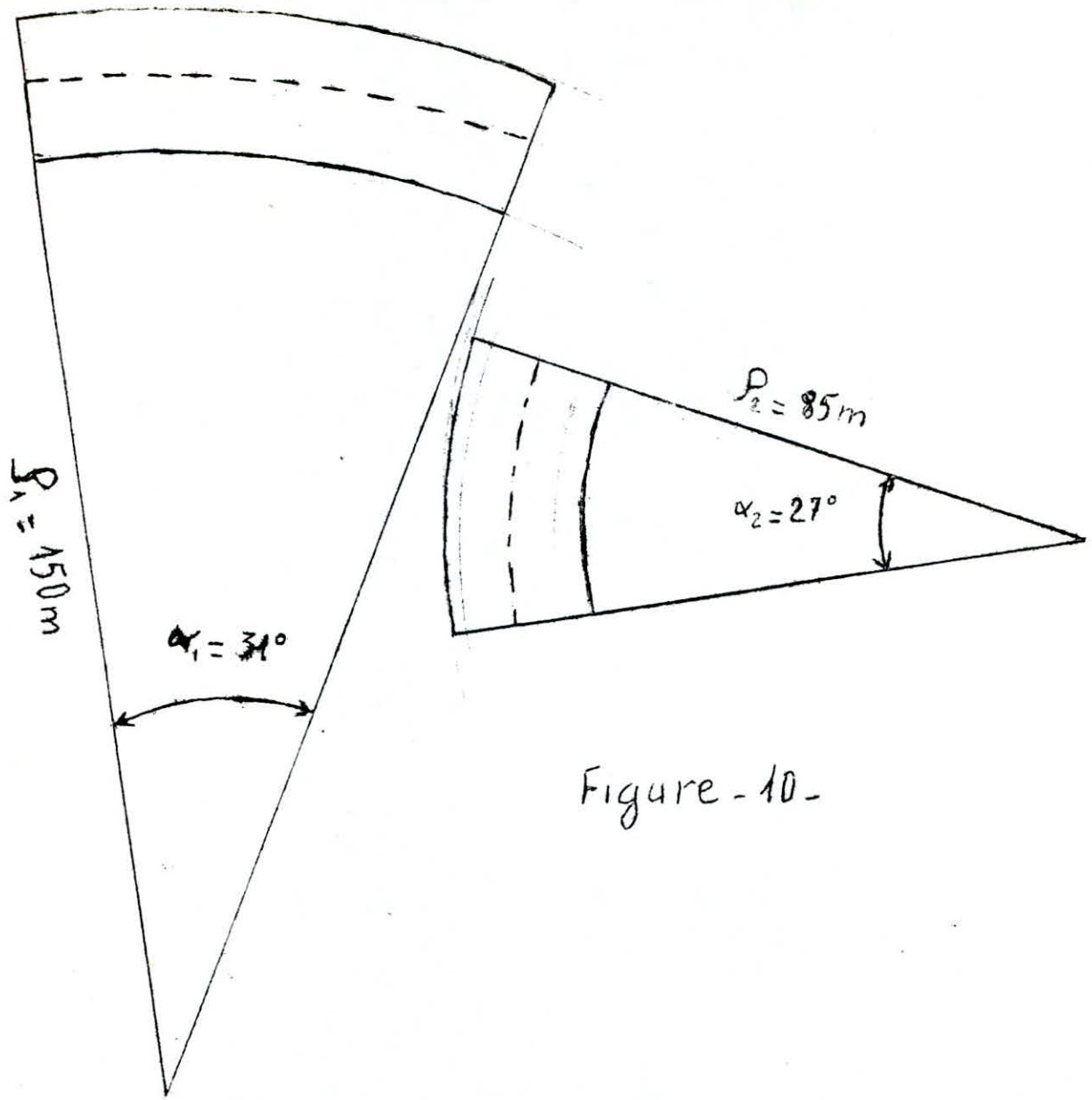


Figure - 10 -

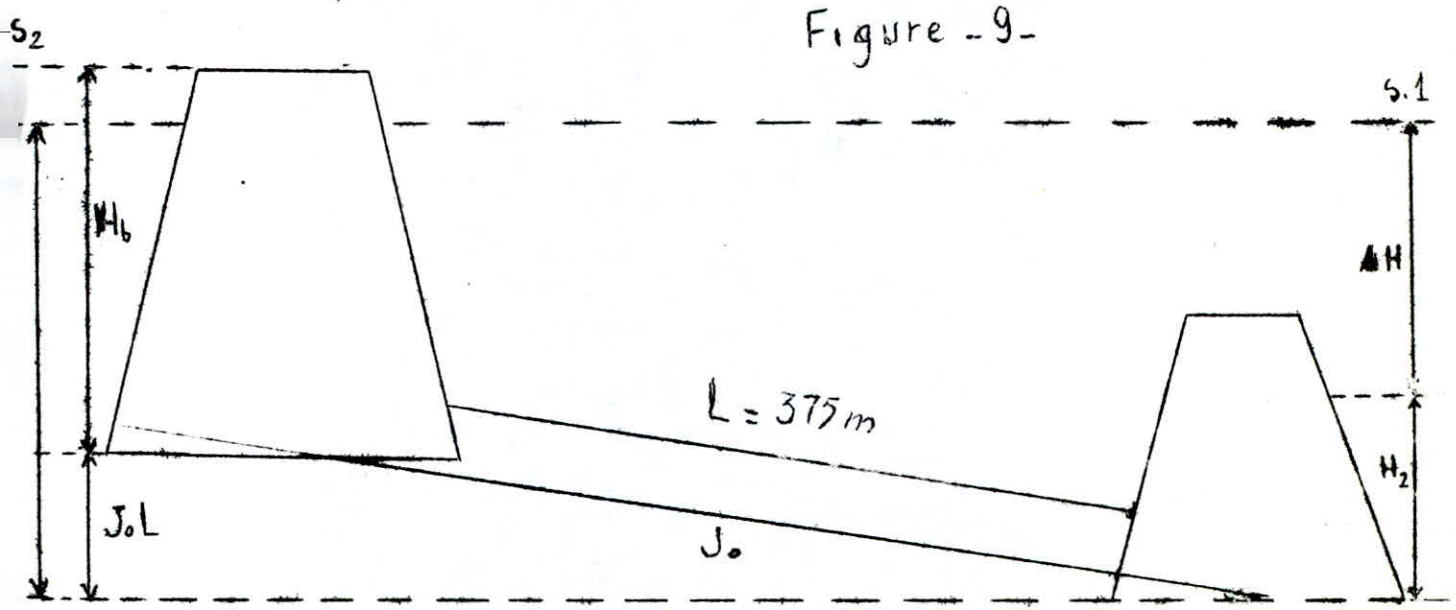


Figure - 9 -

VI.1.2. Calcul du débit évacué par la galerie:

Pour calculer le débit évacué, on détermine les résistances dans les coudes par la formule de WEISBACH, ainsi que les coefficients de résistance à l'entrée (qui est égal à 0,05) et à la sortie (égale à 1)

\* Formule de WEISBACH:

$$Y_{\text{coude}} = \frac{\alpha}{90} \left[ 0,131 + 1,847 (D/2\rho)^{3,5} \right]$$

Avec  $\alpha$ : Angle intérieur de courbure

$\rho$ : Rayon

D: Diamètre de la galerie

Dans notre cas:

$$\alpha_1 = 31^\circ$$

$$\alpha_2 = 27^\circ$$

$$\rho_1 = 150 \text{ m}$$

$$\rho_2 = 85 \text{ m}$$

( Voir figure N° 10 )

On trouve :

$$Y_{\text{coude}_1} = 0,045$$

$$Y_{\text{coude}_2} = 0,042$$

Calcul de perte de charge:

$$\Delta H = (Y_{\text{coude}_1} + Y_{\text{coude}_2} + Y_{\text{entrée}} + Y_{\text{sortie}}) \frac{V^2}{2g}$$

$$\Delta H = (0,045 + 0,042 + 0,05 + 1) \frac{V^2}{2g}$$

$$\Delta H = 1,137 \frac{V^2}{2g}$$

A la sortie de la galerie, la hauteur d'eau  $H_2 = 5$  m

Hypothèses de calcul:

- Dans la galerie l'écoulement est permanent.
- La galerie est en charge.

Apliquons l'equation de BERNULLI aux sections (1) et (2)

(Voir figure N° 9)

$$H_1 + P_1 / \bar{W} + V_1^2 / 2g = H_2 + P_2 / \bar{W} + V_2^2 / 2g + \sum h_{1-2} \quad (I)$$

$H_1, H_2$  : Hauteur de l'eau aux sections (1) et (2)

$P_1, P_2$  : Préssions relatives aux sections (1) et (2)

$\bar{W}$  : Poids volumique de l'eau

$g$  : Accélération de la pesanteur

$\sum h_{1-2}$  : Somme des pertes de charge entre les 2 sections

$P_1 = P_2$  : Préssion atmosphérique.

$V_1 \approx V_2 = 0$  La surface de l'eau supposée infiniment grande par rapport au diamètre de la galerie, d'où une variation très lente du niveau d'eau .



