

الجامعة الوطنية للتكنولوجيا
المسيرة الوطنية للتقدم العلمي
المكنة
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

S U J E T

Etude de Faisabilité du Barrage de L'oued Bou-Halloufa El-kaia

(ANNABA)

Proposé par :

SETHYAL

Etudié par :

Mr HAMIDI T.

Mr CHABANE D.

Dirigé par :

Mr LEANG L.H.

Mr MOULOUDI Y.

PROMOTION : Juin 1985

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

«O«

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

«O«

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

Sujet

**Etude de Faisabilité du
Barrage de L'oued
Bou-Halloufa El-kaia**

(ANNABA)

Proposé par :
SETHYAL

Etudié par :
Mr HAMIDI T.
Mr CHABANE D.

Dirigé par :
Mr LEANG L.H.
Mr MOULOUDI Y.

Promotion Juin 1985

D E D I C A C E S

-O-O-O-O-O-O-O-O-O-O-

Je dédie ce travail à:

- Ma mère qui a tant attendu ce jour
- Mon père pour son aide matérielle et morale
- Mes frères et soeurs
- Tous mes amis

HAMIDI TALHA

D E D I C A C E S

-O-O-O-O-O-O-O-O-O-O-O-

- A ma mère
- A mon père
- A mon grand-père
- A toute ma famille

Je dédie ce modeste travail

CHABANE DJILLALI

-----o==o§(R E M E R C I E M E N T S)§o==o-----
-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

Nous tenons à remercier:

- Tous les professeurs et responsables ayant contribué à notre formation.
- Nos promoteurs Mr.L.H.LEANG et Mr.Y.MOULOUDI pour leurs conseils durant l'élaboration de ce projet.
- Mr.GUETTAF de la D.G.I.H pour ces conseils.
- Toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de cette thèse.

-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

-o- TABLE DES MATIERES -o-

I. INTRODUCTION:

I PRESENTATION GEOGRAPHIQUE.

- 1-1-Situation et relief
- 1-2-Géologie
- 1-2-1-Fouilles

II. HYDROLOGIE:

I DONNEES DISPONIBLES

II CLIMAT

- 2-1-Température
- 2-2-Humidité
- 2-3-Vent
- 2-4-Evaporation et évapotranspiration
- 2-5-Précipitation
- 2-5-1-Réseau pluviométrique
- 2-5-2-Précipitation annuelles
- 2-5-2-1-Module de précipitations
- 2-5-2-2-Norme de précipitations pour la retenue
- 2-5-3-Répartition des précipitations au cours de l'année
- 2-5-4-Pluies torrentielles

III. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT:

- 3-1-Courbe hypsométrique
- 3-2-Caractéristiques de forme
- 3-4-Temps de concentration.

IV. APPORTS ET DEBIT :

- 4-1-Observations
- 4-2-Apport annuel
 - 4-2-1-Module de l'apport annuel
- 4-3-Répartition de l'écoulement temporel
- 4-4-Débits maxima
- 4-5-Hydrogramme
- 4-6-Volume des crues fréquentielles

V. TRANSPORT SOLIDE :

- 5-1-Observations
- 5-2-Envasement

VI. CARACTERISTIQUES VOLUMETRIQUES DE LA RETENUE :

- 6-1-Variation du volume et de la surface avec la hauteur
- 6-2-Volume utile
- 6-3-Volume mort
- 6-4-Régularisation
 - 6-4-1-Infiltrations
 - 6-4-2-Procédé de calcul

VII. LAMINAGE DE CRUE :

- 7-1-But
- 7-2-Méthode utilisée.

III. ETUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE:

I GENERALITES

II ETUDE GECLOGIQUE DUSITE

- 2-1-Perméabilité
- 2-2-Stabilité du bassin versant
- 2-3-Choix du type de barrage
- 2-4-Caractéristiques géotechniques
- 2-5-Zones d'emprunt

III CONCEPTION DU BARRAGE

- 3-1-Dimensionnement de la digue
 - 3-1-1-La revanche
 - 3-1-2-Largeur en crête
 - 3-1-3-Risberme
- 3-2-Dimensionnement du noyau
- 3-3-Pentes des talus
- 3-4-Protection des talus
- 3-5-Digue de col
 - 3-5-1-Dimensionnement

IV RESEAU D'ECOULEMENT

- 4-1-Infiltration
- 4-2-Ligne de saturation
- 4-3-Estimation du débit de fuite
- 4-4-Vérification des dimensions du noyau
- 4-5-Filtre
 - 4-5-1-Stabilité du filtre
- 4-6-Prisme de drainage

- 4-7-Etanchéité
- 4-7-1-Galerie d'injection

V ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS

- 5-1-Exposé du problème
- 5-2-Méthode utilisée

II OUVRAGES ANNEXES

I DERIVATION PROVISOIRE

- 1-1-But
- 1-2-Choix du tracé
- 1-3-Influence du diamètre de la galerie
sur la hauteur du batardeau
- 1-4-Exposé de la méthode de calcul
- 1-5-Pre-batardeau

II EVACUATEUR DE CRUES

- 2-1-But
- 2-2-Choix de l'évacuateur de crues
- 2-3-Emplacement de l'évacuateur
- 2-4-Profil type du déversoir
- 2-5-Stabilité de l'évacuateur
 - 2-5-1-Stabilité contre le glissement
 - 2-5-2-Stabilité contre le renversement
 - 2-5-3-Stabilité contre le soulèvement
- 2-6-Calcul hydraulique
 - 2-6-1-Canal évacuateur

III PRISE D'EAU

3-1-Généralités

3-2-Détermination du débit de prise

3-3-Protection de la conduite de prise

CALCUL ECONOMIQUE

CONCLUSION

-O-C-O-O-O-O-O-O-

I. INTRODUCTION:

Dans le cadre du développement du système de distribution d'eau pour l'irrigation dans la Daïra d'El Kala, la B.N.E.H s'est engagé pour l'exécution de retenues sur les Oueds Bouhallouf et Guergour. Deux sites ont été proposés sur l'Oued Bouhallouf à la sortie de la zone montagneuse l'un à 5 Km au Sud de Bouteldja, l'autre à 0,5 Km au Sud d'Aïn El Korba.

Comme nous le savons la région d'Annaba est l'une des régions les plus arrosées d'Algérie et la réalisation d'un barrage est souhaitable. L'ouvrage aura pour but la lutte contre l'érosion des terres causée par les inondations et créera une retenue d'eau pour l'irrigation de la plaine d'El Tarf.

Dans ce qui suit, avec les données incomplètes ou bien certaine irrégularités dans les postes hydropluviométriques, plusieurs méthodes ont été utilisées afin de visualiser l'évolution et l'allure des débits des hautes eaux.

1-PRESENTATION GEOGRAPHIQUE:

1-1-Situation et relief:

La région étudiée est située dans le Nord-Est de l'Algérie juste à la frontière Tunisienne, la ville la plus proche et la plus peuplée est El Kala, Wilaya d'Annaba.

Le bassin versant de l'Oued Bouhalloufa est limité au sud et à l'Est par des chaînons montagneux Merdjerba. Au nord le bassin est limité par des palines de l'Oued Kebir-Est. Ces plaines sont orientées Sud-Nord, l'altitude moyenne du bassin est de 340m. La distance de la frontière nord du bassin à la mer méditerranée est de 15 Km.

Le bassin de l'O.E est allongé, la situation géographique et les conditions climatiques contribuent à l'abondance de forêts et du règne animal, surtout les cerfs.

Le relief se caractérise par des peissements de terrain formé de petites chaînes de montagne qui longent la ligne SW-N. Tous les Talwegs longent ces chaînes et à leurs rencontres forment des Oueds. L'altitude du bassin se réduit dans la direction S-N de 700-100 m pour atteindre environ 30m à l'exutoire.

1-2 -Geologie:

Les massifs de montagnes Merdjerda sont essentiellement constitués par des terrains de l'Eocene supérieure Oligocène (dit Numidien). En général c'est une alternance l'argile et de grès ces derniers sont souvent quartzeux et alimentent quelques petites sources de la région.

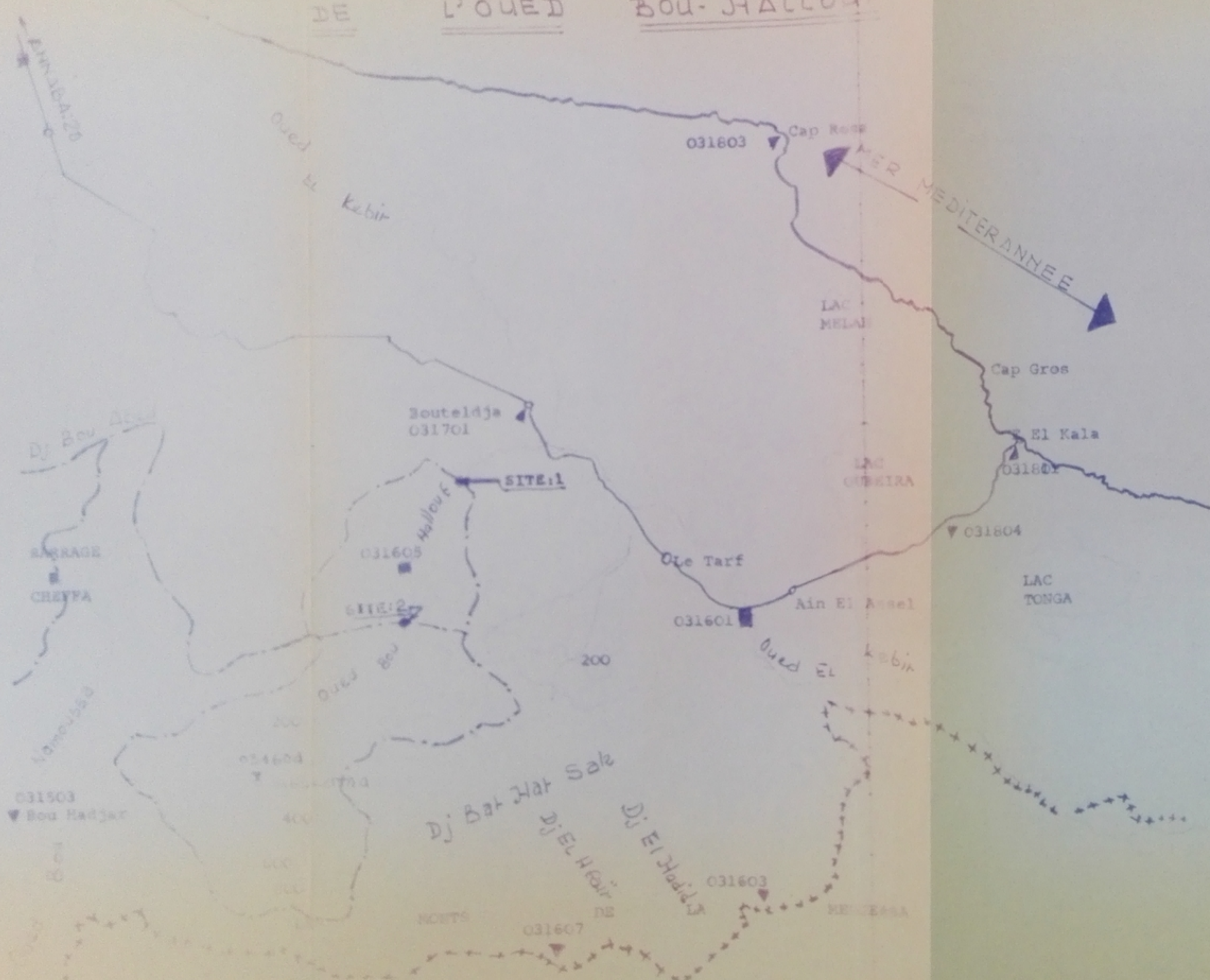
LES dépôts quaternaires (éboulis et alluvions) couvrent de très vastes surfaces. Les alluvions occupent d'assez grandes surfaces dans les cuvettes (cheffia-Bou-Hadjar).

1-2- -Feuilles:

Jusqu'à présent aucune faille n'a été découverte, cependant des précisions pourraient être apportés.

CARTE DE SITUATION DU BASSIN
DE L'OUED BOU-JHALLOUF

PH026/85
avant p. 3



LEGENDE

- o VILLES et VILLAGES
- - - Limitas du B.V
- +++ Frontiere d'etat
- ▲ Station Pluviometrique
- Station Hydrometrique

Echelle: 1/200.000

II. HYDROLOGIE:

I. Données disponibles:

Les premières observations du niveau d'eau datent de 1939. UN jaugeage avait été effectué au moyen d'un canal d'étallonnage hydrométrique dans une station implantée à Douteldja (ex Plandan) et contrôlant un bassin d'une superficie de 210 Km².

Actuellement les données disponibles sont:

- Apport pour une période d'observation inférieure à 3 ans (1952-1955).
- Teneur en chlore pour une période d'observation inférieure à 4 mois (Oct-Nov 1953 et Janv-Fev-Mars 55).

Donc du fait du manque d'observation de longue durée, des méthodes indirectes furent au calcul.

-Méthode analogique.

-Application de formules empiriques compatibles aux conditions de l'Algérie du Nord et de la Tunisie.

II. Climat:

2-1-Température:

Le climat de la région du bassin versant est méditerranéen avec un été sec et un hiver froid et humide.

TABEAU 1 Observations aux stations d'El Kala, Souk-Ahras, Ben M'Hidi pour une période de 25 ans.

STATIONS	EL KALA		SOUK AHRAS		BEN M'HIDI	
	m	M	m	M	m	M
Janvier	8,5	15,5	1,4	11,1	6,1	15,5
Février	8,8	16,3	2,2	12,3	6,6	16,3
Mars	10,4	18,3	3,5	15,1	7,0	19,2
Avril	12	20,5	5,2	20,1	8,9	21,6
Mai	15	23,3	8,1	23,0	12,4	25,2
Juin	18,4	26,6	12,3	26,7	15,9	29,2
Juillet	21,1	29,7	14,4	33,4	18,0	32,7
Août	21,8	30,4	14,6	33,4	18,9	33,4
Septembre	20,5	28,9	12,7	29,3	17,2	30,1
Octobre	16,6	24,8	8,7	23,0	13,8	25,8
Novembre	13,0	20,5	5,3	17,1	9,6	21,1
Décembre	9,7	16,6	2,3	12,3	6,9	16,9
Moyenne	14,6	22,6	7,6	21,6	11,9	23,9

m Minimales

M Maximales

2-2-L'Humidité:

L'Humidité relative de l'air en % à la station d'El Kala est au tableau 2

TABLEAU 2

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	M O Y E N N E
75	73	72	72	70	68	66	70	73	73	77	72
68	64	69	70	70	69	68	69	66	66	69	68
78	74	75	75	78	72	73	75	77	75	78	76

2-3 Vent:

La distribution du vent suivant sa vitesse en % compte tenu des données pour la période 1951-1954 à la station bugeand est la suivante.

TABLEAU 3

Mois Vitesse m/s	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	An- née
2,5	88	85	91	80	69	80	74	72	78	79	82	91	81
2,5-5,0	82	79	83	70	55	66	56	57	63	68	75	84	70
5,0-7,5	71	67	66	54	34	35	24	31	33	40	54	67	48
8,5-10,0	54	53	41	25	11	10	4	9	7	14	31	40	25
10-15	32	28	17	10	5	4	1	2	1	3	17	17	11
15-25	14	9	4	4	3	1	1	1	0	0	7	6	4
25	0,1	0,5	0,0	0,6	0,3	0,2	0,4	0,0	0,0	0,0	1,0	0,2	0,3

L'absence du vent correspond à la fréquence de 19 % ce qui représente 70 jours par an, le plus souvent la vitesse au vent varie de 5,0 à 7,5 m/s, le vent à la vitesse supérieure à 25 m/s se produit 3 fois sur 1000.

2-4-Evaporation et Evapotranspiration

Les caractéristiques de l'évaporation ont été déduites à partir des mesures sur les bacs " COLORADO" faites aux deux stations Chéffia et Zardezas avec une période d'observation de 15 ans.

La norme de l'évaporation pour ces deux stations est de 1350 mm pour une altitude de 150 m (Cheffia) et 180 m (Zardezas).

La répartition annuelle de l'évaporation est analogue à celle de Cheffia et Zardezas le coefficient de variation est pris égal à 0,15 et celui d'assymetrie $C_s = 2 C_v$.

TABEAU 4

EVAPORATION	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	Annu- elle
Module (mm)	133	76	41	34	33	43	59	74	110	152	199	196	1 150

La norme de l'évaporation sur l'O.B sera de 1 150 mm.

2-5- Precipitations:

2-5-1-Réseau Pluviométrique:

Il n'existe qu'une seule station de mesure à l'intérieur du bassin, la détermination de la norme de précipitations est obtenue en adoptant dix stations situées à moins de 20Km des limites du bassin .

Situés à la limite du bassin, les stations 03 16 04 et 03 17 01 présentent le plus grand intérêt.

La nomination des stations et leurs altitude sont données au tableau ci-dessous.

C O D E	S T A T I O N S	Altitude (mm)
03 15 02	Maïz Bachia	16
03 15 03	Dou Hadjar	300
03 16 03	Aïn Fedden	502
03 16 04	Aïn Kerma	235
03 16 07	Gourrah	920
03 17 01	Bouteldja	20
03 17 06	Ben M'Hidi	7
03 18 01	El Kala	10
03 18 03	Cap Rosa	119
03 18 04	Camp des Faucheurs	38

2-5-2-Précipitations Annuelles:

2-5-2-1-Module des Précipitations: Nous présentons dans le tableau ci-dessous les valeurs du module des précipitations d'après plusieurs méthodes .

TABLEAU:6

M E T H O D E S	Formulation Mathematique	Module (mm)
1 Carte Chaumont		1050
2 Carte de G		1000
3 Graphique de seltzer		1000
4 Graphique de Grisoni		1050
5 Formule de Seltzer	$p = P_0 + 0,4 A$	1050
6 Formule de Soletanche	$p = h_0 \frac{1 + 2A^3 - 2Z^2 \cdot 10^7}{(u-15)^2}$	980
Moyenne		1020

P= 1000 mm valeur qui a été adoptée comme norme de calcul.

2-5-2-2-Norme de Précipitations pour la retenue:

La norme de

précipitations est calculée sur la base de la valeur arithmétique moyenne des précipitations obtenue pour les bassins des Oueds en fonction du gradient de précipitations pris égal à 0,5 mm/m.

Valeur obtenue P= 870mm/

2-5-3-Répartition des Précipitations au cours de l'année:

La répartition reflète le climat méditerranéen avec une saison de pluie Octobre-Mai et une période sèche Juin-Août .

TABLEAU :7

Précipitations	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	An- née
en %	4	10	14	16	17	12	9	8	6	3	0	1	100
en m m	35	87	122	139	148	104	78	70	52	26	0	9	870

2-5-4-Pluies Torrentielles:

Pour le calcul de la fréquence de

precipitations torrentielles dans la région des bassins de l'O.B, une étude statistique des précipitationss maximales journalières sur 5 stations a été faite.

La valeur de la norme des précipitations journalières, les coefficients de variation et d'assypetrie sont au tableau 8

TABLEAU:8

S T A T I O N S	Myenne Pj max	Cv	Cs	Pj 0,1%
Bou H adjar	50,3	0,44	1,92	180
Aïn Fedden	77,8	0,37	0,86	204
Bouteldja	52,1	0,36	0,20	116
Cap Rosa	52,9	0,26	1,04	116
Camp des Faucheurs	69,2	0,37	0,86	181
Moyenne	60,5	0,36	0,98	160
Retenue pour le calcul	65	0,40		

Avec ces parametres, la valeur des précipitations maximales Journalières à différentes fréquences sera:

TABLEAU:9

Fréquence	0,1	1	2	5	10	25	50
Période de retour(an)	1000	100	50	25	10	4	2
Pj max mm	195	150	130	115	100	80	60

L'utilisation de ces valeurs dans la formule de Licitri.

$$H_t = H_j \left(\frac{t}{24}\right)^b$$

b exposant climatique: B= 0,32

nous permet de dresser le Tableau suivant.

