

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

SUJET

**Etude de Faisabilité d'un
Barrage sur l'Oued Mellegue
W. de Tébessa**

12 PLANCHES

Proposé par :

D. G. I. H.

Etudié par :

Mr ANNAD Djamal

Mr BENNECER Med Cherif

dirigé par :

Mr MOULOUDI Y.

PROMOTION JANVIER 1986

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

«O»

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«O»

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

SUJET

**Etude de Faisabilité d'un
Barrage sur l'Oued Mellegue
W. de Tébessa**

Proposé par :

D. G. I. H.

Etudié par :

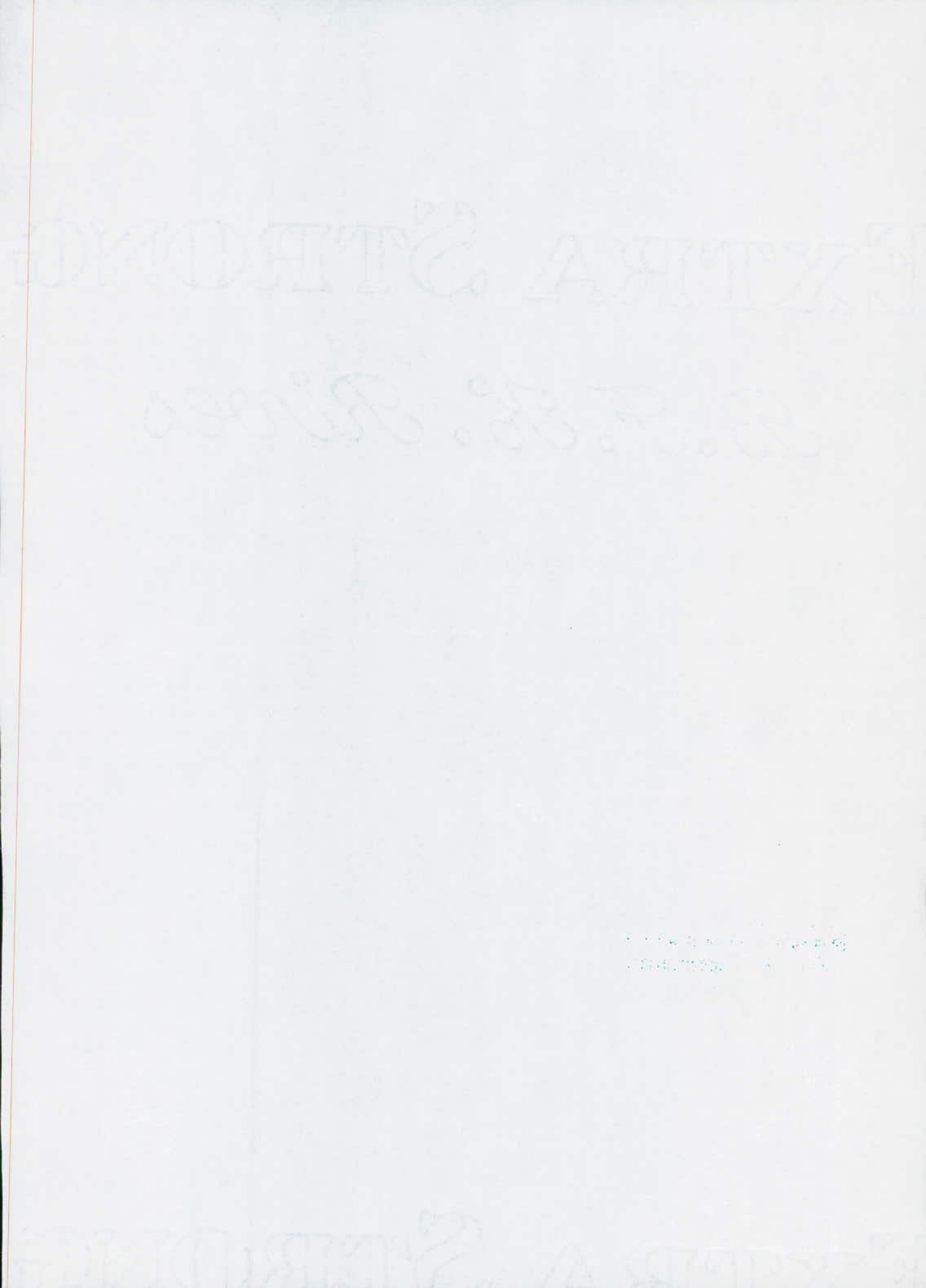
Mr ANNAD Djamal

Mr BENNECER Med Cherif

dirigé par :

Mr MOULOUDI Y.

PROMOTION JANVIER 1986



000000000 - R E M E R C I E M E N T S - 000000000

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Nous Tenons à remercier :

- Tous les professeurs et responsables ayant contribué à notre formation .
- Notre promoteur M^r MOULOUDI YAHIA ,pour ces conseils et ces orientations .
- M^r AMRANE "ingénieur à la D.G.I.F " pour son aide et ces conseils
- Toutes personnes ayant contribué à l'élaboration de cette these .

Introduction

I^{ere} PARTIE

-Representation géographique

1- localisation

2- relief

II^{eme} PARTIE

-- Etude hydrologique

1 - sources des apports

2 - caractéristiques des stations d'observations

3 - climats

3.1 - caractéristiques climatiques

3.2 - évaporation et perte par évaporation

4 - précipitations

4.1 - précipitation moyenne annuelle

5 - pluies maximales journalières

6 - conclusion sur les précipitations

7 - caractéristiques du bassin versant

7.1 - courbe hypsométrique

7.2 - caractéristiques de formes

8 - caractéristiques du réseau hydrographique

9 - caractéristiques volumétriques de la retenue

10 - apport liquide

11 - approche des crues

12 - érosion hydrique

13 - envasement

14 - régularisation

15 - laminage des crues

III^{ème} PARTIE

- Etude technique de l'ouvrage

- 1 - generalite
- 2 - étude geologique
- 3 - conception du barrage
- 4 - reseau d'écoulement
- 5 - étude de la stabilite de l'ouvrage

IV^{ème} PARTIE

- Ouvrages annexes

- 1 - dérivation provisoire
- 2 - évacuateur de crues
- 3 - vidange rapide
- 4 - prise d'eau

V^{ème} PARTIE

- Coût-estimation

— INTRODUCTION —

Dans le cadre de l'utilisation rationnelle des ressources en eau du territoire national, pour répondre aux besoins de la région en eau potable, la direction générale des infrastructures hydrauliques s'est engagé pour la réalisation de plusieurs retenues proposées sur les oueds "MEDJERDA" et "MELLECH".

Cette présente thèse, traite une étude de faisabilité d'un barrage sur l'oued MELLECH.

Ce dernier est l'un des plus grands oueds de la wilaya de "MEDESA". Son bassin versant limité à la frontière Tunisienne est supérieur à 5000 km².

L'ouvrage aura pour but la lutte contre l'érosion hydrique des terres, causée par les violentes crues et fera face aux besoins de la ville de "HOHANZA" en eau potable.

Cependant, aucun besoins spécifiques pour l'irrigation n'a été mentionné.

I. REPRESENTATION GEOGRAPHIQUE

1. Localisation

Le site du barrage ouldjet est situé dans l'ample vallée de l'oued MELLECH qui coule vers le nord-ouest à 10 km environ de la ville "BOUANZAL".

Le site se localise à l'endroit où se retrécit la vallée là où le côté du fond de l'oued se trouvant à une altitude de 540 m, et les appuis s'élèvent à une altitude de 580 m de chaque côté des rives.

Bien qu'on trouve une dépression de 560 m d'altitude situé dans la rive gauche de l'oued.

Le site proposé possède les coordonnées géographiques en unité Lambert suivants :

$$X = 980,40$$

$$Y = 310,58$$

$$Z = 540,00$$

2. Relief

Dans la cuvette du barrage, ne tombe aucune communication telle que voie ferrée ou routes, de même aucune agglomération n'est immergée.

Par conséquent, du point de vue relief, la réalisation du barrage ne créera aucune complication.

II. ETUDE HYDROLOGIQUE

1. SOURCES DES APPORTS

L'oued Mellegue reçoit les apports de deux oueds importants (l'oued Meskiana et l'oued Chabra)

La vallée de l'oued Meskiana est représentée par le sous bassin, sud ouest de l'oued Mellegue

La vallée de l'oued chabra est représentée par le sous bassin , sud-est de l'oued Mellegue

La vallée de l'oued Mellegue est située au sud d'el-aouinet

La présence de huit stations d'observations au niveau du bassin versant, nous permet d'obtenir l'apport réel de l'oued

La densité des stations d'observations dans le bassin versant est de 2 stations par 1000 Km² (voir la figure n°1)

2. CARACTERISTIQUES DES STATIONS D'OBSERVATIONS

Codes	stations	Altitudes (m)	Type de la station
12.04.01	Oranza	480	Hydrom-pluviom
12.07.03	Morsot	778	Hydrom-Pluviom
12.07.02	Tou-ghadra	885	Pluviométrique
12.02.01	Meskiana	860	Pluviométrique
12.03.04	Diabel-kuif	1064	Pluviométrique
12.04.03	M'daurouch	870	Pluviométrique
12.04.02	El-aouinet	654	Hydrom-Pluviom
12.03.04	Tamranet	880	Pluviométrique
12.03.01	Hebessa	850	Pluviométrique

La localisation de ces stations est donnée par la figure n°1

3. CLIMAT

3.1 - caractéristiques climatiques

Le bassin versant de l'oued Mellegue est dominé par un climat de hautes plaines telliennes, caractérisé par des températures moyennes comprises entre 15° et 16°, et par un régime continental.

La majeure partie du bassin versant appartient à une zone de tendance semi-aride à aride.

L'hygrométrie de l'air varie de 65% en hiver à 35% en été. Le sirocco est assez fréquent en été, soufflant pendant 50 jours par an au maximum, mais en moyenne 16 jours par an.

Les paramètres climatiques sont donnés par le tableau suivant

Paramètres	Mois de l'année											
	S	O	N	D	J	F	M	A	Ma	Ju	Jui	Ao
Nombre de jours de pluie	5	5	6	7	8	7	7	6	6	4	3	3
Températures moyennes °c	25	16	11	7	6	7	10	14	18	23	27	26
Nombre de jours de gelé	0	0	1	6	6	4	2	0	0	0	0	0
Humidité relative %	50	57	66	67	67	63	55	46	48	41	36	39
Intensité des vents	16	19	19	28	20	23	21	21	21	20	21	17
Nombre de jours de sirocco	1	1	0	0	0	0	1	1	2	3	5	2

3.2 - Evaporation et perte par évaporation

Au niveau du bassin versant, on dispose d'une station de mesure de l'évaporation du type bac - colorado. Cette station peut-être considérée assez représentative, puisqu'elle se situe à une altitude moyenne de 860 m, et possède une durée d'observation de 18 années. Les valeurs de l'évaporation sont données ci-dessous

E _{vp} (mm)	Mois												total
	S	O	N	D	J	F	M	A	Ma	Ju	Jui	Ao	
Maxi-	312	200	113	99	93	196	295	216	269	455	492	382	2769
Moy-	206	126	71	50	49	71	122	149	203	278	347	279	1951
Mini-	151	89	37	21	17	39	43	79	131	197	215	200	1378

Pour obtenir l'évaporation au niveau de la retenue, on utilise un coefficient de réduction égale à 0,8 .

L'évaporation en fonction des fréquences est caractérisée par les données qui suivent :

fréquences	évaporations (mm)	
	au bac	à la retenue
0,001	3380	2700
0,01	2936	2350
0,1	2474	1950
0,5	1951	1500

L'évaporation à la retenue dépasse deux mètres en hauteur d'eau en cas de sécheresse . Les pertes par évaporation sont estimées à 20% en moyenne de l'apport retenue dans le barrage .

4. Precipitations

4.1- precipitation moyenne annuelle

a) utilisation des cartes pluviométriques

Parmi les cartes pluviométriques les plus couramment utilisées , il ya celle de "chaumont" et celle de "gaussen" (1950,1971)

L'utilisation de ces cartes , nous donnent les resultats suivants

Cartes	Precipitations moyennes annuelles (mm)	
	station G.P.5	site du barrage
Gausson	411	386
Chaumont		375

La station G.P.5 se trouve en territoire tunisien, ayant une surface de 9140 km². La carte de Gausson couvre une partie importante du territoire tunisien; contrairement à celle de Chaumont. De ce principe les valeurs obtenues par la carte de Gausson présentent plus de précision .

b) utilisation des données de mesures

La répartition des précipitations mensuelle est représentée par le tableau suivant . Notons que la moyenne arithmétique des données de mesures est évaluée à :

$$\bar{p} = 385 \text{ mm}$$

Répartition mensuelle et Annuelle des précipitations (mm)

STATIONS	Mois												TOTAL (mm)
	S	O	N	D	J	F	M	A	Ma	Ju	Jui	AO	
TEBESSA	32	59	28	30	31	23	36	35	39	32	10	12	337
	9	9	8	9	9	7	11	10	12	9	3	4	100%
MESKIANA	36	35	27	33	32	35	44	36	44	32	13	16	383
	9	9	7	9	8	9	12	10	12	8	3	4	100%
EL-AOUINET	20	37	23	29	34	34	42	43	51	27	9	19	368
	6	10	6	8	9	9	12	12	14	7	2	5	100%
DJEDEL-KUIF	45	47	47	38	38	29	48	40	50	21	12	25	440
	10	11	11	9	7	6	11	9	12	5	3	6	100%
OUANZA	30	43	29	36	36	31	39	47	42	35	16	22	406
	7	10	7	9	9	8	10	12	10	9	4	5	100%
BOU-KHADRA	28	38	26	34	28	24	40	51	43	28	11	22	373
	8	10	7	9	8	6	10	14	12	8	3	5	100%
MORSOTT	55	57	62	40	40	26	35	62	56	36	15	32	516
	11	11	12	8	8	7	5	12	11	7	2	6	100%
M'DAOUROUH	23	44	38	45	66	46	58	63	47	25	13	19	487
	5	9	8	9	14	9	12	13	10	5	3	4	100%

c) utilisation de la methode de "Thiessen"

La methode de "Thiessen" est definie par l'application de la formule suivante :

$$\bar{p} = \frac{\sum p_i \cdot s_i}{\sum s_i}$$

p_i : precipitation moyenne de la station i (mm)

s_i : surface elementaire i (km^2)

\bar{p} : precipitation moyenne annuelle (mm)

données de base :

n°	surfaces (km^2)	precipitations moyennes (mm)
1	60	300
2	360	520
3	230	261
4	1040	322
5	400	370
6	360	230
7	130	404
8	440	490
9	620	368
10	276	438
11	90	421

Les resultats obtenus par l'application des differents procedés sont les suivants :

Procedés	Precipitations moyennes annuelles (mm)
carte de Gaussien	386
carte de Chaumont	375
formule de Thiessen	380
moyenne arithmetique	385

Pratiquement , les valeurs obtenues sont assez stables .Pour la suite de notre étude ,on adopte la valeur suivante :

$$\bar{p} = 386 \text{ mm}$$

5 . PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES

L'analyse de la stabilité des paramètres caractérisant les pluies maximales journalières en fonction de leurs fréquences et de leurs durées d'observations à partir des lois d'ajustements nous donne les résultats suivants

Lois	Gumbel			Pearson III			Galton III		
	0,1	0,01	0,001	0,1	0,01	0,001	0,1	0,01	0,001
Stations									
Tebessa	52	78	105	50	74	96	50	79	111
Djebel kuif	72	119	164	65	106	146	70	119	165
Bou-khadra	73	119	164	70	118	165	67	125	200
Ouenza	57	84	111	54	72	87	55	75	93
Hammamet	63	100	132	57	81	102	58	85	113
Mideourouch	63	100	136	60	96	129	59	92	128
Morsott	61	95	129	56	84	109	56	82	110
Meskiana	68	113	156	66	112	158	64	117	183

Parmi ces paramètres on retient pour la suite de notre étude ceux obtenus par la loi de Gumbel

Fréquence	0,1	0,01	0,001
Pluies journalières maximales (mm)	73	119	164

6. CONCLUSION SUR LES PRECIPITATIONS

Les résultats de calcul des précipitations au niveau du bassin versant, montrent que la zone est moyennement arrosée. La moyenne interannuelle de la précipitation est de

$$\bar{P} = 386 \text{ mm}$$

7. Caracteristiques du bassin versant

7.1 - courbe hypsometrique

Les altitudes maximales et minimales sont respectivement :

1583 m; 540 m. La superficie totale du bassin versant est de :

$S = 4006 \text{ km}^2$. Son hypsometrie est determinee par les donnees suivantes

n°	Altitudes (m)	Surfaces partielle (km ²)	Surfaces cumulees (km ²)	% partiels	cumulees
1	540-560	1040	1040	26	26
2	560-600	620	1660	15,5	41,5
3	600-700	440	2100	11	52,5
4	700-800	400	2500	10	62,5
5	800-900	360	2860	9	71,5
6	900-1000	360	3220	9	80,5
7	1000-1100	270	3490	6,9	87,4
8	1100-1200	230	3720	5,7	93,1
9	1200-1300	130	3850	3,2	96,3
10	1300-1400	90	3940	2,2	98,5
11	1400-1500	60	4000	1,5	100,0

La courbe hypsometrique est represente par le graphe qui suit .

7.2 - caracteristiques de forme

Les parametres de formes definissant le bassin versant de l'oued Mellegue sont les suivants :

7.2.1- coefficient de compacite

D'apres la formule de "GRAFFLINS" on a :

$$K = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \neq 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : perimetre du bassin versant (km)

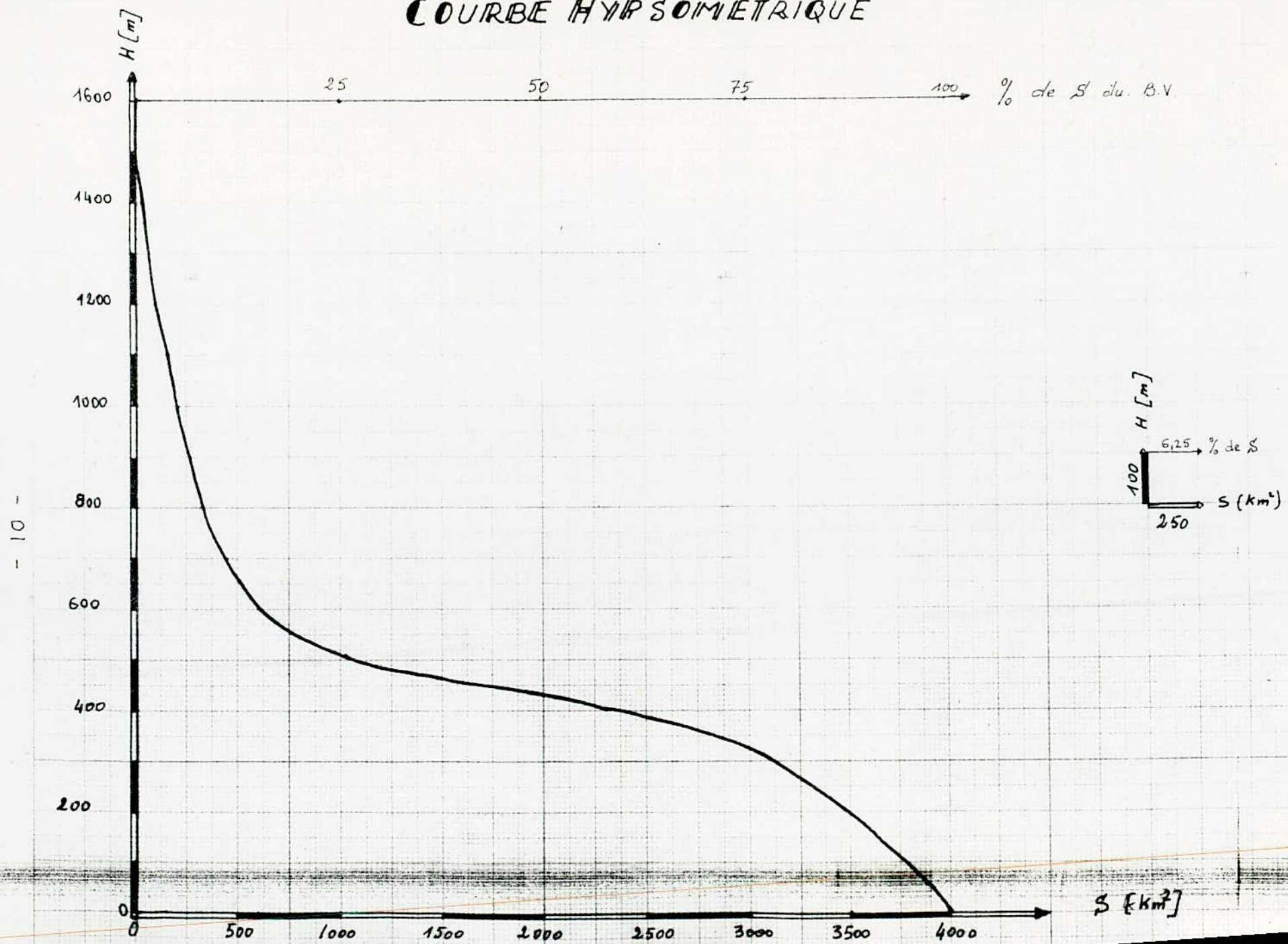
S : superficie du bassin versant (km²)

7.2.2- rectangle equivalent

Le rectangle equivalent est donne par l'expression mathematique suivante :

$$\frac{L}{l} = \frac{k \cdot \sqrt{S}}{1,12} \cdot \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{k} \right)^2} \right)$$

COURBE HYP SOMIÉTRIQUE



- 10 -

- L : longueur équivalente (km)
- l : largeur équivalente (km)
- K : indice de compacité

7.2.3- Indice de pente

$$P = \frac{\Delta}{L}$$
$$= \text{Alt. } 5\% - \text{Alt. } 95\%$$

8. CARACTERISTIQUES DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE

8.1- Densité de drainage

$$n_d = \frac{\sum L_i}{S}$$

$\sum L_i$: longueur de tous les talwegs de la superficie du bassin versant (km)

S : superficie du bassin versant (km²)

8.2- coefficient de torrentialité

$$C_t = n_d \cdot F$$

n_d : densité de drainage

F : coefficient de drainage

$$F = \frac{N}{S}$$

N : nombre de drains suivant la classification de HORTON

S : superficie du bassin versant (km²)

8.3- Temps de concentration

Pour caractériser la dynamique du bassin versant de l'oued mellegue, on détermine le temps de concentration à l'aide de la formule de GIANDOTTI, qui est valable pour notre bassin versant.

$$T_c = \frac{4\sqrt{s} + 1,5 \cdot L}{0,8 (H_{\text{moy}} - H_{\text{mini}})^{1/2}}$$

S : superficie du bassin versant (km²)

L : longueur du talweg (km)

H_{moy} : altitude moyenne du bassin versant (m)

H_{mini} : altitude minimale du bassin versant (m)

PARAMETRES HYDROGRAPHIQUES ET GEOMORPHOLOGIQUES
DU BASSIN VERSANT DE L'OUED MELLEGUE

TYPES DE PARAMETRES		UNITÉ	SITE DU BARRAGE
Superficie du bassin versant		S : (km ²)	4006
Périmètre du bassin versant		P : (km)	280
Coordonnées		Lambert	X = 980,40 Y = 310,58 Z = 540,00
Altitudes	Max	H _{max} : (m)	1583
	Moy	H _{moy} : (m)	845
	Min	H _{min} : (m)	540
Longueur du talweg principal		L : (km)	116
Longueur du rectangle équivalent		L : (km)	99,9
Indice de compacité		K : _	1,33
Coefficient de torrentialité		C _t : _	30,30
Densité de drainage		n _d : (km ⁻¹)	3,98
Temps de concentration		T _c : (heure)	31,0

9. CARACTERISTIQUES VOLUMETRIQUES DE LA RETENUE

9.1- variation du volume et de la surface en fonction de la hauteur

Les surfaces correspondantes à chaque altitude, sont déterminée par planimétrie: \mathcal{N}_{pi}