- Les deux sections sont à l'air libre, l'expression (I) devient:

$$H_1 = H_2 + \sum h_{1-2} = H_{\text{batardeau}} + J.L - h_s \quad (\text{II})$$

où:

$h_s = 1$  : Revanche du batardeau

L : Longueur développée dans l'axe de l'Oued

J = 0,004 pente géométrique dans l'axe de l'Oued

$$H_{\text{batardeau}} = H_2 + 1 + \sum h_{1-2} - J.L \quad (\text{III})$$

$$\sum h_{1-2} = H + \frac{f.l}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

En supposant que le régime est turbulent rugueux, on applique

la formule de NIKURADZE

$$f = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D_h} \right)^{-2}$$

$$D_h = 5 \text{ m}$$

=: 0,001 : Rugosité

$$f = 0,013956$$

L'expression (III) devient:

$$H_{\text{batardeau}} = H_2 - J.L + 1 + \frac{V^2}{2g} \left( 1,137 + \frac{f.l}{D} \right)$$

$$V = Q/A \quad \text{Vitesse en m/s}$$

Q : Débit évacué ( m<sup>3</sup>/s )

A : Section de la galerie ( m<sup>2</sup> )

$$H_{\text{batardeau}} = H_2 - J.L + 1 + \frac{Q^2}{2g A^2} \left( 1,137 + \frac{f.l}{D} \right)$$

$$H_{\text{batardeau}} - H_2 - 1 + J.L = \frac{Q^2}{2g A} \left( 1,137 + \frac{f.l}{D} \right)$$

On obtient :

$$Q = 137,71 \text{ m}^3/\text{s} \approx 140 \text{ m}^3/\text{s}$$

Conclusion :

Le diamètre choisi ( $D = 5 \text{ m}$ ) pour la galerie de dérivation peut véhiculer le débit de crue décénal ( $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$ )

\* Vérification du régime:

$$\xi/D_h = 0,001 / 5 = 0,0002$$

le nombre de REYNOLDS:

$$R_e = V.D / \nu = 3,51 \cdot 10^7$$

$V = Q/A$  : Vitesse

$A = \frac{\pi}{4} \cdot D^2$  : Section de la conduite

D'après le diagramme de MOODY le régime est turbulent rugueux

## VI.2. LA PRISE D'EAU :

La prise d'eau, est une conduite en acier ou en béton armé destinée à satisfaire les besoins en eau au périmètre irrigué.

Pour ce, notre but consiste en la détermination du diamètre de la prise .

Il est nécessaire de connaître .

a) Le débit maximal demandé.

- Demande mensuelle du mois de pointe : Elle est de  $V = 2,47$  millions de mètres cubes en mois d'août

- Temps d'arrosage par jour:  $T = 16$  heures

- Nombre de jours : 31 jours

Le débit demandé :

$$Q = V/T = 1,38 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Les pertes de charges:

On évalue la diminution du débit  $\Delta Q$ , due aux pertes de charges totales qui sont estimées à 20% du débit demandé .

$$\text{Soit } \Delta Q = 1,38 \cdot 0,20 = 0,28 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit à fournir par la prise est :

$$Q_p = Q + \Delta Q = 1,38 + 0,28 = 1,66 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le diamètre de la prise est donné par la formule suivante:

$$Q_p = m \frac{\pi \cdot D^2}{4} \sqrt{2 g H_0}$$

Où

$H_0$  : Charge moyenne égale à 12 m

$g$  : Accélération de la pesanteur

$m$  : Coefficient de débit, pris égal à 0,65

Il est fonction du régime d'écoulement, et des pertes de charges

le long de la conduite .

Le diamètre de la prise trouvé

$$D = 0,46 \text{ m}$$

Le diamètre retenu de la prise

$$D = 0,50 \text{ m} = 500 \text{ mm}$$

L'axe de la prise est placé au niveau mort ( Côte 36,6 m). La

conduite de la prise d'eau rejoindra la galerie (Ayant servi la dérivation provisoire) où elle sera suspendue au plafond .

Remarque:

Il est très dangereux de faire passer une prise d'eau ou toute autre conduite à travers le corps d'un barrage, la pression intersticielle de l'eau contre les parois de la conduite risque de faire éclater celle-ci et endommager l'ouvrage .

### VI.3. LA VIDANGE DE FOND:

La vidange de fond est destinée à assurer les fonctions suivantes.

- Abaisser le niveau de la retenue pour rendre possible la visite et l'entretien du barrage et des ouvrages annexes.
- Evacuer des vases accumulées au fond de la retenue
- Evacuer une partie du débit pendant les crues
- Vider rapidement la retenue en cas d'accident

Le volume à évacuer correspond au volume utile et au volume de protection en cas de vidange rapide. Il s'élève à  $15,9 \text{ Mm}^3$  (à la côte de 49,5 m)

Le débit d'évacuation correspond à la crue de fréquence 10% soit  $140 \text{ m}^3/\text{s}$

Le diamètre de cet ouvrage est donné par la formule suivante:

$$D^{\#} = \left( \frac{4Q}{m \sqrt{2g H_0}} \right)^{0.5} = 3,82 \text{ m} \approx 4 \text{ m}$$

Avec

$$Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$m = 0,65$$

$$H_0 = 18 \text{ m}$$

Conclusion:

La vidange de fond sera assurée par la galerie provisoire .

Afin d'éviter l'obturation de la conduite, une grille lui sera aménagée à l'amont .