TABLEAU :10

Temps (h)		1	2	3	3,5	4	5	5,5	6	7	24
	H	75	90	105	110	115	120	125	130	135	195
Fréquence % 0,1	I	75	45	35	31	29	24	23	22	22	16

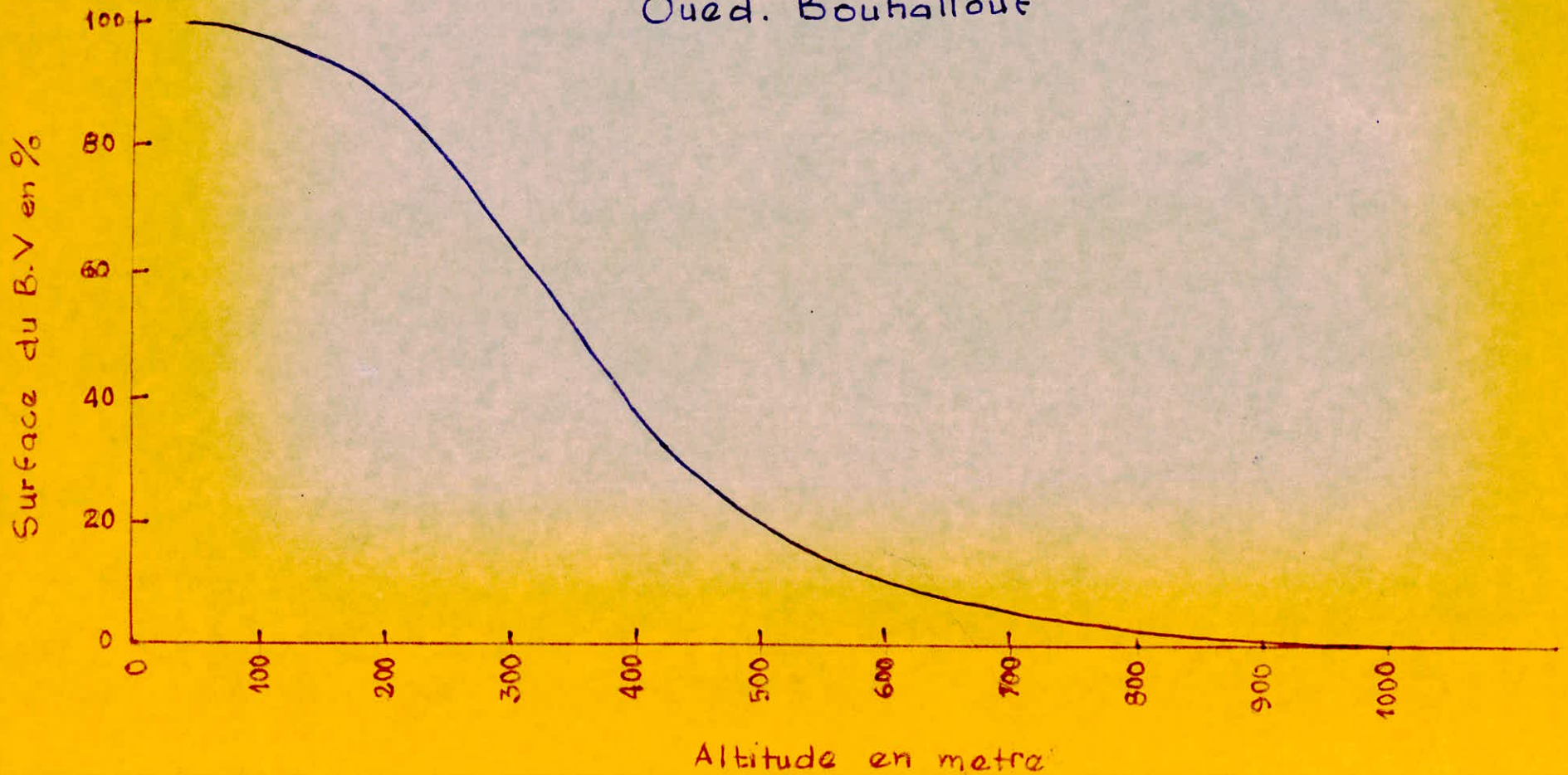
III-CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT:

3-1-Courbe hypsometrique du bassin:

L'Oued B.H prend sa source sur les contreforts des chaines Medjerdah, l'altitude maximale du bassin est de 1041m, l'altitude minimale est de 30m au site.

La superficie du bassin est de 175 Km² sont hypsometrie est donnée par le tableau suivant.

Courbe Hypsometrique
Oued. Bouhallouf



TABEAU:1D

Altitude	Superficie Partielle	%
30-50	2,3	1,3
50-100	8,3	3,7
100-200	29,7	17,0
200-300	42,8	24,4
300-400	41,8	23,9
400-500	24	13,7
500-600	11,0	6,3
600-700	7,8	4,5
700-800	4,5	2,6
800-900	1,5	0,9
900-1000	1,0	0,6
100-1040	0,3	0,2
	175	100

Altitude moyenne est de: = 330 340m.

3-2- Caractéristiques de forme:

Le coefficient de compacité est calculé d'après la formule:

$$K = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

où: P Périmètre du bassin

S Surface du bassin versant.

Le rectangle équivalent est calculé d'après

$$L = \frac{K\sqrt{S}}{1,12} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K}\right)^2} \right]$$

L'indice de pente: $P = \frac{\Delta}{L}$

Δ = Alt 5% - Alt 95%

Toutes les caractéristiques morphologiques sont au tableau.

3-3- Caractéristiques du réseau hydrographique.

-Densité de drainage.

$$D_d = \frac{L_i}{S}$$

L_i :Longueur de tous les talwegs de la superficie de B.V.

S :Superficie du B.V.

Coefficient de drainage: $F = \frac{N}{S}$

N :Nombre de drains suivant la classification de Horton.

Coefficient de Torrentialité: $C_T = D_d F$

3-4- Temps de concentration.

Temps nécessaire à ce qu'une goutte tombant sur le point le plus hydrologiquement défavorable arrive à l'exutoire. Nous le calculerons par la formule de Giandotti.

$$T = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{n}}$$

L :Longueur du Talweg principal en Km.

S :Superficie du bassin versant en Km².

H :Altitude moyenne par rapport à l'exutoire en m.

$T = 7$ heures.

TABLEAU RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES MORPHOMETRIQUES DU BASSIN.

TABLEAU:12

Caractéristique	Désignation	Unité	
Coordonnées du site du barrage	X	Unités	990,74
	Y	Lambert	396,30
Superficie du B.Versant	S	Km ²	175
Perimetre	P	Km	76
Rectangle équivalent	L	Km	33,2
		Longueur	
	l	Km	5,3
	Largeur		
Indice de compacité	K		1,61
Indice de pente	P		0,017
Longueur du Talweg Principal	L	Km	30
Longueur de tous les Talwegs	ΣL	Km	547
Densité de drainage	Dd		8,5
Coefficient de torrentialité	Ct		26,4
Alt.Mim du B.Versant	hmin	m	30
Alt.max du B.Versant	hmax	m	1041
Alt.moy du B.Versant	hmoy	m	340
Temps de Concentration	T	H	7,0

IV. Apports et débits:

4-1-Observations:

Les données d'observations disponibles résultant de l'étude du bassin versant de l'O.B.H sont réparties sur une période d'observations inférieure à toutes années (1952-1955) par conséquent comme nous l'avons souligné plus haut des méthodes indirectes furent appliquées au calcul.

4-2-Apport Annuel:

4-2-1-Module de l'apport Annuel:

Plusieurs méthodes ont été utilisées, nous donnerons un récapitulatif au tableau 13.

TABLERAU 13

N°	METHODE UTILISEE	APPORT 10^6 m^3
1	Selon les données d'observations 1953-55 compte tenu de l'humidité	53,5
2	Selon la corrélation avec Bou-Namoussa et Kebir-Est.	50,0
3	Formule du Turc	50,0
4	Formule Algerienne	54,0
5	Formule de Samie	51,0
6	Formule de Mallet-Gautier	59,5
7	Selon les coefficients réels de l'apport	56,5
	Moyenne Générale.	54,4
	Moyenne dans la formule M.G.	53,6

A l'exception de celles obtenues par la formule de Mallet et Gautier toutes les autres valeurs sont proches ce qui nous permet d'adopter comme norme de l'apport la valeur:

$$A = 53 \text{ Mm}^3$$

Lame d'eau correspondante: mm

$$h = \frac{A}{S} \quad h = 303 \text{ mm}$$

Module de l'apport:

$$M_0 = \frac{A}{S.T} \quad 1/S/\text{Km}^2$$

où $T = 31.56.10^6$ Secondes

$$M_0 = 9,6 \text{ l/S/Km}^2$$

3. Repartition de l'écoulement temporel

Cette repartition a été

determinée à partir des données inter-annuelles des observations de l'apport mensuel aux stations de Aïn El Assel (O.Kebir.Est), Bouche Gouf (O.Melah) et Zitouna (O.Bou.Hallouf).

La repartition de la norme de l'écoulement ainsi que celle de fréquence 80% est au Tableau:14

M O I S	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J A	Année
%	0	2	7	14	21	21	17	12	5	1	0 0	100
Module 10^6 m^3	0	1.06	3.7	7.42	11.31	11.3	9.01	6.36	2.65	0.53	0 0	53
Apport f=80% 10^6 m^3	0	0,6	2.1	4.2	6.3	6.3	5.1	3.6	1.5	0.3	0 0	30

4.4 Debits maxima

Debits Journaliers

Formule rationnelle

$$Q_j = \frac{H_j \times \frac{r}{100} \times S \times 10^6}{86400}$$

où

H: Précipitation maxima journalière de la fréquence considérée en m

r/100: Coef. de l'apport de Cruo

S Surface du bassin versant en Km²

K Coefficient de l'amortissement de crue

$$r/100 (10\%) = 0,7$$

$$r/100 (1\%) = 0,8 \quad K = 0,9$$

$$r/100 (10\%) = 0,9$$

La valeur du débit de crue moyen sera:

Crue Moyenne	Fréquence %		
		10	1
Qj	130	230	358

Débits Instantannés: Calculés par:

Formule de Giandotti

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

où

H_t. lame précipitée en (mm) pour le temps de concentration T_c

H_j. Lame précipitée journalière.

Fréquence %	10	1	0,1
$\frac{Q_{max}}{Q_j}$	223	2.3	2.3.
Q _{max} m ³ /s	299	529	823

Formule de Mallet et Gauthier

$$Q_{max} = 2K \text{ Log} (1 + A P_o) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + \text{Log} \frac{T^4}{S}}$$

où:

K et A Coefficient qui dependent de la topographie du bassin, prennent respectivement les valeurs

$$2 \leq K \leq 3 \quad \text{et} \quad 20 \leq A \leq 30$$

P_o Pluie Annuelle moyenne (m)

S Surface du bassin versant (Km²)

L Longueur du Talwegs principal (Km)

T Période de retour (an)

avec K= 2 et A= 25

$$Q_1 = 470 \text{ m}^3/\text{s}$$

Formule de Skolovski

$$Q_{max} = \frac{0,28.Ht .a.S}{Tn} f$$

où

Tn

Ht: Precipitation pour une averse de durée T (heure) mm

S : Superficie du E.V (Km²)

f : Coefficient de forme de l'hydrigramme f= 0,95

a : Coefficient de la crue

$$a = \frac{\text{Precipitation}}{\text{lame coulée}}$$

Résultats au tableau récapitulatif.

Crue de pluie	Fréquence %		
	10	1	0,1
Q _{max} (m ³ /s)	325	550	700

Les valeurs retenues sont:

$$Q_{0,1} = 750 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 520 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10} = 310 \text{ m}^3/\text{s}$$

4-5 Hydrogrammes des crues:

Pour la détermination de l'hydrogramme de crue de durée inférieure à 24 heures plusieurs crues de l'année hydrologique 1954-55 ont été analysées.

Les coordonnées sans dimensions ^{sont} ci-dessous au tableau:

E(h)	7	6	5	4	3	2	1	0	1	2	3
Qi/Qmax	0.02	0.1	0.2	0.3	0.35	0.5	0.7	1.0	0.8	0.63	0.45

	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
	0.3	0.25	0.2	0.18	0.17	0.16	0.14	0.12	0.1	0.09

Suivant les paramètres de crues disponibles le temps de montée (t_m) est égal à 0,35 fois le temps global de la crue.

Le temps de concentration calculé par la formule de Giandotti est pris comme égal au temps de montée, on obtient

Temps de montée: 7 Heures

Temps de baisse: 20 Heures

4-6 Volumes de crues fréquentielles.

Une fois les hydrogrammes tracés on peut calculer directement les volumes d'écoulement fréquents.

Volume d'écoulement (10% = 7.2
(1 % = 13
(0,1% = 18

Compte tenu des recommandations de Skolovski pour la détermination de la durée de précipitation fonction du temps de montée, le volume d'écoulement d'après les précipitations journalières maximales est avec les lames écoulées correspondantes aux différentes fréquences aux tableaux ci-dessous.

Lames en (mm).

Fréquence %	Temps (heure)
10	5. 63
1	94
0,1	120

Volume de crues fréquentielles.

Fréquence %	10	1	0.1
Volume $10^6 m^3$	$63 \times 175 \times 0,710^3$ $= 7,7 \cdot 10^6$	$94 \times 175 \times 0,9 \cdot 10^3 =$ $= 13,2 \cdot 10^6 m^3$	$120 \times 175 \times 0,9 \cdot 10^3$ $= 18,9 \cdot 10^6 m^3$

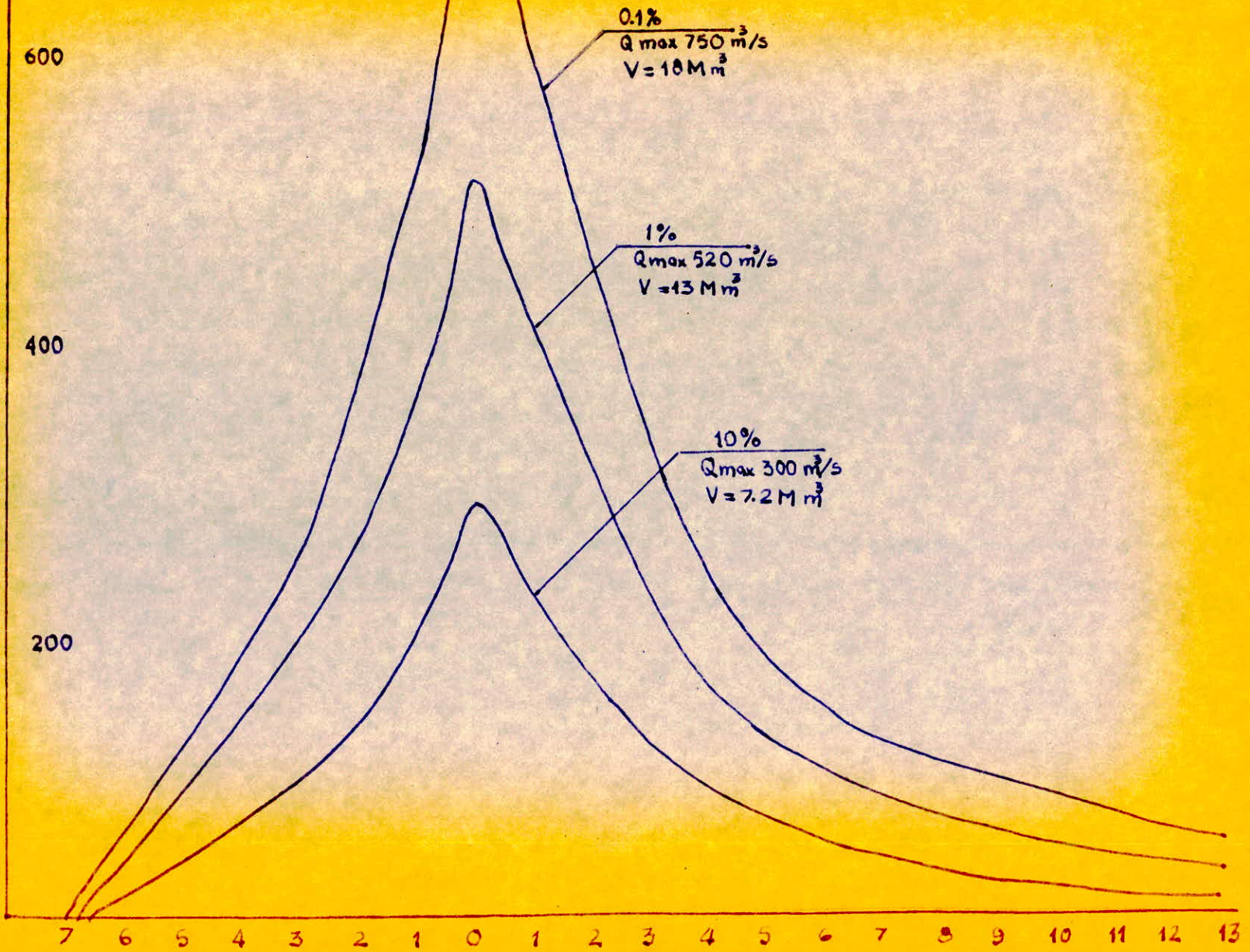
Coordonnées des Hydrogrammes.

Tableau: 15

t heure	Q_i/Q_{max}	Q 1000	Q 100	Q 10
1	0,02	15	10	6
2	0,06	45	30	20
3	0,14	105	75	40
4	0,25	190	130	75
5	0,40	300	210	120
6	0,56	420	290	170
7	0,77	580	400	230
8	1,00	750	520	300
9	0,79	590	410	240
10	0,61	460	320	180
11	0,46	345	240	140
12	0,33	250	170	100
13	0,24	180	125	70
14	0,16	120	85	50
15	0,10	75	52	30
16	0,07	55	36	20
17	0,05	40	26	15
18	0,03	20	16	10
19	0,02	15	10	6
20	0,00	0	0	0

Hydrogrammes des crues à une pointe

OUED BOU - HALLOUF



Les courbes tracées à partir de ces valeurs donnent des volumes de l'apport de crue assez proches aux valeurs déjà calculées précédemment.

TABLEAU: Volume de crues par les différentes méthodes.

Tableau:16

Fréquence %		10	1	0,1
Volume 10 ⁶ m ³	Selon Pj max	7,7	13,2	18,9
	Selon l'hydrogramme moyen	7,2	13,0	18

V-TRANSPORT SOLIDE:

5-1-Observations: Des observations ont été faites régulièrement sur l'O.P.H. et ce depuis Janvier jusqu'au mois d'Août 55, le débit solide a été calculé pour cette période, qui du fait qu'elle est brève ne nous permet pas d'en tirer des conclusions.

Par ailleurs une étude comparative des débits mensuels liquide et solide, a été faite ce qui nous permet de dresser le Tableau suivant:

Tableau:17

J	F	M	A	M	J	J	A
1.49	1.67	1.0	0.88	0.0	0.0	0.0	0.0

Ces données nous permettent d'adopter la valeur de 1.30 Kg/m³ déduite de la formule

$$\gamma = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i}{n}$$

n= 4mois

Pour la période de NOV-Mars l'apport constitue 90% de l'apport annuel d'où l'apport des sédiments en suspension/

$$R_s = 68200 \text{ T/an} \quad \text{et} \quad R_j = 13600 \text{ T/an}$$

car 20% de poids des sédiments en suspension constituent l'apport des matériaux par charriage, ce qui donne comme apport global la valeur de: $R_g = 82000 \text{ T/an}$

Calculons l'érosion spécifique.

$$E_s = \frac{R_g}{S}$$

$$E_s = 470 \text{ t/Km/an}$$

Une deuxième méthode basée sur l'analyse de l'apport de plusieurs oueds nous permet d'avancer les valeurs suivantes:

$$R_s = 85000 \text{ T/an}$$

$$E_s = 500 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

Pour une simple comparaison nous présentons ci-dessous l'érosion spécifique sur les bassins d'Oueds voisins.

$$\text{O. Bou-Namousca, Cheffa: } E_s = 320 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

$$\text{O. Kebir Est, Ain-El-Assel: } E_s = 1200 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

$$\text{O. Saf-saf, Zardesas: } E_s = 1250 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

Par ailleurs la densité des sédiments selon la D.P.R.H est égale à $1,6 \text{ t/m}^3$ dont 1 t de sédiments et $0,6 \text{ t}$ d'eau, 1 t de l'apport solide correspond à 1 m^3 , par conséquent le calmatage de la retenue sera:

$$C = 0,09 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{an}$$

5-2-Envasement:

Avec $T=50$ ans, l'évolution de l'envasement sera donné par la valeur du volume d'envasement appelé aussi volume mort:

$$V_M = 0,09 \times 10^6 \times 50 = 4,5 \times 10^6 \text{ m}^3$$

La retenue ne peut être exploitée sous une hauteur correspondante à V_M .

$$h = 5,5 \text{ m}$$

VI-CARACTERISTIQUES VOLUMETRIQUES DE LA RETENUE:

6-1-Variation du volume et de la surface avec la hauteur:

Les surfaces correspondantes à chaque altitude ont été déterminées par planimétrage plan par plan et cela du NLR = 30,0m à la cote 75m. Nous donnerons les résultats dans le tableau récapitulatif qui nous a permis de tracer les courbes $S = f(h)$ et $V = f(h)$, notons que les volumes ont été déterminés par la formule.