Les surfaces élémentaires correspondantes à chaque couche sont :

$$\mathcal{N}_{e_1} = \frac{2}{3} \mathcal{N}_{p_1}$$

$$\mathcal{N}_{e_{i+1}} = \frac{\mathcal{N}_{p_i} + \mathcal{N}_{p_{i+1}}}{2}$$

Les volumes élémentaires sont obtenus par :

$$\Delta V_1 = \mathcal{N}_{e_1} \cdot \Delta H_1$$

$$\Delta V_{i+1} = \mathcal{N}_{e_{i+1}} \cdot \Delta H_{i+1}$$

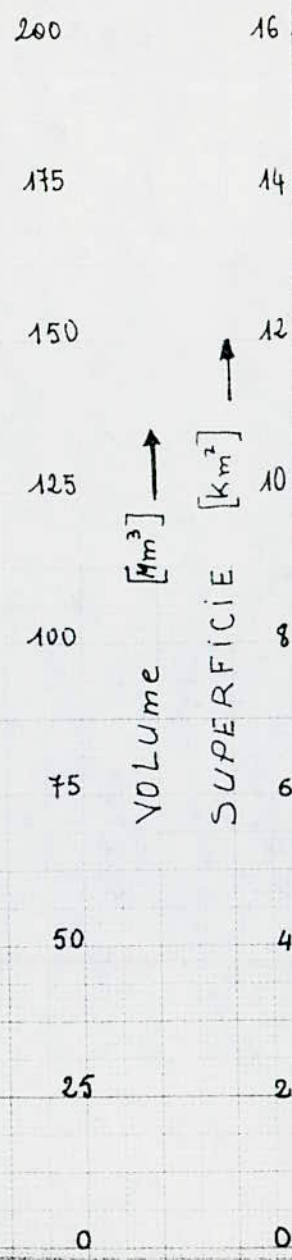
ΔH_i : différence de cotes entre deux courbes de niveau
Le volume retenu par chaque couche est déterminé par :

$$V_r = \Delta V_i + \Delta V_{i+1}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau qui suit

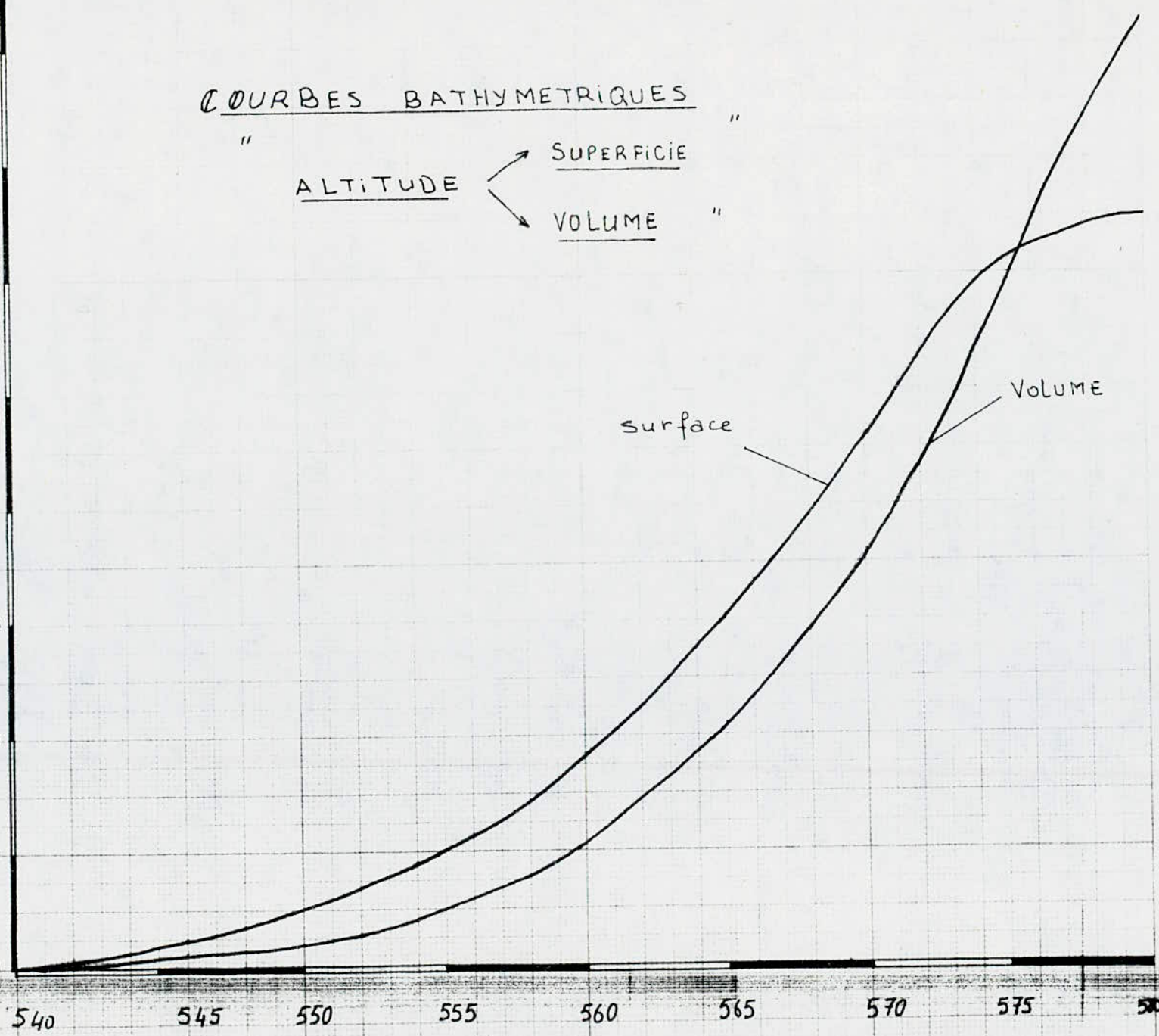
cotes (m)	Hauteur (m)	surfaces de la cuvette		Volumen	
		\mathcal{N}_p (km ²)	\mathcal{N}_e	ΔV	V_r
540	0,00	0,00	0,26	1,30	0,00
545	5,00	0,40	0,70	3,50	1,3
550	10,0	1,0	1,50	7,50	4,80
555	15,0	2,0	2,80	14,15	12,30
560	20,0	3,65	4,20	24,50	26,45
565	25,0	6,15	7,67	38,35	50,25
570	30,0	9,20	10,75	53,75	89,25
575	35,0	12,25	12,63	63,15	143,0
580	40,0	13,0			206,15

- 14 -



COURBES BATHYMETRIQUES
"
ALTITUDE → SUPERFICIE
 → VOLUME "

surface
VOLUME



ALTITUDE [m]

1 km²
2.5 Mm³

10. CALCUL DE L'APPORT LIQUIDE

10.1 - Utilisation des formules d'estimations

Il existe plusieurs formules d'estimation de la lame d'eau. Ces formules sont généralement liées à des paramètres climatiques ou hydrologiques.

Pour estimer la valeur de la lame d'eau écoulée, on utilise la formule de SAMIE, valable pour les zones ayant une pluviométrie qui varie de 300mm à 400 mm.

Etant donné que la pluviométrie du bassin versant de l'oued mellegue est voisine de 400 mm, il semble raisonnable de l'appliquer.

Formule de SAMIE

$$\bar{A} = \bar{P} \cdot (293 - 2,2 \sqrt{S})$$

S : superficie du bassin versant (km²)

\bar{P} : précipitation moyenne annuelle (m)

\bar{A} : lame d'eau écoulée (mm)

Pour avoir une meilleure estimation, l'application de plusieurs formules s'avère nécessaire, parmi ces formules on a :

Formule de TURC

$$\bar{A} = \bar{P} - D$$

D : déficit d'écoulement moyen (mm)

$$D = \frac{\bar{P}}{\left(0,9 + \frac{P^2}{L^2}\right)^{1/2}}$$

\bar{P} : précipitation moyenne annuelle (mm)

L : coefficient climatique : °C (variable thermique)

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

T : température en °C

Formule de DERY II

$$\bar{A} = \frac{0,515 \cdot \bar{P}^{2,684} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842}}{S} \cdot 10^3$$

S : superficie du bassin versant (km²)

\bar{P} : précipitation moyenne annuelle (m)

\bar{A} : lame d'eau écoulée (mm)

Formule dite ALGERIENNE

$$\bar{A} = \bar{P} \cdot (1 - 10^{-k \cdot \bar{P}^2})$$

k : coefficient qui depend de la surface du bassin versant

$$k = 0,18 - 0,01 \cdot \ln S$$

\bar{P} : precipitation moyenne annuelle (mm)

\bar{A} : lame d'eau écoulée (mm)

10.1.1 Fiabilité des formules appliquées

La fiabilité de ces formules est liée à plusieurs facteurs à savoir, climatiques, hydrologiques,....etc mais certaines d'entre - elles, telle que la formule de SAMTE, ET celle de TURC ont été établi à partir d'un grand nombre de bassin versant au niveau du territoire national

10.2 Utilisation des données de mesures

L'estimation des données de mesures de cinq (5) années d'observations au niveau de la station de QUANZA, on donne les resultats suivants

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	Ma	Ju	Jui	AO	T
Apports 10 ⁶ m ³	8,98	12,9	0,64	4,52	4,44	8,21	6,5	12,6	2,9	2,8	0,8	2,60	75,0

Au niveau de la station G.P.5 sur le territoire Tunisien, l'apport moyen annuel est estimé à $\bar{A} = 71 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Les resultats de calculs sont regroupés ci-dessous

Methodes	Apports moyens annuel		Notes
	mm	10 ⁶ m ³	
Formule de TURC	18	72	$\bar{P} = 375 \text{ mm}$
	18,4	74	$\bar{P} = 386 \text{ mm}$
Formule de SAMTE	21,5	86	$\bar{P} = 375 \text{ mm}$
	23	92	$\bar{P} = 386 \text{ mm}$
Formule de DERY II	21,5	86	$\bar{P} = 386 \text{ mm}$
	19,9	79,6	$\bar{P} = 375 \text{ mm}$
Formule "ALGERP-II"	17,1	68,4	$\bar{P} = 375 \text{ mm}$
	18,6	74,52	$\bar{P} = 386 \text{ mm}$
Station G.P.5	17,8	71	9 années d'obs
Station "QUANZA"	18,8	75	5 ANNÉES d'observations

Etant donné que les valeurs obtenues présentent une variation assez considérable, on adopte la valeur moyenne annuelle de l'apport estimé par la station G.P.5, puisqu'elle possède une durée d'observation de neuf années. Donc l'apport interannuel sera :

$$A = 71 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

- module de l'écoulement

$$M_e = \frac{A}{T}$$

A : apport moyen interannuel 10^6 m^3
T : période annuelle (---) $T = 31 \cdot 10^6 \text{ s}$

- module de l'écoulement relatif

$$M_r = \frac{M_e}{S}$$

M_e : module de l'écoulement (m^3/s)
S : superficie du bassin versant (km^2)

Les résultats de calculs sont :

A (10^6 m^3)	Lame d'eau écoulée (mm)	M_e (m^3/s)	M_r ($1/\text{s} \cdot \text{km}^2$)
71	17,8	2,25	0,56

- coefficient de variation

L'application de certaines formules empiriques, nous permet d'évaluer le coefficient de variation.

a) formule de "SKOLOVSKI-CHEVLEV"

$$C_v = 0,78 - 0,291 \cdot \ln M_e - 0,0063 \cdot \ln (S+1)$$

M_e : module de l'écoulement (m^3/s)

b) formule de "PRADOUN"

$$C_v = \frac{0,95}{M_r^{0,23}} \cdot k$$

k : coefficient de réduction (0,25 à 1)
 M_r : module relatif de l'écoulement ($1/\text{s} \cdot \text{km}^2$)

c) formule de "UKRIVIPRODHOZ"

$$C_v = \frac{0,7}{M_r^{0,125}}$$

M_r : module relatif de l'écoulement ($1/\text{s} \cdot \text{km}^2$)

Resultats de calculs

Formules	SKOLOVSKI-CHEVLEV	PRADOUN	UKRIVIPRODHOZ
C_v	0,63	0,63	0,75

La valeur moyenne adoptée est : $C_v = 0,67$

11. APPROCHE DES CRUES

Pien que les pluviometries annuelles sont moyennes, les averses et les crues sont violentes, elles provoquent des degats importants dans le bassin versant. Donc, il est interessant de faire un approche des debits de crues. Pour cela, on utilise plusieurs formules.

11.1- utilisation des abaques

Les debits de crues obtenus par l'utilisation d'une abaque dite "courbe enveloppe des crues", sont :

Frequences	0,1	0,01	0,001
Q_{max} : Debits de crues (m^3/s)	1600	3400	5200
q_{max} : Debits de crues spécifiques ($l/s.km^2$)	400	850	1300

11.2- utilisation de la formule "MATTRE-CAHILLER"

$$Q_{max}(p) = 2.k.Log(1+A.\bar{P}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{1+k.Log \frac{1}{1-\bar{P}} - Log S}$$

$Q_{max}(p)$: debit de crue de frequence (p) (m^3/s)

\bar{P} : precipitation moyenne annuelle (m)

S : superficie du bassin versant (km^2)

k, A : coefficients, respectivement : topographique et climatique du bassin versant . k = 2,0 ; A = 22

L : longueur du talweg (km)

Les resultats obtenus sont :

Frequences	0,1	0,01	0,001
Q_{max} (m^3/s)	/	1420	1950
q_{max} ($l/s.km^2$)	/	355	488

11.3 - méthode de l'hydrogramme synthétique

cette methode permet de calculer les debits de crues instantanées de differentes frequences. En application de cette methode, on admet les hypotheses suivantes :

- 1- l'averse generatrice de la crue se repartit uniformement sur le bassin versant .
- 2- la vitesse de transfert de la crue est constante .
- 3- le debit efficace peut être calculer à partir d'une réduction de perte par rétention (deficit, évaporation, infiltration)

- vitesse moyenne de transfert

$$v = \frac{L}{m_c}$$

L : longueur de talweg (km)

m_c : temps de concentration (heures)

$$v = 1,05 \text{ m/s}$$

- hauteur de la pluie de courte durée, de fréquence (p)

$$\frac{H_{t(p)}}{H_{2h}} = \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

b : exposant climatique

$$b = 0,3$$

- intensité efficace de la pluie de durée (t) et de fréquence (p)

$$I_{\text{ef}}(t), (p) = \frac{P_{\text{max}}(t), (p) - D(t)}{t}$$

$P_{\text{max}}(t), (p)$: pluie maximale de durée (t) et de fréquence (p)

$D(t)$: déficit de l'écoulement en fonction du temps, il est estimé à 13,5 mm pour la première heure et augmente de 0,5 mm pour chaque heure qui suit.

- débit maximal de crue instantané

$$Q_{\text{max}}(t), (p) = \frac{I_{\text{ef}}(t), (p) \cdot S_c}{3,6}$$

$I_{\text{ef}}(t), (p)$: intensité efficace de durée (t) et de fréquence (p)

S_c : surface conditionnée (km²)

La crue maximale observée dans la région en 1969 est de :

$$Q_{\text{max}} = 6600 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les résultats obtenus par la méthode synthétique sont :

$$Q_{0,1} = 2000 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad Q_{0,01} = 4000 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad Q_{0,001} = 5900 \text{ m}^3/\text{s}$$

- tableau récapitulatif des différents résultats

Méthodes	Débits de crues maximales (m ³ /s)		
	0,1	0,01	0,001
abaque de Cheuront	1600	3400	5200
hydrogramme synthétique	2000	4000	5900
Mallet-Coutier	/	1420	1950

RESULTATS. DE LA
METHODE SYNTHETIQUE

durée de l'averse		Pluie brute (mm)			déficit de la pluie (mm)	Pluie efficace (mm)			surface condition-nante (km ²)	Intensité de la pluie efficace (mm/h)			Débits instantanés (m ³ /s)		
t (h)	H _t /H ₂₄	fréquences				fréquences				fréquences			fréquences		
		0,1	0,01	0,001		0,1	0,01	0,001		0,1	0,01	0,001	0,1	0,01	0,001
1	0,53	38,7	63	87	13,5	25,2	49,5	73,5	16	25,2	49,5	73,5	112	220	327
2	0,62	45,3	74	102	14,0	31,3	60	88	28	15,65	30	44	122	233	342
3	0,65	47,5	77,4	106,6	14,5	33	63	92	49	11	21	31	150	286	422
4	0,68	49,6	81	111,5	15	34,6	66	96,5	92	8,7	16,5	24	733,5	298	613
6	0,75	54,8	89,3	123	16	38,8	73,3	107	143	6,5	12,2	17,8	258	485	707
12	0,85	62,0	101	139,4	19	43	82	120,4	1050	3,6	6,8	10	1050	1983	2917
19	0,92	67,0	109,5	151	22	45	87,5	129	1650	2,4	4,6	6,8	1100	2108	3117
20	0,94	68,6	112	154	23	45,6	89	131	3220	2,3	4,5	6,6	2000	4000	5900
24	1,00	73	119	164	25	48	94	139	3360	2,0	3,9	5,8	1867	3640	5413
27	1,04	76	124	170,6	25	51	99	145,6	3871	1,9	3,7	5,4	1943	3979	5807
31	1,05	76,65	125	172	25	52	100	147	4006	1,7	3,2	4,7	1892	3361	5230

Les valeurs obtenues par l'application de la methode synthetique et par l'utilisation de l'abacue de Chaumont sont assez stable .

Par contre la methode (formule) de Mellet-Gautier semble inexploitable pour notre bassin versant .

Par conseqequent, on adopte les valeurs des debits de crues maximales obtenues par la methode synthetique .

$$Q_{\max,0,1} = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\max,0,01} = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\max,0,001} = 5900 \text{ m}^3/\text{s}$$

- hydrogramme des crues

La formule de "SOKOLOVSKI", permet par son application l'établissement des hydrogrammes fréquentiels des debits de crues .

- pour la crue :

$$Q_x = Q_{\max} \cdot \left(\frac{x_1}{t_1} \right)^2$$

- pour la decrue :

$$Q_x = Q_{\max} \cdot \left(\frac{t_2 - x_2}{t_2} \right)^3$$

x_1 : interval de temps de la crue (heure)

x_2 : interval de temps de la decrue (heure)

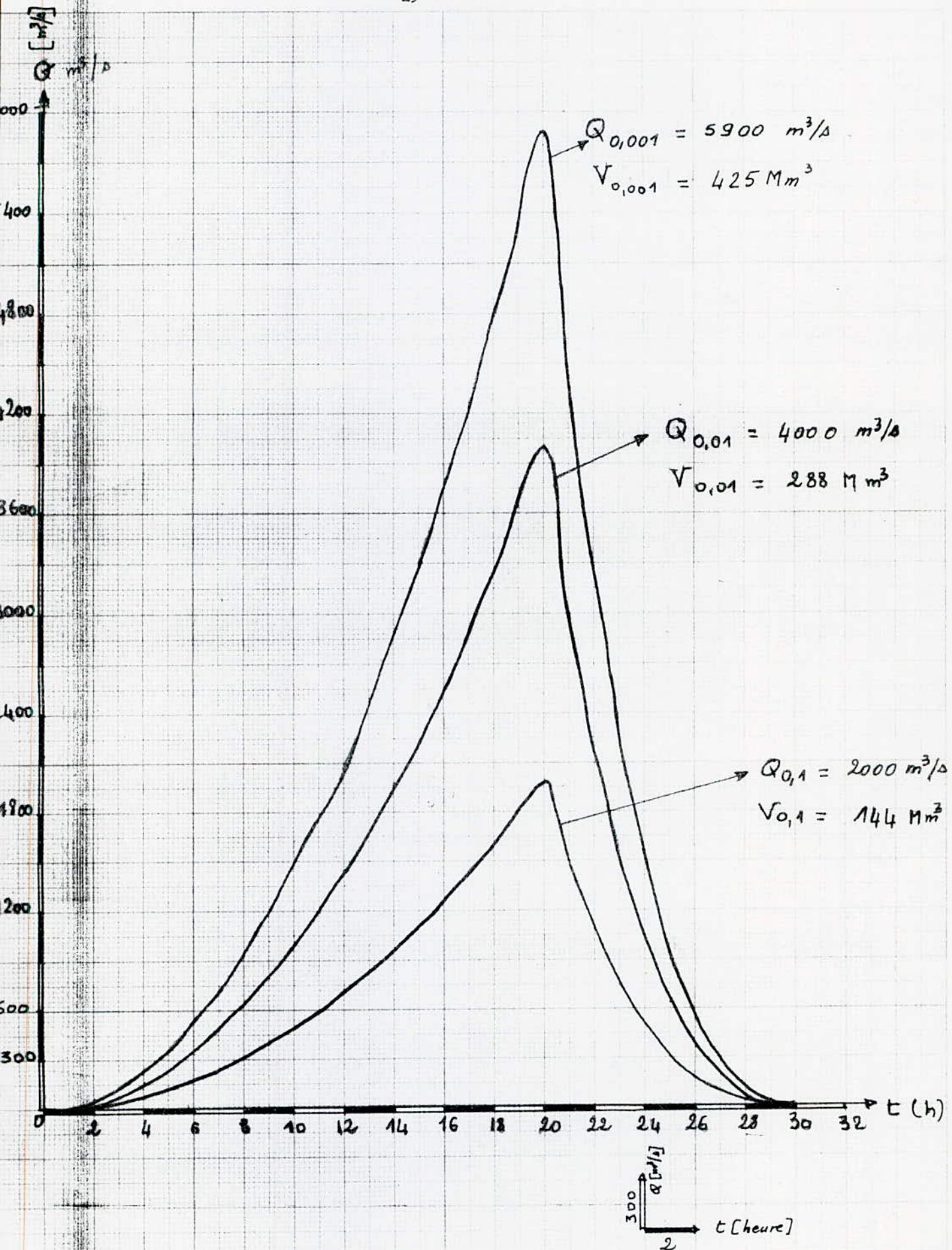
t_1 : temps de montée (heure)) $t_1 = 20$ heures

t_2 : temps de baisse (heure)) $t_2 = 11$ heures

(voir la representation graphique)

$t(h)$	Q_i/Q_{max}	$Q_{0,1}$ m^3/s	$Q_{0,01}$ m^3/s	$Q_{0,001}$ m^3/s
1	0,003	6	12	17,7
2	0,01	20	40	59
3	0,02	40	80	118
4	0,04	80	160	236
5	0,06	120	240	354
6	0,09	180	360	531
7	0,12	240	480	708
8	0,16	320	640	944
9	0,20	400	800	1195
10	0,25	500	1000	1475
11	0,30	600	1200	1785
12	0,36	720	1440	2124
13	0,42	840	1680	2478
14	0,49	980	1960	2891
15	0,5	1120	2240	3304

$t(h)$	Q_i/Q_{max}	$Q_{0,1}$ m^3/s	$Q_{0,01}$ m^3/s	$Q_{0,001}$ m^3/s
16	0,64	1280	2560	3776
17	0,72	1440	2880	4248
18	0,81	1620	3240	4779
19	0,90	1820	3640	5325
20	1	2000	4000	5900
21	0,75	1500	3000	4425
22	0,55	1100	2200	3245
23	0,38	760	1520	2242
24	0,26	520	1040	1534
25	0,16	320	640	944
26	0,09	180	360	531
27	0,05	100	200	295
28	0,02	40	80	118
29	0,006	12	24	35
30	0,0008	1,5	3	5
31	0	0	0	0



12. Erosion hydrique

La carte d'érodabilité, nous montre l'état actuel du bassin versant. Celle-ci exprime le degré d'érosion des différentes zones du bassin. Cette carte est faite à un échelle de : 1/200 000 établie à partir de plusieurs centaines de photographies aériennes elle n'indique pas les types de processus d'érosion, mais montre la présence ou non d'une érosion et traduit celle-ci par une intensité

- L'intensité hydrique pour différentes zones est :

zones	superficie (km ²)	%	Notes
1 ^{ere}	2235	55,8	érosion faible et modérée
2 ^{eme}	1440	36	érosion forte et modérée
3 ^{eme}	330	8,2	érosion très forte

Cette classification montre que le bassin versant est soumis à une érosion d'intensité très variées, mais n'empêche que la moitié du bassin est affecté par une érosion assez forte dont 8,2 % de la superficie totale est critique. Par conséquent, il est nécessaire d'aménager le bassin versant pour la protection du barrage (reboisement ...).