Pour ne pas compromettre la stabilité du talus amont, il est recommandé de baisser le niveau de l'eau de 20 cm/jour pour les barrages en terre.

#### VI.4. EVACUATEUR DE CRUE

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux.

L'évacuateur de crue est destiné à permettre le passage des débits de crue sans que l'ouvrage et ses fondations risquent d'être endommagés par submersion, ou par affouillement et sans que le niveau du plan d'eau amont en période de crue, dépasse le niveau de protection .

L'ouvrage comprend essentiellement :

- 1 - Un canal d'améné
- 2 - Un seuil déversant assurant le guidage du débit
- 3 - Un canal dans lequel le débit s'écoule
- 4 - Un dissipateur d'énergie

##### VI.4.1. Emplacement de l'évacuation de crue:

L'étude topographique, hydrologique et géologique de la cuvette et du site nous a conduit à placer l'évacuateur de crue sur la rive droite en raison du fait que la quantité du déblai est moins importante, de plus la longueur de l'évacuateur de crue est minimale .

En général, on cherche à le placer dans la zone de dépression où la pente est faible ce qui diminue le volume de terrassement.

##### VI.4.2. Canal d'améné:

C'est un canal à ciel ouvert de forme rectangulaire, placé à la côte 50 m au niveau du volume de protection .

Ce canal compte deux parties, la première est une droite de 80 m de longueur, la deuxième est une courbure de rayon  $R = 225$  m et d'angle

$$\alpha = 69^\circ .$$

- Calcul de la vitesse dans le canal:

$$V = q/h_d = 3,35/0,8 = 4,19 \text{ m/s}$$

q : Débit unitaire en  $M^2/s$

$h_d$  : lame d'eau évacuée

b : Largeur du canal prise égale à 20 m

- Calcul de la pente du canal:

$$Q = W \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot J} \quad (\text{Formule de CHEZY})$$

$$W = b \cdot h_d = 16 \text{ m}^2 \quad \text{section mouillée}$$

$$C = 87 / \left[ 1 + Y \cdot (R)^{-0,5} \right] = 34,92 \text{ m}^{0,5} / \text{s}$$

Avec

Y = 130 (Canaux en terre dans les conditions ordinaires)

$$R = W/X = 0,74 \text{ m} \quad \text{rayon hydraulique}$$

$$X = b + 2h_d = 21,6 \text{ m} \quad \text{Périmètre mouillé}$$

$$J = 2\% \quad \text{Pente hydraulique}$$

- Calcul de l'inclinaison du canal au virage:

$$\rightarrow \rightarrow \rightarrow$$

$$F = F_n + F_t = m \cdot \gamma_n + m \cdot \gamma_t$$

$F_n$  force normale

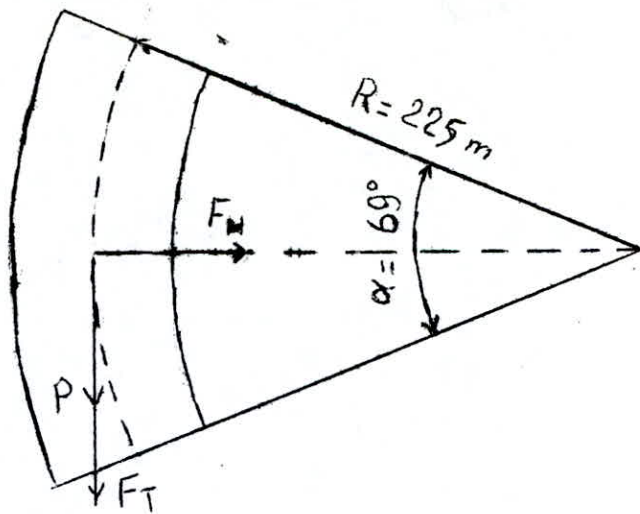
$F_t$  force tangentielle

$\gamma_n$ ,  $\gamma_t$  : Accélérations normale et tangentielle

$$\gamma_n = V^2 / R \quad \gamma_t = \frac{dv}{dt} = 0$$

P = mg : Force de pesanteur

$$\text{tg} \alpha_1 = F_n / P = \gamma_n / g = 0,8\% \longrightarrow \alpha_1 = 0,46^\circ$$



VI.4.3. Le deversoir :

Le deversoir sera à profil pratique de type GREAGER. Ce profil est obtenu d'après le profil type qui correspond à une charge d'eau de 1 m, en multipliant les coordonnées X et Y du profil type par la charge 0,8 m .