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

Où V_i Volume de la couche

S_i Surface correspondante à chaque courbe de niveau

i Indice de la couche

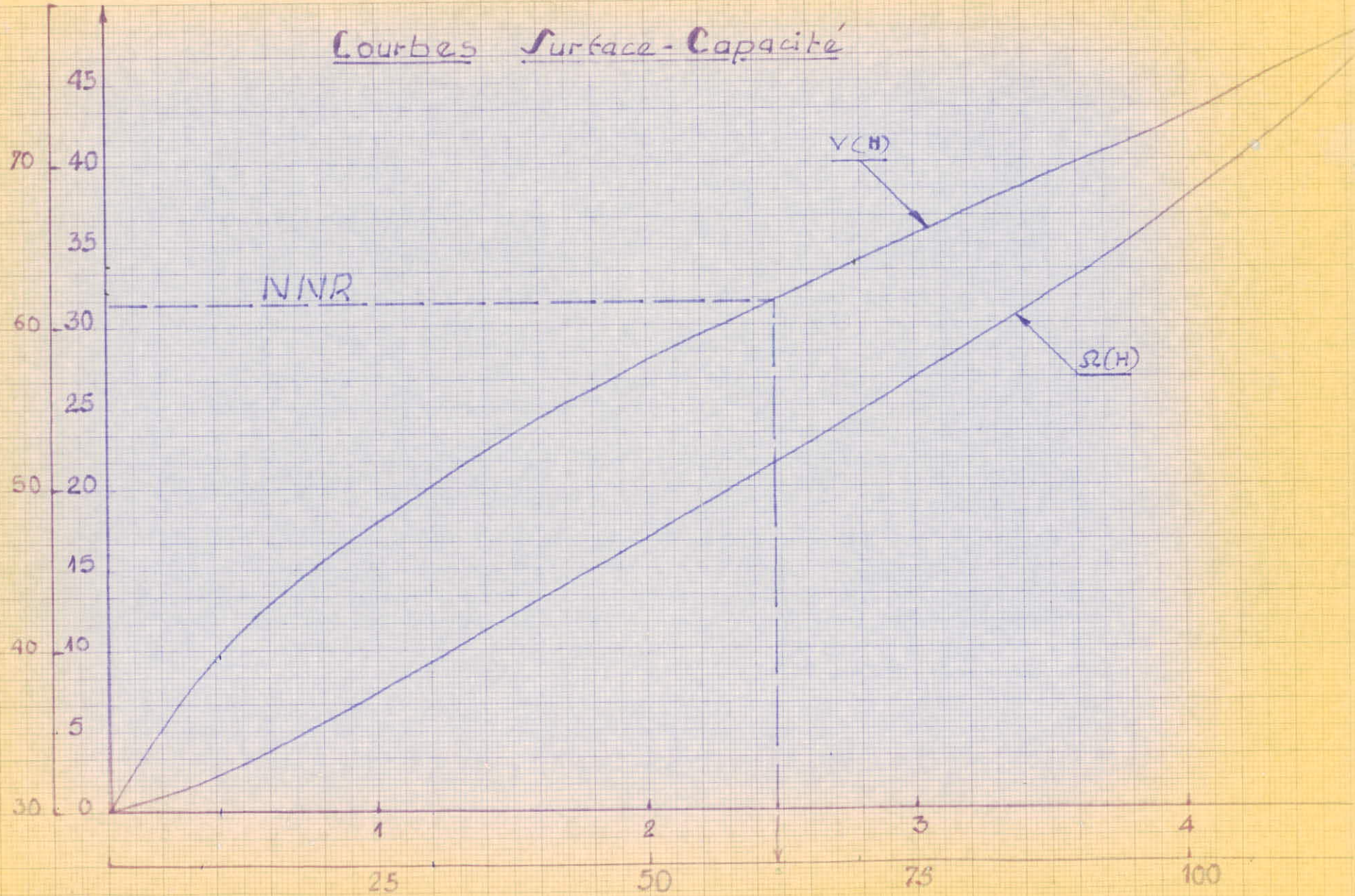
h Hauteur de la couche

La couche est un volume délimité par 2 plans successifs.

TABLEAU: 13

Cote	Hprofondeur (m)	Surfaces (Km ²)		H (m)	Indice i	Volume (10 ⁶ m ³)	
		RH	m			V _i	V _h
30	00	00	00	5	1	1,833	1,83
35	5	0,555	0,37	5	2	4,046	5,879
40	10	1,1	1,65	5	3	6,829	12,708
45	15	1,65	1,38	5	4	9,664	22,372
50	20	2,23	1,94	5	5	19,476	34,848
55	25	2,77	2,50	5	6	15,107	49,955
60	30	3,28	4,87	5	7	17,562	67,515
65	35	3,75	3,52	5	8	19,913	87,43
70	40	4,22	3,99	5	9	22,019	109,449
75	45	4,59	4,41	5			

Courbes Surface-Capacité



6-2-Volume Utile:

En prenant en considération le besoin qu'est le débit destiné à l'irrigation, le déficit résultant de l'évaporation et de l'infiltration, la combinaison de ces trois facteurs à plusieurs taux de régularisation (60,65,70,75,80,85,90,95)% nous montre la variation du volume et par conséquent du niveau de la retenue à partir de la période où les besoins s'accroissent.

L'interprétation graphique de cette variation nous permet de trouver le taux optimal de régularisation ainsi que le volume utile.

Volume Utile: $52,66 \times 10^6 \text{ m}^3$

Hauteur correspondante: $h=32,25\text{m}$

Niveau Normal de la retenue: $62,25\text{m}$

6-3-Volume Mort:

Comme il a été déterminé précédemment le volume mort est de $4,5 \times 10^6 \text{ m}^3$

NVM= $35,5\text{m}$

6-4-Régularisation:

La régularisation a été faite à plusieurs taux et ce pour évaluer le taux optimal et prévoir la variation du niveau du réservoir pendant l'année en fonction des besoins. Les taux auxquels on a procédé sont (60,65,70,75,80,85,90,95)%, le taux optimal est de 93,5% les calculs sont menés sous forme de tableaux

Le volume des besoins ajouté à l'infiltration et à l'évaporation constituent un déficit diminué de l'apport nous donne le volume dans le réservoir qui bien sûr est variable du fait de la variation des apports et besoins au cours de l'année.

6-4-1 Répartition de l'infiltration:

L'infiltration varie au cours de l'année en fonction des caractéristiques physiques du sol (porosité) et de sa teneur en humidité, de la saison, de la couverture végétale...etc. Le tableau suivant montre l'évolution de l'infiltration au cours de l'année.

TABLEAU:19

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O
Infiltration (mm)	17.16	18.06	15.7	19.03	19.8	2.8	9.95	9.15	23.94	18.24

N	D
20.30	22.21

6-4-2-Procédé de Calcul:

Taux de régularisation: Tx = 60%

Apport utilisable = A.Tx = $53.10^6 \times 60/100 = 31,8 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Volume utilisé par hectare = $0,45 \times 184 \times 24 \times 3600 = 7,154.10^3 \text{ m}^3$
0,45 = Dose d'irrigation (l/s/ha)

Surface Irriguée: Si $\frac{\text{Ap.Utul}}{\text{Vu/ha}} = \frac{31,8.10^6}{7,154 \cdot 10^3} = 4445 \text{ ha.}$

Volume des besoins pour l'irrigation: $\text{Vb} = \frac{\text{Ap.Utul}}{6} = \text{Vb} = 5,3.10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$

Taux de régularisation: Tx = 65%

Apport utilisable: $0,65 \times 53.10^6 = 34,45 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

$\text{Vu/ha} = 7,154.10^3 \text{ m}^3$

Si = 4815 ha

$\text{Vb} = 5,742 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois.}$

Taux de régularisation: Tx = 70%

Apport utilisable: $37,1 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

$\text{Vu/ha} = 7,15 \times 10^3 \text{ m}^3$

Si = 5186 ha

$\text{Vb} = 6.18 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$

Taux de régularisation: Tx = 75%

Apport utilisable: $39,75 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

$\text{Vu/ha} = 7,154 \cdot 10^3 \text{ m}^3$

Si = 5556 ha

$\text{Vb} = 6,625 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois.}$

Taux de régularisation: Tx = 80%

Apport Utmlisable: $42,4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

$\text{Vu/ha} = 7,154.10^3 \text{ m}^3$

Si = 5927 ha

$\text{Vb} = 7;067 \text{ m}^3/\text{mois.}$

Taux de régularisation: Tx = 85%

Apport utilisable: $45,05 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

$\text{Vu/ha} = 7,154 \cdot 10^3 \text{ m}^3$

$\text{Vb} = 7,508 \text{ m}^3/\text{mois}$

Taux de régularisation: Tx=90%

Apport Utilisable: $47.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Vu/ha = $7.154 \cdot 10^3 \text{ m}^3$

Si = 6668 ha

Vh = $7.95 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$

Taux de régularisation: Tx=95%

Apport Utulisable: $50,35 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Vu/ha = $7.154 \cdot 10^3 \text{ m}^3$

Si = 7030 ha

Vh = $8.392 \text{ m}^3/\text{mois}$

REMARQUE: Les besoins pour l'irrigation ont été prises homogènes pendant les six mois de mauvaise hydraulicité caractérisés par un apport faible et une évaporation élevée.

$$\text{TAUX } 60\% \Rightarrow V. \text{ UTILISABLE (Par mois)} = \frac{53 \times 10^6 \times 60}{100 \times 6} = 5,3 \times 10^6 \text{ m}^3$$

MOIS	APPORT MENSUEL 10^6 m^3	SURFACE MOYENNE S: km^2	EVAPORA TION E	$I_{n\%}$	V. EVAP.	V. I	V_B 10^6 m^3	Σ DES PERTES	ΔV 10^6 m^3	V. FIN DU MOIS 10^6 m^3	COTES (m)
N	3,70	0,59	41	20,30	0,024	0,012	-	0,036	3,663	8,163	38,90
D	7,42	1,31	34	22,21	0,045	0,0291	-	0,074	7,346	15,51	44,60
J	11,30	2,02	33	17,16	0,067	0,035	-	0,0101	11,199	26,709	51,80
F	11,30	2,62	43	18,06	0,113	0,047	-	0,016	11,14	37,849	57,15
M	9,01	3,16	59	15,73	0,186	0,05	-	0,0236	8,774	46,623	60,40
A	6,36	3,14	74	19,03	0,252	0,069	-	0,317	6,043	52,666	62,25
M	2,65	3,54	110	19,80	0,395	0,071	5,3	5,766	-3,116	49,550	61,40
J	0,53	3,41	152	12,86	0,518	0,044	5,3	5,862	-5,332	44,218	59,60
J	0,0	3,24	199	9,95	0,645	0,032	5,3	5,977	-5,977	38,241	57,30
A	0,0	3,10	196	9,15	0,608	0,028	5,3	5,936	-5,936	32,405	54,80
S	0,0	2,74	133	23,94	0,364	0,066	5,3	5,730	-5,730	26,675	51,80
O	1,06	2,42	76	18,24	0,184	0,44	5,3	5,528	5,528	21,147	48,60

TAUX 65% \Rightarrow V.UTILISABLE (Par mois = $\frac{53 \times 10^6 \times 65}{100 \times 6} = 5,74 \cdot 10^6 \text{ m}^3$)

Mois	APPORT MENSUEL 10^6 m^3	SURFACE MOYENNE S: Km^2	EVAPORA TION E	Inf	V.EVAP	V_I	V_B 10^6 m^3	Σ DES PERTES	ΔV 10^6 m^3	V. FIN DU MOIS 10^6 m^3	CÔTES (m)
N	3,7	0,59	41	20,30	0,024	0,012		0,036	3,663	8,163	38,90
D	7,42	1,31	34	22,21	0,045	0,0291		0,074	7,346	15,51	44,60
J	11,30	2,02	33	17,16	0,067	0,035		0,101	11,199	26,709	51,80
F	11,30	2,62	43	18,06	0,113	0,047		0,116	11,14	37,849	57,15
M	9,01	3,16	59	15,73	0,186	0,050		0,0236	8,774	46,623	60,40
A	6,36	3,14	74	19,03	0,252	0,065	-	0,317	6,043	52,666	62,25
M	2,65	3,54	110	19,80	0,395	0,071	5,74	6,206	-3,556	49,110	61,20
J	0,53	3,40	152	12,86	0,517	0,044	5,74	6,301	-5,771	43,339	59,20
J	0,00	3,20	199	9,95	0,637	0,032	5,74	6,409	-6,409	36,930	56,70
A	0,00	2,95	196	9,15	0,578	0,021	5,74	6,345	-6,345	30,585	53,80
S	0,00	2,63	133	23,94	0,350	0,063	5,74	6,153	-6,153	24,432	50,50
O	1,06	2,28	76	18,24	0,173	0,042	5,74	5,955	-5,955	18,477	46,80

$$\text{TAUX } 70\% \Rightarrow V. \text{UTILISABLE (Par mois)} = \frac{53 \times 10^6 \times 70}{100 \times 6} = 6,18 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

MOIS	APPORT MENSUEL 10^6 m^3	SURFACE MOYENNE S: Km^2	EVAPORA- TION. E.	I_{inf}	V_{EVAP}	V_I	V_B 10^6 m^3	Σ DES PERTES	ΔV 10^6 m^3	V. FIN Du Mois 10^6 m^3	COTES (m)
N	3,70	0,59	41	20,30	0,024	0,012	-	0,036	3,663	8,163	38,90
D	7,42	1,31	34	22,21	0,045	0,0291	-	0,074	7,346	15,51	44,60
J	11,30	2,02	33	17,16	0,067	0,035	-	0,0101	11,199	26,709	51,80
F	11,30	2,62	43	18,06	0,113	0,047	-	0,016	11,14	37,849	57,15
M	9,01	3,16	59	15,73	0,186	0,05	-	0,0236	8,774	46,623	60,40
A	6,36	3,14	74	19,03	0,252	0,065	-	0,317	6,043	52,666	62,25
M	2,65	3,54	110	19,80	0,395	0,071	6,18	6,646	-3,996	48,67	61,00
J	0,53	3,39	152	12,86	0,515	0,044	6,18	6,739	-6,206	42,461	58,80
J	0,00	3,17	199	9,95	0,631	0,032	6,18	6,843	-6,843	35,618	56,30
A	0,00	2,90	196	9,15	0,568	0,027	6,18	6,775	-6,775	28,843	53,00
S	0,00	2,55	133	23,94	0,339	0,061	6,18	6,580	-6,580	22,263	49,40
O	1,06	2,16	76	18,24	0,164	0,039	6,18	6,383	-6,383	15,880	45,00

TAUX 75 % \Rightarrow V. UTILISABLE (Par mois) = $\frac{53 \times 10^6 \times 75}{100 \times 6} = 6,625 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Mois	APPORT MENSUEL 10^6 m^3	SURFACE MOYENNE S: Km^2	EVAPORATION. E	Inf.	V. EYAP.	V_I	V_B 10^6 m^3	Σ DES PERTES	ΔV 10^6 m^3	V. FIN DU MOIS 10^6 m^3	COTES (m)
N	3,7	0,59	41	20,30	0,024	0,012	-	0,036	3,663	8,163	38,90
D	7,42	1,31	34	22,21	0,045	0,0291	-	0,074	7,346	15,51	44,60
J	11,3	2,02	33	17,16	0,067	0,035	-	0,0101	11,199	26,709	51,80
F	11,3	2,62	43	18,06	0,113	0,047	-	0,016	11,14	37,849	57,15
M	9,01	3,16	59	15,73	0,186	0,050	-	0,0236	8,774	46,623	60,40
A	6,36	3,41	74	19,03	0,252	0,065	-	0,317	6,043	52,666	62,25
M	2,65	3,54	110	19,80	0,389	0,070	6,625	7,084	-4,434	48,232	60,80
J	0,53	3,38	152	12,86	0,514	0,043	6,625	7,182	-6,652	41,580	58,60
J	0,00	3,14	199	9,95	0,625	0,031	6,625	7,281	-7,281	34,299	55,65
A	0,00	2,82	196	9,15	0,553	0,026	6,625	7,204	-7,204	27,095	52,10
S	0,00	2,46	133	23,94	0,327	0,059	6,625	7,011	-7,011	20,084	47,80
O	1,06	2,03	76	18,24	0,154	0,037	6,625	6,816	+5,756	14,328	43,90

$$\text{TAUX } 80\% \Rightarrow V. \text{ UTILISABLE (Par mois)} = \frac{53 \times 10^6 \times 80}{100 \times 6} = 7,067,10^6 \text{ m}^3$$

MOIS	APPORT MENSUEL 10^6 m^3	SURFACE MOYENNE S: Km^2	EVAPORA- TION. E	Inf.	V. EVAP.	V_I	V_B 10^6 m^3	Σ DES PERTES	ΔV 10^6 m^3	V. FIN DU. MOIS 10^6 m^3	CÔTES (m)
N	3,7	0,59	41	20,30	0,024	0,012	-	0,036	3,663	8,163	38,90
D	7,42	1,31	34	22,21	0,045	0,0291	-	0,074	7,346	15,51	44,60
J	11,3	2,02	33	17,16	0,067	0,035	-	0,0101	11,199	26,709	51,80
F	11,3	2,62	43	18,06	0,113	0,047	-	0,016	11,14	37,849	57,15
M	9,01	3,16	59	15,73	0,186	0,05	-	0,0236	8,774	46,623	60,40
A	6,36	3,41	74	19,03	0,252	0,065	-	0,317	6,043	52,666	62,25
M	2,65	3,54	110	19,80	0,395	0,071	7,067	7,533	-4,883	47,783	60,75
J	0,53	3,36	152	12,86	0,511	0,043	7,067	7,621	-7,091	40,692	58,30
J	0,00	3,12	199	9,95	0,621	0,031	7,067	7,719	-7,719	32,973	55,20
A	0,00	2,78	196	9,15	0,545	0,025	7,067	7,637	-7,637	25,336	51,10
S	0,00	2,35	133	23,94	0,313	0,056	7,067	7,436	-7,436	17,90	46,40
O	1,06	1,84	76	18,24	0,14	0,034	7,067	7,240	-6,18	11,720	43,0

$$\text{TAUX : } 85 \% \Rightarrow V. \text{UTILISABLE (Par mois)} = \frac{53 \times 10^6 \times 85}{100 \times 6} = 7.508.10^6 \text{ m}^3$$

Mois	APPORT MENSUEL 10 ⁶ m ³	SURFACE MOYENNE S: Km ²	EVAPORA TION E	In _f	V.EVAP	V _I	V _B 10 ⁶ m ³	Σ DES PERTES.	ΔV 10 ⁶ m ³	V.FIN DU MOIS 10 ⁶ m ³	COTES (m)
N	3,7	0,59	41	20,30	0,024	0,012	-	0,036	3,663	8,163	38,90
D	7,42	1,31	34	22,21	0,045	0,029	-	0,074	7,346	15,51	44,60
J	11,3	2,02	33	17,16	0,067	0,035	-	0,101	11,199	26,709	51,80
F	11,3	2,62	43	18,06	0,113	0,047	-	0,16	11,14	37,849	57,15
M	9,01	3,16	59	15,73	0,186	0,05	-	0,236	8,774	46,623	60,40
A	6,36	3,41	74	19,03	0,252	0,065	-	0,317	6,043	52,666	62,25
M	2,65	3,54	110	19,80	0,389	0,070	7,508	7,967	-5,317	47,349	60,600
J	0,53	3,33	152	12,86	0,506	0,043	7,508	8,057	-7,527	39,822	57,90
J	0,0	3,07	199	9,95	0,611	0,305	7,508	8,424	-8,424	31,398	54,35
A	0,0	2,68	196	9,15	0,525	0,025	7,508	8,058	-8,058	23,340	50,00
S	0,0	2,23	133	23,94	0,297	0,053	7,508	7,858	-7,858	15,482	44,65
O	1,06	1,66	76	18,24	0,126	0,03	7,508	7,664	-6,604	8,878	39,70

TAUX : 90% \Rightarrow V. UTILISABLE (Par mois) $\frac{53 \times 10^6 \times 90}{100 \times 6} = 795 \text{ } 10^6 \text{ m}^3$

Mois	APPORT MENSUEL 10^6 m^3	SURFACE MOYENNE S: Km^2	EVAPORA- TION E	I_{ng}	V.EVAP.	V_I	V_B 10^6 m^3	Σ DES PERTES.	ΔV 10^6 m^3	V. Fin DU. MOIS 10^6 m^3	\hat{C} ÔTES. (m)
N	3,7	0,59	41	20,30	0,024	0,012	-	0,036	3,663	8,163	38,90
D	7,42	1,31	34	22,21	0,045	0,029	-	0,074	7,346	15,51	44,60
J	11,3	2,02	33	17,16	0,067	0,035	-	0,0101	11,199	26,709	51,80
F	11,3	2,62	43	18,06	0,113	0,047	-	0,016	11,14	37,849	57,15
M	9,01	3,16	59	15,73	0,186	0,05	-	0,0236	8,774	46,623	60,40
A	6,36	3,41	74	19,03	0,252	0,065	-	0,317	6,043	52,666	62,25
M	2,65	3,54	110	19,80	0,389	0,07	7,95	8,409	-5,759	46,907	60,40
J	0,53	3,34	152	12,86	0,508	0,043	7,95	8,501	-7,971	38,936	57,60
J	0,6	3,045	199	9,95	0,606	0,03	7,95	8,586	-8,586	30,35	53,80
A	0,0	2,63	196	9,15	0,515	0,024	7,95	8,489	-8,489	21,861	49,00
S	0,0	2,12	1,33	23,94	0,282	0,051	7,95	8,282	-8,283	13,578	43,40
O	1,06	1,52	76	18,24	0,116	0,028	7,95	8,094	-7,034	6,544	37,50

$$\text{TAUX: } 95\% \Rightarrow V. \text{ UTILISABLE (Par mois)} = \frac{53 \times 10^6 \times 95}{100 \times 6} = 8,392 \text{ } 10^6 \text{ m}^3$$