12.1- calcul du taux d'abrasion

1.1 utilisation des données de mesures

Vue l'immensité de la superficie du bassin versant de l'oued Mellegue, des prélèvements systématiques concernant le transport solide ont été faits à la station de Canza, pour une durée d'observation de trois années.

Années	Liquides (M.m ³ /an)	Apports	
		solide 10 ⁶ t/an	Taux d'abrasion t/km ² .an
1972-73	181	5,66	1240
1973-74	28	0,68	148
1974-75	71	2,19	480
moyenne	79	2,85	625

1.2 - Utilisation des formules d'estimations

a- Formule de "TRIVETTONT"

Pour que cette formule trouve son application, on admet comme données de base la repartition de la superficie du bassin versant en fonction de sa perméabilité.

$T_a = 75 \cdot R^{0,15}$: valable pour les bassins versants à perméabilité moyennement élevée

R : taux de ruissellement annuel $R = 18$

$T_a = 350 \cdot R^{0,15}$: valable pour les bassins à perméabilité moyennement faible.

$T_a = 1400 \cdot R^{0,15}$: valable pour les bassins à perméabilité faible.

L'application de ces trois formules et apres ponderation par les surfaces, nous donne une valeur moyenne de :

$T_a = 570 \text{ t/km}^2 \cdot \text{an}$

b - Formule de "FOURNIER"

L'estimation du taux d'abrasion à l'aide de cette formule necessite l'utilisation des données pluviométriques.

Notamment pour chaque station, nous avons :

stations	P (mm)	\bar{P} (mm)
Djebel-kouif	96	404
M'daourouch	92	438
Bou-khadra	95	365
Morssott	109	490
Meskiana	85	322
Quanza	89	421
Tebessa	75	329
Moyenne	92	327

$T_a = 27,12 \frac{P^2}{\bar{P}} - 475,4$: valable pour les bassins versants à relief peu accentué.

où le rapport :

$\frac{P^2}{\bar{P}} \geq 17,5$

$$T_a = 91,78 \cdot \frac{P^2}{\bar{P}} = 737,62$$

valable pour les bassins à relief accentué, où quand le rapport :

$$\frac{P^2}{\bar{P}} < 17,5$$

P : pluviométrie moyenne des mois les plus arrosés (mm)

\bar{P} : pluviométrie moyenne annuelle (mm)

L'application de ces deux formules, nous donne les résultats suivants :

$$T_a = 370 \text{ t/km}^2 \cdot \text{an}$$

- tableau récapitulatif des différents résultats du taux d'abrasion :

Procédés	Taux d'abrasion (t/km ² .an)	Notes
données de mesures	625	sans d'observations
Formule de Tixeront	570	formule composée
Formule de Fournier	370	formule composée
Moyenne	525	

On adopte pour la suite de notre étude, la valeur suivante :

$$T_a = 500 \text{ t/km}^2 \cdot \text{an}$$

13. Envasement

Pour une période de fonctionnement de 30 années, l'évolution de l'envasement sera donnée par la valeur du volume mort :

$$V_M = \frac{T_a \cdot \tau \cdot S}{\gamma}$$

T_a : taux d'abrasion (t/km².an)

τ : temps de fonctionnement (années)

S : surface du bassin versant (km²)

γ : poids spécifique (t/m³)

A.N :

$$V_M = 60 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

- la hauteur correspondante au volume mort est de :

$$h = 26 \text{ m}$$

d'où le niveau du volume mort sera :

$$N.V_M = 540 + 26$$

$$N.V_M = 566 \text{ m}$$

13. REGULARISATION

13. 1 - Etude de la consommation en eau potable de la ville de QUANZA

La détermination du nombre des consommateurs est très importants en vue de l'évaluation de la quantité d'eau nécessaire.

Pour la période 1977-2000, le nombre de la population sera déterminé par la formule suivante :

$$M_n = M_o \cdot \left(1 + \frac{P}{100} \right)^n$$

M_n : nombre de la population future (n = 23 ans)

M_o : nombre de la population actuelle

$\frac{P}{100}$: taux d'accroissement moyen par année (P = 3,5)

Pour les différentes types de consommations, nous avons établi un tableau, regroupant toutes les données de bases qui permettes l'évaluation des besoins en eau potable de la ville de QUANZA.

Les résultats sont obtenus à partir d'une dotation égale à :

150 l/hab/jour .

Les pertes pour chaque secteur sont estimées à 20 %.

La dotation attribuée pour les lavages des rues, arrosages est de 30 l/j .

Besoins en eau potable de la ville de "OUANZA"

$$\frac{P}{100} = 3,5\%$$

dotation: 150 l/hab/j

Points	Consommateurs	Quantité d'eau par année	
		1977	2000
	Habitants	3 0281	66618
I	Besoins domestiques et communaux de la population	52,57	115,50
	Pertes (20%) [l/a]	10,51	23,10
	TOTAL	63,08	138,60
II	Industrie (10% du Total du pt I)	6,31	13,86
	TOTAL	69,39	152,46
III	- Lavage des Rues, Arrosages	10,51	23,1
	- Betards	0,25	0,34
	- Autres besoins	3,00	6,00
	TOTAL [l/a]	13,76	29,44
	- Pertes du Point N° III (20% du total)	2,75	5,89
	total. [l/a]	16,51	35,33
	TOTAL des TOTAUX [l/a]	85,90	187,79

- Donc le débit d'Alimentation est estimé à :

$$Q_{2000} = 188 \text{ l/s} = 0,188 \text{ m}^3/\text{s}$$

13.2 - Détermination du volume utile

Le barrage "OUIDJET" est destiné à l'approvisionnement en eau potable de la ville de "QUANZA".

Par conséquent, le volume utile est en fonction des besoins de la région en eau.

On notera, qu'aucun besoin spécifique en irrigation n'a été indiqué.

Pour une détermination exacte de la valeur du volume utile on utilise, les procédés suivants :

a) procédé graphique :

A partir de la courbe "surface-capacité" dite courbe bathymétrique : $S_i = f(H)$, on établit les courbes :

$$h = f(v) \quad ; \quad h = f(s)$$

h : hauteur de la digue (m)

s : surface inondée (10^6 m^2)

v : volume de la retenue (10^6 m^3)

La détermination de la surface inondée moyenne de la retenue :

$$\bar{S} = \frac{\sum S_i}{12}$$

S_i : surface partielle inondée

nous permet de déterminer graphiquement par l'intermédiaire de la courbe $h = f(v)$.

Pour une meilleure interprétation de cette méthode, voir le graphique représentatif qui suit.

b) procédé analytique :

En considérant un taux de régularisation optimal, de l'ordre de 95 % à 96 %, on détermine le volume régularisé de l'apport annuel maximal de la ville de QUANZA.

La consommation totale est déterminée en fonction :

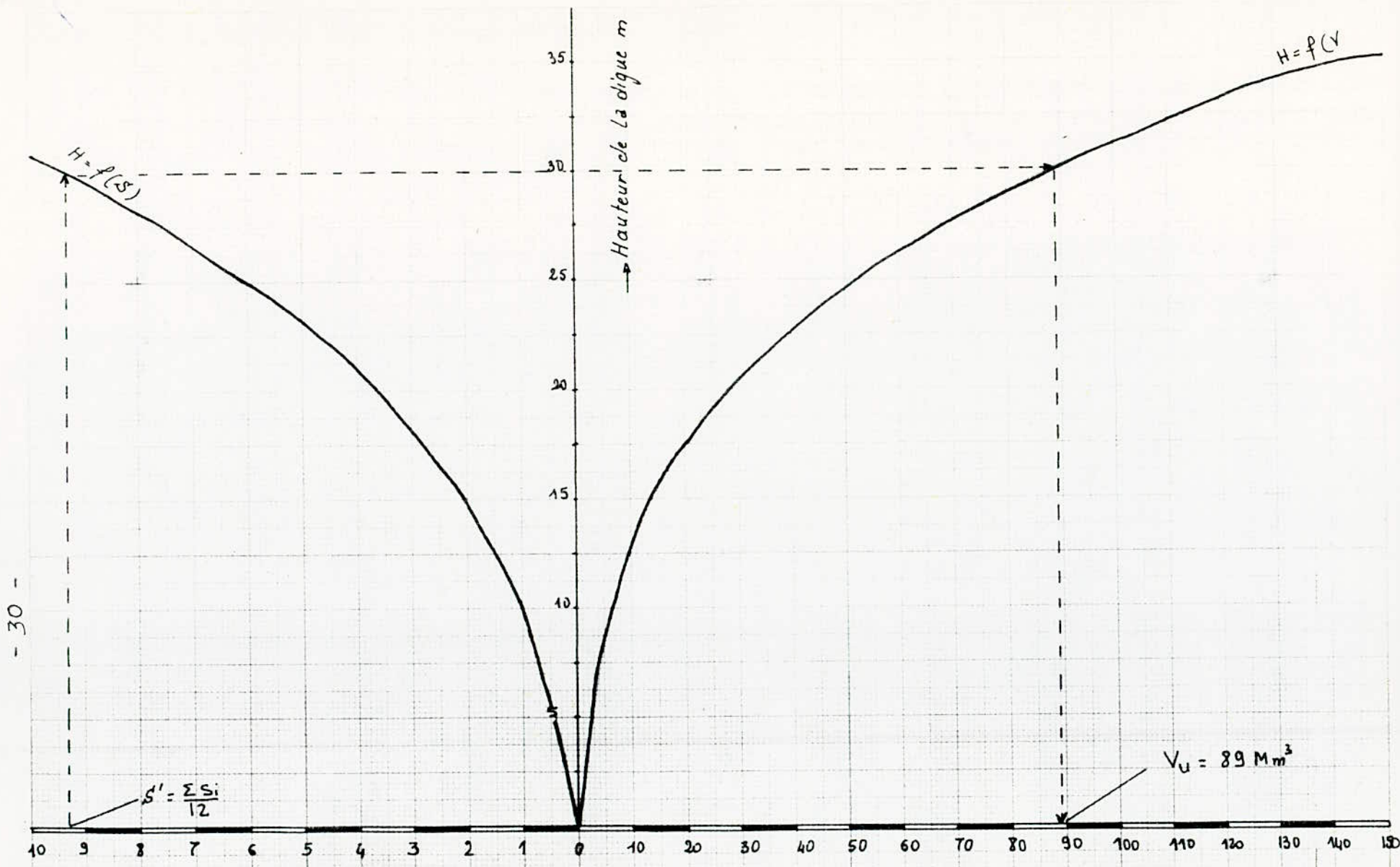
- consommation propre à la ville

- consommation à l'amont du barrage de l'ordre : 17.10^6 m^3

par an, équivalent à un volume mensuel de : $1,42.10^6 \text{ m}^3$

- pertes par évaporation et par infiltration.

Le volume utile est déterminé par le procédé de calcul suivant



Surface de la Retenue km^2

Volume de la Retenue Mm^3

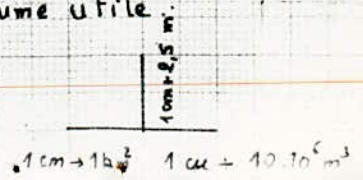
S_i : surface inondée moyenne

V_u : volume utile

METHODE GRAPHIQUE

Pour la détermination du volume utile

Ech:



On a, comme données de base :

Mois	Apports ($10^6 m^3$)	Evaporation mm	Infiltration mm	consommation ($10^6 m^3$)
S	8,54	312	20,5	0,5
O	51,95	200	21,5	0,45
N	0,74	113	18,3	0,43
D	0,87	99	19,7	0,40
J	4,71	93	18,3	0,40
F	2,88	196	21,3	0,40
M	77,13	295	20,5	0,43
A	24,19	216	18,7	0,45
Ma	1,35	269	11,0	0,45
Ju	1,77	455	10,05	0,50
Jui	0,47	492	25,0	0,50
Ao	4,98	382	20,30	0,50

1° - avant l'apport du premier mois, on détermine à l'aide de la courbe "HAUTEUR-SURFACE", la surface inondée correspondante :

$$A_{i=1} \text{ (SURFACE)} = S_{i=1}$$

on évalue le volume d'eau évaporé de cette surface inondée par :

$$V_{\text{evp}_{i=1}} = S_{i=1} \cdot E_{\text{vp}_{i=1}}$$

de même pour le volume d'eau infiltré :

$$V_{\text{inf}_{i=1}} = S_{i=1} \cdot I_{\text{nf}_{i=1}}$$

Pour le second mois, la surface inondée est déterminée à partir de l'apport cumulé des deux mois :

$$(A_I + A_{i+1}) \text{ (SURFACE)} = S_{i+1}$$

$$V_{\text{evp}_{i+1}} = S_{i+1} \cdot E_{\text{vp}_{i+1}}$$

$$V_{\text{inf}_{i+1}} = S_{i+1} \cdot I_{\text{nf}_{i+1}}$$

.....
.....

$$(A_i + A_{i+1} + \dots + A_{i+n}) \dots \dots \dots) C_{i+n}$$

$$V_{\text{évp}_{i+n}} = S_{r+n} \cdot T_{vp_n}$$

$$V_{\text{inf}_{i+n}} = S_{i+n} \cdot T_{nf_n}$$

- la consommation totale est déterminée par :

$$C_t = V_{\text{évp}} + V_{\text{inf}} + V' + V'' + V_b$$

$V_{\text{évp}}$: volume évaporé 10^6 m^3

V_{inf} : volume infiltré 10^6 m^3

V' : volume consommé par la ville 10^6 m^3

V'' : volume consommé à l'amont du barrage 10^6 m^3

V_b : volume régularisé 10^6 m^3

$$V_b = \frac{\text{Apport annuel} \cdot \text{Taux } (\%)}{12}$$

Le volume de fin du mois est donné par :

$$V_{f_i} = V_{\text{mort}} + \Delta V_i$$

ΔV_i : variation du volume mensuel

$$\Delta V_i = A_i - C_{t_i}$$

A_i : apport mensuel

C_{t_i} : consommation total mensuel

$$V_{f_{i+1}} = V_{f_i} + \Delta V_{i+1}$$

$$V_{f_{i+n}} = V_{f_{i+n-1}} + \Delta V_{i+n}$$

Le volume utile sera :

$$V_u = \text{Max} (V_f)$$

$$\text{Taux de Regularisation de } 95\% \Rightarrow \sqrt{V}_{\text{Besoin}} = \frac{180,68 \times 95}{100 \times 12} = 14,30 \text{ Mm}^3$$

Mois	Apport Mm ³	Surface S Km ²	Evp mm	Infiltration mm	A V _{EvP} Mm ³	B V _{inf} Mm ³	C V _{consom. à l'amont 100m} Mm ³	D V _{cons. Pan ou AENA} Mm ³	Σ Cons A+B+C+D Mm ³	V _B Mm ³	ΔV = Ap - Σc Mm ³	V _{fin} du mois Mm ³	Cotes m
S	9,54	1,40	312	20,50	0,44	0,03	1,42	0,5	2,39	14,30	-7,15	52,85	564,8
O	51,95	7,00	200	21,50	1,40	0,15	"	0,45	3,42	"	34,23	87,08	569,2
N	0,74	7,00	113	18,30	0,79	0,13	"	0,43	2,77	"	-16,33	70,75	567,4
D	0,87	7,00	99	19,70	0,69	0,14	"	0,40	2,65	"	-16,08	54,67	565,2
Ja	4,71	7,40	93	18,30	0,68	0,14	"	0,40	2,64	"	-12,23	42,44	563,2
F	2,88	7,70	196	21,30	1,51	0,16	"	0,40	3,49	"	-14,91	27,53	560,0
Ma	77,13	12,80	295	20,50	3,77	0,26	"	0,43	5,88	"	56,95	84,48	569,0
A	24,29	12,25	216	18,70	2,65	0,23	"	0,45	4,75	"	5,24	89,72	569,6
Mai	1,35	12,20	269	11,00	3,28	0,13	"	0,45	5,28	"	-18,23	71,49	567,6
Ju	1,77	12,30	455	10,05	5,60	0,12	"	0,50	7,64	"	-20,17	51,32	564,8
Jui	0,47	12,30	492	25,00	6,05	0,31	"	0,50	8,28	"	-22,11	29,21	560,2
A	4,98	12,45	382	20,30	4,75	0,25	"	0,50	6,92	"	-16,24	12,97	554,4

Taux de Regularisation de 96% $\Rightarrow V_{\text{Besoin}} = \frac{180,68 \times 96}{100 \times 12} = 14,45 \text{ Mm}^3$

Mois	Apports Mm ³	Surface S km ²	Evp mm	Inf mm	V ^A _{Evp} Mm ³	V ^B _{inf} Mm ³	V ^C _{cons à l'amont} Mm ³	V ^D _{cons ou AN^A+ FA^A} Mm ³	Σ Cons. A+B+C+D Mm ³	V _B Mm ³	ΔV = Ap - ΣC	V ^{fin} du mois Mm ³	cotes (m)
S	9,54	1,40	312	20,25	0,44	0,03	1,42	0,50	2,39	14,45	-7,3	52,7	564,6
O	51,95	7,00	200	21,50	1,40	0,15	"	0,45	3,42	"	34,08	86,78	568,8
N	0,74	7,00	113	18,30	0,79	0,13	"	0,43	2,77	"	-16,48	70,30	567,2
D	0,87	7,00	99	19,70	0,69	0,14	"	0,40	2,65	"	-16,20	54,10	565
J	4,71	7,40	93	18,30	0,68	0,14	"	0,40	2,64	"	-12,38	41,7	562,9
F	2,88	7,70	196	21,30	1,51	0,16	"	0,40	3,49	"	-15,06	26,64	559,2
M	77,13	12,80	295	20,50	3,77	0,26	"	0,43	5,88	"	56,80	83,44	568,6
A	24,29	12,25	216	18,70	2,65	0,23	"	0,45	4,75	"	5,09	88,53	569
Ma	1,35	12,20	269	11,00	3,28	0,13	"	0,45	5,28	"	-18,38	70,14	567
Ju	1,77	12,30	455	10,05	5,6	0,12	"	0,50	7,64	"	-20,32	49,82	563,8
Jui	0,47	12,30	492	25,00	6,05	0,31	"	0,50	8,28	"	-22,26	27,56	559,2
A	4,98	12,45	382	20,30	4,75	0,25	"	0,50	6,92	"	-16,39	11,17	553,8

Les resultats obtenus par l'application des deux procedés sont :

- procedé graphique -----) $v_u = 89 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
- procedé analytique -----) $v_{u_m} = 89,1 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

v_{u_m} : volume utile moyen

Les resultats sont pratiquement identiques , la valeur adoptée du volume utile , pour la suite de notre étude est de :

$$v_u = 89 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Le niveau de la retenue normal, correspond au niveau des volumes suivants :

$$V_{mort} + V_{utile} \text{ -----) N.P.M} = 574 \text{ m}$$

correspond à une hauteur de $H = 34 \text{ m}$

14 - Laminage des crues

14.1 - but :

La conception du barrage ainsi que les ouvrages annexes doit répondre à deux criteres essentiels , à savoir :

- criteres economiques (eviter le surdimensionnement de l'ouvrage)
- critere de sécurité (eviter toutes incidents pendant la mise en service)

14.2 - cause :

La crue de pointe contribuera à l'élévation du plan d'eau d'une hauteur " z " , que l'on doit determiner.

Cette hauteur est necessaire au dimensionnement du barrage

Le principe se repose sur l'equation differentielle suivante :

$$Q_{ent}(t) \cdot d(t) = Q_{sort}(t) \cdot d(t) + A(z) \cdot d(z)$$

$Q_{ent}(t)$: debit de crue entrant dans la retenue

$Q_{sort}(t)$: debit sortant (de crue) de la retenue

$A(z)$: surface du plan d'eau correspondant à $d(z)$

$d(z)$: variation de côte du plan d'eau

$A(z) \cdot d(z)$: variation du volume dans la retenue

14.3- methode de calcul:

En utilisant la methode de " ORFACTED " comme base de calcul qui consiste à tracer la courbe $V = f(H)$, à partir de la côte du N.N.P ; et en reproduisant les courbes $V + \frac{V^2}{2g} = f(H)$,

$$V + \frac{V^2}{2g} \equiv f(H)$$

Par la suite , on trace la courbe $Q = f(H)$, en prenant comme hypothese de depart, la valeur arbitraire de la longueur du deversoir.

Le procedé qui permet de determiner ces dites fonctions est purement analytique , la formule donnant le debit pour un deversoir est la suivante :

$$Q = L.m.\sqrt{2g} H_o^{3/2}$$

L : longueur du deversoir) L = 150 m

m : coefficient de correction du debit) m=0,5

$$H_o = H + \frac{V^2}{2g} = H_d \quad ; \quad \text{étant la lame deversée (m)}$$

En prenant une variation constante de H_d , on determine la valeur du debit correspondant, et en considerant un interval de temps constant , on obtient la valeur du volume respectif

$$V = Q/\rho \cdot \Delta t$$

La representation graphique est donnée par la planche n°2 les resultats de calcul de la lame deversée sont recapitulés dans le tableau qui suit .