Le deversoir à une largeur en crête de 55 m son parement amont est vertical

Coordonnées du profil sont:

$X_1$	$Y_1$	$X_1$	$Y_1$	$X_1$	$Y_1$	$X_1$	$Y_1$
! 0,00 !	! 0,1008 !	! 0,80 !	! 0,2048 !	! 1,60 !	! 0,988 !	! 2,40 !	! 2,26 !
! 0,08 !	! 0,0288 !	! 0,88 !	! 0,2568 !	! 1,68 !	! 1,095 !	! 2,48 !	! 2,41 !
! 0,16 !	! 0,0056 !	! 0,96 !	! 0,3152 !	! 1,76 !	! 1,21 !	! 2,56 !	! 2,57 !
! 0,24 !	! 0,00 !	! 1,04 !	! 0,38 !	! 1,84 !	! 1,31 !	! 2,64 !	! 2,72 !
! 0,32 !	! 0,0048 !	! 1,12 !	! 0,4512 !	! 1,92 !	! 1,44 !	! 2,72 !	! 2,89 !
! 0,40 !	! 0,0216 !	! 1,20 !	! 0,5288 !	! 2,00 !	! 1,57 !	! 2,80 !	! 3,06 !
! 0,48 !	! 0,048 !	! 1,28 !	! 0,6112 !	! 2,08 !	! 1,70 !	! 2,88 !	! 3,22 !
! 0,56 !	! 0,08 !	! 1,36 !	! 0,6984 !	! 2,16 !	! 1,83 !	! 2,96 !	! 3,40 !
! 0,64 !	! 0,1168 !	! 1,44 !	! 0,7896 !	! 2,24 !	! 1,97 !	! 3,04 !	! 3,58 !
! 0,72 !	! 0,1584 !	! 1,52 !	! 0,8864 !	! 2,32 !	! 2,11 !	! 3,12 !	! 3,76 !
! !	! !	! !	! !	! !	! !	! 3,20 !	! 4,95 !



- Calcul hydraulique du deversoir:

La hauteur du deversoir est fixée à 4 m .

La hauteur critique de la lame d'eau est:

$$K = h_d = 0,8 \text{ m}$$

- Calcul de la charge à l'amont

$$H_m = H_k + a = 5,2 \text{ m}$$

Avec

$$H_k = 1,5 K \quad a = 4 \text{ m}$$

- Calcul de la charge au pied aval du deversoir

Le paramètre adimensionnel  $H_{m+}$  sera

$$H_{m+} = H_m / K = 6,5 \text{ de l'abaque 18 on tire } h_{t+}$$

$$H_{t+} = 0,448$$

D'où

$$h_t = h_{t+} \cdot K = 0,358 \text{ m}$$

- Calcul de la vitesse d'eau à l'aval

$$V = q/h_t = 3,4 \text{ m/s}$$

$$h_{u0} < h_{t0} < K_0$$

$$0,3 < 0,358 < 0,8$$

VI.4.4. Canal évacuateur :

Le canal évacuateur sert à véhiculer le débit déversé par l'évacuateur de crue vers l'Oued. Sa longueur, et sa pente sont déterminées topographiquement sur une carte l'échelle 1/5000 .

$$L = 350 \text{ m} , i = (47,7 - 26) / 350 = 6,2\% .$$

Il est de forme trapezoidale, et est linéairement convergent.

- Etude de l'écoulement dans le canal:

Calcul de remous

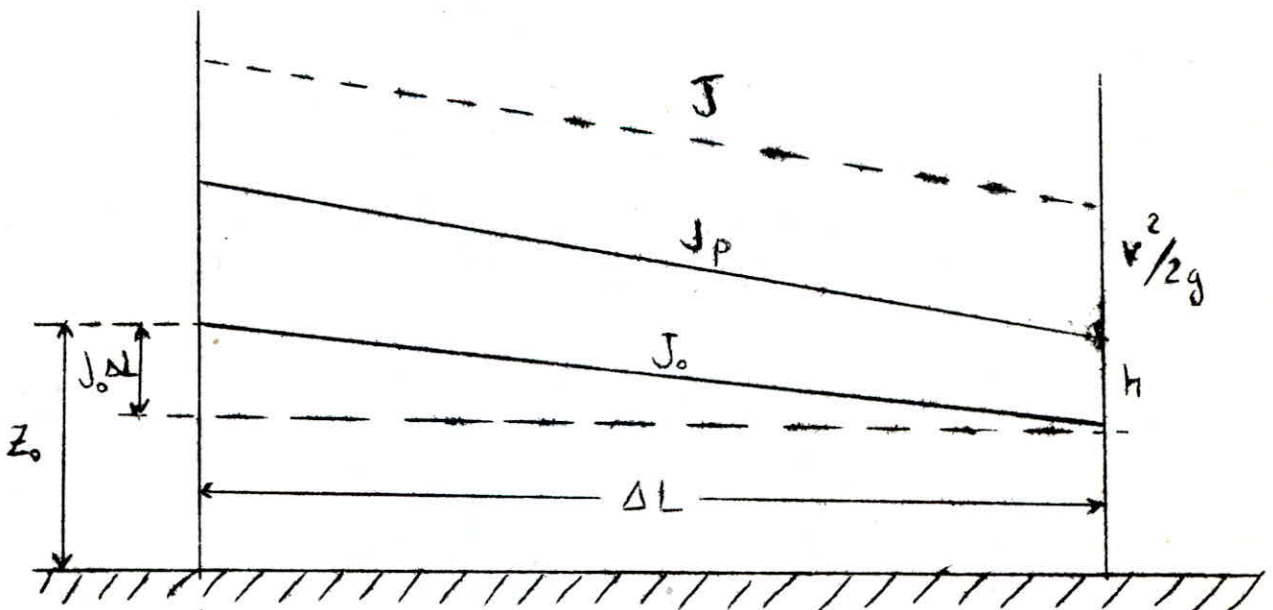
Dans le canal l'écoulement est graduellement varié caractérisé par une variation progressive des divers paramètres hydrauliques le long du canal. La ligne d'eau d'un tel mouvement est appelée courbe de remous.