Mois	APPORT MENSUEL 10^6 m^3	SURFACE MOYENNE S: Km^2	EVAPORA- TION E	Inf.	V. EVAP.	V_I	V_B 10^6 m^3	Σ DES PERTES	ΔV 10^6 m^3	V. FIN DU MOIS 10^6 m^3	COTES. (m)
N	3,7	0,59	41	20,30	0,024	0,012		0,036	3,663	8,163	38,90
D	7,42	1,31	34	22,21	0,045	0,029		0,074	7,346	15,51	44,60
J	11,30	2,02	33	17,16	0,007	0,035		0,0101	11,199	26,709	51,80
F	11,30	2,62	43	18,06	0,113	0,047		0,016	11,14	37,849	57,15
M	9,01	3,16	59	15,73	0,186	0,05		0,0236	8,774	46,623	60,40
A	6,36	3,41	74	19,03	0,252	0,065		0,317	6,043	52,666	62,25
M.	2,65	3,54	110	19,80	0,389	0,070	8,392	8,851	-6,201	46,465	60,40
J	0,53	3,44	152	12,86	0,523	0,044	8,392	8,959	-8,429	38,036	57,20
J	0	2,90	199	9,95	0,577	0,029	8,392	8,998	-8,998	29,038	53,10
A	0	2,55	196	9,15	0,50	0,023	8,392	8,915	-8,915	20,123	47,80
S	0	1,96	133	23,94	0,261	0,047	8,392	8,700	-8,700	11,423	41,30
O	1,06	0,46	76	18,24	0,035	0,001	8,392	8,428	-7,368	4,055	34,60

Courbe des cotes maximales

62.25

58

52

46

40

35.5

Courbe des Cotes minimales

60

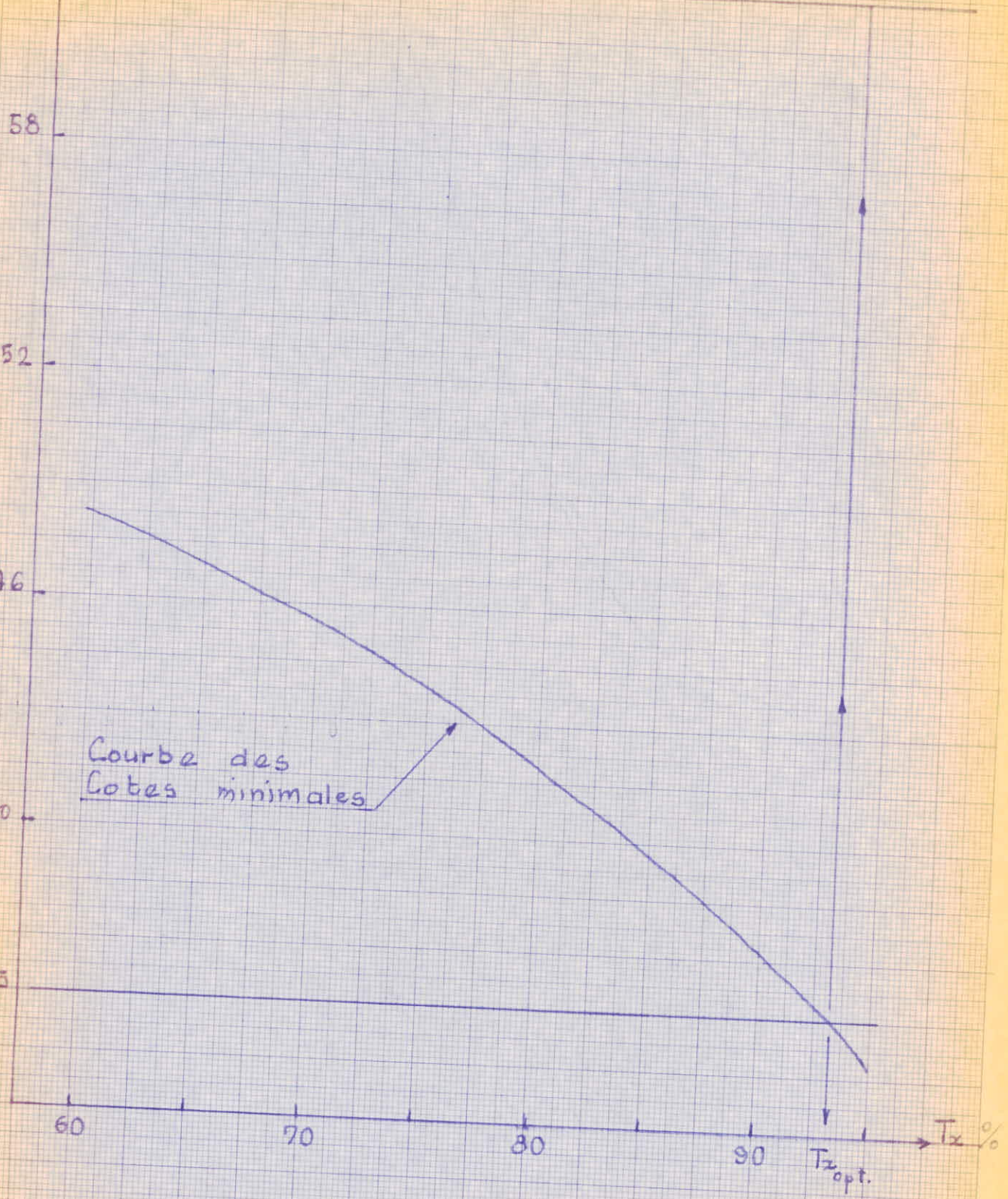
70

80

90

T_x opt.

T_x %



VII. LAMINAGE DE CRUES:

7-1 But:

L'étude du dimensionnement de la digue et de l'évacuateur doit obéir à deux impératifs à savoir économie et sécurité, en générale les difficultés proviennent du fait que les débits de pointe sont d'une évaluation délicate.

Une crue de pointe contribuera à l'élévation du plan d'eau d'une hauteur Z qu'il est indispensable de déterminer, tel est le but du laminage de crue.

L'étude repose sur l'équation différentielle.

$$Q_e(t)dt = Q_s(t)dt + A(z)dz$$

où

Q_e : Débit de crue entrant dans la retenue.

Q_s : Débit sortant de la retenue

Z : Cote du plan d'eau.

dt : Intervalle de temps considéré.

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

$Q_e(t)dt$: Volume entrant

$Q_s(t)dt$: Volume sortant

$A(z)dz$: Variation du volume dans la retenue.

7-2 Méthode Utilisée: Méthode CREAGER:

Elle consiste à tracer la courbe $V(h)$ à partir de la cote NNR ainsi que les courbes $V+ V/2$ et $V- V/2$, avec l'hypothèse que la longueur du deversoir est déjà choisie, on fait correspondre à une hauteur de déversement un débit déversé laminaire par intersection avec la courbe des volumes.

Notons toutefois que d'après le tableau suivant le plan d'eau atteindra la cote correspondant à une lame déversante de 2,50 m pour un débit évacué de $600,437 \text{ m}^3/\text{s}$

Le tableau montre l'évolution de la lame déversante pendant le temps global de la crue.

TABLÉAU: 20

Laminage de la crue $Q_{P=0,1} = 750 \text{ m}^3/\text{s}$

T(h)	Q_{entr} m^3/s	/ t(h)	$\frac{V}{10^6 \text{ m}^3}$	Charge H (m)	Q_{sort} m^3/s
1	15				
2	45	1 - 2	0,103	0,04	1,215
3	105	2 - 3	0,270	0,10	9,722
4	190	3 - 4	0,531	0,32	27,490
5	300	4 - 5	0,832	0,68	85,176
6	420	5 - 6	1,290	1,12	130,040
7	530	6 - 7	1,800	1,64	319,020
8	750	7 - 8	2,140	2,08	455,670
9	590	8 - 9	2,392	2,44	578,950
10	460	9 - 10	1,890	2,50	600,437
11	345	10 - 11	1,450	2,30	529,850
12	250	11 - 12	1,070	1,70	360,730
13	180	12 - 13	0,774	1,46	267,970
14	120	13 - 14	0,540	1,15	187,330
15	75	14 - 15	0,350	0,85	119,040
16	55	15 - 16	0,234	0,60	70,590
17	40	16 - 17	0,171	0,52	56,980
18	20	17 - 18	0,108	0,39	37,000
19	15	18 - 19	0,063	0,27	21,310
20	0	19 - 20	0,027	0,18	11,600

ETUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE
-o-

- I GENERALITES
- II ETUDE GEOLOGIQUE DU SITE
- III CONCEPTION DU BARRAGE
- IV. RESEAU D'ECOULEMENT
- V ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS

I GENERALITES:

L'étude d'un barrage nécessite avant tout une bonne reconnaissance géologique du site, une étude approfondie des matériaux constituant les recharges de l'ouvrage est indispensable pour prévoir leur comportement futur.

La connaissance des caractéristiques géotechniques des divers matériaux facilitera la prise des dispositions nécessaires à la bonne exploitation de l'ouvrage, en ce qui concerne les ouvrages annexes l'étude sur modèle réduit s'est plusieurs fois avérée indispensable.

II. ETUDE GEOLOGIQUE DU SITE:

Sur les rives du site ainsi que sur ceux de la cuvette il existe des argiles de Numidie dont les affleurements sont souvent cachés par les alluvions, elles sont généralement verdâtres ou brunâtres, en certains endroits du bassin elles passent à des alternances jaunâtres, cette formation se développe sur plusieurs centaines de mètres.

Des observations réalisées lors d'une reconnaissance révèlent des fissurations entre les couches gresseuses affleurantes dont l'érosion et la désintégration doivent être à l'origine de ce phénomène, toutefois la présence de failles est soupçonnée et il est plus prudent de prévoir des injections.

2-1-Perméabilité:

La perméabilité est liée à la roche souterraine constituée d'argiles de Numidie ces argiles schisteuses et marneuses sont répandues à travers le lit, étant donné qu'ils ont une très grande imperméabilité ils constituent une assise adéquate.

2-2-Stabilité du bassin versant:

La stabilité des argiles reste à vérifier par une exploration géologique du bassin versant.

La montagne entourant les rives a une pente de 30° à 40° exceptée la rive gauche du site 50 à 60°.

La possibilité de glissement n'est pas encore vérifiée en raison de la rareté des affleurements permettant de mesurer les caractéristiques tectoniques, physiques et chimiques du sol. Toutefois le pendage des couches est très fort vis à vis de l'Oued, ce qui diminue les risques de glissement.

2-3-Choix du type du barrage:

Un tel choix dépend non seulement de la topographie du site mais surtout de la disponibilité des matériaux sur place.

En examinant la géologie du bassin nous remarquons la forte présence d'alluvions non seulement dans le lit mais aussi dans la vallée à une profondeur allant parfois jusqu'à 10 m, la facilité offerte pour leur extraction confirme encore plus ce choix nous remarquons aussi la présence d'argile de Numidie qui par son imperméabilité constitue un bon sol pour un noyau étanche.

2-4-Caractéristiques géotechniques:

-Alluvions du lit et des terrasses environnantes:

-Densité naturelle : 1,72 g/cm³

-Densité humide : 1,95 g/cm³

-Eau de constitution: 3,4%

-Oxyde de fer et allumine : 25,2%

-Teneur en eau Naturelle : 21%

-Cohésion admise : 0,1 à 0,15 Kg/cm²

-Angle de frottement interne: $\phi = 30^\circ$

-Argiles de Numidie:

-Marneuses, verdâtres intercalées de petits bancs de grés.

-Densité naturelle : $1,9 \text{ g/cm}^3$

-Densité humide : $2,1 \text{ g/cm}^3$

-Teneur en eau Naturelle : 20%

-Limites d'Atterberg : $w = 61\%$

$I_p = 37\%$

-Compression simple : $R_c = 2,8 \text{ bar}$

-Perméabilité sous : 0,5 bars $1,9 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}$

2 bars $1,25 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}$

6 bars $2,25 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}$

-Cohésion : 0,2 bar

-Angle de frottement : $\varphi = 25^\circ$.

-Grés de Numidie: (latterfien-Oligocène inférieur)

grés quartzeux plus ou moins consolidés.

-Rc sec : 350 Kg/cm^2

-Porosité: 13%

-Densité sèche : $2,59 \text{ g/cm}^3$

-Argile plastique brune:

-Densité sèche : $1,73 \text{ g/cm}^3$

-Teneur en eau naturelle W_w 20,3%

-Densité humide : $2,08 \text{ g/cm}^3$

-Degré de saturation S_r : 98%

Ip = 29%

ip = 52.

Indice de consistance : 1,1

Compression simple : Rc 2,5 bar

2-5-Zones d'emprunt:

Elles sont facilement accessibles au Nord et Nord-Est du site où une piste doit être aménagée.

Une extraction à 6,0 m de profondeur dans les zones avoisinantes nous permet d'évaluer le volume extrait à $11.10^6 m^3$ le volume d'une digue haute de 40 m évalué à première vue nous donne:

$$\frac{10 + 250}{2} 40 \times 900 = 4,63.10^6 m^3$$

avec 10 m en crête et 250 m à la base ce qui comme on le voit est largement suffisant.

III. CONCEPTION DU BARRAGE:

3-1-Dimensionnement de la digue:

La hauteur du barrage sera prise égale à la hauteur correspondante au volume max de la retenue (NMR) majorée d'une revanche prise dans le sens d'une sécurité absolue. Notons toutefois qu'un décapage de 1,0 est prévu.

3-1-1 La revanche:

Tranche comprise entre la cote des hautes eaux et la crete du barrage, nous la déterminerons par:

$$1^{\circ} - R = 1.1 + 0.3 \sqrt{F}$$

où F Fetch du plan d'eau.

$$R = 1.37 \text{ m.}$$

2°- Formule de STEVENSON.

$$R = 0.75h_v + \frac{v^2}{2g}$$

$$v = 1.5 + 2h_v$$

où

$$h_v = 0.76 + 0.032 \sqrt{WF} - 0.26 \sqrt{F}$$

W Vitesse du vent évalué à 25 m/s avec la fréquence de 3 Fois tout les 1000 ans.

avec $W = 90 \text{ km/h}$

$$h_v = 1.42 \text{ m}$$

$$V = 4.34 \text{ m/s}$$

$$\text{soit } R = 2.10 \text{ m}$$

Finalement la revanche sera prise égale à 2.40 m

Evaluons la hauteur du barrage.

$$H_p = h_d + h_m + k$$

où h_d = Hauteur de décapage.

h_m = Hauteur correspondante au LMR

R = Revanche

$$H_p = 33.20 \text{ m}$$

Cote en crete: 67.20 m

3-1-2- Largeur en crete du barrage: La largeur en crete doit être suffisamment large pour éviter toute infiltration lors de la retenue pleine et doit permettre une circulation des engins lors des travaux d'entretien. Evaluons la par:

1° Formule de Knappen

$$b_c = 1.65 \sqrt{H_b}$$

2° Formule de E REECE

$$b_c = 1.1 \sqrt{H} + 1.0$$

Tableau récapitulatif.

Méthode	Knappen	Preece	Valeur Moyenne	Valeur Adoptée
b_c	10.17m	7.73m	2.93m	9.00m

3-1-3- Risberme:

Deux risbermes à l'amont^{un} à l'aval larges de 4.0 m sont prévues, ils contribueront à la stabilité de l'ouvrage et permettront le passage des engins.

3-2- Dimensionnement du noyau:

Le noyau doit être assez large pour s'opposer aux infiltrations. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau, la meilleure solution est de prendre en considération la perméabilité des recharges et prédimensionner le noyau puis vérifier la condition suivante.

$$J = \frac{\Delta E}{\xi m} \leq J_{adm}$$

$$J = \frac{\Delta H}{\delta_m} \leq J_{adm}$$

où
 J Gradient hydraulique du noyau
 ΔH Difference de charge à l'entrée et à la sortie du noyau

δ_m Largeur moyenne du noyau

$$\delta_m = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2}$$

$\delta_1 = 5.0$ m Largeur en crete du noyau.

$\delta_2 = 24.0$ m Largeur à la base.

Pour éviter tout risque de si phonnage par dessous la crete du noyau il est indispensable de monter le noyau au dessus du niveau des plus hautes eaux (PHE), rappelons que risque est du à l'effet de capillarité La substratum imperméable se trouve à une profondeur relativement faible d'où la nécessité de faire descendre le noyau jusqu'à cette couche, cet encrage est nécessaire du fait qu'il diminue le debits de resurgence et contribue au bon contact corps-sol de fondations.

3-3-Pentes des talus:

Pour les barrages en terre, l'innexistence des formules précises pour le calcul des pentes incite l'ingenieur à donner des pentes en fonction des caractéristiques géotechniques des matériaux qui composent le talus et de procéder par la suite à la vérification de la stabilité.

Toutefois il existe un tableau donnant différentes pentes en fonction de la hauteur du barrage et de la composition des recharges. (TABL:) Pour notre projet, nous avons du avoir recours à d'autres pentes que celles fixées en première approximation avec lesquelles le barrage s'est avéré trop stable et par conséquent point économique.

Pentes du barrage:

Talus Amont à partir de la base.

1/3.5 jusqu'à la cote 42.00m

1/3.0 jusqu'à la cote 50.00m

1/2.5 jusqu'à la cote 67.20m

Talus Aval: à partir de la base.

1/2.5 jusqu'à la cote 50.00m

1/2.25 jusqu'à la cote 67.20m

Comme il a été déjà dit, le changement de pentes se fera par des risbermes larges de 4.00m.

Tableau récapitulatif des pentes empiriques.

TABLEAU: 21

Hauteur du barrage	Type de barrage	P.	
		A	B
$H_b < 5 \text{ m}$	- homogène	1/2.5	1/2
	- à zones	1/2	1/2
$H_b = 5 \text{ à } 10 \text{ m}$	- homogène à granulométrie étendue	1/2	1/2
	- homogène à fort % d'argile	1/2.5	1/2.5
	- à zones	1/2	1/2.5
$H_b = 10 \text{ à } 20 \text{ m}$	- homogène à granulométrie étendue	1/2.5	1/2.5
	- homogène à fort % d'argile	1/3	1/2.5
	- à zones	1/2.5	1/2.5
$H_b > 20 \text{ m}$	- homogène à granulométrie étendue	1/3	1/2.5
	- homogène à fort % d'argile	1/3.5	1/2.5
	- à zones	1/3	1/3

3-4-Protection des talus:

Les talus doivent être protégés contre l'érosion provoquée par les vagues et le ruissellement des eaux de pluie.

Talus amont.

Une protection contre le battillage des vagues est indispensable, elle peut être réalisée en enrochements rangés à la main ou en vrac, cette dernière, par sa facilité de mise en place et par son économie est préférable.

La protection doit reposer sur une couche drainante qui s'oppose à l'entraînement des petites particules du corps par le courant liquide surtout lors de l'abaissement rapide du niveau du réservoir. L'épaisseur minimale peut être calculée par des formules empiriques.

Formule de CHANKIN:

$$t_{\min} = 1,7h_v \frac{\sqrt{1+m^2}}{p - m(2m+m)}$$

où

t épaisseur minimale de protection (m)

h_v hauteur des vagues (m)

p poids volumiques de l'eau (t/m^3)

m poids volumiques des pierres (t/m^3)

$$t_{\min} = 0.45 \text{ m}$$

Formule de BICKIN:

$$t_{\min} = \frac{n \cdot 0.178h_v \sqrt{1+m^2}}{p - m^2}$$

avec n Facteur de sécurité = 1.2 à 1.5

m Fruit du talus

Talus aval:

En pratique le talus aval est enherbé au fur et à mesure que les travaux avancent, cet enherbement contribuera à la consolidation rapide des terres, généralement cela se fait à partir du prisme de drainage, avec une épaisseur de terre végétale de 5 à 20 cm.

3-5-Digue de col:

Nous remarquons sur le plan topographique qu'au Sud-Ouest du site il existe une depression qui malheureusement ne pouvait faire l'objet d'un site d'évacuateur du fait de la presence d'un douar et du fait d'un tracé tres long devant contourner toute la montagne, donc il a été convenu de prévoir une digue de col de la cote 48,00 m et dont la crête sera à la même que celle du barrage.

En colmatant ce col cette digue s'oppose au déversement de l'eau du réservoir diminuant ainsi sa capacité de stockage, tel est le but et l'objet qui justifient sa construction.

3+5-1-Dimensionnement de la digue:

Hauteur 19,20 m

Pente Amont 1/3

Pente Aval 1/2,5

Largeur en crête 6,00 m

Longueur en crête 460 m

Les matériaux constituant la digue seront les memes que ceux du barrage ainsi que la protection de ses talus.