En definitif , les resultats nous donne :

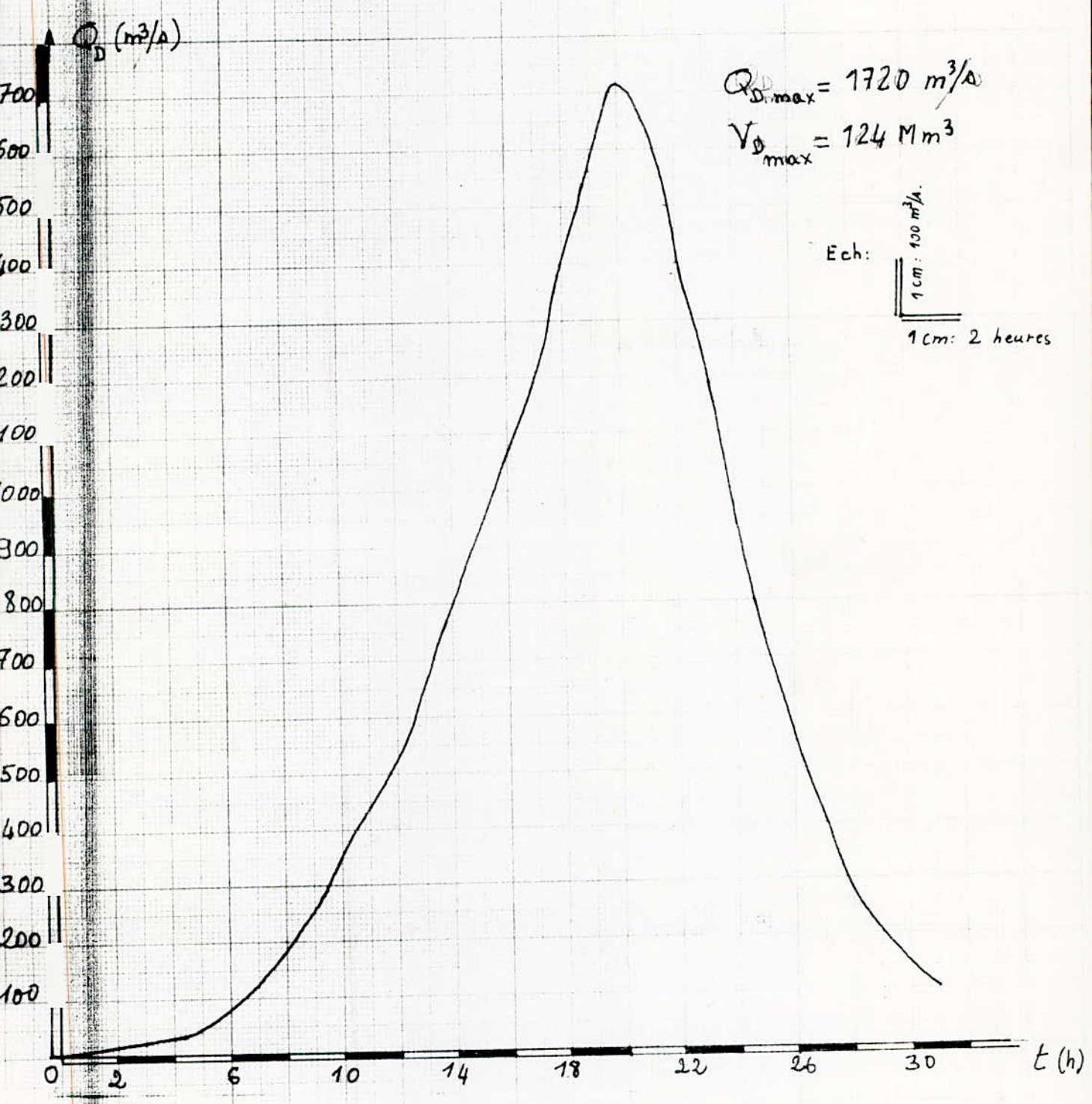
$$H_d = 3,00 \text{ m}$$

$$Q_d = 1720,00 \text{ m}^3/\text{s}$$

DETERMINATION DE LA LAME DE VERSANTE

temps (h)	Crue (m ³ /s) millénale	Δt (h)	$\Delta V = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \cdot \Delta t$ 10 ⁶ m ³	debits deversé (m ³ /s)	Hauteur deversée (m)
1	17,00	0-1	0,140	10,0	0,02
2	59,00	1-2	0,320	14,0	0,04
3	118,00	2-3	0,640	20,0	0,08
4	236,00	3-4	1,060	30,0	0,15
5	354,00	4-5	1,600	49,0	0,26
6	531,00	5-6	2,230	80,0	0,38
7	708,00	6-7	2,970	120,0	0,50
8	944,00	7-8	3,850	190,0	0,66
9	1195,00	8-9	4,810	250,0	0,82
10	1475,00	9-10	5,870	340,0	0,93
11	1785,00	10-11	7,040	440,0	1,01
12	2124,00	11-12	8,280	560,0	1,13
13	2478,00	12-13	9,660	650,0	1,22
14	2891,00	13-14	11,150	800,0	1,50
15	3304,00	14-15	12,740	940,0	1,82
16	3776,00	15-16	14,440	1060,0	2,00
17	4248,00	16-17	16,250	1160,0	2,30
18	4779,00	17-18	18,190	1400,0	2,35
19	5325,00	18-19	20,210	1560,0	2,70
20	5900,00	19-20	18,600	1720,0	3,00
21	4425,00	20-21	13,800	1640,0	2,60
22	3245,00	21-22	9,370	1400,0	2,34
23	2242,00	22-23	6,800	1200,0	2,04
24	1534,00	23-24	4,460	940,0	1,82
25	944,00	24-25	2,650	740,0	1,45
26	534,00	25-26	1,490	560,0	1,30
27	295,00	26-27	0,740	400,0	1,00
28	118,00	27-28	0,270	260,0	0,88
29	35,00	28-29	0,070	180,0	0,68
30	5,00	29-30	0,009	100,0	0,50
31	0,00	30-31			

Hydrogramme du debit deversé



III. ETUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE

1. GENERALITE

La conception d'un barrage nécessite des données de bases géologique et topographique.

La connaissance des caractéristiques géotechniques des divers matériaux de constructions, constituant la recharge de l'ouvrage, facilitera le choix et le dimensionnement de celui-ci.

2. ETUDE GEOLOGIQUE

La structure géologique est caractérisée par la présence des alluvions gravilleuses et des argiles.

Au niveau du site, l'oued Mellegue franchit une barre de marno-calcaire cénomien supérieure à 90 m et une série de 100 m de marnes de même étage, sur lequel repose une grande partie du corps du barrage.

Ces couches sont grises et grises foncées, aucune faille n'affecte la régularité des couches.

2.1 - perméabilité

La perméabilité du site est liée à la nature de la roche mère, qui est constituée de marnes.

Les marnes assurent l'étanchéité au niveau de la fondation et à l'aval.

Les marnes possèdent une résistance assez forte, ils sont imperméables, par conséquent ils constituent une assise adéquate.

2.2- stabilité du bassin versant

Le relief du bassin versant est conditionné par un caractère typique à celui du site.

Aucune failles et aucun glissement du terrain n'a été enregistré au niveau de la cuvette.

La structure tectonique est calme, le pendage général des lits de la formation conglomératique s'élève à 12° - 15° vers l'ouest. Le coefficient dynamique dû au séisme est évalué à :

$$a = 0,15$$

2.3 - choix du type du barrage

Dans un tel choix deux facteurs interviennent, à savoir :

- la topographie du site
- la structure géologique du site

Pour notre site , nous envisageons un barrage en terre zoné , constitué par une recharge d'alluvions et d'un noyau étanche en argiles.

2.4 - caracteristiques géotechniques des matériaux

a) matériaux de recharge : ALLUVIONS (tout-venant)

densité sèche ----- 2,2 g/cm³
densité sature ----- 2,4 g/cm³
poids spécifique ----- 2,71
angle de frottement interne ----- 39°
cohésion ----- 0,00 kpa
perméabilité ----- 10⁻⁴ m/s

b) matériaux du noyau étanche : ARGILES

densité sèche ----- 2,64 g/cm³
densité sature ----- 1,72 g/cm³
poids spécifique ----- 2,64
angle de frottement interne ----- 24°
cohésion ----- 10 kpa
perméabilité ----- 0,6.10⁻⁹ cm/s

c) nature de l'assise

Le substratum étant constitué de marnes, donc il constitue une base rocheuse . Les caractéristiques géotechniques de ce substratum sont données par :

densité sèche ----- 1,69 g/cm³
densité sature ----- 2,05 g/cm³
poids spécifique ----- 2,70
angle de frottement ----- 25° 19°
cohésion ----- 20kpa
perméabilité ----- 10⁻¹⁰ m/s

2.5- zone d'empreint

sur un rayon de 10 km au nord-ouest du site , on peut trouver les matériaux de constructions en quantité considérable en pratiquant une excavation de 1 m de profondeur .

3. Conception du barrage

3.1 - dimensionnement de la digue

La hauteur du barrage est déterminée en fonction du niveau du volume maximal de la retenue (N.Max.P).

Cette hauteur est majorée d'une revanche qu'on déterminera en fonction de plusieurs paramètres climatiques.

Notons qu'un décapage de 4 m de profondeur est prévu pour pouvoir y accéder à la roche mère qui est constituée de marnes .

3.1.2 - détermination de la revanche

Par mesure de sécurité , on assure une certaine hauteur dite revanche , entre le niveau d'eau maximal et le couronnement

Cette revanche dépend :

- de l'énergie cinétique $-\frac{v^2}{2g}$, correspondante à la propagation des vagues .
- de la hauteur des vagues .
- du tassement résiduel du barrage (naturel ou à des secousses sismiques)
- balancement du plan d'eau

Pour une meilleure estimation de la valeur de la revanche , on utilise plusieurs formules telles que (formule de Stevenson, de Malitor, ...)

- Formule de "DEVISS"

$$R = 0,7 \cdot h_v + \frac{v^2}{2g} + h_s$$

h_s : hauteur de sécurité dû à l'affaissement du corps

h_v : hauteur des vagues

Cette hauteur est déterminée par plusieurs approches indiqués ci-dessus ; parmi ces formules empiriques , on cite :

--- formule de "STEVENSON"

$$h_v = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{L} - 0,26 \sqrt[4]{L}$$

L : fetch ou longueur de la retenue (km)

h_v : hauteur des vagues (m)

--- formule de "MALLET et DACOHANT"

$$h_v = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{L}$$

L : fetch (km)

--- formule de "ANDREANOFF"

$$h_v = 0,0208 \cdot w^{5/4} \cdot L^{1/3}$$

w : vitesse du vent maximale () w = 28 m/s = 100,8 km/h

L : fetch (km)

--- formule de "MALITOP"

$$h_v = 0,75 + 0,032 \cdot \sqrt{L \cdot w} - 0,26 \sqrt[4]{L}$$

w : vitesse des vents (km/h)

L : fetch (km)

La vitesse des vagues est donnée par :

- formule de "GAILLARD"

$$v = 1,5 + 2 \cdot h_v$$

v : vitesse des vagues (m/s)

h_v : hauteur des vagues (m)

La valeur de la revanche peut être déterminée, par la formule simplifiée suivante :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{L}$$

L

LES RESULTATS DE CALCULS : sont donnés par le tableau qui suit :

Formules	Hauteur des vagues (m)	Revanches (m)
STEVENSON	1,06	1,40
MALLET-DACOHANT	1,16	1,55
ANDREANOFF	1,30	1,76
MALITOP	1,02	1,35
SIMPLIFIEE	/	1,60

La valeur moyenne adoptée pour la suite de notre étude est :

$$R = 1,5 \text{ m}$$

3.1.3 - détermination de la hauteur du barrage

La hauteur du barrage est donnée par la relation suivante :

$$H_b = H_c + H_e$$

H_e : hauteur escavée -----) $H_e = 4 \text{ m}$

H_c : hauteur du couronnement du barrage (m)

$$H_c = H + H_d + h'_s$$

H : hauteur correspondante au niveau de la retenue normal

H_d : hauteur deversée

h'_s : hauteur de securite -----) $h'_s = R + 1,5$

toute application faite , on a :

$$H_c = 40,00 \text{ m}$$

d'où :

$$H_b = 44,00 \text{ m}$$

3.1.4 - longueur en crete du barrage

La longueur en crete mesurée directement sur plan à l'échelle 1 : 1000 est de :

$$L = 372 \text{ m}$$

3.1.5 - largueur en crete du barrage

La largeur en crete du barrage , depend de la hauteur de celui-ci
La valeur pratique de cette crete, est fonction de son utilitée
(route , pont, ... etc)

L'application de plusieurs formules empiriques , nous permet
d'estimer correctement la valeur de la largeur de la crete .

- formule de "KNAPPEN"

$$b = 1,65 \cdot \sqrt{H_b}$$

b : largeur en crete du barrage (m)

H_b : hauteur du barrage (m)

b) formule de "PREECE"

$$b = 1,1 \cdot \sqrt{H_b} + 1$$

H_b : hauteur du barrage (m)

c) formule empirique

$$b = 3,6 \sqrt[3]{H_b} - 3$$

H_b : hauteur du barrage (m)

d) formule de recherche

$$b = \frac{H_b}{5} + 3$$

H_b = hauteur du barrage (m)

Les resultats sont reportes dans le tableau suivant :

Methodes (formules)	KNAPPEN	PREECE	empirique	recherche
Largeur en crete : b (m)	10,43	7,96	9,32	11,0

On adopte une valeur moyenne , estimée à :

$$b = 10,00 \text{ m}$$

3.1.6- Risbermes

On a prévu , un risberme de 4 m de large , projeté à une hauteur de 20 m au niveau du talus aval .

Il contribuera à la stabilité de l'ouvrage et servira comme passage.

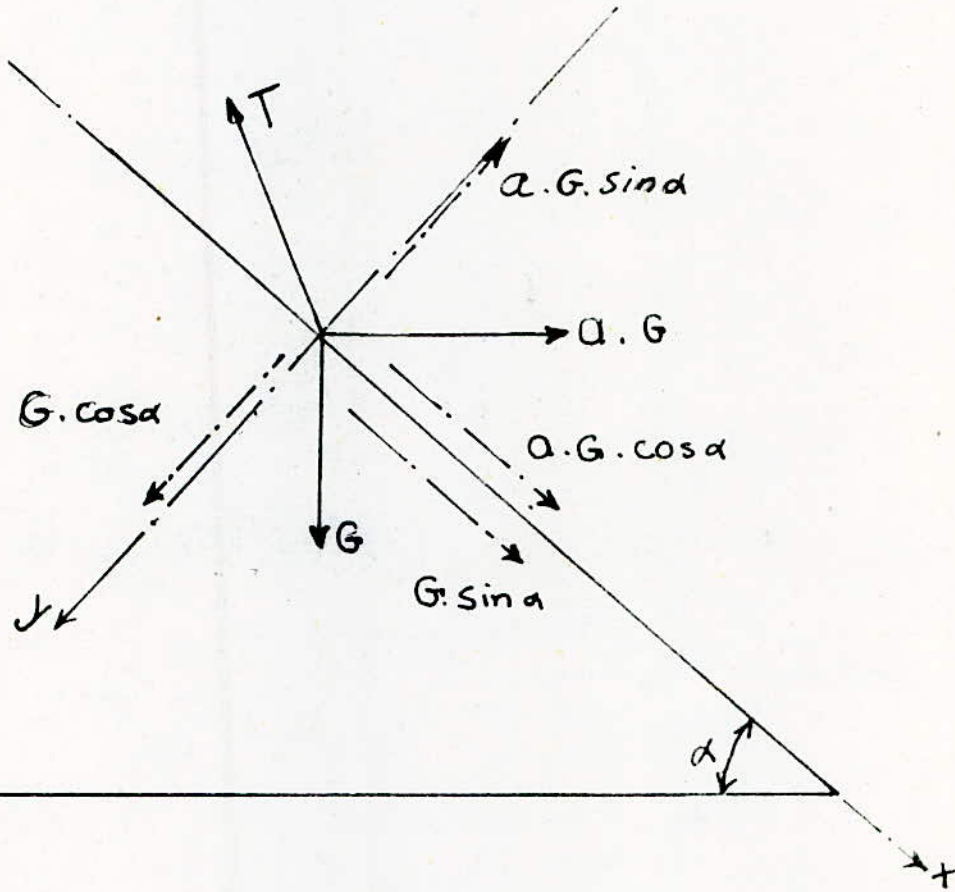
3.2 - Pentes des talus

Pour pouvoir faire un choix plus ou moins précis des pentes des talus , on établit un calcul pseudostatique .

Ce procede repose sur l'étude de la stabilité d'une particule de masse "m" ($G = m \cdot g$), sur un plan incliné d'angle

L'inventaire des forces qui agissent sur cette particule est représenté par le schéma suivant :

schema de calcul "Pseudostatique"



La projection de ces forces suivant leurs axes , nous donne :

- suivant "x" :

$$P_x = G \cdot (\sin\alpha + a\cos\alpha)$$

- suivant "y" :

$$P_y = G \cdot (\cos\alpha - a\sin\alpha)$$

La force de frottement correspondante :

$$T = P_y \cdot f = G \cdot (\cos\alpha - a\sin\alpha) \cdot \text{tg}\alpha$$

α : angle de frottement interne

Pour que la particule soit stable , il faut que la condition suivante soit satisfaite :

$$T \geq P_x$$

$$\text{donc : } G \cdot (\cos\alpha - a\sin\alpha) \cdot \text{tg}\alpha \geq G \cdot (\sin\alpha + a\cos\alpha)$$

Après une transformation mathématique, nous obtenons l'expression qui détermine la valeur du fruit aval :

$$\text{cotg}\alpha = m \geq \frac{1 + 0,15 \cdot \text{tg}39^\circ}{\text{tg}39^\circ - 0,15} = \frac{1 + a \cdot \text{tg}\alpha}{\text{tg}\alpha - a}$$

a : coefficient sismique (-----) a = 0,15

φ : angle de frottement interne (-----) = 39°

en admettant un coefficient de securite , qui depend de la nature des matériaux constituant la recharge du plan incliné

$$k = 1,15 \quad (\text{alluvions})$$

A.M :

pour talus oval : m = 2,50 (-----) pente de 1/2,5

$$m_1 = 1,5 \cdot m$$

d'où : m₁ = 3,75 (-----) pente de 1/3,75

Toute fois , il existe un tableau donnant différentes pentes en fonction des hauteurs et des types des barrages :

Hauteur du barrage	type de barrage	Pentes	
		Amont	Aval
$H_b < 5 \text{ m}$	- homogène à zones	1/2,5 1/2	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

Suivent une comparaison faite entre les valeurs obtenues nous adoptons , les valeurs des pentes suivantes :

- talus aval :

1/ 2,5 -----) du niveau du lit jusqu'à la côte
545,00 m

1/ 3,0 -----) de la côte 545,0 m jusqu'à la crête
du barrage

- talus amont :

1/ 4,0 -----) de la base jusqu'à la côte 580,0 m

Le changement de pente est caractérisé par des ribermes .

3.3 Dimensionnement du noyau

L'inexistence de règles théoriques , pour dimensionner le noyau, nous conduit à faire un prédimensionnement de celui-ci tout en vérifiant la condition suivante :

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

J : gradient hydraulique

ΔH : différence de charge à l'entrée et à la sortie du noyau

Δt : largeur moyenne du noyau (m)

$$\Delta t = \frac{t_1 + t_2}{2}$$

Pour éviter tout risque de siphonnage par dessus la crête du noyau , il est indispensable d'adopter une hauteur du noyau supérieure à la hauteur du niveau d'eau maximal .

Ce phénomène physique est dû à l'effet de capillarité .

Un ancrage du noyau est nécessaire du fait qu'il diminue les débits de resurgence et contribue à la stabilité de celui-ci .

3.4 Protection des talus

Une protection des talus contre l'érosion provoquée par les vagues et par le ruissellement des eaux de pluie, s'avère nécessaire .

- talus amont :

On protège le talus amont contre le battillage des vagues et contre les averses violentes. En général, on prévoit une protection en roche, rangées à la main ou en vrac.

Devant un tel choix, deux facteurs primordiaux apparaissent à savoir : économie; temps .

Pour notre cas, on utilisera un enrochement en vrac.

La couche d'enrochement a en général, une épaisseur qui varie de 60 cm à 1,0 m . L'épaisseur minimale de la couche d'enrochement par les formules empiriques suivantes :

$$a) \quad t_{\min} = \frac{n \cdot 0,178}{\gamma_p - \gamma} \cdot h_v \cdot \sqrt{\frac{1 + m_1^2}{m_1^2}}$$

t_{\min} : épaisseur minimale de l'enrochement (m)

n : facteur de sécurité -----) $n = 1,2$ à $1,5$

m_1 : fruit du talus amont

γ_p : poids volumique de la pierre (t/m^3) -----) $\gamma_p = 1,98 \ t/m^3$

γ : poids volumique de l'eau (t/m^3)

h_v : hauteur des vagues (m)

$$b) \quad t_{\min} = 1,7 \cdot h_v \cdot \frac{\gamma}{\gamma_p - \gamma} \cdot \left(\frac{1 + m_1^2}{m_1 \cdot (m_1 + 2)} \right)^{\frac{1}{2}}$$

L'application de ces formules, nous donne la valeur moyenne suivante :

$$t_{\min} = 0,45 \text{ m}$$

Cette couche d'enrochement repose sur un tapis drainant jouant ainsi le rôle d'un filtre .

- talus aval

Pratiquement , la protection du talus aval contre l'érosion, se fait par enherbement.

Cette protection est réalisée par une couche végétale de 5 cm à 20cm. Cette opération se fait au fur et à mesure que les travaux avancent .

3.5 Digue de col

La présence d'une dépression, au niveau de la rive gauche de l'oued (nord-ouest du site), nous permettra de projeter une digue de col.

Une partie de ce col servira pour site à l'évacuateur de crue . Le niveau de la dépression est donné par une altitude de 560 m, en colmatant ce col à cette digue , il s'opposera au déversement de l'eau de la retenue. Tel est le but qui justifie sa construction .

3.5.1 -- dimensionnement de la digue auxiliaire

$$H_{\text{digue}} = 20,00 \text{ m}$$

$$\begin{array}{l} \text{pente mont} \text{ -----) } 1/3 \\ \text{pente aval} \text{ -----) } 1/2,5 \end{array}$$

$$\text{largeur en crête } b_c = 7 \text{ m}$$

Les matériaux constituant la recharge de cette digue , seront les mêmes que ceux du barrage principal, ainsi que la protection des tal qui sera faite du même type que celle adoptée pour notre barrage

4. RESEAU D'ÉCOULEMENT

4.1- Infiltrations

Les infiltrations à travers une digue , donnent naissance à un réseau d'écoulement à l'intérieur de celle-ci.

Si ces infiltrations augmentent en intensité, elles provoquent le phénomène de **RENARD** et par conséquent la destruction totale de l'ouvrage.

4.2- Ligne de saturation

Ce réseau d'écoulement est caractérisé par une ligne dite " **LIGNE DE SATURATION** ". Un tel écoulement fût étudié par **KOZENY** , par la suite **CAZAGRANDE** apporta quelques précisions Cette étude se fait sur la base de la parabole théorique qui est donnée par l'équation suivante :

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

x, y : étant les coordonnées de la parabole

y_0 : ordonné de la parabole

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

H : hauteur d'eau correspondante au niveau normal de la retenue (m)

On détermine les paramètres de la parabole par les expressions mathématiques suivantes :

$$d = t_2 - 0,7.s$$

$$s = H.m_1 \quad m_1 \text{ ===) fruit du talus du noyau}$$

t_2 : largeur de la base du noyau

$$t_2 = 2.m_1 \cdot H_n + t_1$$

H_n : hauteur du noyau

t_1 : largeur en crête du noyau

Les résultats de calculs sont :

$H(m)$	$H_n(m)$	m_1	s	$t_2(m)$	$d(m)$	$y_0(m)$
34	42	5	0,75	25,5	68	10,44

La presence de deux zones à l'interieur de la digue ,
l'écoulement à travers celle-ci est caracterisé par l'écoulement
à l'interieur du noyau. On pourra appliquer à ce dernier, les
regles valables pour un écoulement à travers une digue homogene
en admettant que la ligne de saturation dans la recharge amont
et aval ,est horizontale et coincide avec les plans d'eau amont
et aval .

Dans ce genre de calcul , on negligera les zones de transitions
Coordonnées pour le tracé point par point de la ligne de saturation

Rappelons que l'équation de cette ligne de saturation est :

$$x^2 + y^2 = (x + 10,44)^2$$

X	-5,22	-3	-1	0	5	10	15	20	30	40	50,
Y	0	6,8	9,38	10,44	14,6	17,83	20,55	29,95	27,12	30,72	34

Le point d'intersection de la parabole de base avec le parement
aval du noyau est determiné à partir de l'équation des coordonnées
polaires de cette parabole .