- Méthode de calcul (par intégration numérique)

Ce calcul est basé sur une équation différentielle établie entre la longueur  $L$  reliant deux sections, et la hauteur d'eau  $h$ .

En faisant tendre  $\Delta L$  vers zéro, la variation de la charge totale par unité de longueur se confond avec le gradient de la perte de charge  $J$

$$J = - \frac{d}{dL} \left( \frac{v^2}{2g} + Z_0 + J_0 \cdot L + h \right)$$



En exécutant la dérivation de cette équation et on appliquant l'équation de continuité puis on dérive cette dernière on trouve .

$$\Delta L = \frac{1 - \frac{Q^2 \cdot e}{g \cdot A^3}}{J_0 - J} dh$$

L'intégration de cette équation donne le tracé de la surface libre de l'eau le long du canal .

Le calcul à été fait sur mini-ordinateur Texas Instruments 59.

A l'aide d'un programme établi par monsieur GESA LARRAY. Maître de conférence à l'école nationale polytechnique d'Alger.

Le calcul est basé sur les formule suivantes:

$$b_i = b_0 - \sum \frac{L_{i-1} + L_i}{L_{0n}} (B_0 - b_n) \text{ Largeur moyenne de tronçon}$$

$$A_i = (h_i + \Delta h_i / 2) (h_i + \Delta h_i / 2) + b_i \text{ Section moyenne de chque tronçon .}$$

$$P_i = b_i + X (h_i + \Delta h_i / 2) \text{ Périmètre mouillé}$$

$$(f)^{-0,5} = 1,14 - 0,86 \ln (\varepsilon / D_h) \text{ Coefficient de frottement}$$

$$X = 2 (Z^2 + 1)^{0,5} \text{ Paramètre rapporté à un trapèze}$$

$$J = f \cdot Q^2 / D_h \cdot A^2 \cdot 2g \text{ Gradient de perte de charge}$$

$$\varepsilon = 0,005 \text{ m Rugosité absolue}$$

$$D_h = 4 A / p \text{ Diamètre hydraulique}$$

$$L = \frac{1 - \frac{Q^2 \cdot e}{g \cdot A^3}}{J_0 - \frac{f \cdot Q^2}{D_h \cdot A^2 \cdot 2g}}$$

Programme donnant le profil en long de la surface libre remous en canal trapezoidal linéairement convergent.

LRN 2<sup>nd</sup> LBL A RCL 05  $x^2 + 1 = \sqrt{x} \times 2 = \text{STO } 09 \text{ RCL } 08 + \text{RCL } 17 \div 2 = \text{STO } 07 \text{ R/S}$   
 $2^{\text{nd}}$  LBLB RCL 15  $\text{STO } 14 \div 2 \text{ RCL } 06 = \div \text{RCL } 20 \times (\text{RCL } 16 - \text{RCL } 18) + \text{RCL } 18 = \text{STO } 04$   
 $\times \text{RCL } 07 + \text{RCL } 05 \times \text{RCL } 07 x^2 = \text{STO } 10 \times 4 \div (\text{RCL } 04 + \text{RCL } 09 \times \text{RCL } 07) = \text{STO } 11$   
 $1/x \times \text{RCL } 02 = \text{STO } 09 \ln x \times .86 - 1,14 = x^2 \ 1/x \text{ STO } 12 \ 1 - \text{RCL } 01 x^2 \times (\text{RCL } 04 +$   
 $2 \times \text{RCL } 05$   
 $\times \text{RCL } 07) \div 9,8 \div \text{RCL } 10 y^x 3 = \text{STO } 13 \div (\text{RCL } 03 - \text{RCL } 12 \times (\text{RCL } 01 \div \text{RCL } 10)$   
 $x^2 \div \text{RCL } 11 \div 19,6) \times \text{RCL } 17 = \text{STO } 15 - \text{RCL } 14 = 2^{\text{nd}} |x| 2^{\text{nd}} \geq t \text{ B RCL } 15 2^{\text{nd}} |x|$   
 $\text{SUM } 06 \text{ RCL } 17 \text{ SUM}$   
 $08 \text{ RCL } 08 + \text{RCL } 17 \div 2 = \text{STO } 07 \text{ RCL } 01 \div \text{RCL } 10 \times \text{RCL } 11 \div \text{RCL } 00 = \text{STO } 19$   
 $\text{RCL } 06 \text{ R/S}$