IV-RESEAU D'ÉCOULEMENT:

4-1-Infiltration:

Les infiltrations à travers la digue ne contribuent pas à la sécurité de l'ouvrage, un réseau d'écoulement s'établit ainsi dans le corps entraînant les matériaux à l'aval par ses filets liquides, augmentant le phénomène de renards et par la suite la destruction totale du barrage.

4-2-Ligne de saturation:

L'allure de la ligne de saturation est en fonction des caractéristiques de perméabilité des matériaux de construction.

Elle est déterminée sur la base de la parabole de KOZENY qui fût le premier à avoir étudié un tel écoulement. Toutefois CASAGRANDE PLU apporta quelques précisions en spécifiant que l'écoulement serait correctement représenté si on fait partir la parabole théorique d'un point situé à 0,3m du point M où m est la projection de la partie du talus.

La ligne de saturation partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau et du parement amont, c'est une parabole d'équation:

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

X et Y étant ses coordonnées

avec

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

La ligne de saturation tracée à partir de la parabole de base interceptera le parement aval et lui sera tangente, elle rejoindra la recharge aval à partir d'un point situé à h_1 où elle continuera ainsi jusqu'au drain disposé au pied du talus aval du barrage.

Dans la recharge aval elle sera tracée comme si le massif était rectangulaire.

Coordonnées pour le tracé point par point de la ligne de saturation.

X	-10,53	-4	-2	0	4	8	12	19,8
Y	0,00	16,59	18,96	21,07	24,75	27,94	30,81	35,75

Rappelons que l'équation de la L.Sest:

$$x^2 + y^2 = (x + 21,067)^2$$

Le point d'intersection de la parabole de base avec le Parement aval du noyau peut être déterminé à partir de l'équation des coordonnées polaires de la parabole de base.

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = m(\alpha)$$

$$a + \Delta a$$

où

$m(\alpha)$ est une fonction de α tirée directement de l'abaque Angle au pieds du noyau.

$$= 73^\circ 70'$$

Δa Distance entre le point d'intersection de la L.S avec le parement aval du noyau et le point d'intersection de la parabole de base avec ce même parement.

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,29$$

$$a + \Delta a = 29,287$$

d'où

$$\Delta a = 0,29 (a + \Delta a)$$

$$= 0,29 \times 29,287 = 8,493$$

$$a = 29,287 - 8,493 = 20,794$$

Au point D (sortie du noyau) l'ordonnée sera.

$$h_1 = \sqrt{2L.e \frac{K_1}{K} + h_0^2}$$

Où

L Longueur du massif aval

h_0 niveau d'eau à l'aval

h_1 côte amont de la ligne de saturation dans la recharge aval

K_1 Perméabilité du noyau

K Perméabilité de la recharge

e Ordonnée de la parabole théorique

4-3- Estimation du débit de fuite :

En vertu de la loi de Darcy

$$q = K i A$$

où

K Perméabilité de la recharge aval

A Aire soumise à l'infiltration

$$A = y.l \text{ (par unité de largeur)}$$

i Gradienthydraulique

$$i = \frac{dy}{dx}$$

$$q dx = Ky dy$$

$$q = K \frac{h_1^2 - h_0^2}{2 L}$$

avec

$$K = 2.10^{-7} \text{ m/s}$$

$$L = 77,0 \text{ m}$$

$$h_0 = 1,00 \text{ m}$$

$$h_1 = 5,64 \text{ m}$$

$$q = 4,00 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

Pour vérifier $q = Ke$

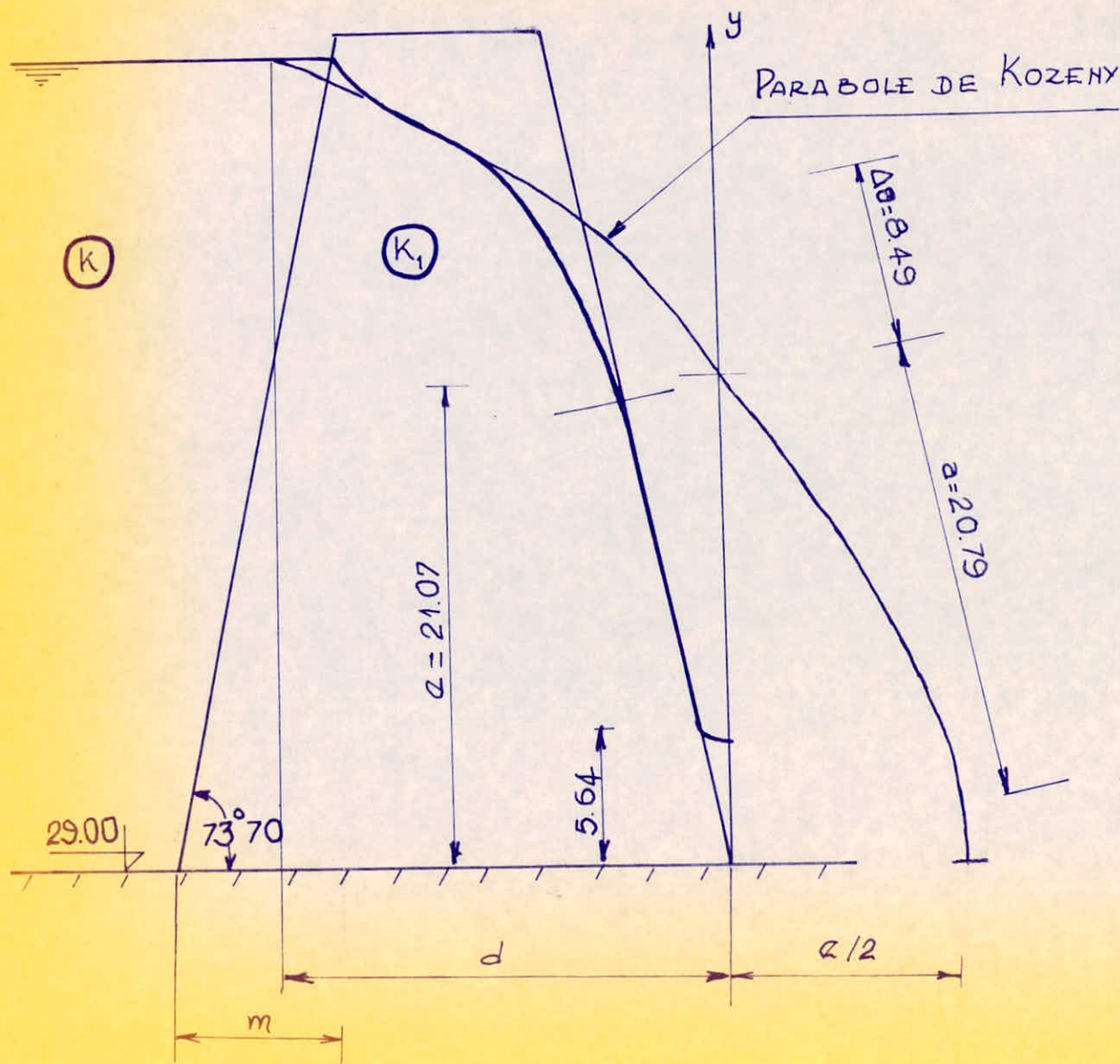
avec

$$K = 1,9 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

$$e = 21,07 \text{ m}$$

Nous trouverons $q = 4,00 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$

* Ce débit est largement admissible.



LIGNE DE SATURATION
DANS LE NOYAU
Echelle 1/300

4-4-Vérification des dimensions du noyau:

Comme nous l'avons mentionné plus haut la vérification de la condition suivante s'avère nécessaire.

$$J = \frac{\Delta H}{L} \leq J_{adm} = 6 \text{ à } 12$$

avec $\Delta H = 26,5 \text{ m}$
 $L = 14,5 \text{ m}$

$$J = 1,830 < J_{adm}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des particules à l'aval du fait de la faiblesse du gradient hydraulique.

Pour les dimensions, tout changement s'avère inutile.

4-5-Filtres:

Interposés entre le noyau d'argile imperméable et les recharges perméables, ils assurent une continuité granulométrique et évitent que les matériaux du noyau soient entraînés à l'aval par l'eau.

Le choix du matériau du filtre doit obéir à la règle suivante,

$$C = \frac{D_{60}}{D_{10}} < 2$$

C Coefficient d'uniformité caractérisant chaque matériau

4-5-1-Stabilité du filtre:

Un filtre est stable si:

$$5 < \frac{F_{50}}{B_{50}} < 10$$

Condition applicable pour un filtre à granulométrie uniforme ou étroite. Pour les filtres à granulométrie étendue continue nous devons vérifier la condition suivante.

$$\frac{F_{15}}{B_{85}} < 4 \text{ ou } 5$$

$$\frac{F_{15}}{B_{15}} < 4 \text{ ou } 5$$

F_{50} et D_{50} désignent respectivement les dimensions des grains du filtre et du matériau de base qui sur la courbe granulométrique donne le point d'ordonnée 50%.

Pour notre cas le noyau sera entouré d'un filtre d'une épaisseur de 1,50m.

4-6-Prisme de drainage:

Un drain permettant de recueillir les eaux d'infiltration sera projeté au pied du talus aval, il contribuera à l'abaissement de la ligne de saturation et par conséquent diminuera les risques d'érosion provoqués par les renards.

4-7-Étanchéité:

Sous l'effet des infiltrations qui se produisent dans le sol de fondation, le barrage peut facilement céder, ces infiltrations entraînent la formation de renards dans l'assise, parmi les cas de ruptures qui peuvent se produire.

-Rupture par suite des affouillements dans le terrain d'assise, d'où une destruction de l'ouvrage par submersion.

-Depouillement progressif du talus aval sous l'action de la pression des eaux d'infiltration. La désagrégation des matériaux entraînera une destruction du parement aval progressivement. Ces cas ne sont que de différents aspects du phénomène de renards.

Pour remédier à cela, nous prévoyons un voile d'injection dans le but d'augmenter l'étanchéité et le contact assise-barrage.

Profondeur du voile frontal.

$$P_1 \searrow (0,7 + 0,8)H \quad P_1 = 32,00 \text{ m}$$

Profondeur du voile latéral.

$$P_2 \searrow (0,15 - 0,25)H \quad P_2 = 10,00 \text{ m}$$

4-7-1-Galerie d'injection:

Les injections se feront à partir d'une galerie d'injection qui sera dimensionnée de façon à permettre la bonne exécution du voiles.

V-ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS:

5-1-Exposé du problème:

Si certaines ruptures de talus présentent une forme circulaire, dans la nature souvent la ligne de glissement diffère d'un cercle.

Par ailleurs il est peut fréquent de trouver des terrains homogènes, or les grandes digues construites par les hommes sont systématiquement composées de plusieurs matériaux ayant des propriétés différentes.

L'étude de l'équilibre d'une masse homogène sujette à une rupture circulaire ne répond manifestement pas aux besoins de la pratique la plus courante. Il est indispensable de procéder par une méthode générale qui prend en considération non seulement les lignes de glissement mais aussi l'hétérogénéité des matériaux.

Devant un tel problème, nous allons procéder par la méthode des tranches ou méthode suédoise due à Patterson (1916) développée pour les ruptures circulaires par Fellenius en 1927 perfectionnée plus récemment par Bishop en 1954, étendue aux ruptures non circulaires par Nonveiller en 1965.

5-2-Méthode Utilisée:

Le glissement est supposé se produire instantanément le long de la surface de rupture considérée comme étant une surface cylindre à axe horizontal, de centre O et de rayon R.

Nous considérons une tranche a d'ordre n.

Inventaire des forces:

- G_n Poids de la tranche.
- N_n Composante de G suivant le rayon.
- T_n Composante tangentielle de G.
- X_n Composante horizontale due à l'action de la tranche voisine (n - 1).
- Z_n Composante verticale due à l'action de la tranche (n - 1).

Il est admis que:

$$x_{n+1} = x_n$$

$$z_{n+1} = z_n$$

Le découpage des tranches dans la partie du massif sujette au glissement se fait ainsi.

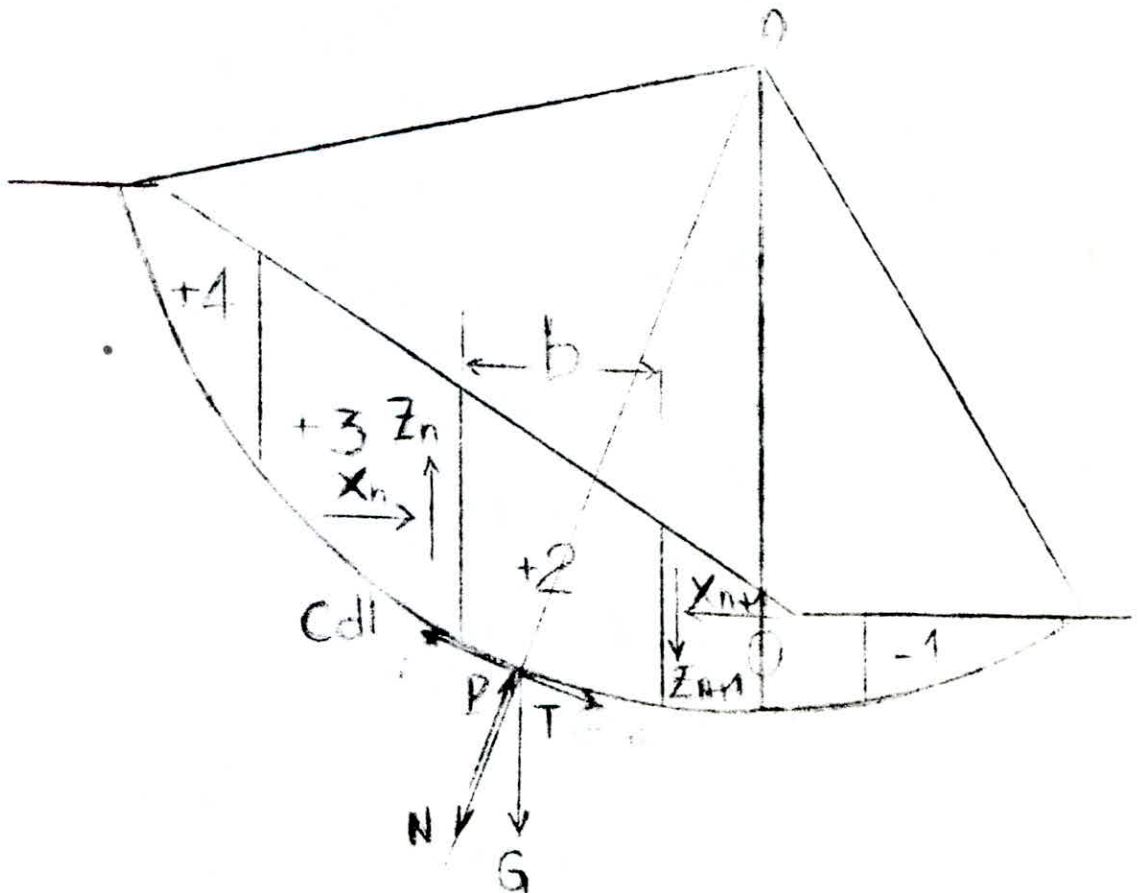
Avec R Rayon du cercle de rupture

n_t Nombre de tranches

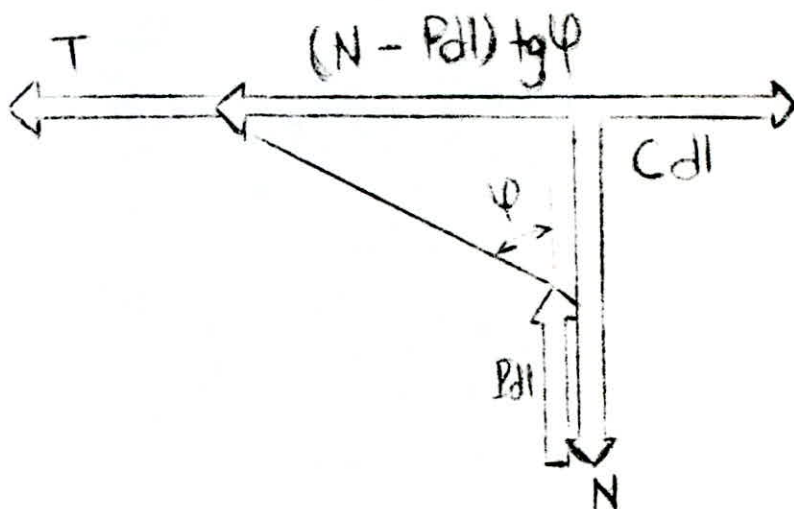
La largeur d'une tranche est:

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

La tranche interceptée par la verticale menée du centre du cercle O portera le numero 0 (zéro), pour le talus aval les tranches se trouvant à droite se voient numérotées négativement, celles de gauche positivement; à l'amont c'est l'inverse.



EPURE DES FORCES:



Le coefficient de sécurité au glissement est par définition le rapport du moment des forces résistantes à celui des forces motrices.

$$K_s = \frac{\sum M_{\text{résistant}}}{\sum M_{\text{moteur}}}$$

Les forces résistantes sont:

_ Force de frottement. $(N - Pd) \operatorname{tg} \varphi$

Où N Composante normale de G

P Pression d'infiltration

dl Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche

_ Force de cohésion. $C dl$

Où C cohésion du sol.

La force motrice T tangente au cercle de glissement.

$$\sum M_{\text{résist}/O} = \sum ((N - Pd) \operatorname{tg} \varphi + C dl) R$$

$$\sum M_{\text{moteur}/O} = \sum T \cdot R = R \sum T$$

$$K_s = \frac{R(\sum (N - Pd1) \operatorname{tg} \psi + Cd1)}{R \sum T}$$

$$K_s = \frac{\sum (N - Pd1) \operatorname{tg} \psi + Cd1}{\sum T}$$

Rappelons que le poids d'une tranche se calcule comme suit.

$$G_n = b(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h'' + \gamma_3 h''')$$

où b Largeur d'une tranche

γ_1 Densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation

γ_2 Densité de la zone située au dessous de la ligne de saturation (Densité saturée)

h_1 Hauteur moyenne de la partie de la tranche non saturée

h'' Hauteur moyenne de la partie de la tranche saturée

h''' Hauteur moyenne de la partie de la tranche appartenant à l'assise

La force tangentielle est la composante de G

$$T = G_n \sin \alpha_n$$

Sa composante normale est

$$N = G_n \cos \alpha_n$$

$$\sin \alpha_n = \frac{n}{n_t}$$

n Numéro de la tranche considérée

n_t Nombre total de tranches

$$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n}$$

α Angle que fait la droite interceptant la tranche avec la verticale

Pression d'infiltration: $P = \gamma h_p$

h_p Hauteur piezométrique de la tranche considérée.

γ Poids spécifique de l'eau

La force dépressionnelle $Pd1 = \gamma h_p dl$

$$dl = \frac{b}{\cos \alpha n}$$

$$K_s = \frac{\sum (Gn \sqrt{1 - (n/n_t)^2} - h_p b / \cos \alpha n) \text{tg} \alpha + Cb / \cos \alpha n}{\sum Gn N/n_t}$$

Talus amont:

Nous considerons deux cas.

_Fin de construction (réservoir vide).

_Vidange rapide.

Toute vidange faite en moins d'un mois est est considérée comme étant rapide.

Une fois que le niveau de l'eau est ramené au pieds du talus, le corps du barrage emmagasine une certaine quantité d'eau qui ne s'est pas encore écoulee du fait d'un abaissement rapide du niveau dans le réservoir. Cette quantité est génératrice d'une pression qui tient en équilibre une partie du massif mouillée.

Il est admis que la composante normale sera égale à.

$$(N - Pd1) = (\gamma_{sat} - 1) \cdot n \cdot b$$

$\gamma_{sat} - 1$ Densité immergée

$$n = h_n \cos \alpha n$$

$$N - Pd1 = (\gamma_{sat} - 1) \cdot b \cdot h_n \cdot \cos \alpha n$$

La composante tagentielle T sera.

$$T = \gamma_{sat} \cdot t \cdot b$$

Où $t = h \sin \alpha n$

$$T = \gamma_{sat} \cdot h \cdot b \cdot \sin \alpha n$$

Cette force est génératrice d'un mouvement d'entraînement.

Talus aval:

Nous considerons deux cas.

- Fin de construction (réservoir vide)
- Fonctionnement normal (réservoir plein)

Le fonctionnement normal de la retenue se présente lorsque le barrage est en exploitation, dans ce cas s'instaure un écoulement continu vers l'aval.

Sollicitations dues au séisme:

Nous devons tenir compte de l'effet du séisme en faisant intervenir une force due à l'accélération d'un tel mouvement.

Le coefficient de sécurité devient.

$$K_{SS} = \frac{\sum (N - Pd) \operatorname{tg} \varphi + \sum c d l}{\sum T_n + 1/R \sum a \cdot G_n \cdot d_n}$$

Où

$a \cdot G_n$ force due au séisme

d_n son bras de levier

$a = 0,12$

$\gamma = a \cdot g$ accélération du mouvement

Les calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants.