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

$$c = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} \quad ; \quad c : \text{est une fonction de l'angle au} \\ \text{pieds du noyau}$$

Pour un angle au pieds = 53,13°

on a : c = 0,33

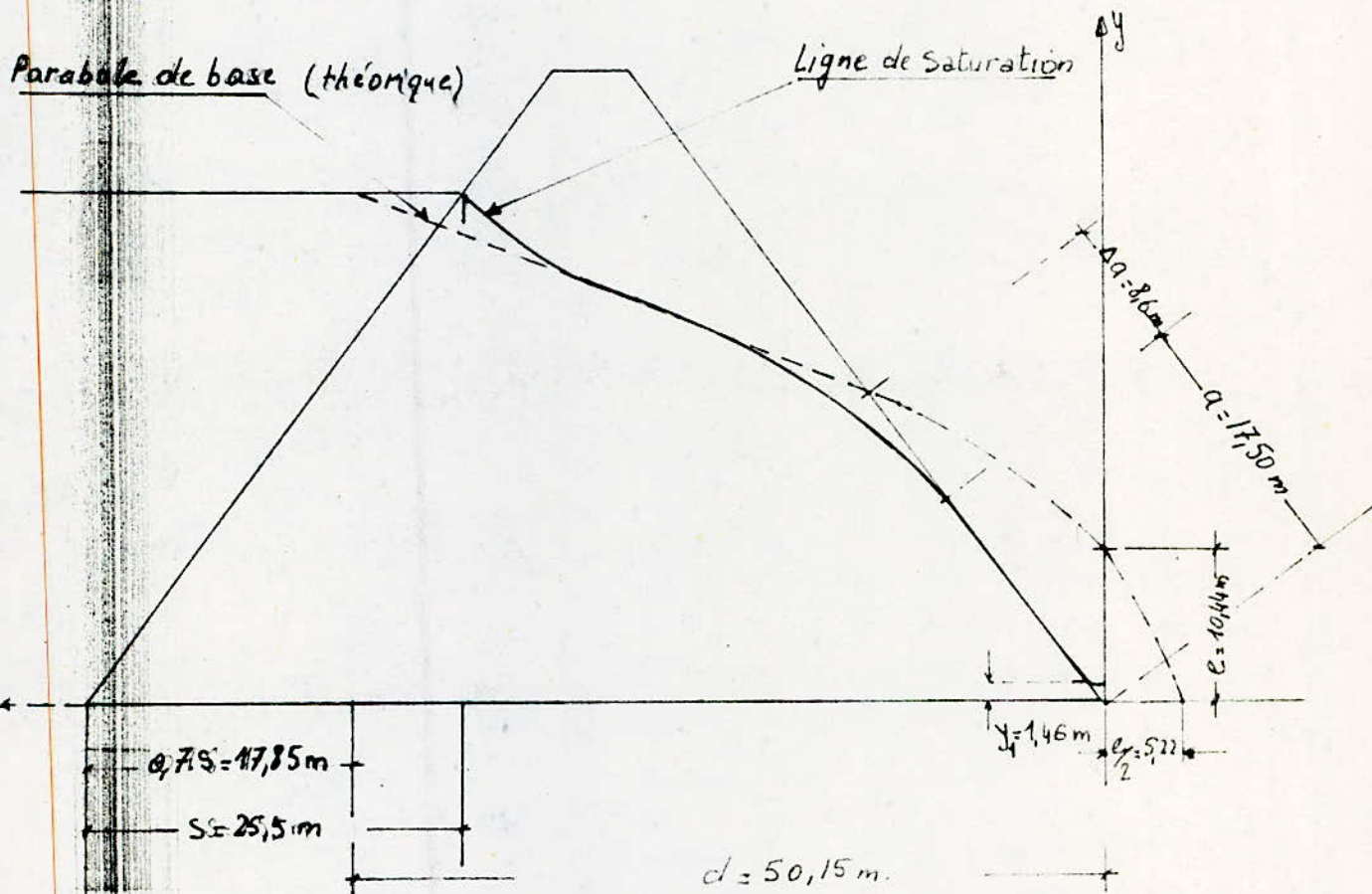
d'ou : a + Δa = 26,1

Δa = 8,6 m

a = 17,50 m

Voir schema d'écoulement (echelle 1 : 500)

Representation graphique de la ligne de saturation
à l'intérieur du noyau.



À la sortie du noyau, l'ordonnée sera :

$$h_1 = \sqrt{2 \cdot L \cdot \gamma_0 \cdot \frac{K_1}{K} + h_0^2}$$

L : longueur du massif aval (m) -----) L = 91,5 m

h_0 : niveau d'eau à l'aval -----) $h_0 = 1$ m

h_1 : cote amont de la ligne de saturation dans la recharge aval

K_1 : perméabilité du noyau

K : perméabilité de la recharge

$\gamma_0 = 0$: ordonnée de la parabole théorique

Toute application faite on obtient :

$$h_1 = 1,465 \text{ m}$$

4.3 - Évaluation du débit de fuite

L'écoulement étant permanent, la loi de Darcy nous permet d'écrire :

$$q = k \cdot i \cdot A$$

k : perméabilité du corps du barrage

A : aire soumise à l'infiltration par unité de largeur

$$A = y \cdot 1$$

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

i : gradient hydraulique

d'où :

$$q = k \cdot y \cdot \frac{dy}{dx}$$

toute intégration faite, on a :

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

A.M : $q = 6,26 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$

pour une vérification éventuelle, on a :

$$q = k_1 \cdot e$$

$$e = y_0 = 10,44 \text{ m}$$

k_1 : perméabilité du noyau

A.M $q = 6,26 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$

En conclusion le débit de fuite est infiniment petit, ce qui est rassurant pour la stabilité de notre ouvrage.

4.4 Vérification des dimensions du noyau

Les dimensions adoptées pour le noyau , doivent satisfaire la condition ci-dessous :

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

rappelons que :

ΔH : différence de charge à l'entrée et à la sortie du noyau (m)

Δt : largeur moyenne du noyau (m)

Pour : $\Delta H = 32,54 \text{ m}$

$$\Delta t = 36,5 \text{ m}$$

on a : $J = 0,89 < J_{adm}$

Le gradient hydraulique étant faible , ce qui garantit la bonne tenue du noyau .Aucun risque d'entraînement des particules de celui-ci vers l'aval .

Les dimensions du noyau sont admissibles, puisque la condition précédente est largement satisfaite .

4.5 Filtres

Pratiquement, ce filtre s'oposera à l'entraînement des particules vers l'aval.

Intéressé entre le noyau d'argile et la recharge d'alluvions , il assurera une continuité granulométrique entre les deux zones.

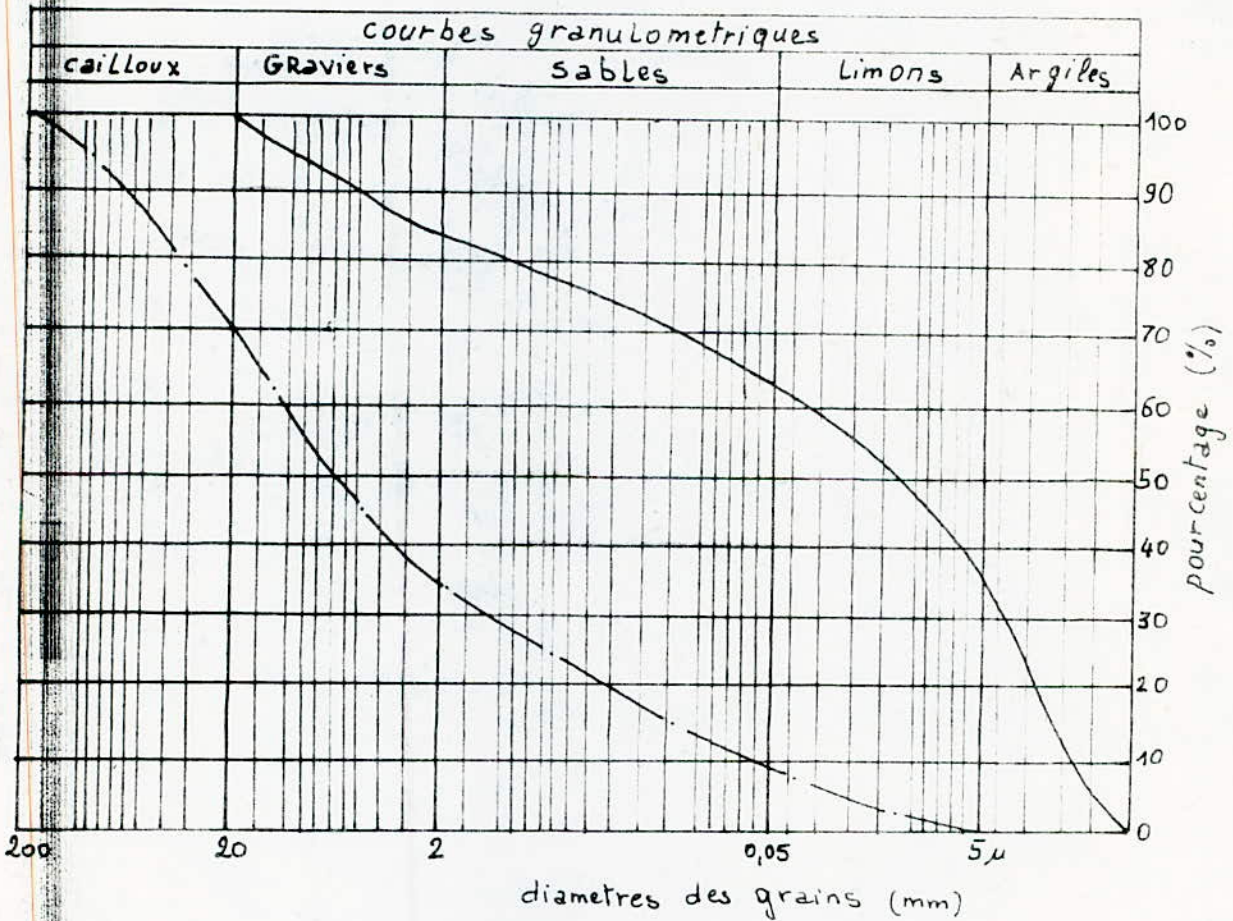
Le choix des matériaux du filtre doit satisfaire la condition :

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

C : coefficient d'uniformité de chaque particule

Pour s'assurer de la stabilité du filtre , on doit vérifier la condition suivante :

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



- : courbe granulométrique des matériaux constituant le filtre du noyau.
- : courbe granulométrique des matériaux de recharge. (corps du barrage)

F_{50} et B_{50} : designent respectivement les dimensions des grains du filtre et du materiau de base , correspondant à un pourcentage de 50% (voir courbe granulometrique)

L'epaisseur total du filtre est prise égale à 1 m .

4.6 Prisme de drainage

son rôle est de drainé les eaux d'infiltrations, il contribue à la bonne tenue de l'ouvrage en abaissant la ligne de saturation , diminuant ainsi les effets néfaste de l'érosion provoqué par le phénomène de renards .

Il sera projeté au pieds du talus aval , les dimensions de ce prisme sont :

H_p : hauteur du prisme de drainage

$$H_p = 9 \text{ m}$$

b_p : largeur en crête du prisme

$$b_p = 2 \text{ m}$$

m' : fruit du talus (amont et aval)

$$m' = 2,5$$

4.7 Étanchéité de l'assise

L'étanchéité de l'assise étant assure par les marnes constituant la fondation de notre ouvrage .

Par conséquent , il n'y aura aucun risque d'affouillement .

5. ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS

5.1 - Exposé du probleme

Le glissement du terrain se produit d'une maniere tres variée, il affecte toutes ouvrages construit par l'homme et toutes pentes naturelles .

Il peut se produire soudainement ,ou apres plusieurs mois voir même plusieurs années . En realite , la rupture épouse une forme qui ne presente aucune caracteristique géométrique particuliere

La cause évidente du glissement est l'action hydrodynamique de l'eau.

En face de tels problemes, plusieurs chercheurs ont proposé leurs solutions , parmi lesquelles on cite la methode suédoise dite " methode des tranches " due à " PATTERSON " en 1916 et developpée pour les ruptures circulaires par " TERZAGHI " en 1927 perfectionnée recemment par " BISHOP " en 1954 , appliquée aux ruptures non circulaires par " NONVEILLER " en 1965 .

5.2 - Procede de la methode

Cette methode, admet que la rupture presente un forme circulaire sur laquelle, le glissement se prduit instantannement le long de cette surface cylindrique à axe horizontal, de centre 'o' et de rayon " R ".

En faisant l'inventaire des forces qui s'applique sur une tranche d'ordre " n " , nous obtenons :

- G_n : poids de la tranche
- N_n : composante normale de G
- 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 voisine (n-1)

Pour une eventuelle simplification, il est admis qu'au niveau de chaque tranche on a :

$$X_{n+1} - X_n = 0 \quad (-----) \quad X_{n+1} = X_n$$

$$Z_{n+1} - Z_n = 0 \quad (-----) \quad Z_{n+1} = Z_n$$

Cette simplification , signifie que l'interaction entre les tranches est nulles .

- classification des forces agissantes :

a) forces stabilisatrices :

force de frottement

$$(N - P.dl) . \text{tg } \varphi$$

N : composante normale de G

P : pression hydrostatique

dl : longueur de l'arc delimitant la base de la tranche

force de cohesion

$$c . dl$$

c : cohesion du sol

dl : longueur de l'arc delimitant la base de la tranche

La somme des moments correspondant aux forces de frottement par rapport au centre de glissement "O" est donnée par :

$$\sum M^t(\tau)_f = \sum ((N - P.dl). \text{tg } \varphi + c.dl) . R$$

b) forces motrices :

T -----) composante tangentielle de G
cette force motrice à tendance de provoquée le glissement.

La somme des moments par rapport au centre de glissement de cette force est donnée par :

$$\sum M^t(\tau)_m = \sum R.T = R . \sum T$$

Pour le calcul de la stabilite des talus, on introduit un coefficient de securite pour obtenir les conditions normales compatibles avec la bonne tenue de l'ouvrage .

Par definition, le coefficient de securite contre le glissement s'exprime par le quotient de la somme des moments des forces stabilisatrices sur la somme des moments des forces motrices .

$$K_s = \frac{\sum M^t(\tau)_f + \sum M^t(\tau)_c}{\sum M^t(\tau)_m}$$

$$K_s = \frac{R \cdot \sum ((N-P \cdot dl) \cdot \tan \varphi + c \cdot dl)}{R \cdot \sum T}$$

Étant donné que les matériaux constituant la recharge de notre digue, possèdent une cohésion nulle, l'expression du coefficient de sécurité sera :

$$K_s = \frac{\sum (N-P \cdot dl) \cdot \tan \varphi}{\sum T}$$

Le découpage des tranches dans la partie du massif susceptible au glissement se fait de la façon suivante :

- La largeur de chaque tranche est donnée par l'expression :

$$b = \frac{R}{n_t} \cdot c^{ste}$$

R : rayon du cercle de glissement (m)

n_t : nombre total des tranches

(pour notre étude $n_t = 10$)

- La tranche coupée par la verticale issue du centre de glissement est affectée du chiffre zéro (0).

Pour le talus aval, le numérotage se fait de la manière suivante :

- les tranches se trouvant à gauche de la tranche n° 0, seront numérotées positivement et celles se trouvant à droite, négativement

- pour le talus amont, les signes seront inversés (voir schéma)

On détermine le poids d'une tranche d'ordre "n", par l'expression :

$$G_n = b \cdot (\gamma_1 \cdot h_n^I + \gamma_2 \cdot h_n^{II} + \gamma_3 \cdot h_n^{III})$$

b : largeur de la tranche (m)

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation (densité sèche)

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

γ_3 : densité de l'assise

h_n^I : hauteur moyenne de la partie de la tranche d'ordre "n" non saturée

h_n^{II} : hauteur moyenne de la partie de la tranche d'ordre "n" saturée

h_n'' : hauteur moyenne de la partie de la tranche d'ordre "n" appartenant à l'assise .

Pour notre étude , les paramètres h_n'' et n n'interviennent pas dans les calculs (base rocheuse)

donc , on aura :

$$G_n = b \cdot (\gamma_1 \cdot h_n' + \gamma_2 \cdot h_n'')$$

- La force tangentielle est donnée par :

$$T = G_n \cdot \sin \alpha_n$$

- La composante normale du poids de la tranche est donnée par :

$$N = G_n \cdot \cos \alpha_n$$

avec :

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

n : numéros de la tranche considérée

n_t : nombre total des tranches

d'où :

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

α_n : angle formé par l'interception de la tranche d'ordre "n" avec la verticale.

- La pression hydrostatique due aux infiltrations des eaux est donnée par :

$$P \cdot dl = \gamma \cdot h_p \cdot dl$$

avec :

$$dl_n = l_n = \frac{b}{\cos \alpha_n}$$

d'où :

$$X_s = \frac{\sum (G_n \cdot \sqrt{1 - (\frac{n}{n_t})^2} - \gamma \cdot h_p \cdot \frac{b}{\cos \alpha_n}) \cdot \text{tg} \varphi}{\sum G_n \cdot \frac{n}{n_t}}$$

Rappelons que la cohésion de la recharge est nulle .

- types de fonctionnement considérés lors de l'étude de la stabilité des talus :

On a considéré deux types de fonctionnements pour chaque talus, à savoir :

- talus amont :

-- fin de construction: (réservoir vide)

-- vidange rapide :

L'abaissement rapide du niveau de l'eau dans la retenue peut provoquer un entraînement simultané des petites particules formant le massif, par conséquent un glissement peut se produire.

En effet, une fois que le niveau de l'eau est ramené au pied du talus, le corps du barrage emmagasine une certaine quantité d'eau qui ne s'est pas encore écoulée. Cette eau qui est stockée est génératrice d'une pression qui tient en équilibre une partie de la recharge mouillée.

On admet que la composante normale sera égale :

$$(N - P.dl) = (\gamma_{sat} - 1) . n . b$$

$\gamma_{sat} - 1$: densité immergée

$$n = h_n . \cos \alpha_n$$

$$\text{d'où : } (N - P.dl) = (\gamma_{sat} - 1) . b . h_n . \cos \alpha_n$$

- la composante tangentielle sera :

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

$$\text{avec : } t = h . \sin \alpha_n$$

$$\text{d'où : } T = \gamma_{sat} . b . h . \sin \alpha_n$$

Cette force tangentielle est génératrice d'un mouvement d'entraînement des particules.

En réalité, lors du vidange rapide, l'angle de frottement interne des matériaux constituant la recharge diminue en valeur.

Mais cette réduction ne peut être évaluée théoriquement, car ceci fait appel aux essais in-situ.

- talus aval :

--- fin de construction : (reservoir vide)

--- fonctionnement normal : barrage en exploitation

En fonctionnement normal , le reservoir etant plein , d'ou la naissance d'un écoulement continu vers l'aval .

- sollicitation dues au seisme

Le seisme est un facteur naturel qui peut nuire à la stabilité de l'ouvrage . De ce fait , on tient compte de la force due à l'accélération d'un tel mouvement .

La somme des moments dus à cette force naturelle est :

$$\sum a \cdot c_n \cdot d_n = \sum M^t(\pi)_{\text{naturelle}}$$

En définitif, le coefficient de sécurité contre le glissement sera déterminé par l'expression suivante : (cas de seisme)

$$K_{s.s} = \frac{\sum (M_n - P_n \cdot dl_n) \cdot \text{tg } \varphi}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a \cdot c_n \cdot d_n}$$

avec : $a \cdot c_n$: force due au seisme

d_n : bras de levier

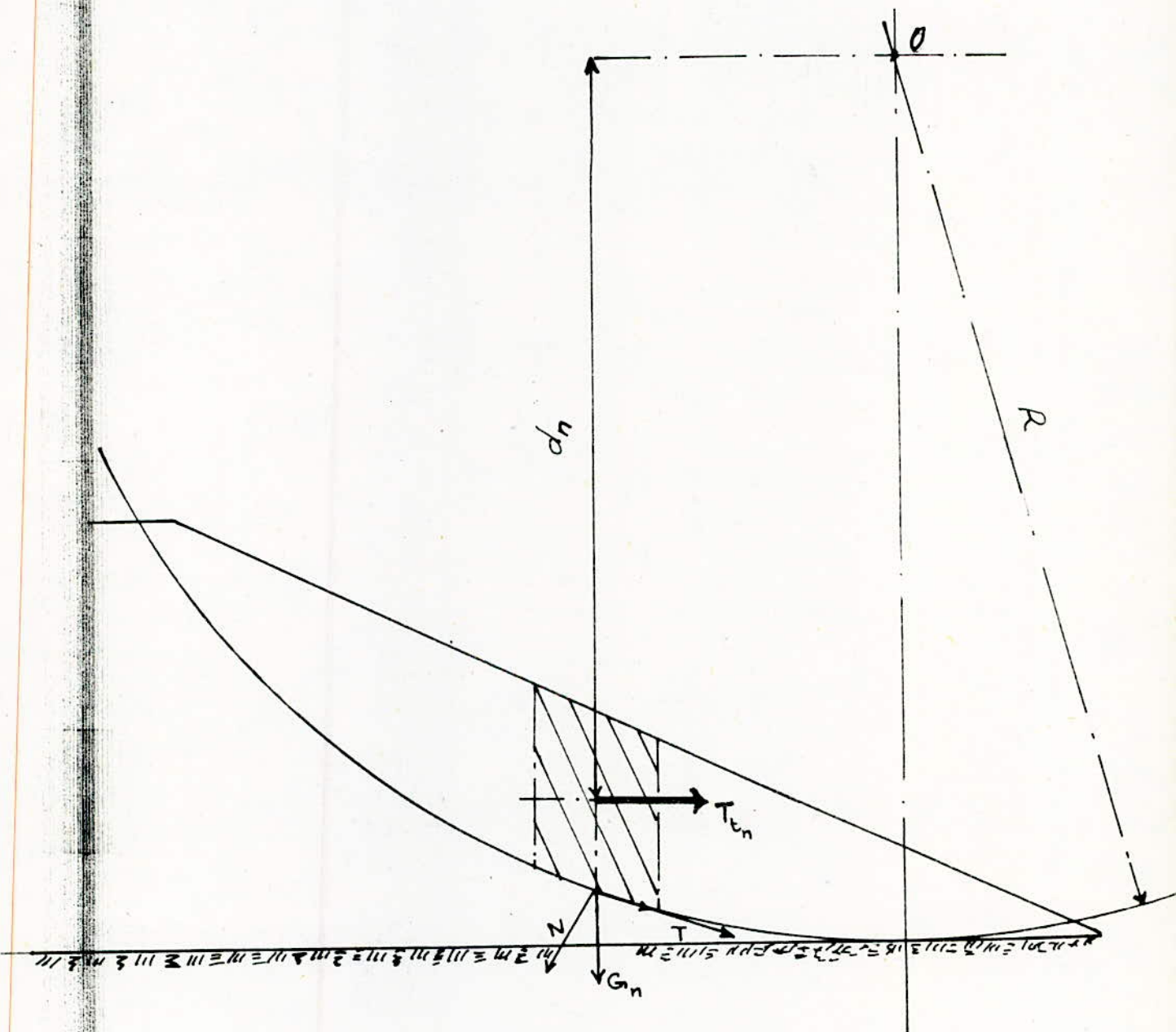
a : coefficient sismique () $a = 0,15$

γ : accélération du mouvement sismique

$$\delta = a \cdot g$$

Les résultats de calculs de l'étude de la stabilité sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

SOLLICITATIONS DUES AUX SEISMES



PROGRAMME DONNANT LA STABILITE SUR T166

δ_1 h'_n δ_2 h''_n δ_3 h'''_n b
 LBLA RCL00 x RCL03 + RCL01 x RCL04 + RCL02 x RCL05 = X RCL06 =
 G_n n m $\sin \alpha_n$
 ST007 R/S RCL08 ÷ RCL09 = ST010 RCL08 ÷ RCL09 = X²
 $\cos \alpha_n$
 +/- +1 = \sqrt{x} ST011 R/S
 $G_n \cdot \sin \alpha_n$ $G_n \cdot \cos \alpha_n$
 LBLB RCL07 x RCL10 = ST012 SUM 25 RCL07 x RCL11 = ST013 SUM 29
 L_n L_n γ $P \cdot L_n$
 LBLC RCL06 ÷ RCL11 = ST014 RCL04 + RCL05 = X RCL14 x RCL30 = ST015
 φ_i $\text{tg } \varphi_i$
 RCL16 Tan = ST017 R/S
 $G_n \cdot \cos \alpha_n$ $P \cdot L_n$ C_i L_n $C_i \cdot L_n$
 LBLD RCL13 - RCL15 = X RCL17 = ST018 SUM 26 RCL19 x RCL14 = ST020
 a G_n T_{bn} d_n $T_{bn} \cdot d_n$
 SUM 27 RCL22 x RCL07 = ST023 x RCL21 = ST024 SUM 28 R/S

FIN TABLEAU

K_s
 LBLE RCL26 + RCL27 = ÷ RCL25 = ST031 R/S
 R K_{ss}
 LBLA' RCL26 + RCL27 = ÷ RCL28 ÷ 10 ÷ RCL06 + RCL25 = ST032 R/S

Appuyer : A → sin α R/S → G_n B → $G_n \cos \alpha$ RCL12 → $G_n \cdot \sin \alpha$
 C → $\text{tg } \varphi_i$ RCL15 → $P \cdot L_n$ RCL14 → L_n
 D → $T_{bn} \cdot d_n$ RCL23 → T_{bn} RCL20 → $C_i \cdot L_n$ RCL15 → W_ϕ
 RCL18 → $(G_n \cdot \cos \alpha - P \cdot L_n) \text{tg } \varphi_i$

INTRODUIRE δ_{eau} → ST030 φ → ST016 δ_1 → ST000 δ_2 → ST001
 δ_3 → ST002 h'_n → ST003 h''_n → ST004 h'''_n → ST005
 b → ST006 n → ST008 m → ST009 d_n → ST021
 a → ST022 C_i → ST019

Pour d'autres valeurs du Rayon du cercle de glissement, on appuie sur B' et on introduit les données de calculs

Fonctionnement Normal

R = 69 m.