Allure de la profondeur critique hypothétique

$2^{\text{nd}}$  LBL C RCL 04 + 2 x RCL 05 x RCL 27 = STO 31 RCL 04 + RCL 05 x RCL 27 =  
 $\times \text{RCL } 27 = \text{STO } 30 \ 1/x \ y^x 3 \times \text{RCL } 31 \times \text{RCL } 01 x^2 \div 9,8 = \text{STO } 28 \ y^x . 3$   
 $\times \text{RCL } 27 = \text{STO } 27 \text{ RCL } 28 - 1 = 2^{\text{nd}} |x| 2^{\text{nd}} \times \geq t \text{ C RCL } 09 \times \text{RCL } 27 + \text{RCL } 04$   
 $= \text{STO } 26 \ 1/x \times \text{RCL } 30 \times 4 = \text{STO } 23 \ 1/x \times \text{RCL } 02 = \text{STO } 21 \ln x \times .86 -$   
 $1,14 = x^2 \ 1/x \text{ STO } 24 \div \text{RCL } 23 \times \text{RCL } 01 x^2 \div \text{RCL } 30 x^2 \div 19,6 = \text{STO } 22$   
 $\div \text{RCL } 03 = 1/x \text{ STO } 25 \text{ RCL } 27 \text{ R/S}$

Allure de la profondeur normale hypothétique

$2^{\text{nd}}$  LBL D RCL 04 + RCL 05 x RCL 37 = x RCL 37 = STO 40 RCL 04 + RCL 37 x RCL 09  
 $= \text{STO } 36 \ 1/x \times 4 \times \text{RCL } 40 = \text{STO } 33 \div \text{RCL } 02 = 1/x \text{ STO } 39 \ln x \times .86 - 1,14$   
 $= x^2 \ 1/x \text{ STO } 35 \div \text{RCL } 33 \times \text{RCL } 01 x^2 \div \text{RCL } 40 x^2 \div 19,6 = \text{STO } 32 \div \text{RCL } 03 =$   
 $y^x . 3 \times \text{RCL } 37 = \text{STO } 37 \text{ RCL } 32 - \text{RCL } 03 = 2^{\text{nd}} |x| 2^{\text{nd}} \times \geq t \text{ D RCL } 01 \div \text{RCL } 40 =$   
 $\text{STO } 34 \times \text{RCL } 33 \div \text{RCL } 00 = \text{STO } 38 \text{ RCL } 37 \text{ R/S}$

Exécution du programme

=	STO 00	$b_n$ =	STO 16
Q =	STO 01	$b_o$ =	STO 18
=	STO 02	$L_m$ =	STO 20
$J_u$ =	STO 03	h :Varie par tranches	STO 17
=	STO 05	L =	STO 15
$L_o$ =	STO 06	$K_o$ =	STO 27
$h_o$ =	STO 08	$h_{uo}$ =	STO 37

A -----  $(h_o + h/2)$  RCL 07 et RCL 09

B ----- L RCL 06      b RCL 04      h RCL 08

C ----- K RCL 27

D -----  $h_u$  RCL 37

$L_i$	$h_i$	$b_i$	$K_i$	$h_{ui}$
3,461	0,308	54,827	0,534	0,218
12,063	0,258	54,224	0,538	0,219
25,288	0,248	53,132	0,545	0,221
33,143	0,238	52,078	0,553	0,225
33,352	0,2379	51,675	0,556	0,226
33,476	0,2378	51,659	0,556	0,226
33,601	0,2377	51,646	0,556	0,226
33,728	0,2376	51,634	0,556	0,226
33,740	0,23759	51,627	0,556	0,226
33,753	0,23758	51,625	0,556	0,226
33,766	0,23759	51,625	0,556	0,226
33,779	0,2376	51,624	0,556	0,226
33,906	0,2377	51,620	0,556	0,226
34,032	0,2378	51,616	0,556	0,226
34,157	0,2379	51,603	0,556	0,226
34,281	0,238	51,591	0,556	0,226
35,504	0,239	51,633	0,556	0,226
36,610	0,240	51,505	0,557	0,226
37,682	0,241	51,391	0,558	0,226
38,690	0,242	51,282	0,558	0,227
39,650	0,243	51,179	0,559	0,227
40,565	0,244	51,081	0,560	0,227
41,438	0,245	50,987	0,561	0,228