Fin de Construction Aval $R=87.5m$

N° des Tranches	b	h'	h''	γ_1	γ_2	G_n	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	l_n	t_{qf}	$G_n \cos \alpha t_{qf}$	$e_i l_n$	T_{tn}	$T_{tn} d_n$
-2	8.75	0	1.5	1.75	1.75	22.96	-0.18	0.98	-4.176	22.58	8.89	0.57	12.87	12.46	2.176	235.57
-1	8.75	3.5	2.0	1.72	1.75	83.3	-0.09	0.99	-7.57	82.95	8.79	0.57	47.28	12.3	9.99	849.66
0	8.75	6.5	2.0	1.72	1.75	128.45	0.0	1.0	0.0	128.45	8.75	0.57	73.216	12.25	15.41	1294.78
1	8.75	11.5	1.5	-	-	196.04	0.09	0.99	17.82	195.23	8.79	0.57	111.28	12.3	23.52	1911.39
2	8.75	15.0	0	-	-	225.75	0.18	0.98	41.05	221.99	8.90	0.57	126.53	12.46	27.09	2119.79
3	8.75	16.75	0	-	-	252.09	0.27	0.96	68.75	242.53	9.09	0.57	138.24	12.73	30.25	2268.81
4	8.75	15.5	0	-	-	233.28	0.36	0.93	84.83	217.31	9.39	0.57	123.86	13.15	27.99	2029.54
5	8.75	15.0	0	-	-	225.75	0.45	0.89	102.61	201.08	9.82	0.57	114.62	13.75	27.09	1828.58
6	8.75	12.5	0	-	-	188.13	0.55	0.84	102.64	157.68	10.44	0.57	89.87	14.62	22.58	1388.40
7	8.75	8.0	0	-	-	120.4	0.64	0.77	76.62	92.88	11.34	0.57	52.94	15.88	14.45	780.19
8	4.0	3.0	0	1.72	1.75	20.64	0.73	0.69	15.01	14.17	5.83	0.57	8.07	8.16	2.48	120.12

$$\Sigma = 497.55$$

$$\Sigma = 898.78 \quad \Sigma = 140.06$$

$$\Sigma = 14826.82$$

$$K_s = \frac{898.78 + 140.06}{497.55} = 2.08$$

$$K_{ss} = \frac{898.78 + 140.06}{497.55 + \frac{14826.82 \cdot 1}{87.5}} = 1.55$$

fin de Construction Aval $R=86.0m$

Tranchées	b	h'	h'''	r_1	r_3	Gn	Sin α	Cos α	Gnsin α	Gncos α	ln	tg ρ	Gncos ρ	Ciln	T $_{tn}$	T $_{tn}dn$
2	8.6	0	1.5	1.72	1.75	22.58	-0.18	0.98	-4.10	22.20	8.75	0.57	12.65	12.24	0.31	26.04
1	8.6	3.0	1.75	1.72	1.75	70.71	-0.09	0.99	-6.43	70.42	8.64	0.57	40.14	12.09	8.49	708.51
0	8.6	6.5	2.5	1.72	1.75	133.77	0.0	1.0	0.0	133.77	8.60	0.57	76.25	12.04	16.05	1316.30
1	8.6	10.9	2.0	1.72	1.75	191.33	0.09	0.99	17.39	190.54	8.64	0.57	108.61	12.09	22.96	1825.29
2	8.6	14.5	0.5	1.72	1.75	222.01	0.18	0.98	40.37	218.31	8.175	0.57	124.44	12.24	26.64	2038.05
3	8.6	16.5	0	1.72	1.75	244.07	0.27	0.96	66.56	234.82	8.94	0.57	133.84	12.51	29.99	2152.70
4	8.6	15.75	0	1.72	1.75	232.97	0.36	0.93	84.172	217.02	8.23	0.57	123.70	12.92	27.96	1991.89
5	8.6	15.0	0	1.72	1.75	221.88	0.45	0.89	100.85	107.63	9.66	0.57	112.65	13.52	26.63	1770.6
6	8.6	13.0	0	1.72	1.75	192.3	0.55	0.84	104.89	161.17	10.26	0.57	91.87	14.37	23.08	1401.87
7	8.6	9.5	0	1.72	1.75	140.52	0.64	0.77	89.42	108.4	11.15	0.57	61.79	15.61	16.86	919.00
8	5.0	4.0	0	1.72	1.75	34.40	0.73	0.69	25.02	23.61	7.28	0.57	13.46	10.20	4.13	202.27

$$\Sigma = 518.69$$

$$\Sigma = 899.4 \quad \Sigma = 139.83$$

$$\Sigma = 14352.52$$

$$K_s = \frac{899.4 + 139.83}{518.69} = 2.00$$

$$K_{SS} = \frac{899.4 + 139.83}{518.69 + 14352.52 \frac{1}{86.0}} = 1.52$$

fin de Construction Aval $R=83.5m$

N° des tranches	b	h'	h'''	γ_1	γ_3	G_n	Sin α	Cos α	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	l_n	tg φ	$G_n \cos \alpha \cdot \frac{1}{\sin \alpha}$	$C_i \cdot l_n$	T_{tn}	T_{tndn}
-2	5.5	0	1.0	1.72	1.75	9.63	-0.18	0.98	-1.75	9.46	5.59	0.57	5.39	7.83	1.16	94.76
-1	8.35	4.25	0.75	1.72	1.75	7.20	-0.09	0.99	-6.55	71.70	8.38	0.57	40.87	11.74	8.64	699.84
0	8.35	7.5	1.0	1.72	1.75	122.33	0.0	1.0	0.0	122.33	8.35	0.57	69.73	11.69	14.68	1145.01
1	8.35	11.5	0.5	1.72	1.75	172.47	0.09	0.99	15.68	171.76	8.38	0.57	97.90	11.74	20.7	1593.02
2	8.35	14.75	0	1.72	1.75	211.84	0.18	0.98	38.52	208.31	8.49	0.57	118.74	11.89	25.42	1881.14
3	8.35	16.0	0	1.72	1.75	229.79	0.27	0.96	62.67	221.08	8.68	0.57	126.02	12.15	27.57	1985.39
4	8.35	14.25	0	1.72	1.75	204.66	0.36	0.93	74.42	190.65	8.96	0.57	108.67	12.55	24.56	1694.58
5	8.35	11.5	0	1.72	1.75	201.06	0.45	0.89	91.39	179.10	9.37	0.57	102.08	13.12	24.13	1532.15
6	8.35	9.5	0	1.72	1.75	179.53	0.55	0.84	97.92	150.47	9.96	0.57	85.77	13.95	21.54	1281.84
7	8.35	9.0	0	1.72	1.75	129.26	0.64	0.77	82.26	9.71	10.82	0.57	56.83	15.15	15.51	783.32
8	4.0	4.0	0	1.72	1.75	27.52	0.73	0.69	20.01	18.69	5.83	0.57	10.77	8.16	3.30	155.21

$$\Sigma = 474.57$$

$$\Sigma = 822.77 \quad \Sigma = 129.97$$

$$\Sigma = 12846.87$$

$$K_s = \frac{822.77 + 129.97}{474.57} = 2.01$$

$$K_{ss} = \frac{822.77 + 129.97}{474.57 + \frac{1}{83.5} \cdot 12846.87} = 1.516$$

Fonctionnement Normal : R = 87.5m

N°	b	h	h''	h'''	δ_1	δ_2	δ_3	Gn	Sind	Case	Gnsind	Gncase	ln	Wen	tgf	(GnCase)	Ciku	Ttn	Tudn
-2	8.75	0	0	1.5	1.72	1.95	2.19	28.74	-0.18	0.98	-5.23	28.26	8.90	13.35	0.51	7.60	8.90	3.45	294.87
-1	8.75	1.0	2.5	2.0	1.72	1.95	2.19	96.03	-0.09	0.99	-8.73	95.63	8.79	39.56	0.51	28.60	8.79	11.52	979.51
0	8.75	4.5	2.5	2.0	-	-	-	141.18	0.0	1.0	0.00	141.18	8.75	39.38	0.51	51.92	8.75	16.94	1423.09
1	8.75	8.5	3.0	1.5	-	-	-	201.85	0.09	0.99	18.90	207.0	8.79	39.58	0.51	85.39	8.79	24.22	1968.04
2	8.75	12	3.0	0	-	-	-	231.79	0.18	0.98	42.14	227.92	8.90	29.70	0.51	102.62	8.90	24.81	2176.51
3	8.75	15.5	1.0	0	-	-	-	254.10	0.27	0.96	69.30	244.47	9.09	9.09	0.51	120.04	9.09	30.49	2286.90
4	8.75	15.5	0	0	-	-	-	233.28	0.36	0.93	84.83	217.31	9.39	/	0.57	123.87	13.15	27.99	2029.50
5	8.75	15.0	0	0	-	-	-	225.75	0.45	0.89	102.61	201.08	9.82	/	0.57	114.62	13.75	27.09	1828.58
6	8.75	12.5	0	0	-	-	-	188.13	0.55	0.84	102.62	157.68	10.44	/	0.57	89.88	14.62	22.58	1388.41
7	8.75	8.0	0	0	-	-	-	120.40	0.64	0.77	76.62	92.88	11.34	/	0.57	52.94	15.88	14.45	780.19
8	4.0	3.0	0	0	-	-	-	20.64	0.73	0.69	15.01	14.17	5.83	/	0.57	8.08	8.16	2.48	120.12

$$K_S = \frac{785.56 + 118.78}{498.06} = 1.82$$

$$\Sigma = 498.06$$

$$\Sigma = 785.56$$

$$\Sigma = 118.78$$

$$\Sigma = 15275.75$$

$$K_{SS} = \frac{785.56 + 118.78}{498.06 + \frac{1}{87.5} \cdot 15275.75} = 1.344$$

Fonctionnement Normal $R = 86.0 \text{ m}$

N°	b	h'	h''	h'''	δ_1	δ_2	δ_3	Gn	Sin α	Cos α	Gn Sin α	Gn Cos α	ln	W/Gn	tg ϕ	(Gn cos α - W)	Ci ln	T _{en}	T _{en d}
-2	8.6	0	0	1.5	1.72	1.95	2.19	28.25	-0.18	0.98	-5.14	27.78	8.75	13.13	0.51	7.47	8.75	3.39	284.7
-1	8.6	0.5	2.5	1.75	-	-	-	82.28	-0.09	0.99	-7.48	81.94	8.64	36.72	0.51	25.06	8.64	9.87	824.35
0	8.6	4.0	2.5	2.5	-	-	-	148.18	0.0	1.0	0.00	148.18	8.6	43.0	0.51	53.64	8.60	17.78	1458.0
1	8.6	8.0	3.0	0.5	-	-	-	204.64	0.09	0.99	18.60	203.79	8.64	42.34	0.51	82.34	8.64	23.75	1888.2
2	8.6	11.5	1.5	0	-	-	-	229.84	0.18	0.98	41.79	226.0	8.75	30.63	0.51	99.64	8.75	27.58	2109.8
3	8.6	15.0	0	0	-	-	-	247.04	0.27	0.96	67.37	237.67	8.94	13.41	0.51	114.37	8.95	29.64	2178.8
4	8.6	15.7	0	0	-	-	-	232.07	0.36	0.93	84.72	217.02	9.23	-	0.57	123.70	12.92	27.96	1991.9
5	8.6	15.0	0	0	-	-	-	221.88	0.45	0.89	100.85	197.63	9.66	-	0.57	112.65	13.52	26.63	1770.6
6	8.6	13.0	0	0	-	-	-	192.30	0.55	0.84	104.89	161.17	10.26	-	0.57	91.87	14.36	23.03	1401.85
7	8.6	9.5	0	0	-	-	-	140.52	0.64	0.77	89.42	108.39	11.15	-	0.57	61.79	15.61	16.86	919.03
8	5.0	4.0	0	0	-	-	-	34.40	0.73	0.69	25.02	23.61	7.28	-	0.57	13.46	10.19	4.13	202.2

$\Sigma = 520.04$

$\Sigma = 783.99 \quad \Sigma = 118.93$

$\Sigma = 15029.84$

$$K_S = \frac{783.99 + 118.93}{520.04} = 1.736$$

$$K_{SS} = \frac{783.99 + 118.93}{520.04 + \frac{1}{86.0} \cdot 15029.84} = 1.300$$

Fonctionnement Normal $R = 83.5m$

N°	b	h'	h''	h'''	δ_1	δ_2	δ_3	Gm	Sine	Coef	Gnsine	Gncoef	ln	Wom	tg ϕ	(Gncoef-w)	Ci ln	Tm	Tendm
-2	5.5	0.0	0	1.0	1.72	1.95	2.19	12.05	-0.18	0.98	-2.19	11.84	5.59	5.59	0.51	3.19	5.59	1.45	118.57
-1	8.35	1.75	0.5	0.75	1.72	1.95	2.19	179.55	-0.09	0.99	-7.23	179.23	8.38	27.24	0.51	26.51	8.38	9.55	773.23
0	8.35	5.0	2.5	1.0	-	-	-	130.80	0.0	1.0	0.0	130.80	8.35	29.23	0.51	51.80	8.35	15.70	1224.25
1	8.35	8.5	3.0	0.5	-	-	-	180.07	0.09	0.98	16.37	179.32	8.38	29.33	0.51	76.49	8.38	21.61	1663.8
2	8.35	12.5	2.25	0	-	-	-	216.16	0.18	0.98	39.30	212.56	8.49	19.10	0.51	98.66	8.49	25.94	1919.56
3	8.35	16.0	0	0	-	-	-	229.79	0.27	0.96	62.67	221.08	8.68	/	0.57	126.02	12.15	27.57	1985.3
4	8.35	14.25	0	0	-	-	-	204.66	0.36	0.93	74.42	190.65	8.96	/	0.57	108.67	12.54	24.56	1694.58
5	8.35	14.0	0	0	-	-	-	201.07	0.45	0.89	91.39	179.10	9.37	/	0.57	102.09	13.12	24.13	1532.15
6	8.35	12.5	0	0	-	-	-	179.53	0.55	0.84	97.92	150.47	9.96	/	0.57	85.77	13.94	21.54	1281.84
7	8.35	9.0	0	0	-	-	-	129.26	0.64	0.77	82.26	99.71	10.80	/	0.57	56.83	15.15	15.51	783.32
8	6.5	4.0	0	0	-	-	-	44.72	0.73	0.69	39.52	30.69	9.51	/	0.57	17.49	13.26	5.37	252.22

$$\Sigma = 494.43$$

$$\Sigma = 753.52 \quad \Sigma = 119.35$$

$$\Sigma = 13228.94$$

$$K_g = \frac{753.52 + 119.35}{494.43} = 1.765$$

$$K_{ss} = \frac{753.52 + 119.35}{494.43 + \frac{1}{22.5} \cdot 13228.94} = 1.337$$

Vidange Rapide $R = 93.5$

N° des Tranches	b	h''	γ_2	Sind	Cosd	Gn	GnSind	(N-Pln)	tg ψ_i	(N-Pln)tg ψ	ln	ei ln
-2	6.5	2.0	1.95	-0.18	0.98	25.35	-4.61	12.14	0.51	6.19	6.61	6.61
-1	9.35	5.5	1.95	-0.09	0.99	100.23	-9.12	48.65	0.51	24.81	9.39	9.39
0	9.35	8.5	1.95	0.0	1.0	154.98	0.00	75.50	0.51	38.51	9.35	9.35
1	9.35	11.5	1.95	0.09	0.99	209.67	19.06	101.73	0.51	51.88	9.39	9.39
2	9.35	13.0	1.95	0.18	0.98	237.02	43.10	113.55	0.51	57.91	9.51	9.51
3	9.35	13.0	1.95	0.27	0.96	237.02	64.64	111.10	0.51	56.66	9.72	9.72
4	9.35	12.25	1.95	0.36	0.93	223.35	81.22	101.36	0.51	51.69	10.04	10.04
5	9.35	11.5	1.95	0.45	0.89	209.67	95.31	90.99	0.51	46.4	10.50	10.5
6	9.35	9.0	1.95	0.55	0.84	164.09	89.51	67.00	0.51	34.17	11.16	11.16
7	9.35	5.0	1.95	0.64	0.77	91.16	58.01	34.26	0.51	17.47	12.12	12.12
8	2.5	1.25	1.95	0.173	0.69	6.09	4.43	2.04	0.51	1.04	3.64	3.64

$$\Sigma = 441.55$$

$$\Sigma = 386.73$$

$$\Sigma = 101.43$$

$$K_s = \frac{386.73 + 101.43}{441.55} = 1.11$$

Vidange Rapide: $R = 90.0m$

N ^o des Tranchées	b	h''	γ_e	Sin α	Cos α	Gn'	Gn Sin α	(N-Plu)	tg ϕ_i	(N-Plu)tg ϕ	ln	Ci ln
-2	6.0	1.5	1.95	-0.2	0.98	17.55	-3.51	8.38	0.51	4.28	6.12	6.12
-1	9.0	4.5	1.95	-0.1	0.99	78.98	-7.90	38.09	0.51	19.43	9.09	9.09
0	9.0	8.0	1.95	0.0	1.0	140.40	0.00	68.40	0.51	34.90	9.00	9.00
1	9.0	10.5	1.95	0.1	0.99	184.28	18.43	89.32	0.51	45.56	9.09	9.09
2	9.0	12.50	1.95	0.2	0.98	219.38	43.88	104.72	0.51	53.41	9.19	9.19
3	9.0	12.50	1.95	0.3	0.95	219.38	65.81	101.95	0.51	52.00	9.43	9.43
4	9.0	11.50	1.95	0.4	0.92	201.83	80.73	90.12	0.51	45.96	9.82	9.82
5	9.0	10.50	1.95	0.5	0.87	184.28	92.14	77.75	0.51	39.65	10.39	10.39
6	9.0	8.50	1.95	0.6	0.80	149.18	89.51	58.14	0.51	29.65	11.25	11.25
7	9.0	4.5	1.95	0.7	0.71	78.98	55.28	27.48	0.51	14.01	12.6	12.6

$\Sigma = 434.37$

$\Sigma = 338.85$

$\Sigma = 95.98$

$$K_s = \frac{338.85 + 95.98}{434.37} = 1.001$$

Vidange Rapide $R=82.0m$

N° des Tranches	b	h''	γ_2	Sin α	Cos α	Gn	Gn Sin α	(N-Pln)	tg ϕ_i	(N-Pln)tg ϕ	ln	ci ln
-1	8.2	3.5	1.95	-0.11	0.99	55.95	-6.21	28.52	0.51	14.54	8.25	8.25
0	8.2	6.0	1.95	0.0	1.0	95.95	0.0	49.20	0.51	25.09	8.20	8.20
1	8.2	8.5	1.95	0.11	0.99	135.91	15.10	69.26	0.51	35.32	8.25	8.25
2	8.2	10.0	1.95	0.22	0.97	159.90	35.53	79.95	0.51	40.77	8.41	8.41
3	8.2	10.0	1.95	0.33	0.94	159.90	53.30	77.31	0.51	39.42	8.69	8.69
4	8.2	9.0	1.95	0.44	0.89	143.91	63.96	66.11	0.51	33.71	9.15	9.15
5	8.2	7.50	1.95	0.55	0.83	119.92	66.63	51.13	0.51	26.08	9.86	9.86
6	8.2	5.0	1.95	0.66	0.74	79.95	53.30	30.56	0.51	15.58	11.0	11.0
7	5.5	2.5	1.95	0.77	0.63	26.81	20.85	8.64	0.51	4.40	8.75	8.75
						$\Sigma = 302.46$		$\Sigma = 234.91$		$\Sigma = 80.56$		

$$K_s = \frac{234.91 + 80.56}{302.46} = 1.043$$

Fin de Construction Amont R=103m

NR des Tranches	D	b'	b'''	α'	α''	Gn	Sin α	Cos α	Gn Sin α	Gn Cos α	ln	tg φ	Gn Cos α tg φ	Ci ln	T _{tn}	T _{tn} dn
-2	10.3	3.5	1.0	1.72	1.75	80.03	-0.18	0.983	-14.55	78.70	10.47	0.57	44.86	14.66	9.60	945.00
-1	10.3	9.0	2.5	-	-	204.51	-0.09	0.99	-18.59	203.66	10.34	0.57	116.09	14.48	24.54	2392.77
0	10.3	10.0	3.6	-	-	231.24	0.00	1.0	0.00	231.24	10.30	0.57	131.81	14.42	27.75	2663.88
1	10.3	13.2	2.5	-	-	279.80	0.09	0.99	25.44	278.61	10.34	0.57	158.81	14.48	33.58	3156.14
2	10.3	16.5	1.5	-	-	319.35	0.18	0.98	58.06	314.03	10.47	0.57	179.00	14.66	38.22	3525.62
3	10.3	18.5	0.0	-	-	327.75	0.27	0.96	83.39	315.32	10.71	0.57	179.73	14.99	39.33	3520.04
4	10.3	17.0	0.0	-	-	301.17	0.36	0.93	109.52	280.55	11.06	0.57	159.91	15.48	38.14	3126.14
5	10.3	16.0	0.0	-	-	283.49	0.45	0.89	128.84	252.48	11.56	0.57	143.91	16.18	34.02	2798.05
6	10.3	14.0	0.0	-	-	248.02	0.55	0.84	135.29	207.89	12.29	0.57	118.50	17.21	29.73	2306.59
7	10.3	10.0	0.0	-	-	177.16	0.64	0.77	112.74	136.66	13.35	0.57	77.90	18.69	21.26	1530.66
8	7.5	5.0	0.0	1.72	1.75	64.50	0.73	0.69	46.91	44.27	10.93	0.57	25.23	15.30	7.74	516.65

$$\Sigma = 667.05$$

$$\Sigma = 1335.75 \quad \Sigma = 170.55 \quad \Sigma = 26482.14$$

$$K_s = \frac{1335.75 + 170.55}{667.05} = 2.258$$

$$K_{ss} = \frac{1335.75 + 170.55}{667.05 + \frac{26482.14}{103}} = 1.1630$$

Fin de Construction Amont $R=102\text{ m}$

N° des Tranches	H	H'	H'''	r_1	r_2	Gn	Sin α	Cos α	GnSin α	GnCos α	ln	tg β	Gncos α /tg β	Ci ln	T $_{en}$	T $_{en}^{dn}$
-2	10.2	3.25	1.5	1.72	1.75	83.79	-0.18	0.98	-15.24	82.40	10.37	0.57	46.97	14.52	10.05	975.32
-1	10.2	6.5	3.0	-	-	167.59	-0.09	0.99	-15.24	166.89	10.24	0.57	95.13	14.34	20.11	1935.66
0	10.2	10.0	3.5	-	-	237.92	0	1	0.0	237.92	10.20	0.57	135.61	14.28	28.55	2705.15
1	10.2	10.5	3.0	-	-	237.76	0.09	0.99	21.61	236.78	10.24	0.57	134.96	14.34	28.53	2660.53
2	10.2	16.5	1.5	-	-	316.25	0.18	0.98	57.50	311.0	10.37	0.57	111.26	14.52	37.05	3453.46
3	10.2	19.0	0	-	-	333.34	0.27	0.96	90.91	320.7	10.6	0.57	182.80	14.84	40.00	3520.07
4	10.2	17.0	0	-	-	298.25	0.36	0.93	108.45	277.83	10.95	0.57	158.36	15.33	35.79	3051.1
5	10.2	16.0	0	-	-	280.7	0.45	0.89	127.59	250.03	11.45	0.57	142.52	16.03	33.68	2728.4
6	10.2	14.0	0	-	-	245.62	0.55	0.84	133.97	205.26	12.17	0.57	117.34	17.04	29.47	2247.42
7	10.2	10.0	0	-	-	175.44	0.64	0.77	111.64	135.33	13.22	0.57	77.14	18.51	21.05	1463.17
8	8.0	5.0	0	-	-	68.8	0.73	0.69	50.04	47.22	11.6	0.57	26.92	16.24	8.26	528.38