N° des branches	b (m)	h' (m)	h'' (m)	δ_1 t/m²	δ_2 t/m²	G _n	sin α	cos α	G _n sin α	G _n cos α	L _n	W _n	tg φ	(G _n cos α - W _n) tg φ	C · L _n	d _n (m)	T _n	T _n · d _n
-5	6,9	11	1,35	2,2	2,4	189,34	-0,5	0,87	-94,67	163,97	7,93	10,71	0,81	124,14	0	60	3787	2272,08
-4	"	13,5	1,40	"	"	228,11	-0,40	0,92	-91,25	209,07	7,5	10,50	"	161,48	"	63,5	4562	2897,0
-3	"	15,5	1,45	"	"	259,30	-0,30	0,95	-77,79	247,36	7,26	10,53	"	191,83	"	66,5	5186	3422,76
-2	"	17,75	1,5	"	"	294,29	-0,20	0,98	-58,86	288,34	7,05	10,58	"	224,98	"	67,5	5886	3972,92
-1	"	18,5	1,5	"	"	305,67	-0,10	0,99	-30,57	304,14	6,97	10,46	"	237,88	"	68,5	6113	4187,68
0	"	21,85	1,5	"	"	356,52	0	1	0	356,52	6,90	10,35	"	280,40	"	66,9	7130	4769,98
+1	"	25,4	1,51	"	"	410,58	0,10	0,99	41,06	408,52	6,97	10,46	"	322,43	"	68,0	8212	5625,22
+2	"	26,0	1,52	"	"	419,85	0,20	0,98	83,97	411,37	7,05	10,65	"	324,58	"	67,0	83,97	5667,98
+3	"	28,25	1,53	"	"	454,17	0,30	0,95	136,25	433,25	7,26	11,04	"	341,99	"	65,5	90,83	5949,63
+4	"	30,4	1,54	"	"	486,97	0,40	0,92	194,79	446,32	7,5	11,55	"	352,16	"	63	97,39	6135,82
+5	"	32,5	1,54	"	"	518,85	0,50	0,87	259,43	449,34	7,93	12,21	"	354,07	"	60	103,77	6226,20
+6	"	28,5	8,25	"	"	569,25	0,60	0,80	341,55	455,4	8,63	71,20	"	311,2	"	56	113,85	6375,60
+7	"	22,0	17,0	"	"	615,48	0,70	0,71	430,84	439,54	9,72	165,24	"	222,18	"	49,8	123,1	6130,18
+8	"	18,5	22,75	"	"	657,57	0,80	0,60	526,06	394,54	11,5	261,63	"	107,66	"	42	131,51	5523,60
+9	6,5	17,5	26,4	"	"	662,09	0,90	0,144	595,88	288,61	14,77	389,93	"	-82,08	"	32	132,42	4237,4
						Σ 2256,69								Σ 3474,90	Σ 0		Σ	73394,5

$$K_s = \frac{3474,9 + 0}{2256,69} = 1,54$$

$$K_{ss} = \frac{3474,9 + 0}{2256,69 + 73394,5 \cdot \frac{1}{69}} = 1,0465$$

Fonctionnement Normal.

R = 81 m.

N° des tranches	b (m)	h' (m)	h'' (m)	δ_1 %	δ_2 %	G_n	Sin α	Cos α	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	W_{dn}	tg φ	$(G_n \cos \alpha - W_{dn}) \text{tg } \varphi$	L_n	C. L_n	d_n (m)	T_{G_n}	$T_{G_n} d_n$
-4	8,1	8	1	2,2	2,4	162	-0,4	0,92	-64,8	148,48	8,84	0,81	113,08	8,84	0	74,5	24,5	1810,35
-3	"	11	1	"	"	215,46	-0,3	0,95	-64,64	205,34	8,49	"	159,56	8,49	"	77,5	32,32	2504,7
-2	"	13,5	1	"	"	260,01	-0,2	0,98	-52	254,76	8,27	"	199,60	8,27	"	79,5	39,0	3100,62
-1	"	15,75	1,25	"	"	304,97	-0,1	0,99	-30,50	303,44	10,18	"	237,50	8,14	"	80,55	45,75	3683,89
0	"	17,15	1,35	"	"	331,86	0	1	0	331,86	10,94	"	259,88	8,1	"	78,900	49,78	3920,06
+1	"	20,5	1,35	"	"	391,55	0,1	0,99	39,16	389,59	10,99	"	306,59	8,14	"	80,75	58,73	4742,7
+2	"	23,5	1,4	"	"	445,99	0,2	0,98	89,20	436,98	11,57	"	344,48	8,27	"	79,5	66,90	5318,38
+3	"	26,0	1,5	"	"	492,48	0,3	0,95	147,75	469,8	12,74	"	370,12	8,49	"	77,5	73,87	5726,06
+4	"	28,5	1,51	"	"	590,68	0,4	0,92	236,3	541,4	13,35	"	427,59	8,84	"	74,5	88,6	6600,7
+5	"	31,5	1,52	"	"	590,88	0,5	0,87	295,44	511,72	14,22	"	402,87	9,35	"	71	88,63	6292,86
+6	"	34,5	4	"	"	639,09	0,6	0,80	383,46	511,27	14,5	"	381,22	10,13	"	66	95,86	6326,99
+7	"	24	14,5	"	"	709,56	0,7	0,71	496,69	506,73	16,4,46	"	277,16	11,34	"	59	106,43	6279,61
+8	"	19,5	21,5	"	"	765,45	0,8	0,60	612,36	459,27	290,3	"	136,87	13,5	"	51	114,82	5855,69
+9	5	12,5	25,5	"	"	443,5	0,9	0,44	399,15	193,32	292,5	"	-80,32	11,47	"	42	66,53	2794,0
						Σ 2487,53							Σ 3536,17		Σ 0			Σ 64978,0

$$K_{S'} = \frac{3536,17 + 0}{2487,53} = 1,4216$$

$$K_{SS} = \frac{3536,17 + 0}{2487,53 + 64978 \cdot \frac{1}{81}} = 1,0745$$

Fonctionnement Normal.

$R = 96,5 \text{ m.}$

N° des Branches	b (m)	h' (m)	h'' (m)	γ_1 t/m ³	γ_2 t/m ³	G_n	Sin α	cos α	$G_n \cdot \sin \alpha$	$G_n \cdot \cos \alpha$	$W_{g,n}$	tg ρ	$(G_n \cdot \cos \alpha - W_{g,n}) \cdot \text{tg } \rho$	L_n	c · L _n	d _n	T _{tn}	T _{tn} · d _n	
-3	9,65	8	1	2,2	2,4	193	-0,3	0,95	-57,9	184,11	10,12	0,81	140,9	10,12	0	92	28,95	2663,4	
-2	"	11	1	"	"	256,69	-0,2	0,98	-51,34	251,5	9,85	"	195,69	9,85	"	94,5	38,5	3638,58	
-1	"	13,75	1,25	"	"	320,86	-0,1	0,99	-32,09	319,25	12,12	"	248,71	9,7	"	96	48,13	4620,42	
0	"	16,75	1,35	"	"	386,87	0	1	0	386,87	13,03	"	302,73	9,65	"	94,5	58,03	5481,02	
+1	"	19	1,35	"	"	434,64	0,1	0,99	43,46	432,46	13,09	"	339,59	9,7	"	96	65,20	6258,76	
+2	"	22,1	1,4	"	"	501,61	0,2	0,98	100,32	491,47	13,79	"	386,82	9,85	"	95	75,24	7147,9	
+3	"	25	1,5	"	"	565,49	0,3	0,95	169,65	539,44	15,17	"	424,55	10,12	"	92,5	84,82	7846,17	
+4	"	27,5	1,5	"	"	618,565	0,4	0,92	247,43	566,92	15,79	"	446,30	10,53	"	89,5	92,78	8304,24	
+5	"	30,85	1,54	"	"	690,61	0,5	0,87	345,31	598,09	17,16	"	470,43	11,14	"	85	103,59	8805,3	
+6	"	31	1,5	"	"	762,35	0,6	0,8	457,41	609,88	54,28	"	449,91	12,06	"	80	114,35	9148,2	
+7	"	22,25	16,5	"	"	854,51	0,7	0,71	598,16	610,24	222,96	"	313,61	13,51	"	73	128,18	9356,86	
+8	"	18	24,0	"	"	937,98	0,8	0,60	750,38	562,79	386	"	143,16	16,08	"	63,5	140,7	8934,26	
+9	4,5	17	27,0	"	"	459,9	0,9	0,44	413,91	200,47	278,74	"	-63,39	10,32	"	55	68,98	3794,18	
						Σ			2984,7			Σ	3799,01	Σ	0			Σ	85998,18

$$K_s = \frac{3799,01 + 0}{2984,7} = 1,273$$

$$K_{ss} = \frac{3799,01 + 0}{2984,7 + 85998,18 \cdot \frac{1}{96,5}} = 0,98$$

- 68 -

Fin de Construction Aval $R = 96,5 \text{ m}$

N° des Tranche	b (m)	h (m)	γ_n t/m ³	G_n	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	$\text{tg } \varphi$	$\text{tg } \varphi [G_{\text{total}}]$	l_n (m)	Ciln	d_n (m)	T_{bnf}	$T_{bn} d_n$
-3	9,65	9	2,2	191,07	-0,3	0,95	-37,32	182,27	0,81	147,64	10,12	0	88	28,66	2522,07
-2	"	11,5	"	244,15	-0,2	0,98	-48,83	239,21	"	193,76	9,85	"	89,0	36,62	3259,18
-1	"	15	"	318,45	-0,1	0,99	-31,85	316,85	"	256,65	9,7	"	90	47,77	4299,30
0	"	18	"	382,14	0	1	0	382,14	"	309,53	9,65	"	88,0	57,32	5044,16
+1	"	19,5	"	413,98	0,1	0,99	41,40	411,91	"	333,65	9,7	"	85	62,1	5278,50
+2	"	23,5	"	498,90	0,2	0,98	99,78	488,83	"	395,95	9,85	"	83	74,84	6211,72
+3	"	26,5	"	562,6	0,3	0,95	168,80	536,68	"	434,71	10,12	"	82,5	84,39	6962,17
+4	"	29,5	"	626,29	0,4	0,92	250,52	574,0	"	464,94	10,53	"	80,5	93,94	7562,17
+5	"	32,5	"	689,98	0,5	0,87	344,99	597,53	"	484,0	11,14	"	78,5	103,5	8124,75
+6	"	35,5	"	753,67	0,6	0,80	452,20	602,93	"	488,37	12,06	"	78,0	113,05	8814,0
+7	"	38,5	"	817,36	0,7	0,71	572,15	583,71	"	472,8	13,51	"	73	128,6	9387,8
+8	"	42	"	891,66	0,8	0,6	713,33	535	"	433,35	16,08	"	63,5	133,75	8493,06
+9	4,5	44	"	435,6	0,9	0,44	392,04	189,87	"	153,80	10,32	"	55	65,34	3593,7
							Σ 2717,21			Σ 4572,15	Σ 0	Σ 79552,58			

$$K_s = \frac{4572,15 + 0}{2717,21} = 1,683$$

$$K_{ss} = \frac{4572,5 + 0}{2717,21 + 79552,58 \cdot \frac{1}{96,5}} = 1,29$$

de Construction Aval. $R = 81 \text{ m}$

N° des tranches	b (m)	h' (m)	α_n	G_n	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	$\text{tg. } \varphi$	$\text{tg. } \varphi \cdot G_n \cos \alpha$	L_n	$C \cdot L_n$	d_n	T_{en}	$T_{en} \cdot d_n$
-4	8,1	9	2,2	160,38	-0,4	0,92	-64,15	146,99	0,81	119,06	8,84	0	74,5	24,06	1792,25
-3	"	12	"	213,84	-0,3	0,95	-64,15	203,99	"	165,23	8,49	"	77,5	32,08	2485,89
-2	"	14,5	"	258,39	-0,2	0,98	-51,68	253,17	"	205,07	8,77	"	79,5	38,75	3081,0
-1	"	17,25	"	307,4	-0,1	0,99	-30,74	305,85	"	247,74	8,14	"	80,75	46,11	3723,38
0	"	20	"	356,4	0	1	0	356,4	"	288,64	8,1	"	78,9	53,46	4218,06
+1	"	22	"	392,04	0,1	0,99	39,21	390,87	"	315,96	8,14	"	80,0	58,81	4748,9
+2	"	25	"	445,5	0,2	0,98	89,1	436,5	"	353,56	8,27	"	79,0	66,83	5312,99
+3	"	27,5	"	490,05	0,3	0,95	147,02	467,48	"	378,66	8,49	"	77,5	73,50	5696,25
+4	"	30	"	534,6	0,4	0,92	213,84	489,97	"	391,98	8,84	"	74,5	80,19	5974,16
+5	"	33	"	588,06	0,5	0,87	294,03	509,27	"	412,51	9,35	"	71	88,21	6262,84
+6	"	35,5	"	632,61	0,6	0,80	379,57	506,09	"	409,93	10,13	"	66	94,89	6266,7
+7	"	38,5	"	686,07	0,7	0,71	480,25	489,95	"	396,86	11,34	"	59	102,91	6071,72
+8	"	41	"	766,26	0,8	0,6	613,01	459,76	"	372,40	13,5	"	51	114,94	5861,94
+9	5	43	"	473,0	0,9	0,44	425,7	206,18	"	167,0	11,47	"	42	70,95	2979,9
							Σ 2471,01			Σ 4224,6	Σ 0			Σ 64475,22	

$$K_s = \frac{4224,60 + 0}{2471,01} = 1,71$$

$$K_{ss} = \frac{4224,6 + 0}{2471,01 + 64475,22 \cdot \frac{1}{87}} = 1,293$$

Fin de Construction Aval

R = 69,0 m.

N ^o des tranches	p _m	h' _m	f _i	G _n	Sinα	Cosα	G _n Sinα	G _n Cosα	tg φ	G _n Cosα · tg φ	L _n	Ci _n	d _n	T _{en}	T _{en} d _n
-5	6,9	12,35	2,2	187,47	-0,5	0,87	-93,73	162,36	0,81	131,5	7,97	0	60	28,12	1687,2
-4	"	14,9	"	226,18	-0,4	0,92	-90,47	207,80	"	167,9	7,53	"	63,5	33,93	2154,6
-3	"	16,95	"	257,3	-0,3	0,95	-77,19	245,44	"	198,8	7,23	"	66	38,6	2547,6
-2	"	19,25	"	292,22	-0,2	0,98	-58,44	286,31	"	231,90	7,04	"	67,5	43,83	2958,5
-1	"	20	"	303,6	-0,1	0,99	-30,36	302,08	"	244,70	6,93	"	68,9	45,54	3119,5
0	"	23,35	"	354,45	0	1	0	354,45	"	287,10	6,9	"	68,0	53,17	3615,7
+1	"	26,91	"	408,49	0,1	0,99	40,85	406,44	"	329,20	6,93	"	68,5	61,27	4197
+2	"	27,52	"	417,75	0,2	0,98	83,55	409,31	"	331,54	7,04	"	67,5	62,66	4229,6
+3	"	29,78	"	452,06	0,3	0,95	135,62	431,24	"	349,3	7,23	"	65,5	67,81	4441,6
+4	"	31,94	"	484,86	0,4	0,92	193,94	444,37	"	359,94	7,53	"	63	72,73	4582
+5	"	34	"	516,12	0,5	0,87	258,06	446,97	"	362,04	7,97	"	60	77,42	4645,2
+6	"	36,75	"	557,87	0,6	0,8	334,72	446,29	"	361,5	8,63	"	56	83,68	4686
+7	"	39	"	592,02	0,7	0,71	414,42	422,78	"	342,5	9,66	"	49,8	88,8	4422,3
+8	"	41,25	"	626,18	0,8	0,6	500,94	375,71	"	304,3	11,5	"	42	93,93	3945,1
+9	6,50	43,9	"	627,77	0,9	0,44	565,00	273,64	"	221,65	14,9	"	32	94,16	3013,2
							Σ 2176,91			Σ 4223,78	Σ 0			Σ 54245,1	

$$K_s = \frac{4223,78 + 0}{2176,91} = 1,94$$

$$K_{ss} = \frac{4223,78 + 0}{2176,91 + 54245,1} = 1,425$$

N ^o des Tranche	b _i (m)	h' (m)	δ _i (°)	G _n	Sin α	Cos α	G _n · Sin α	G _n · Cos α	tg ρ	G _n · Cos α · tg ρ	L _n	C _i · L _n	d _n	T _{en}	d _n · T _{en}
-5	6,5	14	2,2	200,2	-0,5	0,87	-400,1	173,38	0,81	140,26	7,5	0	85,5	30,03	2567,57
-4	9,65	16	"	339,68	-0,4	0,92	-135,87	311,32	"	252,08	10,53	"	89,0	50,95	4534,73
-3	"	18,5	"	392,76	-0,3	0,95	-117,83	374,66	"	303,37	10,12	"	92,5	58,91	5449,48
-2	"	20,5	"	435,22	-0,2	0,98	-87,65	415,17	"	336,16	9,7	"	92,75	65,28	6185,49
-1	"	23,0	"	488,29	-0,1	0,99	-48,83	465,80	"	377,16	9,7	"	94,6	73,24	6928,50
0	"	25,25	"	536,06	0	1	0	536,06	"	434,05	9,65	"	96,5	80,40	7276,20
+1	"	27,75	"	589,13	0,1	0,99	58,91	586,18	"	474,63	9,7	"	92,6	88,37	8183,06
+2	"	30,0	"	636,9	0,2	0,98	63,69	633,71	"	513,11	9,7	"	92,75	95,54	8861,34
+3	"	32,5	"	689,98	0,3	0,95	206,99	658,19	"	532,93	10,12	"	91,5	103,5	9470,25
+4	"	34,75	"	737,74	0,4	0,92	221,32	703,76	"	570,10	10,53	"	88,5	110,66	9793,5
+5	"	37,0	"	785,51	0,5	0,87	392,76	680,27	"	550,82	11,14	"	83,5	117,83	9838,5
+6	"	39,5	"	838,59	0,6	0,8	503,15	670,87	"	543,20	12,06	"	77,5	125,79	9748,55
+7	"	41,75	"	886,35	0,7	0,71	620,45	632,98	"	512,53	13,51	"	69,0	132,95	9173,75
+8	8,5	40,0	"	748	0,8	0,6	598,4	448,8	"	363,39	14,17	"	52,5	112,20	5890,5
							Σ	2175,99	Σ	5903,69	Σ	0	Σ 103901,42		

$$K_s = \frac{5903,69 + 0}{2175,99} = 2,713$$

$$K_{ss} = \frac{5903,69 + 0}{2175,99 + \frac{103901,42}{96,5}} = 1,815$$

N° des tranches	b (m)	h' (m)	γ_1	G_n	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \cdot \sin \alpha$	$G_n \cdot \cos \alpha$	l_n	tg β	$G_n \cdot \cos \alpha \cdot \text{tg} \beta$	$c \cdot l_n$	d_n	T_{c_n}	$T_{c_n} \cdot d_n$	
-6	6,5	17,75	2,2	253,83	-0,6	0,8	-152,28	203,06	8,13	0,81	164,5	0	56	38,07	2128	
-5	7,05	19,5	"	304,45	-0,5	0,87	-151,22	263,13	8,1	"	213,13	"	61	45,37	2767,6	
-4	"	21,0	"	325,71	-0,4	0,92	-130,28	299,65	7,66	"	242,72	"	64,5	48,85	3150,8	
-3	"	23,0	"	356,76	-0,3	0,95	-107,02	338,89	7,42	"	274,5	"	65,5	53,51	3504,9	
-2	"	24,5	"	380,0	-0,2	0,98	-76,0	372,4	7,19	"	301,65	"	66,0	57,0	3762,0	
-1	"	26,25	"	407,14	-0,1	0,99	-40,71	403,06	7,12	"	326,48	"	67,0	61,07	4087	
0	"	28,0	"	434,28	0	1	0	434,28	7,05	"	351,77	"	65,5	65,14	4266,67	
+1	"	30,0	"	465,3	0,1	0,99	46,53	460,65	7,12	"	373,12	"	64,0	69,79	4466,56	
+2	"	31,5	"	488,37	0,2	0,98	97,72	478,79	7,19	"	387,82	"	63	73,28	4616,63	
+3	"	33,25	"	515,71	0,3	0,95	154,72	489,92	7,42	"	396,84	"	63,5	77,36	4912,36	
+4	"	35,0	"	542,85	0,4	0,92	217,14	472,28	7,66	"	382,55	"	61,5	81,43	5007,95	
+5	"	36,5	"	566,12	0,5	0,87	283,06	492,52	8,1	"	398,94	"	60	84,92	5035,0	
+6	"	38,5	"	597,14	0,6	0,80	358,29	477,71	8,81	"	386,94	"	56	89,57	5015,9	
+7	"	40,0	"	620,4	0,7	0,71	434,28	440,48	9,93	"	356,79	"	50	93,06	4653	
+8	"	42,0	"	651,4	0,8	0,6	521,14	390,85	11,75	"	316,59	"	40,5	97,71	3957,3	
+9	4,5	43,5	"	430,65	0,9	0,44	387,6	198,5	10,23	"	153,5	"	30,5	64,6	1970,3	
							Σ 1843,4					Σ 5027,86	Σ 0	Σ 63362,0		

$$K_s = \frac{5027,86 + 0}{1843,4} = 2,72$$

$$K_{ss} = \frac{5027,86 + 0}{1843,4 + 63362,0 \cdot \frac{1}{70,5}} = 1,83$$

Fin de construction Amont

R = 121 m.

n° des tranches	b (m)	h' (m)	$\delta_{1/2}$	G_n	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	L_n	$\lg f$	$G_n \cos \alpha \cdot \lg f$	C. L_n	d_n	T_{cn}	$T_{cn} \cdot d_n$	
-4	7,5	11,0	2,2	181,5	-0,4	0,92	-72,6	166,35	8,18	0,81	134,69	0	112	27,22	3049,2	
-3	12,1	13,5	"	359,37	-0,3	0,95	-107,81	342,82	12,68	"	277,58	"	115,5	53,91	6226,08	
-2	"	16,5	"	439,23	-0,2	0,98	-87,85	430,36	12,35	"	348,46	"	118,75	65,88	7823,78	
-1	"	19,5	"	519,09	-0,1	0,99	-51,9	516,49	12,16	"	418,20	"	119,05	77,86	9288,55	
0	"	22,5	"	598,95	0	1	0	598,95	12,1	"	484,97	"	118,70	89,84	10677,04	
+1	"	25,0	"	665,5	0,1	0,99	66,55	662,16	12,16	"	536,15	"	118,5	99,83	11822,9	
+2	"	28,0	"	745,36	0,2	0,98	149,07	730,30	12,35	"	591,32	"	118,05	111,8	13192,73	
+3	"	31,0	"	825,22	0,3	0,95	247,57	787,21	12,68	"	637,4	"	115,5	123,78	14296,94	
+4	"	34,0	"	905,08	0,4	0,92	362,03	829,52	13,2	"	674,66	"	111,0	135,76	15069,58	
+5	"	37,0	"	984,94	0,5	0,87	492,47	852,98	13,97	"	690,66	"	105,0	147,74	15512,81	
+6	"	40	"	1064,8	0,6	0,8	638,88	851,84	15,13	"	689,73	"	97,5	159,72	15572,7	
+7	"	43	"	1144,66	0,7	0,71	801,26	817,45	16,94	"	661,89	"	87,0	171,7	14937,81	
Σ							2437,67				Σ	6142,71	0	Σ 137418,02		

$$K_s = \frac{6142,71 + 0}{2437,67} = 2,52$$

$$K_{ss} = \frac{6142,71 + 0}{2437,67 + 137418,02 \cdot \frac{1}{121}} = 1,72$$

Vidange Rapide R = 80 m.