$L_i$	!	$h_i$	!	$b_i$	!	$K_i$	!	$h_{ui}$
	!		!		!		!	
42,271	!	0,246	!	50,898	!	0,561	!	0,228
43,069	!	0,247	!	50,812	!	0,562	!	0,228
50,299	!	0,257	!	51,055	!	0,56	!	0,227
54,624	!	0,267	!	50,186	!	0,567	!	0,230
57,922	!	0,277	!	49,703	!	0,570	!	0,231
60,528	!	0,287	!	49,338	!	0,573	!	0,232
62,642	!	0,297	!	49,043	!	0,575	!	0,233
64,39	!	0,307	!	48,823	!	0,577	!	0,234
65,858	!	0,317	!	48,634	!	0,579	!	0,234
67,106	!	0,327	!	48,477	!	0,580	!	0,235
68,177	!	0,337	!	48,343	!	0,581	!	0,235
69,102	!	0,347	!	48,229	!	0,582	!	0,235
72,129	!	0,397	!	48,241	!	0,582	!	0,235
73,757	!	0,447	!	47,868	!	0,585	!	0,236
74,611	!	0,497	!	47,667	!	0,586	!	0,237
74,993	!	0,547	!	47,558	!	0,587	!	0,237
75,068	!	0,597	!	47,504	!	0,588	!	0,238
75,500	!	0,697	!	47,472	!	0,588	!	0,238
76,373	!	0,797	!	47,406	!	0,588	!	0,238
77,496	!	0,897	!	47,306	!	0,589	!	0,238
78,774	!	0,997	!	47,186	!	0,540	!	0,239
85,645	!	0,497	!	46,779	!	0,594	!	0,240
	!		!		!		!	
	!		!		!		!	

## Conclusion

Le barrage est conçu à régulariser le débit de l'Oued Guergour à irriguer la plaine EL-TARF. Les besoins en eau de celle-ci s'élèvent à  $11,97 \bar{\text{Mm}}^3$  soit  $9803 \text{ m}^3/\text{Ha}/\text{an}$ .

Topographiquement, le faisabilité est possible mais coûteuse. En effet, le site est traversé par une route et une ligne électrique importante qu'il faudrait déplacer.

Du point de vue hydrologique, la retenue peut assurer le débit nécessaire à l'irrigation.

En ce qui concerne la géologie, la cuvette repose sur des argiles de Numidie. Les pertes par infiltration sont faibles, il est inutile de prévoir des voiles d'étanchéité.

Les matériaux de construction susceptibles d'être utilisés sont les grés de Numidie et les argiles de Numidie.

Nous avons proposé, compte tenu de la disponibilité des matériaux de construction; un barrage en terre homogène nécessitant un volume de  $2,5 \bar{\text{Mm}}^3$  de terre.

Du point de vue géotechnique, nous ne pouvons pas affirmer sur la faisabilité du barrage. Les résultats ne nous ont pas été communiqués, nous sommes vu dans l'obligation de prendre des données fictives afin de mener à bout notre étude.



La géotechnie est à la base de la réalisation pratique de l'ouvrage. La nature de l'assise est très importante à connaître, elle est déterminante pour le choix du type du barrage .

Nous avons supposé, que la digue repose sur une assise imperméable. L'infiltration sous la fondation est nulle et les forces tendant à soulever le barrage sont nulle.

En outre, l'étude sismotechnique,hydrogéologique,n'étant pas faites.

N'ayant pas d'autres site à proposer, il est obligatoire de faire une étude très poussée et de n'omettre aucun paramètre pouvant compromettre la stabilité de l'ouvrage et la sécurité de la population d'EL-TARF .

## BIBLIOGRAPHIE

- VARLET H. "Usine de plaines, usine de retenue"  
Ed. Eyrolles, Paris 1960
- VARLET H. Barrage - Reservoirs. Tome III :  
Barrage en terre et enrochement.  
Ed. Eyrolles, Paris V<sup>ème</sup> 1966 P. 309
- BOUVARD M. "Barrages mobiles et prises d'eau en rivière"  
Collection du laboratoire national d'hydraulique  
Ed. Eyrolles Paris 1960.
- SCHEENE EBELLI G. "Hydraulique souterraine"  
Collection du centre de recherches et d'essai chaton  
Ed. Eyrolles Paris 1966 P. 362
- Collectif d'auteurs. "Aide mémoire d'un hydrotechnicien"  
Professeurs: Bliniak, Grichen, Djoukovski et  
autres.  
Ed. Construction et architecture  
Moscou 1965, 828 P.
- S.ET.HY.AL Ex BNEH.  
"Retenues collinaires sur les Oueds Guergour et  
Bouhalloufa" Alger 1977
- PHILIPPONNAT G. "Fondation et ouvrage en terre"  
Ed. Eyrolles
- G. LAPRAY Cours : FEN 199 ( E.N.P )
- L.H. LEANG Cours : FEN 201 ( E.N.P )
- M. BELOKONEV Barrage en matériaux locaux  
Polycope I.H.B  
Thèses de fin d'études (E.N.P et I.N.A )