$\Sigma: 671.23$

$\Sigma: 1229.01 \quad \Sigma: 169.99$

25268.67

$$K_s = \frac{1229.01 + 169.99}{671.23} = 2.084$$

$$K_{ss} = \frac{1229.01 + 169.99}{671.23 + \frac{25268.67 \cdot 1}{102}} = 1.522$$

Fin de Construction R=100m Amont

N° des Tranches	R(m)	h'(m)	h''(m)	$\delta_1 T/m^3$	$\delta_3 T/m^3$	Gn	Sin α	Cos α	GnSin α	GnCos α	ln	tg φ	GnCos α tg φ	Ci ln	T _{bn}	T _{bn} dn
-3	3.0	1.0	0.0	1.72	1.75	5.96	-0.25	0.97	-1.29	5.0	3.09	0.57	2.85	4.33	0.62	59.13
-2	10.0	3.5	1.0	-	-	77.70	-0.17	0.98	-12.95	76.61	10.14	0.57	43.67	14.2	9.32	885.78
-1	10.0	7.25	2.5	-	-	168.45	-0.08	0.99	-14.04	167.86	10.03	0.57	95.63	10.04	20.21	1910.22
0	10.0	10.5	3.0	-	-	228.73	0.00	1.00	0.00	228.73	10.0	0.57	130.38	14.00	27.45	2552.63
1	10.0	16.5	2.75	-	-	327.55	0.08	0.99	27.30	326.41	10.03	0.57	186.05	14.04	39.31	3596.5
2	10.0	17.4	1.75	-	-	322.02	0.17	0.98	536.7	317.51	10.14	0.57	180.88	14.20	38.64	3439.17
3	10.0	19.5	0.0	-	-	354.4	0.25	0.97	83.85	324.75	10.33	0.57	185.11	14.46	40.25	3461.33
4	10.0	17.5	0.0	-	-	301.0	0.33	0.94	100.33	283.79	10.61	0.57	161.76	14.85	36.12	2979.90
5	10.0	16.25	0.0	-	-	279.50	0.42	0.91	116.46	254.09	11.00	0.57	144.83	15.4	33.54	2649.66
6	10.0	14.0	0.0	-	-	240.8	0.50	0.87	120.40	208.54	11.55	0.57	118.87	16.17	28.9	2109.41
7	10.0	9.5	0.0	-	-	165.40	0.58	0.81	95.52	132.72	12.31	0.57	75.65	17.23	19.61	1333.34
8	5.5	5.0	0.0	-	-	47.30	0.67	0.75	31.53	35.26	17.38	0.57	20.10	10.33	5.68	352.16

$$\Sigma = 600.58$$

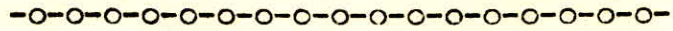
$$\Sigma = 1345.88 \quad \Sigma = 163.25$$

$$\Sigma = 25329.23$$

$$K_s = \frac{1345.88 + 163.25}{600.58} = 2.513$$

$$K_{ss} = \frac{1345.88 + 163.25}{600.58 + \frac{25329.23}{100}} = 1.677$$

O U V R A G E S A N N E X E S



- I DERIVATION PROVISOIRE
- II EVACUATEUR DE CRUES
- III PRISE D'EAU

I. DERIVATION PROVISOIRE:

1-1-But:

Pour pouvoir travailler sur le chantier dans de bonnes conditions, il est indispensable de prévoir une dérivation des eaux de l'oued surtout en période de crues.

Pour notre cas cette dérivation se fera par une galerie souterraine qui sera creusée dans le flanc gauche de l'oued au niveau du site. La galerie fonctionnera comme vidange de fond lors de la mise en exploitation de l'ouvrage, elle peut servir comme organe évacuateur en cas de crues exceptionnelles.

1-2-Choix du tracé:

Le tracé a été choisi en tenant compte de la topographie et de la géologie du site.

En effet, nous remarquons qu'au niveau du site la roche mère est constituée d'argile par conséquent notre tracé ne peut emprunter la partie horizontale au niveau du site du fait des tassements différentiels qui peuvent se produire entre deux matériaux ayant des modules d'élasticité différents.

Le tracé a été chois sur le flanc gauche du site, la galerie reposera sur du grès consolidé qui est plus stable que l'argile. La même possibilité nous ait offerte à droite du lit mais le tracé s'allongera et par conséquent n'est plus économique.

1-3-Influence du diamètre de la galerie sur la hauteur du batardeau:

Le débit évacué par la galerie varie avec son diamètre et lui est proportionnel, par conséquent la hauteur du batardeau varie dans le sens inverse de celui-ci ainsi que les coûts d'où une étude d'optimisation s'avère nécessaire.

Pour cela plusieurs diamètres ont été choisis pour dériver un débit décennal $Q_{10} = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ un simple calcul nous permet de déterminer la hauteur du batardeau.

1-4-Exposé de la méthode de calcul:

*Hypothèses:

- _Ecoulement en charge dans la galerie.
- _Dans la hauteur du batardeau est incluse la sécurité.
- _Ecoulement permanent.

L'équation de BERNOULLI faite entre les sections 1 et 2 nous permet d'écrire.

$$H_{bat} + JL - H_2 = \frac{V^2}{2g} \left(\sum \gamma + f \frac{L}{D} \right) \quad (1)$$

Où

- 1 Indice de la section à l'axe du batardeau
- 2 Indice de la section à la sortie de la galerie
- H₂ Hauteur d'eau laissée à l'aval (H₂ = 2m)
- H_b Hauteur du batardeau revanche incluse
- L Longueur de la galerie suivant le trace choisi
- D Diamètre hydraulique
- ∑ Somme des coefficients de p.d.c
(entrée , sortie , des 2 coudes)
- J Pente du terrain le long du tracé J= 0,003

Les coefficients de p.d.c des coudes sont calculés d'après la formule de Weisbach

$$\gamma = \frac{\alpha}{90} \left(0,131 + 1,847 \frac{D^{3,5}}{2} \right)$$

Où

- Angle du coude
- Rayon de courbure

L'équation (1) nous permet d'écrire

$$\Delta H = \frac{Q^2}{2gA^2} \left(\sum \gamma + f \frac{L}{D} \right)$$

Avec $f_r = \left(1,14 - 0,861 \ln \frac{\epsilon}{D_h} \right)^{-2}$

ϵ Rugosité absolue de la paroi

D_h Diamètre hydraulique

$$\Delta H = H_{bat} - H_2 + JL$$

D'où

$$H_{bat} = H + H_2 - JL$$

Une vérification du régime est nécessaire à la fin

Application Numérique:

$$Q_{p=10\%} = 300 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Soit } \phi = 5 \text{ m}$$

$$f_r = 0,013956$$

$$H_{bat} = 16,29 \text{ m}$$

$$\epsilon/D_h = 0,0002$$

$$R = \frac{v \cdot D}{\nu} = \frac{Q \cdot D}{A \cdot \nu}$$

$$R = 9 \cdot 10^7$$

Diagramme de Moody
Régime Turbulent Rugueux

Le régime étant turbulent rugueux, aucune correction n'est à faire. Ce calcul se fera pour plusieurs diamètres.

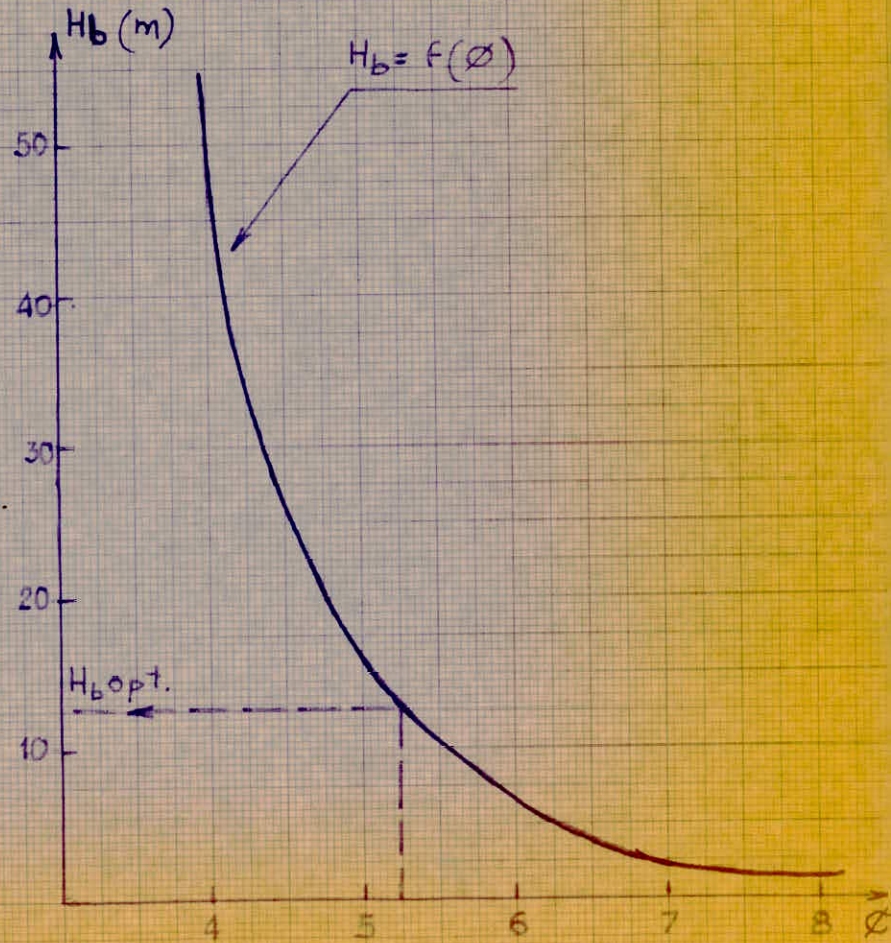
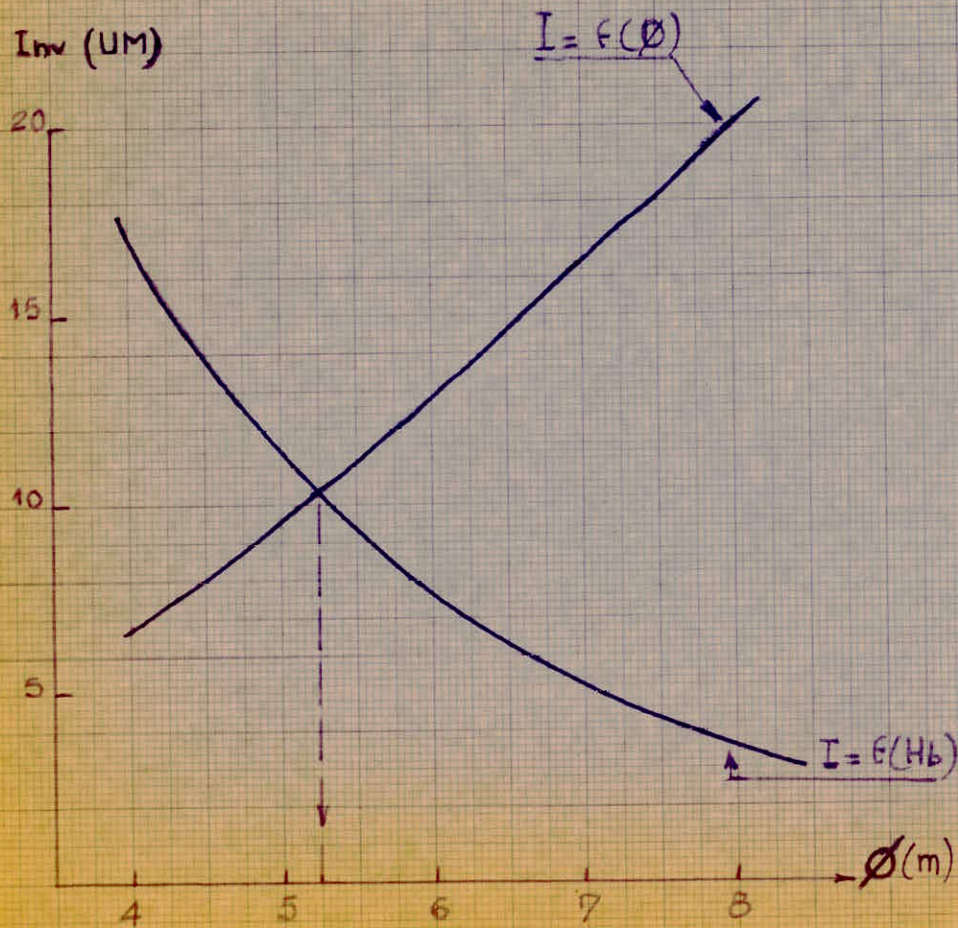
L'étude technico-économique faite avec les ϕ (4,5,6,7,8)(m) nous permet d'adopter un ϕ de 5m comme diamètre optimal correspondant à une hauteur du batardeau égale à 13 m à partir du niveau 29,00 m.

TABLEAU: 22

ϕ	4	5	6	7	8
f_r	0,01461	0,01395	0,01345	0,01305	0,0127
H_{bat}	50,50	16,29	6,71	2,75	2,00
$\hat{C}_{galerie}$ (UM)	6,61	9,30	12,97	16,42	19,95
\hat{C}_{batard} (UM)	17,15	11,10	7,92	5,25	3,55
\hat{C}_{total} (UM)	23,76	20,40	20,89	21,67	23,50

COURBE D'INVESTISSEMENT
GALERIE - BATARDEAU.

COURBE DES INVESTISSEMENTS
GALERIE & BATARDEAU.



1-5-Pre-Batardeau:

Les conditions topographiques ne nous permettent pas de détruire le batardeau une fois les travaux achevés du fait de sa largeur, donc il fera partie du corps du barrage.

Pour sa bonne réalisation il est nécessaire de projeter un pre-batardeau à l'amont du site dont le rôle est de couvrir la bonne exécution du batardeau principal, rappelons que de pareils travaux commencent en période sèche par conséquent un pré-batardeau de 6,0 m de hauteur offre toute la sécurité requise pour la bonne marche des travaux sur le chantier.

II. EVACUATEUR DE CRUES :

2-1-But: La submersion est un danger permanent pour les barrages en terre en période de crues; pour que l'ouvrage soit garanti contre un tel danger la projection d'un ouvrage d'évacuation est indispensable.

Comme son nom l'indique sa principale fonction est de permettre l'évacuation des débits de crues sans que les autres ouvrages ne puissent être endommagés par submersion ou par affouillements.

2-2-Choix de l'évacuateur de crues:

Le choix de l'emplacement de l'ouvrage est guidé par de multiples considérations.

Une étude hydrologique est nécessaire pour décider des capacités d'évacuation de l'ouvrage. La topographie et la géologie du site jouent un rôle important dans un choix guidé par des facilités d'exécution en fin d'un tel choix dépend l'exploitation en toute sécurité de l'ouvrage.

En prenant en considération tout cela, il aurait été plus correcte d'opter pour un évacuateur l'attéral, mais devant la complexité d'un tel écoulement, une étude sur modèle réduit s'avère nécessaire un tel type d'évacuateur demande de très solides parements de la tranchée devant les grandes forces d'inertie de la masse liquide.

La possibilité de choisir un évacuateur en puits fût envisagée, notons que dans ce cas la réalisation est très difficile devant la géologie du site, cette difficulté réside aussi dans le raccordement avec la galerie de vidange devant ces nombreux inconvénients cette possibilité se voit rejetée.

Après la critique qui vient d'être faite, notre choix se porte sur un évacuateur frontal qui répond bien aux conditions topographiques du site, de plus sa réalisation est assez facile.

2-3-Emplacement de l'évacuateur :

Ce choix obéit à des considérations géologiques et topographiques et bien sûr économiques.

Du point de vue géologiques les deux rives offrent les mêmes possibilités, pour un emplacement en rive gauche du site, le tracé sera plus court et par conséquent plus économique, de plus cette rive offre des pentes qui ne sont pas trop fortes, c'est d'ailleurs cette solution qui fût choisie.

2-4-Profil type du déversoir:

Le déversoir sera à profil pratique type CREAGER qui rappelons le est le profil qui s'adapte le mieux à la lame d'eau de façon à ce que celle-ci ne puisse se décoller, le profil type est celui réalisé par la nappe libre.

Ce profil est obtenu d'après le profil correspondant à la charge $H = 1,0m$ déjà déterminé.

Puisque le profil du coursier pour une charge H a été déterminé, pour déduire le profil correspondant à une charge H_1 nous allons appliquer la loi de similitude de Reich-Froude, les forces d'inertie et de pesanteur sont prépondérantes devant les forces de viscosité ceci justifie l'application de cette loi de similitude, pour cela le rapport des dimensions linéaires étant constant.