N° de tranchée	b (m)	h' (m)	γ_2	Sin α	Cos α	G_n	$G_n \sin \alpha$	N-PL $_n$	tg φ	(N-PL $_n$) tg φ	L_n	C.L $_n$	d_n (m)	T $_n$	T $_n d_n$
-5	5	12	2,4	-0,5	0,87	114	-72	55,43	0,81	44,80	5,77	0	70	21,6	1512
-4	8	13,5	"	-0,4	0,92	259,2	-103,68	119,74	"	96,95	8,73	"	73	32,88	2838,24
-3	"	15,5	"	-0,3	0,95	297,6	-89,28	153,92	"	124,63	8,39	"	76,25	44,64	3403,8
-2	"	17,5	"	-0,2	0,98	336	-67,20	186,34	"	150,88	8,16	"	78,5	50,4	3956,4
-1	"	19,5	"	-0,1	0,99	374,4	-37,44	215,76	"	174,7	8,04	"	79,25	56,16	4450,68
0	"	22	"	0	1	422,4	0	246,43	"	199,53	8,0	"	78,0	63,36	4944,8
+1	"	23,5	"	0,1	0,99	451,2	45,12	260	"	210,54	8,04	"	77,25	67,68	5828,84
+2	"	25,5	"	0,2	0,98	489,6	97,92	271,53	"	219,85	8,16	"	76,5	73,44	5618,14
+3	"	27,5	"	0,3	0,95	528,6	158,14	273,09	"	221,11	8,39	"	74,5	79,2	5900,0
+4	"	29,5	"	0,4	0,92	566,4	226,56	267,64	"	211,85	8,73	"	71	84,96	6032,2
+5	"	31	"	0,5	0,87	495,2	297,6	229,12	"	185,52	9,24	"	69,5	89,28	6204,96
+6	"	33	"	0,6	0,8	633,6	380,16	176,90	"	143,23	10	"	64	95,04	6082,56
+7	"	35	"	0,7	0,71	672	470,4	87,83	"	71,12	11,2	"	57,5	100,8	5796,0
+8	"	37	"	0,8	0,6	710,4	568,32	-67,10	"	-54,33	13,33	"	48,5	106,56	5168,16
						Σ 1874,88			Σ 2000,46	Σ 0	Σ 67139,14				

$$K_s = \frac{2000,46 + 0}{1874,88} = 1,067$$

j

$$K_{ss} = \frac{2000,46 + 0}{1874,88 + \frac{67139,14}{80}} = 0,74$$

- 75 -

Vidange Rapide

R = 120 m.

N° des tranches	b (m)	h'' (m)	γ_2	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	G_n	$G_n \cdot \sin \alpha$	N-PLn	tg β	(N-PLn) · tg β	L _n	C _i · L _n	d _n (m)	T _{t_n}	T _{t_n} · d _n
-3	9	7,5	2,4	-0,3	0,95	162	-48,6	70,76	0,81	67,84	9,43	0	115,5	24,3	2794,5
-2	12	10,5	"	-0,2	0,98	302,4	-60,48	128,6	"	135,79	12,25	"	118	32,4	5352,5
-1	"	13,5	"	-0,1	0,99	388,8	-38,88	162,82	"	181,42	12,06	"	119,5	58,32	6969,24
0	"	16,5	"	0	1	475,2	0	198	"	224,47	12	"	120	71,28	7983,36
+1	"	19	"	0,1	0,99	547,2	54,72	229,15	"	255,33	12,06	"	110,5	82,08	9068,96
+2	"	22,5	"	0,2	0,98	648	129,6	275,68	"	290,99	12,25	"	108	97,2	10497,6
+3	"	25,5	"	0,3	0,95	734,4	220,32	320,78	"	307,55	12,58	"	105	110,16	11566,8
+4	"	28	"	0,4	0,92	806,4	322,56	366,61	"	301,62	13,09	"	104	120,96	12579,84
+5	"	31	"	0,5	0,87	892,8	446,4	429,55	"	278,27	13,86	"	100	133,92	13392,0
+6	"	34	"	0,6	0,80	979,2	587,52	510	"	221,36	15	"	96,4	146,88	14100,48
+7	10	36,5	"	0,7	0,71	876	613,20	511,10	"	92,71	14	"	87,5	131,4	11497,5
						Σ 2226,36		Σ 2357,35		Σ 0				Σ 105802,8	

$$K_s = \frac{2357,35 + 0}{2226,36} = 1,0588$$

$$K_{ss} = \frac{2357,35 + 0}{2226,36 + 105802,8 \cdot \frac{1}{120}} = 0,76$$

Vidange Rapide R = 100 m.

N° des branches	b (m)	h (m)	$\alpha/2$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	G_n	$G_n \cdot \sin \alpha$	N-PLn	$\tan \alpha$	(N-PLn) $\tan \alpha$	F_n	$G \cdot PL_n$	$d_{(m)}$	$T_{(m)}$	$T_{(m)} \cdot d_n$
-4	5,5	7,0	-0,4	-0,4	0,92	188,7	-47,52	54,88	0,81	44,43	6,0	0	92	17,82	1639,4
-3	10	11,0	"	-0,3	0,95	264	-73,20	136,54	"	110,55	7,48	"	95	39,6	3762
-2	"	13,5	"	-0,2	0,98	324	-64,8	179,69	"	145,49	10,21	"	97,5	48,6	4738,5
-1	"	16,0	"	-0,1	0,99	384	-38,4	221,23	"	179,18	14,05	"	99	57,6	5702,4
0	"	18,5	"	0	1	444	0	259,03	"	209,73	10,0	"	97	66,6	6460
+1	"	21,0	"	0,1	0,99	504	50,4	290,34	"	235,17	10,05	"	98	75,6	7404,4
+2	"	23,5	"	0,2	0,98	564	112,8	312,68	"	253,28	1,21	"	97,5	84,6	8248,5
+3	"	26	"	0,3	0,95	624	187,2	322,62	"	261,32	13,48	"	95	93,6	8892
+4	"	28	"	0,4	0,92	672	268,8	310,31	"	251,35	10,91	"	91,5	100,8	9223,2
+5	"	31	"	0,5	0,87	744	372	286,29	"	231,89	11,55	"	86,5	111,6	9653,4
+6	"	33,5	"	0,6	0,80	804	482,4	224,39	"	181,76	12,5	"	80	120,6	9648,0
+7	"	36	"	0,7	0,71	864	604,8	112,89	"	91,44	14,0	"	71	129,6	3201,6
+8	3,5	37,5	"	0,8	0,6	315	252	-29,74	"	-24,09	5,83	"	62,5	47,25	2953,13
						Σ 2100,48			Σ	2171,5	Σ 0				87535,0

$$K_S = \frac{2171,5 + 0}{2100,48} = 1,0338$$

$$K_{SS} = \frac{2171,5 + 0}{2100,48 + \frac{87535,0}{100}} = 0,729$$

IV . OUVRAGES ANNEXES

1. Dérivation provisoire

La dérivation totale d'un débit de crue décennal, de l'ordre de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$, semble pratiquement impossible; car ceci nécessite une galerie de 22m de diamètre ce qui est inconcevable .

Devant un tel problème, la construction d'un batardeau pour amortir le débit de crue s'avère nécessaire; mais celui-ci se voit limiter par son hauteur . De ce fait , on utilise un procédé analytique permettant la détermination du diamètre de la galerie en fonction de la hauteur du batardeau .

Procédé de calcul

- on prend par hypothèse une vitesse d'écoulement admissible à l'intérieur de la galerie
 $v = 10 \text{ m/s}$
- on se donne une série de valeurs des diamètres de la galerie , on détermine leurs sections correspondantes en application de la formule : $Q_{ev} = v \cdot S$; nous obtenons le débit évacué . (S : section de la galerie)
- le débit de crue amorti par le batardeau est donné par :

$$Q_{amorti} = Q_{0,1} - Q_{év}$$

le volume correspondant est : $V_{amorti} = Q_{amorti} \cdot t$

t : temps correspondant au débit de crue amorti, obtenu par interpolation à partir de l'hydrogramme de crue décennal .

En utilisant la valeur du volume amorti, on pourra déduire la hauteur du batardeau par interpolation à partir de la courbe "capacité ---- altitude"

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau qui suit

diamètres de la galerie (m)	section de la galerie (m ²)	débits évacués (m ³ /s)	débits amortis (m ³ /s)	volumes amortis (m ³).10	hauteur batardeau (m)
10	78,54	785,4	1214,6	68,21	27,0
11	95,0	950,0	1050,0	55,20	25,50
12	113,0	1130,0	870,0	41,34	23,00
13	132,73	1327,3	627,7	25,76	20,00
14	153,94	1539,4	460,6	16,00	16,5

Le choix d'une dimension reste lié aux conditions pratiques et économiques (norme des diamètres des galeries, hauteur admissible des batardeaux).

Par sécurité, un choix a été fait optant pour deux galeries de 8 m de diamètre chacune et de 300 m de longueur, équivalentes à une galerie de 11 m de diamètre ; pour une hauteur d'un batardeau de 26 m.

Par la suite, la présence de ces deux galeries s'avère utile, puisque celle se trouvant dans la rive gauche du site servira comme galerie de visite, par contre celle qui se trouve à droite du site servira comme galerie d'amenée pour les conduites de vidange de fond et de distribution d'eau pour la ville de Ouanza.

II Evacuateur de crues

2.1- but

Pendant la période de crue, la submersion constitue un danger permanent pour les barrages en terre. Pour remédier à un tel risque on réalise un ouvrage évacuateur, qui aura pour rôle l'évacuation totale des débits de crues; évitant ainsi l'endommagement des autres ouvrages.

2.2- choix de l'évacuateur de crues

Devant les conditions topographiques et géologiques du site, et en tenant compte des données hydrologiques de notre bassin versant, notre choix se porte sur la réalisation d'un évacuateur latéral. D'autres solutions ont été envisagées, tel que la réalisation d'un évacuateur en puits, mais devant la quantité importante du débit de crue et le raccordement de cet ouvrage avec la galerie de vidange qui constituent des inconvénients d'ordre pratique et économique. Sur ceux, cette solution se voit rejeter.

2.3- choix du site de l'évacuateur

En effet, notre choix se justifie par la présence d'une dépression au niveau de la rive gauche de l'oued. Les conditions topographiques et géologiques sont favorables, puisque la pente offerte par ce choix n'est pas trop forte et que la fondation du site choisi ne présente aucune failles.

2.4- profil type du deversoir

Le deversoir envisagé est à profil pratique type "CDEFACED". Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller.

On l'obtient à partir du profil correspondant à la charge unitaire ($H = 1 \text{ m}$).

En tenant compte du coursier correspondant à $H = 1 \text{ m}$, on déduit le profil correspondant à une charge H_1 , cela en application de la loi de similitude de Reich-Froude.

Pour justifier l'application de cette loi, on admet que les forces d'inertie et de pesanteur sont prépondérantes devant les forces de viscosité .

Le rapport des dimensions linéaire étant constant, on peut écrire :

$$\lambda = \frac{H_1}{H} = \frac{X_1}{X} \quad \text{avec } X_1 \cdot H = H_1 \cdot X$$

$$\text{avec } H = 1 \text{ m} \quad \text{avec } X_1 = H_1 \cdot Y$$

$$\lambda = \frac{H_1}{H} = \frac{Y_1}{Y} \quad \text{avec } Y_1 \cdot H = H_1 \cdot Y$$

$$\text{avec } H = 1 \text{ m} \quad \text{avec } Y_1 = H_1 \cdot Y$$

En utilisant les coordonnées (x, y) de la charge $H = 1 \text{ m}$ on détermine les coordonnées de la charge $H_1 = 3,0 \text{ m}$.

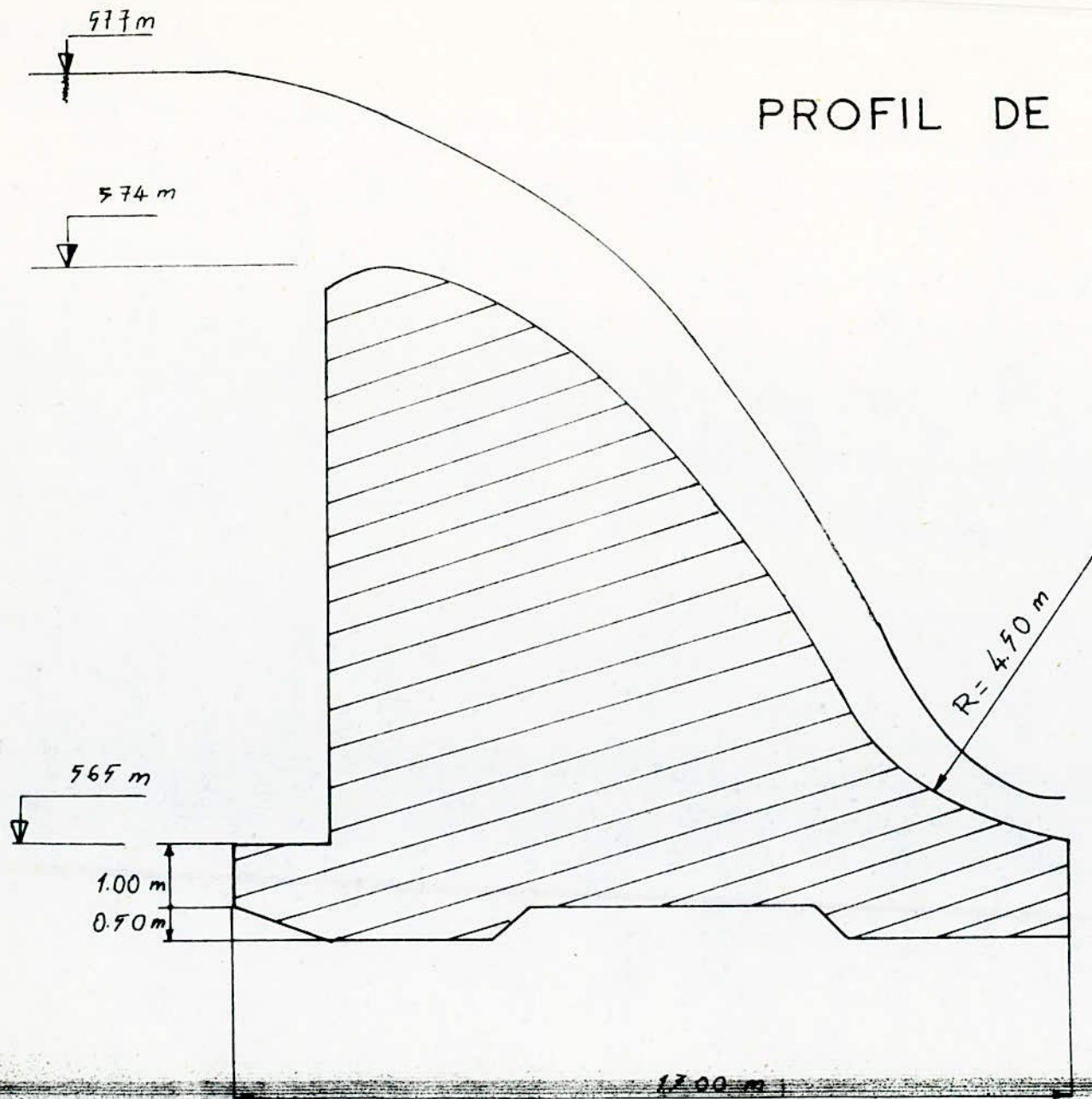
A partir de ces coordonnées, on trace le profil du coursier point par point .

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau qui suit .

Pour la représentation graphique du profil, voir schéma .

Profil $\rightarrow H=1,0m$		Profil $\rightarrow H_1=3,0m$	
X	y	X ₁	y ₁
0,0	0,126	0,0	0,378
0,1	0,036	0,3	0,108
0,2	0,007	0,6	0,021
0,3	0,000	0,9	0,000
0,4	0,006	1,2	0,018
0,5	0,027	1,5	0,081
0,6	0,060	1,8	0,180
0,7	0,100	2,1	0,300
0,8	0,146	2,4	0,438
0,9	0,198	2,7	0,594
1,0	0,256	3,0	0,768
1,1	0,321	3,3	0,963
1,2	0,394	3,6	1,182
1,3	0,475	3,9	1,425
1,4	0,564	4,2	1,692
1,5	0,661	4,5	1,983
1,6	0,764	4,8	2,292
1,7	0,873	5,1	2,619
1,8	0,987	5,4	2,961
1,9	1,108	5,7	3,324
2,0	1,235	6,0	3,705
2,1	1,369	6,3	4,107
2,2	1,508	6,6	4,524
2,3	1,653	6,9	4,959
2,4	1,804	7,2	5,412
2,5	1,980	7,5	5,940
2,6	2,122	7,8	6,366
2,7	2,289	8,1	6,867
2,8	2,462	8,4	7,386
2,9	2,640	8,7	7,92
3,0	2,824	9,0	8,472

PROFIL DE L'EVACUATEUR DE CRUE



ECHELLE 1/100

2.4.1 - stabilité de l'ouvrage évacuateur

Pendant la période d'exploitation, l'ouvrage est soumis à plusieurs sollicitations .

Pour la bonne tenue de cet ouvrage, on considère pour l'étude de sa stabilité plusieurs cas de charges afin de remédier à toutes contraintes extérieures .

L'étude de la stabilité se fera contre :

- le glissement
- le renversement
- le soulèvement

a) stabilité contre le glissement

Le coefficient de sécurité contre le glissement est défini par :

$$k_g = \frac{\text{forces stabilisatrices}}{\text{forces d'entraînements}}$$

$$k_g = \frac{f \cdot (G - W_\gamma)}{P}$$

f : coefficient de frottement) f = (0,65 à 0,75)

G : poids de l'ouvrage

$$G = 1/2 \cdot \gamma_b \cdot b \cdot h$$

γ_b : poids spécifique du béton) $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$

b : largeurs de l'ouvrage) b = 13 m

h : hauteur au niveau du seuil) h = 9,0 m

W_γ : pression de l'eau d'infiltration

$$W_\gamma = 1/2 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot b$$

α : coefficient) = (0,5 à 1,0)

γ : poids spécifique de l'eau) = 1 t/m³

P : poussée de l'eau sur le parement amont

$$P = 1/2 \cdot \gamma \cdot h^2$$

tout calcul fait , on obtient :

$$k_g = 1,31$$

b) stabilite contre le renversement

Le coefficient de securite contre le renversement est defini par :

$$k_r = \frac{\sum \text{Moment des forces retenantes}}{\sum \text{Moment des forces renversantes}}$$

d'où :

$$k_r = \frac{2/3 \cdot b \cdot (a - w \cdot \phi)}{1/3 \cdot \rho \cdot h}$$

A.N : $k_r = 4,85$

c) stabilite contre le soulèvement

Le coefficient de securite contre le soulèvement est donné par :

$$k_s = \frac{\sum \text{forces empechant le soulèvement}}{\sum \text{forces provoquant le soulèvement}}$$

d'où :

$$k_s = \frac{G + P_1}{w \cdot \phi}$$

P_1 : poids de l'eau sur la console au niveau de la base du deversoir

$$P_1 = b_1 \cdot h$$

b_1 : largeur de la console de la base du deversoir

A.N : $k_s = 2,75$

-- conclusion

suivant les valeurs des coefficients de securite obtenus pour differents cas de sollicitations, la stabilite de l'ouvrage est largement verifiée .

2.5- Caractéristiques de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue se caractérise par un déversoir type CBRACER, d'un canal d'évacuation trapézoïdal en béton et d'un dissipateur d'énergie.

2.5.1 - calcul hydraulique

a) hauteur critique au dessus du seuil du déversoir :

$$k = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \quad (\text{m}) \quad \text{---} \quad q : \text{debit unitaire} \quad (\text{m}^2/\text{s})$$

$$q = \frac{Q}{b} \quad (\text{m}^2/\text{s})$$

Q : debit de pointe à évacuer (m^3/s) --- $Q = 1720 \text{ m}^3/\text{s}$

b : largeur du déversoir (m) --- $b = 150 \text{ m}$

g : accélération de la pesanteur (m/s^2) --- $g = 9,8 \text{ m}/\text{s}^2$

A.M : $q = 11,47 \text{ m}^2/\text{s} \quad ; \quad k = 2,375 \text{ m}$

La charge critique : $H_k = \frac{3}{2} \cdot k = 3,563 \text{ m}$

En négligeant les pertes de charges sur le parement aval du déversoir la charge au pieds de celui-ci sera :

$$H = h_t + \frac{v_t^2}{2g} = H_k + (C_s - C_p) \quad (\text{m})$$

h_t : profondeur d'eau au pied du déversoir (m)

v_t : vitesse d'écoulement au pied du déversoir (m/s)

C_s : côte du seuil (m) --- $C_s = 574 \text{ m}$

C_p : côte du radier (m) --- $C_p = 565 \text{ m}$

d'eau : $H = 12,563 \text{ m}$

au radier : $H_+ = \frac{H}{k} \quad \text{---} \quad H_+ = 5,29$

on déduit de l'équation (12a) :

$$100 \cdot h_{t+} = 32 \quad \text{---} \quad h_{t+} = 0,32 \quad \text{---} \quad h_t = k \cdot h_{t+} = 0,76 \text{ m}$$

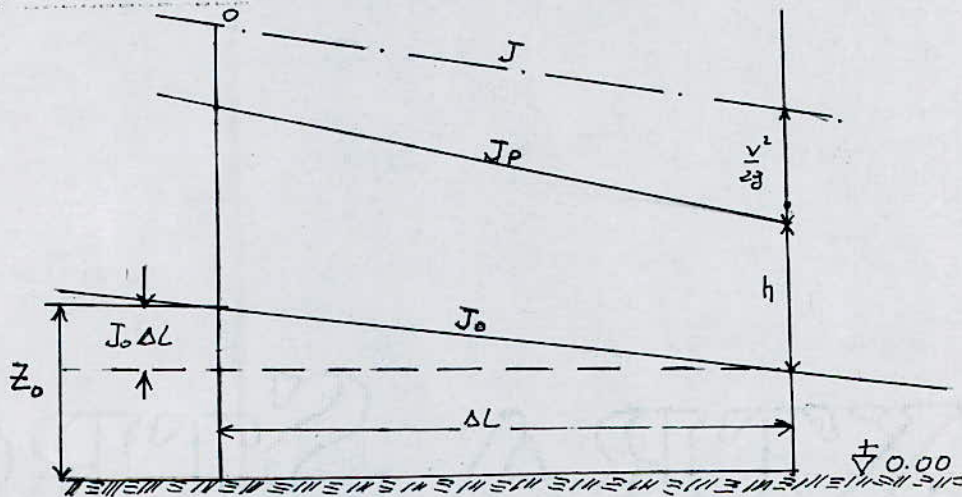
2.5.2 - étude de l'écoulement dans le canal d'évacuation

Le canal d'évacuation sert à véhiculer le débit déversé vers l'oued. Ce canal est de forme trapezoidale et linéairement convergent sa pente géométrique déterminée par les conditions topographiques est de l'ordre 9,3 %.

L'écoulement dans le canal est graduellement varié. Dans un tel écoulement, les différents paramètres hydrauliques sont variables et sont profil en long est nommé "courbe de remous".