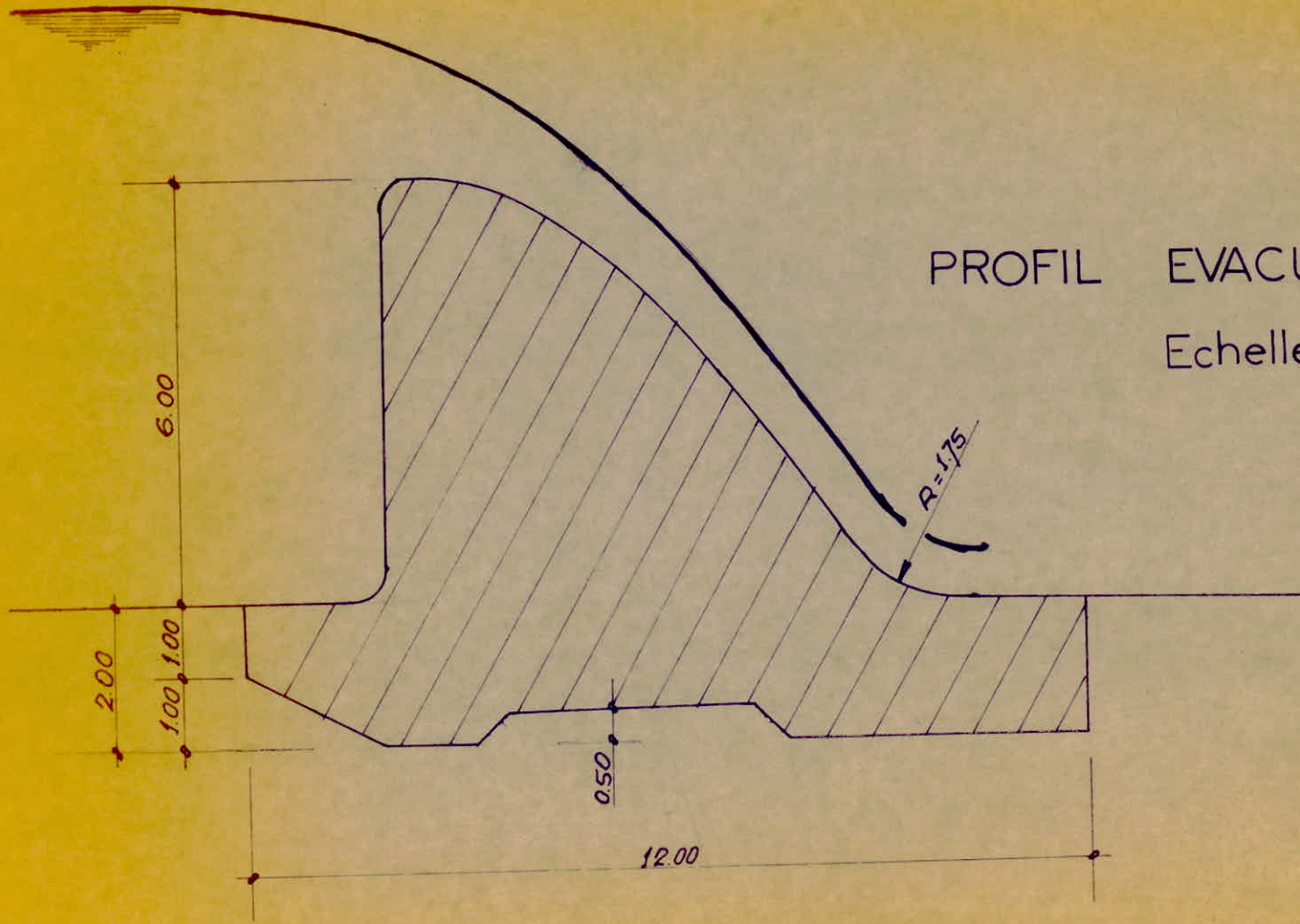
$$\lambda = \frac{H_1}{H} = \frac{X}{X} \Rightarrow X = H_1 \cdot x$$

$$\lambda = \frac{H_1}{H} = \frac{Y}{Y} \Rightarrow Y = H_1 \cdot y$$

De cette façon, en se servant des coordonnées x et y correspondant à la charge H nous allons tracer le profil de notre coursier point par point de coordonnées (x;y).

TABLEAU: 23

Profil H = 1,0 m		Profil H = 2,50 m	
x	y	X	Y
0,0	0,126	0,00	0,315
0,1	0,036	0,25	0,090
0,2	0,007	0,50	0,0175
0,3	0,000	0,75	0,000
0,4	0,006	1,00	0,015
0,5	0,027	1,25	0,0675
0,6	0,060	1,50	0,150
0,7	0,100	1,75	0,250
0,8	0,146	2,00	0,365
0,9	0,198	2,25	0,495
1,0	0,256	2,50	0,640
1,1	0,321	2,75	0,801
1,2	0,394	3,00	0,985
1,3	0,475	3,25	1,189
1,4	0,564	3,50	1,470
1,5	0,661	3,75	1,653
1,6	0,764	4,00	1,910
1,7	0,873	4,25	2,183
1,8	0,987	4,50	2,468
1,9	1,108	4,75	2,770
2,0	1,235	5,00	3,088
2,1	1,369	5,25	3,423



PROFIL EVACUATEUR DE CRUES
Echelle 1/100

2-5-Stabilité de l'évacuateur de crues:

Pendant son exploitation l'ouvrage est soumis à divers sollicitations qui sont variables dans le temps, nous devons prévoir son comportement dans plusieurs cas de charge afin d'apporter les solutions et modifications nécessaires à sa sécurité.

Parfois seuls les essais peuvent fournir des résultats fiables, dans notre présente étude nous vérifierons la stabilité contre:

- Le glissement
- Le renversement
- Le soulèvement

2-5-1-Stabilité contre le glissement:

K_g Coefficient de sécurité

$$K_g = \frac{\sum \text{Forces stabilisatrices}}{\sum \text{Forces d'entraînement} + f(G - W_{\phi})}$$
$$K_g = \frac{\quad}{P}$$

où

f Coefficient de frottement

G Poids de l'ouvrage

W_{ϕ} Pression de l'eau d'infiltration

P Poussée due à la pression de l'eau

$$G = \frac{1}{2} \gamma_b \cdot h \cdot b$$

Avec γ_b Poids spécifique du béton = 2,4 T/m³

$$h = 6,0m$$

$$b = 12,0m$$

$$G = 36,40 \text{ T/m}$$

Poussée de l'eau sur le parement amont.

$$P = \frac{1}{2} \gamma h^2$$

$$P = 18 \text{ T/ml}$$

Pression d'infiltration.

$$W\phi = \frac{1}{2} \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot b$$

α Coefficient de réduction des sous pressions.

$$= 0,5 \text{ à } 1,0$$

Soit

$$\alpha = 0,6$$

$$W\phi = 21,60 \text{ T/ml}$$

$$\text{D'où } K_g = \frac{0,6(86,4 \text{ } 6 \text{ } 21,6)}{18} = 2,16$$

2-5-2-Stabilité contre le renversement:

$$K_r = \frac{\sum \text{Momt/c Retenant}}{\sum \text{Momt/c Renversant}}$$

$$\begin{aligned} \sum \text{des moments retenant/c} &= G \cdot \frac{2}{3} \cdot b - W\phi \cdot \frac{2}{3} \cdot b \\ &= \frac{2}{3} \cdot b(G - W\phi) \\ &= 518,4 \text{ T.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum \text{des moments renversant/c} &= \frac{1}{3} \cdot P \cdot h \\ &= 36 \text{ T.m} \end{aligned}$$

$$K_r < K_{r\text{adm}} = 1,3 \text{ à } 1,5$$

2-5-3-Stabilité contre le soulèvement:

$$K_s = \frac{\sum \text{Forces empêchant le soulèvement}}{\sum \text{Forces provoquant le soulèvement}}$$
$$= \frac{G + P_1}{W_0}$$

où

P_1 Poids de l'eau sur la console à la base du déversoir

$$P_1 = b_1 \cdot h = 12T$$

B_1 Largeur de la console de la base

D'où $K_s = 4,55$

*Dans aucun cas la stabilité de l'ouvrage n'est menacées par conséquent aucune modification importante n'est à apporter.

2-6-Calcul hydraulique:

Le débit passant par le déversoir $Q=600,437 \text{ m}^3/\text{s}$ occasionne une montée du plan d'eau $z = 2,50 \text{ m}$, par conséquent la charge à l'amont de l'ouvrage sera:

$$H = h + z$$
$$= 8,50 \text{ m}$$

Le débit spécifique $q = Q/b = 8,578 \text{ m}^2/\text{s}$

Déterminons la hauteur au pieds du déversoir

$$\text{hauteur critique } k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$
$$k = 1,957$$

$$H = 8,50 \text{ m}$$

$$H_+ = H/k$$

$$= 4,343$$

le paramètre adimensionnelle de la profondeur h_t est égale à :

$$h_{t+} = \frac{H+}{3} + \frac{2}{3} H+ \cos \frac{1}{3} \left[\arccos \left(1 - \frac{54}{8} H+^{-3} \right) + 4\pi \right]$$

$$h_{t+} = 0,354$$

$$\begin{aligned} D'où \quad h_t &= h_{t+} \times k \\ &= 0,354 \times 1,957 = 0,693 \text{ m} \end{aligned}$$

2-6-1-Canal évacuateur:

Le débit évacué par le déversoir sera restitué à l'oued par un canal de restitution à section trapezoïdale. Ce dernier sera convergent pour atteindre la largeur de 20 m .

L'écoulement dans le canal est un écoulement graduellement non uniforme dont l'équation caractéristique est l'équation différentielle suivante.

$$dL = \frac{1 - \frac{Qe^2}{gA^3}}{J_u - J} dh$$

$$L_2 = \int_{h_1}^{h_2} \frac{1 - \frac{Q^3 e}{gA^3}}{J_u - J} dh$$

Les profondeurs h_i caractérisant l'état de la surface libre de l'eau ou courbe de remous d'ordonnée h_i et d'abscisse L_i sont obtenues par intégration de l'équation différentielle dans laquelle :

- Q Débit véhiculé par le canal
- e Largeur du plan d'eau
- A Section mouillée
- g_1 Accélération de la pesanteur
- L_2 Longueur développée entre deux sections (1) et (2)
- J_u Pente géométrique du canal
- J Gradient de perte de charge

Les tableaux suivant récapitulent les résultats d'un programme établi par Mr G.LAPRAY professeur à l'E.N.P.A pour une TI-59.

CALCUL DE REMOUS :

Tableau: 24

REMOUS DESCENDANT TYPE P₂ Turbulent Rugueux Torrentiel
Supernormal

L_i	h_i	b_i	k_i	h_{ui}
0,000	0,693	69,324	1,950	
7,029	0,6830	67,701	1,952	0,612
16,881	0,6730	65,987	1,982	0,621
24,849	0,6680	65,019	2,016	0,631
26,950	0,6670	64,603	2,035	0,637
29,184	0,6660	64,134	2,044	0,639
31,817	0,6650	63,563	2,053	0,642
35,129	0,6640	63,035	2,065	0,646
37,303	0,6635	62,778	2,077	0,649
37,806	0,6634	62,679	2,082	0,651
38,331	0,6633	62,575	2,084	0,651
38,893	0,6632	62,462	2,086	0,652
39,501	0,6631	62,340	2,089	0,653
40,166	0,6630	62,205	2,092	0,654
40,907	0,6629	62,052	2,094	0,654
41,758	0,6628	61,879	2,098	0,655
42,783	0,6627	61,640	2,102	0,656
44,165	0,6626	61,489	2,107	0,658
44,345	0,66259	61,454	2,110	0,659
44,536	0,66258	61,416	2,111	0,659
44,742	0,66257	61,374	2,112	0,659
44,969	0,66256	61,327	2,113	0,660
45,225	0,66255	61,274	2,114	0,660
45,522	0,66254	61,210	2,115	0,660
45,892	0,66253	61,124	2,116	0,661
46,451	0,66252	61,049	2,118	0,661
46,642	0,662518	61,049	2,119	0,662

REMOUS ASCENDANT TYPE P₃

Turbulent Rugueux Torrentiel Subnormal

TABLEAU:25

L_i	h_i	b_i	k_i	h_{ui}
46,833	0,66252	61,070	2,120	0,662
47,624	0,66253	60,782	2,120	0,662
48,246	0,66254	60,685	2,126	0,664
48,635	0,66255	60,617	2,128	0,664
48,945	0,66256	60,562	2,130	0,665
49,211	0,66257	60,514	2,131	0,665
49,448	0,66258	60,470	2,132	0,665
49,663	0,66259	60,430	2,133	0,666
49,862	0,66260	60,316	2,134	0,666
50,352	0,66265	60,158	2,137	0,667
51,508	0,66270	60,039	2,140	0,668
52,081	0,66275	59,935	2,143	0,669
52,598	0,66280	59,797	2,145	0,669
53,509	0,66290	59,632	2,149	0,670
54,315	0,66300	59,420	2,152	0,671
55,709	0,66320	59,170	2,157	0,673
56,926	0,66340	58,948	2,163	0,675
58,017	0,66360	58,658	2,169	0,676
59,935	0,66400	58,273	2,175	0,678
62,028	0,66450	57,892	2,185	0,681
63,894	0,66500	57,401	2,194	0,684
67,139	0,66600	56,569	2,206	0,694
72,539	0,66800		2,227	0,694

REMOU' ASCENDANT TYPE P₃

Turbulent Rugueux Torrentiel Subnormal

TABLEAU: 26

L_i	h_i	b_i	k_i	h_{ui}
		56,569		
72,539	0,6680	55,602	2,227	0,694
77,201	0,6700	54,246	2,252	0,701
86,636	0,6750	52,543	2,283	0,712
94,861	0,6800	50,640	2,335	0,726
108,358	0,6900	48,001	2,397	0,744
120,429	0,7000	45,802	2,474	0,767
131,229	0,7100	43,811	2,549	0,790
141,132	0,7200	41,193	2,622	0,812
158,458	0,7400	37,975	2,726	0,843
174,606	0,7600	35,007	2,868	0,886
189,324	0,7800	32,284	3,017	0,932
202,920	0,8000	29,758	3,171	0,980
215,593	0,8200	27,395	3,332	1,030
227,484	0,8400	25,174	3,501	1,084
238,701	0,8600	23,074	3,680	1,142
249,327	0,8800	21,091	3,870	1,205
259,429	0,9000		4,073	1,274

III. PRISE D'EAU:

3-1-Généralités:

L'ouvrage de prise a pour but le prélèvement d'un débit destiné soit à l'AEP soit à l'Irrigation (notre cas), ce débit sera véhiculé par une conduite qui empruntera la galerie de vidange.

Généralement le type d'ouvrage de prise d'eau dépend du débit de prise, de la hauteur du barrage et bien d'autres facteurs. Pour le projet une tour constituera l'ouvrage de prise, elle sera munie de trois fenêtres disposées à de différents niveaux, elles alimenteront les conduites de prise qui se relieront entre elles pour former une conduite unique de \varnothing 1000 qui sera logée dans la galerie (voir planche 5)

3-2-Détermination du débit de prise:

D'après les données relatives à l'apport, nous remarquons que pendant trois mois l'apport est nul par conséquent pendant cette période la demande se fera plus sentir que pendant d'autres saisons, la valeur qui a été retenue pour le volume de prise est de 15% du volume utile du réservoir par mois.

$$V_u = V_{NNR} - V_M$$

où V_{NNR} Volume correspondant au Niveau Normal de Retenue
 V_M Volume Mort

$$V_u = 47,92 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$Q_P = \frac{V_P}{T}$$

Q_P Débit de prise

T Période d'un mois

V_P Volume de prise

$$Q_P = \frac{7,19 \cdot 10^6}{31 \times 24 \times 3600} = 2,68 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec $\varnothing = 1000\text{mm}$ nous aurons:

$$V = \frac{Q_P}{S} = \frac{Q_P}{\frac{D^2}{4}} = 3,31 \text{ m/s}$$

Des fenêtres seront disposées à des niveaux différents et équipées de vannes réglables du haut de la tour, la conduite principale sera logée dans la galerie suspendue à sa partie supérieure, elle sera en acier. La fenêtre du bas sera placée à 2 m du niveau mort et ce pour éviter le phénomène de vortex lors de l'écoulement.

Pour le réglage de la vanne de la galerie il est prévu un mécanisme de levage et de descente commandé de la tour.

3-3-Protection de la conduite de prise:

La conduite sera en acier et une protection s'avère indispensable du fait de sa fragilité à la corrosion, elle se fera par application de couches de peintures à l'extérieur de la conduite.

CALCUL ECONOMIQUE:

Généralement les prix unitaires varient en fonction de l'emplacement du chantier et ceci en raison du coût du transport. Les calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants.

-O-O-O-O-O-O-O-O-

ESTIMATION DU COUT DE L'OUVRAGE

TABLEAU:27

Désignation	Prix Unitaire (DA)	Quantité (m ³)	Montant (MDA)
Déblai	160	9189	1,47
Remblai	3500	1340	4,69
Total Dérivation			6,16
Remblai	150	559600	334
Déblai	90	143225	12,9
Matrx grossiers	150	140000	2,1
Enrochements	160	13000	2,1
Noyau	140	150000	21,0
Filtre	410	3000	1,23
Couche végétale	150	15000	2,25
Total Digue			425,58
Remblai	150	230000	34,5
Déblai	90	52625	4,7
Matrx grossiers	150	4000	0,6
Enrochements		10000	1,6
Noyau		60000	8,4
Filtre		3000	1,23
Couche végétale		8000	1,20
Total Digue de col			52,13
Déblai (autres)	200	8700	1,74
Bétonnage	3500	3950	13,83
Total Eva-crues			15,57
Appareillage Hydroméca			1,5
Coût Total			500,940

TABLEAU: 28

N° du Profil	Distance (m)	Remblai Alluvion (m ²)	Materieux grossi (m ²)	Filtre (m ²)	Enrochements (m ³)	Noyau (m ²)	Terre Vegetale (m ²)	Remblai Alluvion (m ³)	Materieux gros (m ³)	Filtre (m ³)	Enrochement (m ³)	Noyau (m ³)	Terre Vegetale (m ³)
1	40	405	20	5,0	24	97	18	16200	360	200	960	3830	720
2	50	1473	14	7	37	262	43	73650	700	350	1850	13100	2150
3	50	1973	14	7	37	328	48	98900	700	350	1850	16400	2400
4	50	3750	15	8	38	679	50	178500	750	400	1900	33950	2500
5	650	3570	15	8	38	679	50	2320500	9750	400	1900	33950	2500
6	50	3213	14	7	34	611	45	160650	700	350	1700	30500	2250
7	50	1730	13	6	33	295	39	89000	650	300	1650	14750	1950
8	50	365	8	5	22	87	16	18250	400	250	1100	4350	800
Barrage								2,95 10 ⁶	14 10 ³	000	13000	150000	15000
1	45	90	4	2	10	33	10	4050	180	90	450	1485	450
2	50	121	5	3	12	35	11	6050	250	1500	550	1750	550
3	50	352	7	4	18	76	11	17600	350	200	900	3000	550
4	50	610	10	5	26	109	24	30500	500	250	1300	5450	1200
5	50	800	12	6	30	248	15	40000	600	300	1500	12400	1250
6	50	800	12	6	30	248	25	40000	600	300	1500	12400	1250
7	50	980	12	6	30	248	25	40000	600	300	1500	12400	1250
8	50	720	11	5	27	223	23	36000	550	250	1350	11150	1150
9	50	246	5	2	13	53	8	12300	250	100	650	2650	400
10	50	73	3	3	7	21	7	3650	150	100	350	1050	350
11	20	45	2	1	5	17	5	900	40	20	100	340	100
Digue de Col								2,3 10 ⁵	4070	3660	9150	64875	8500

CONCLUSION:

Nous estimons que le barrage de l'O.B.H est techniquement faisable du fait de la disponibilité des matériaux nécessaires à sa réalisation, qui est souhaitable si on réalise la contribution qu'il apportera à la satisfaction des besoins en eau de la plaine d'El Tarf et à la mise en valeur des dizaines d'hectares, sa contribution se fera sentir aussi dans l'atténuation des crues qui par leur pouvoir érosif et destructif causent des dégâts considérables aux terres agricoles. Néanmoins des précisions sont nécessaires à cela, notamment des reconnaissances géologiques plus poussées au niveau de la cuvette.

-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

INDEX DEQ TABLEAUX
-O-O-O-O-O-O-O-O-O-O-O-

Tableau:1	Observation températures
Tableau:2	Observation humidité
Tableau:3	Observation vent
Tableau:4	Module de l'évaporation
Tableau:5	Stations pluviométriques
Tableau:6	Module de précipitations
Tableau:7	Répartition des pluies temporelles
Tableau:8	Pluies torrentielles
Tableau:9	Précipitations max journalières fréquentielles
Tableau:10	Pluies de courte durée
Tableau:11	Courbe hypsométrique
Tableau:12	Caractéristiques morphométriques du bassin
Tableau:13	Norme de l'apport annuel
Tableau:14	Norme de l'écoulement
Tableau:15	Coordonnées des hydrogrammes
Tableau:16	Volumes des crues par différentes méthodes
Tableau:17	Observation du transport solide
Tableau:18	Caractéristiques bathymétriques de la cuvette
Tableau:19	Répartition de l'infiltration
Tableau:R60%	Régularisation à Tx = 60%
Tableau:R65%	Tx = 65%
Tableau:R70%	Tx = 70%
Tableau:R75%	Tx = 75%
Tableau:R80%	Tx = 80%
Tableau:R85%	Tx = 85%
Tableau:R90%	Tx = 90%
Tableau:R95%	Tx = 95%
Tableau:20	Laminage de crues
Tableau:21	Pentes empiriques

Tableau:22 Récapitulatif de l'étude technico-économique
(Galerie-Batardeau)

Tableau: Récapitulatif des calculs de stabilités des talus
Vidange rapide
Fonctionnement normal aval
Fonctionnement (fin de) aval
Fin de fonctionnement amont

Tableau:23 Coordonnées du profil de l'évacuateur

Tableau:24 Courbe de remous (coordonnées) Type P₂

Tableau:25 Type P₃

Tableau:26 Type P₃ (suite)

Tableau:27 Estimation du cout de l'ouvrage

Tableau:28 Récapitulatif des volumes des materiaux

B I B L I O G R A P H I E
-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

- Hydraulique Générale et appliquée M. CARLIER
- Théorie de la longueur fluidodynamique G. LAPRAY
- Les barrages en terre CH. MALLET et J. PACQUANT
- Hydraulique Souterraine G. SCHNEEBELI
- Thésés de Fin d'Etudes E.N.P.A
- Barrages en matrux locaux E. BELEKONEV

-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