Par définition, le remous dans une section donnée est la différence entre la profondeur réelle (h) et la profondeur normale (h_u) correspondant à un régime uniforme pour un débit considéré.

schéma de calcul :



si ΔL tend vers zéro, on aura la variation de la charge totale par unité de longueur se confond avec (J)

$$J = - \frac{d}{dl} \left(\frac{v^2}{2g} + z_0 - j_0 \cdot L + h \right) \quad (1)$$

z_0 : profondeur qui correspond à $L = 0$ m

$$\text{d'où : } J = - \frac{v}{g} \cdot \frac{dv}{dl} + j_0 - \frac{dh}{dl} \quad (2)$$

Pour un écoulement permanent, l'équation de continuité est :

$$v \cdot a = Q \quad (Q = c^{st}) \quad (3)$$

donc :

$$S \cdot \frac{dv}{dl} + v \cdot \frac{ds}{dl} = 0 \quad (4)$$

en posant $ds = e \cdot dh$

e : largeur du plan d'eau
 l'expression (4) devient :

$$\frac{dv}{dl} = - \frac{v \cdot e}{S} \cdot \frac{dh}{dl} = - \frac{Q \cdot e}{S^2} \cdot \frac{dh}{dl} \quad (5)$$

En éliminant $\frac{dv}{dl}$ entre (4) et (5), on aura :

$$\frac{Q^2 \cdot e}{S \cdot S^3} \cdot \frac{dh}{dl} + j_0 - \frac{dh}{dl} = J \quad (6)$$

d'où :

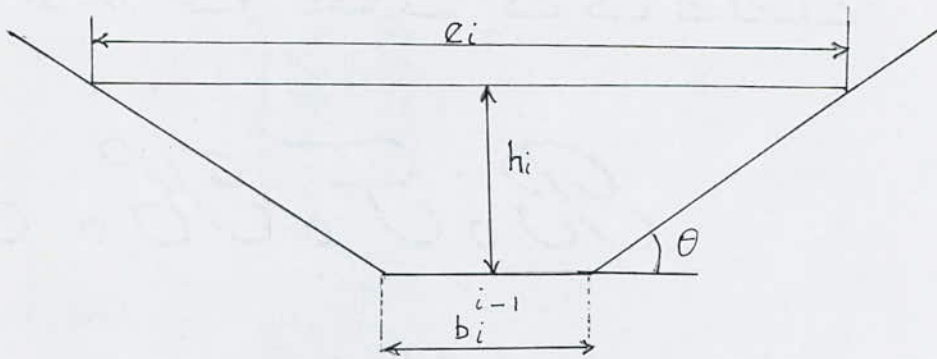
$$dl = \frac{1 - Q^2 \cdot e / S \cdot S^3}{j_0 - J} \quad (7)$$

- dl : distance entre deux sections consécutives (m)
- Q : débit véhiculé (m³/s)
- e : largeur du plan d'eau (m)
- g : accélération de la pesanteur (m/s)
- S : section mouillée (m²)
- j_0 : pente géométrique du canal
- J : gradient de perte de charge
- dh : différence des profondeurs d'eau des deux sections (m)

La détermination de la courbe de remous se fait par l'intégration de l'équation (7).

Les calculs des paramètres de remous sont donnés par l'utilisation d'un programme pour une calculatrice P.T 59. Ce programme a été établi par M^r G. LAPPAY (ex : maître de conférence à F.N.P.A)

coupe transversale du canal évacuateur :



- formules de base

$$b_i^{i-1} = b_o + \frac{b_n + b_o}{I_n} \cdot (I_i + \frac{\Delta I_i}{2}) \quad (m)$$

$$A_i = (h_i + \frac{\Delta h_i}{2}) \cdot (b_i^{i-1} + 2 (h_i + \frac{\Delta h_i}{2}) \chi) \quad (m^2)$$

$$P_i = b_i^{i-1} + (h_i + \frac{\Delta h_i}{2}) \chi$$

$$\chi = 2 \cdot \sqrt{1 + \lambda^2}$$

$$\lambda = \cotg \theta$$

avec : λ : inclinaison des talus

P_i : périmètre mouillé moyen du tronçon (m)

h_i : décroissement du plan d'eau entre les sections finales et initiales du tronçon . (m)

χ : paramètre des talus

A_i : section mouillée moyenne des tronçons (m²)

h_i : profondeur d'eau initiale (m)

b_o : largeur initiale du canal (m)

b_n : largeur finale du canal (m)

L_n : longueur du canal (m)

b_i^{i-1} : largeur moyenne du tronçon (m)

Le coefficient de frottement est donné par la formule de MIKHADZE, en admettant que le régime est turbulent rugueux

$$f_r = (1,14 - 0,86 \cdot \ln \frac{\epsilon}{D_h})^{-2}$$

ϵ : coefficient de rugosité (m)

D_h : diamètre hydraulique (m) $D_h = 4 \cdot \frac{A_i}{P_i}$

- le gradient de perte de charge est donné par la formule de "WEISBACH"

$$J = \frac{f_r \cdot Q^2}{D_h \cdot A^2 \cdot 2g}$$

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

$$\begin{aligned}
 & \text{LRN } 2^{\text{nd}} \text{ LBLA } \overset{\Delta h}{\text{RCL05}} x^2 + 1 = \sqrt{x} x^2 = \text{ST009 } \overset{\Delta h}{\text{RCL08}} + \text{RCL17} \div 2 = \text{ST007 R/S} \\
 & \text{LBLB } \text{RCL15 } \text{ST014} \div 2 + \text{RCL06} = \div \text{RCL20} \times (\text{RCL16} - \text{RCL18}) + \text{RCL18} = \text{ST004} \times \\
 & \text{RCL07} + \text{RCL05} \times \text{RCL07} x^2 = \text{ST010} \times 4 \div (\text{RCL04} + \text{RCL09} \times \text{RCL07}) = \text{ST011 } \frac{1}{x} \\
 & \times \text{RCL02} = \text{ST029 } \ln x \times .86 - 1.14 = x^2 \frac{1}{x} \text{ST012 } 1 - \text{RCL01} x^2 x \\
 & (\text{RCL04} + 2 \times \text{RCL05} \times \text{RCL07}) \div 9.8 \div \text{RCL10 } y^x 3 = \text{ST013} \div (\text{RCL03} - \text{RCL12} \\
 & \times (\text{RCL01} \div \text{RCL10}) x^2 \div \text{RCL11} \div 19.6) \times \text{RCL17} = \text{ST015} - \text{RCL14} = 2^{\text{nd}} / x / 2^{\text{nd}} \\
 & x \geq t \text{ B } \overset{A_i}{\text{RCL15}} 2^{\text{nd}} / x / \text{SUM06 } \overset{R}{\text{RCL17}} \text{SUM } \overset{L_i}{\text{RCL08}} + \text{RCL17} \div 2 = \text{ST007} \\
 & \text{RCL01} \div \text{RCL10} \times \text{RCL11} \div \text{RCL00} = \text{ST019 } \overset{R}{\text{RCL06}} \text{ R/S}
 \end{aligned}$$

ALLure de la profondeur critique hypothétique

$$\begin{aligned}
 & 2^{\text{nd}} \text{ LBLC } \overset{b_k}{\text{RCL04}} + 2 \times \overset{e_k}{\text{RCL05}} \times \text{RCL27} = \text{ST031 } \overset{e_k}{\text{RCL04}} + \overset{e_k}{\text{RCL05}} \times \text{RCL27} = \\
 & \times \overset{A_k}{\text{RCL27}} = \text{ST030 } \frac{1}{x} y^x .3 \times \text{RCL27} = \text{ST027 } \overset{Q}{\text{RCL28}} - 1 = 2^{\text{nd}} / x / 2^{\text{nd}} x \geq t \\
 & \text{C } \overset{Q}{\text{RCL09}} \times \text{RCL27} + \overset{Q}{\text{RCL04}} = \text{ST026 } \frac{1}{x} \times \overset{Q}{\text{RCL30}} \times 4 = \text{ST023 } \frac{1}{x} \times \overset{Q}{\text{RCL02}} \\
 & = \text{ST021 } \ln x \times .86 - 1.14 = x^2 \frac{1}{x} \text{ST024} \div \overset{Q}{\text{RCL23}} \times \overset{Q}{\text{RCL01}} x^2 \div \overset{Q}{\text{RCL30}} \\
 & x^2 \div 19.6 = \text{ST022} \div \overset{J_k}{\text{RCL03}} = \frac{1}{x} \text{ST025 } \overset{k}{\text{RCL27}} \text{ R/S}
 \end{aligned}$$

ALLure de la profondeur normale hypothétique

$$\begin{aligned}
 & 2^{\text{nd}} \text{ LBLD } \overset{x}{\text{RCL04}} + \overset{h_u}{\text{RCL05}} \times \overset{A}{\text{RCL37}} = x \overset{A}{\text{RCL37}} = \text{ST040 } \overset{A}{\text{RCL04}} + \overset{A}{\text{RCL37}} = \\
 & \text{ST040 } \overset{P}{\text{RCL04}} + \overset{P}{\text{RCL37}} \times \overset{D_h}{\text{RCL09}} = \text{ST036 } \frac{1}{x} \times 4 \times \overset{P}{\text{RCL40}} = \text{ST033} \div \\
 & \overset{E}{\text{RCL02}} = \frac{1}{x} \text{ST039 } \overset{E/D_h}{\ln x} \times .86 - 1.14 = x^2 \frac{1}{x} \text{ST035} \div \overset{P_r}{\text{RCL33}} \times \overset{Q}{\text{RCL01}} x^2 \\
 & \div \overset{P}{\text{RCL40}} x^2 \div 19.6 = \text{ST032} \div \overset{J}{\text{RCL03}} = y^x .3 \times \overset{J}{\text{RCL37}} = \text{ST037 } \overset{Q}{\text{RCL32}} \\
 & - \overset{J}{\text{RCL03}} = 2^{\text{nd}} / x / 2^{\text{nd}} x \geq t \text{ D } \overset{R}{\text{RCL01}} \div \overset{h_u}{\text{RCL40}} = \text{ST034} \times \overset{R}{\text{RCL33}} \div \\
 & \overset{J}{\text{RCL00}} = \text{ST038 } \overset{R}{\text{RCL37}} \text{ R/S}
 \end{aligned}$$

Introduire

$$J = 10^{-6} \rightarrow \text{STO 00}$$

$$Q = 1720 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow \text{STO 01}$$

$$E = 10^{-3} \rightarrow \text{STO 02}$$

$$J_u = 0,093 \rightarrow \text{STO 03}$$

$$I = 10^{-6} \rightarrow \text{STO 05}$$

$$L_0 = 0 \rightarrow \text{STO 06}$$

$$H_0 = 0,76 \rightarrow \text{STO 08}$$

$$b_n = 20 \rightarrow \text{STO 16}$$

$$b_0 = 150 \rightarrow \text{STO 18}$$

$$L_n = 265 \rightarrow \text{STO 20}$$

$$\Delta L = 5 \rightarrow \text{STO 15}$$

$$k_s = 2,3 \rightarrow \text{STO 27}$$

$$h_{u_0} = 0,61 \rightarrow \text{STO 37}$$

$$0,001 \text{ X} \rightleftharpoons \text{t}$$

Δh varie par tranche

Appuyer sur

$$A \rightarrow h_u + \frac{\Delta h}{2} = 0,755 \rightarrow \text{STO 07}$$

$$\text{RCL 09} \rightarrow X = 2\sqrt{1 + I^2} = 2$$

$$B \rightarrow L_{0,1} = 10,514 \text{ STO 06}$$

$$\text{RCL 08} \rightarrow h_i = 0,75$$

$$\text{RCL 04} \rightarrow b_i = 147,414$$

$$\text{RCL 09} \rightarrow E/D_h = 0,000335$$

$$\text{RCL 19} \rightarrow IR = 4,62 \cdot 10^7 \text{ turb. Rugueux.}$$

$$\text{RCL 12} \rightarrow f = f_r = 0,0155$$

$$C \rightarrow k_s = 2,404 \rightarrow \text{STO 27}$$

$$D \rightarrow h_u = 0,67 \rightarrow \text{STO 37}$$

Pour remplir les tableaux donnant les types de remous, on doit appuyer uniquement sur B, C, D, tout en faisant varier les Δh chaque fois qu'il est nécessaire

Remous Descendant type P₂
turbulent Rugueux, torrentiel, supernormal

L_i	h_i	b_i^{i-1}	k_i	h_{ui}	Δh
0,00	0,76		2,375		
10,544	0,75	147,414	2,404	0,67	-0,01
28,434	0,74	140,44	2,483	0,69	
32,208	0,739	135,125	2,548	0,707	-0,001
36,528	0,738	133,140	2,573	0,714	
37,079	0,7379	131,945	2,588	0,718	-0,0001
37,649	0,7378	131,679	2,592	0,719	
38,256	0,7377	131,382	2,596	0,720	
38,907	0,7376	131,070	2,60	0,721	
39,616	0,7375	130,740	2,604	0,722	
40,398	0,7374	130,376	2,609	0,723	
41,270	0,7373	129,970	2,614	0,725	
42,293	0,7372	129,504	2,621	0,726	
43,57	0,7371	128,939	2,628	0,728	
45,508	0,7370	128,151	2,639	0,731	
45,812	0,73699	127,600	2,647	0,733	-0,00001
46,170	0,73698	127,438	2,649	0,734	+0,00001
46,53	0,73699	127,438	2,6489	0,7338	
46,966	0,7370	127,291	2,651	0,734	
47,507	0,73701	127,102	2,6536	0,735	
48,469	0,73702	126,902	2,6564	0,736	
49,10	0,73703	126,068	2,6681	0,739	
49,518	0,73704	125,81	2,6717	0,74	
49,854	0,73705	125,626	2,6743	0,7404	

Remous ascendant type P₃
turbulent Rugueux, Torrentiel subnormal

L_i	h_i	b_i^{i-1}	k_i	h_{ui}	Δh
50,143	0,73706	125,472	2,6765	0,7410	
50,401	0,73707	125,34	2,6784	0,7415	
50,636	0,73708	125,217	2,680	0,742	
50,854	0,73709	125,106	2,682	0,74	
51,058	0,7371	125,00	2,683	0,743	+0,0001
52,646	0,7372	124,563	2,6895	0,744	
53,846	0,7373	123,88	2,699	0,747	
54,852	0,7374	123,338	2,707	0,749	
55,736	0,7375	122,875	2,714	0,7508	
56,535	0,7376	122,46	2,72	0,7524	
57,271	0,7377	122,09	2,7258	0,754	
57,956	0,7378	121,737	2,731	0,755	
58,60	0,7379	121,41	2,736	0,7565	
59,21	0,738	121,10	2,740	0,758	
59,79	0,7381	120,81	2,745	0,7589	
60,348	0,7382	120,532	2,749	0,76	
60,882	0,7383	120,264	2,753	0,761	
61,397	0,7384	120,00	2,757	0,762	
61,894	0,7385	119,759	2,761	0,763	
62,376	0,7386	119,519	2,765	0,764	
62,844	0,7387	119,286	2,768	0,765	
63,298	0,7388	119,06	2,772	0,7659	+0,0001
67,268	0,7398	117,975	2,789	0,77	
70,66	0,7408	116,17	2,818	0,778	

Remous ascendant type P₃ turbulent
Rugueux, torrentiel, subnormal

L_i	h_i	b_i^{i-1}	k_i	h_{ui}	Δh
73,653	0,7418	114,60	2,843	0,7846	
76,373	0,7428	113,2	2,867	0,7906	
78,885	0,7438	111,918	2,888	0,7964	
81,235	0,7448	110,725	2,909	0,8018	
83,454	0,7458	109,604	2,929	0,807	
85,562	0,7468	108,543	2,948	0,8119	
87,577	0,7478	107,532	2,966	0,8167	
89,510	0,7488	106,563	2,9845	0,8214	
91,573	0,7498	105,632	3,00	0,826	
93,173	0,7508	104,734	3,019	0,8305	
94,917	0,7518	103,865	3,036	0,8349	
96,61	0,7528	103,02	3,0525	0,8392	
98,257	0,7538	102,20	3,0688	0,8434	
99,862	0,7548	101,404	3,0845	0,8476	
101,429	0,7558	100,627	3,1007	0,8518	
102,96	0,7568	99,867	3,1164	0,8559	
104,458	0,7578	99,124	3,132	0,8599	
105,926	0,7588	98,396	3,147	0,8639	
107,365	0,7598	97,683	3,1627	0,8679	
108,777	0,7608	96,9842	3,1779	0,8719	
110,164	0,7618	96,298	3,193	0,8758	
111,527	0,7628	95,623	3,208	0,8797	
112,868	0,7638	94,9597	3,223	0,8836	
114,188	0,7648	94,307	3,2378	0,8875	

Remous ascendant, type P₃ turbulent
Rugueux, torrentiel, subnormal

L_i	h_i	b_i^{i-1}	k_i	h_{ui}	Δh
115,418	0,7658	93,664	3,2525	0,8914	
116,768	0,7668	93,032	3,2673	0,8952	
118,031	0,7678	92,408	3,282	0,899	
119,276	0,7688	91,792	3,2966	0,903	
120,505	0,7698	91,1857	3,311	0,9067	
121,718	0,7708	90,587	3,326	0,9104	
122,916	0,7718	89,995	3,34	0,9142	
124,099	0,7728	89,4112	3,355	0,918	
125,269	0,7738	88,834	3,3694	0,9218	
126,425	0,7748	88,2636	3,3839	0,9256	
127,5689	0,7758	87,698	3,3984	0,9294	
128,70	0,7768	87,1417	3,413	0,9332	
129,82	0,7778	86,5897	3,4274	0,93695	
130,926	0,7788	86,044	3,442	0,9407	
132,023	0,7798	85,503	3,456	0,9445	
133,108	0,7808	84,968	3,4708	0,9483	
134,184	0,7818	84,438	3,485	0,9521	
135,249	0,7828	83,913	3,50	0,956	
136,304	0,7838	83,393	3,5144	0,957	
137,35	0,7848	82,877	3,529	0,963	
138,387	0,7858	82,366	3,544	0,967	
139,414	0,7868	81,86	3,558	0,9712	
140,433	0,7878	81,358	3,573	0,975	
141,444	0,7888	80,86	3,587	0,9787	

Remous ascendant type P₃, turbulent
Rugueux, torrentiel, subnormal.

L_i	h_i	b_i^{-1}	K_i	h_{wi}	Δh
142,446	0,7898	80,366	3,602	0,9825	
		79,877			
143,441	0,7908		3,6168	0,9864	
		79,391			
144,428	0,7918		3,632	0,990	
		78,909			
145,407	0,7928		3,646	0,9941	
		78,432			
146,378	0,7938		3,661	0,9979	
		77,955			
147,343	0,7948		3,676	1,002	
		77,484			
148,3	0,7958		3,691	1,006	
		77,016			
149,251	0,7968		3,706	1,0096	
		76,551			
150,194	0,7978		3,721	1,0135	
		76,09			
151,132	0,7988		3,735	1,0175	
		75,632			
152,063	0,7998		3,751	1,0214	
		75,176			
152,987	0,8008		3,766	1,025	
		74,724			
153,906	0,8018		3,781	1,029	
		74,275			
154,818	0,8028		3,796	1,033	
		73,829			
155,725	0,8038		3,812	1,037	
		73,386			
156,626	0,8048		3,827	1,041	
		72,945			
157,521	0,8058		3,842	1,045	
		72,507			
158,411	0,8068		3,858	1,049	
		72,072			
159,295	0,8078		3,873	1,053	
		71,639			
160,174	0,8088		3,889	1,057	
		71,21			
161,048	0,8098		3,905	1,062	
		70,782			
161,917	0,8108		3,920	1,066	
		70,357			
162,781	0,8118		3,936	1,07	
		69,935			
163,639	0,8128		3,952	0,1074	

Remous ascendant type P₃, turbulent
Rugueux, torrentiel, subnormal.

L_i	h_i	b_i^{-1}	K_i	h_{wi}	Δh
164,493	0,8138	69,515	3,968	1,078	
		69,097			
165,343	0,8148		3,984	1,082	
		68,681			
166,187	0,8158		3,999	1,0865	
		68,268			
167,027	0,8168		4,016	1,0907	
		67,857			
167,863	0,8178		4,032	1,095	
		67,448			
168,694	0,8188		4,048	1,099	
		67,042			
169,521	0,8198		4,065	1,104	
		66,637			
170,343	0,8208		4,08	1,108	
		66,235			
171,162	0,8218		4,098	1,112	+0,01
		64,70			
179,047	0,8318		4,188	1,136	
		60,297			
186,664	0,8418		4,363	1,182	
		56,637			
193,97	0,8518		4,548	1,2305	
		53,120			
201,00	0,8618		4,747	1,283	
		49,7307			
207,789	0,8718		4,9604	1,339	
		46,455			
214,356	0,8818		5,190	1,400	
		43,287			
220,723	0,8918		5,442	1,468	
		40,204			
226,907	0,9018		5,716	1,542	
		37,211			
232,923	0,9118		6,018	1,625	
		34,299			
238,783	0,9218		6,355	1,717	
		31,46			
244,495	0,9318		6,731	1,822	
		28,692			
250,069	0,9418		7,158	1,943	
		25,9906			
255,508	0,9518		7,645	2,084	
		23,354			
260,818	0,9618		8,210	2,251	
		20,780			
265,998	0,9718		8,875	2,454	

3. Vidange de fond.

Cet ouvrage a pour but :

- d'abaisser le niveau de la retenue en cas de nécessité
- d'effectuer des chasses d'eau rapides
- d'évacuer une partie du débit pendant les crues exceptionnelles (évacuateur auxiliaire)

3.1 - calcul hydraulique de la vidange de fond

Vu les données relatives de l'apport, le volume vidangé sera fixé à 20 % du volume utile du réservoir .

Pour la vidange rapide , un délai de 21 jours a été fixé .

Procédé de calcul :

$$V_{vid} = 0,2 \cdot V_u$$

$$V_{vid} = 17,8 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Le débit correspondant est de :

$$Q_{vid} = 9,81 \text{ m}^3/\text{s}$$

en prenant un diamètre de 2000 mm, pour la conduite de vidange ; la vitesse d'écoulement à l'intérieur de cette conduite est évaluée à : $v = 3,12 \text{ m/s}$

La valeur de la vitesse obtenue est admissible, puisqu'elle se trouve dans le gabarie de la vitesse probable (3 à 4)m/s

4. Prise d'eau

L'ouvrage est destiné pour un prelevement d'un debit, utiliser soit pour alimenter une ville, soit pour irriguer un perimetre .Pour notre cas ,le debit prelevé est destiné pour alimenter la ville "GUANZA" .

4.1 - calcul hydraulique

Pour un debit de pointe de : $Q_p = 0,188 \text{ m}^3/\text{s}$

le diametre correspondant sera :

$$d = \left(\frac{4 \cdot Q_p}{\pi \cdot v} \right)^{1/2}$$

A.N :

$d = 489 \text{ mm}$ pour une vitesse decoulement $v = 1 \text{ m/s}$

le diametre normalisé est de :

$$d = 500 \text{ mm}$$

la vitesse d'écoulement est :

$$v = 0,957 \text{ m/s}$$

Les conduites de vidange de fond et celle de la prise d'eau empreinteront le tracé de la galerie située dans la rive droite du site

4.2 - dispositif de la prise d'eau

La prise d'eau sera constituée d'une tour en beton, inclinée et reposant sur le versant droit (versant à forte pente) Le dispositif assurant le prelevement d'eau est constitué d'ouvertures situées à différentes côtes .Ceci permet l'alimentation sans avoir à manœuvrer des vannes ou des robinets soumis aux aleas d'erosion .

L'alimentation d'eau s'effectue par 5 conduites posées sur un socle en beton de diametre 500 mm chacune .ces conduites vont deboucher dans une chambre de manoeuvre en beton ,au dessus des ouvertur sont protegés par des grilles coulissant des vannes-batardeaux au moyen des rails .

(voir planche n° 7 et n° 8)

4.3 - nature des conduites

La conduite de vidange de fond sera en béton armé à double armatures équipée par une lame de tôle. Cette conduite reposera sur des butées en béton, dimensionnées et disposées de telle façon, la pression qui s'exerce sur la conduite soit équitablement répartie .

Pour utiliser l'espace offert par la galerie, la conduite de vidange sera enterrée , couverte par une couche de sable .

Sur la partie supérieure , on aménage une dalle de béton sur laquelle sera disposée la conduite de prise d'eau . Cette conduite est en acier, une protection de la conduite contre l'effet de la corrosion est nécessaire; cette protection est assurée par une couche de peinture .

5 ;. Coût - Estimation

L'estimation du coût de l'ouvrage permet de faire une analyse économique .

Le tableau qui suit nous donne les coûts approximatifs de l'ouvrage .

Estimation des coûts

Désignation	Unité	Quantité	Prix unit.	Prix total (Chb. DA)
Décapage	m ³	100000	70	7,00
Excavation + la dérivation provisoire	m ³	340.000		30,0
Crroyau	m ³	150000	160	24,0
Recharge barrage + digue de col	m ³	930000	120	111,6
Filtre	m ³	50250	170	8,50
Déversoir + canal d'évacuat ^o	m	150 265		60,0
Entochement	m ³	65975	160	10,5
Prise d'eau avec équipement	—	deux diamètres de 2 m et 0,5 m - vidange Rapide - A.E.P	—	5,00

256.6

Taux d'An^{te} 30% 076.98

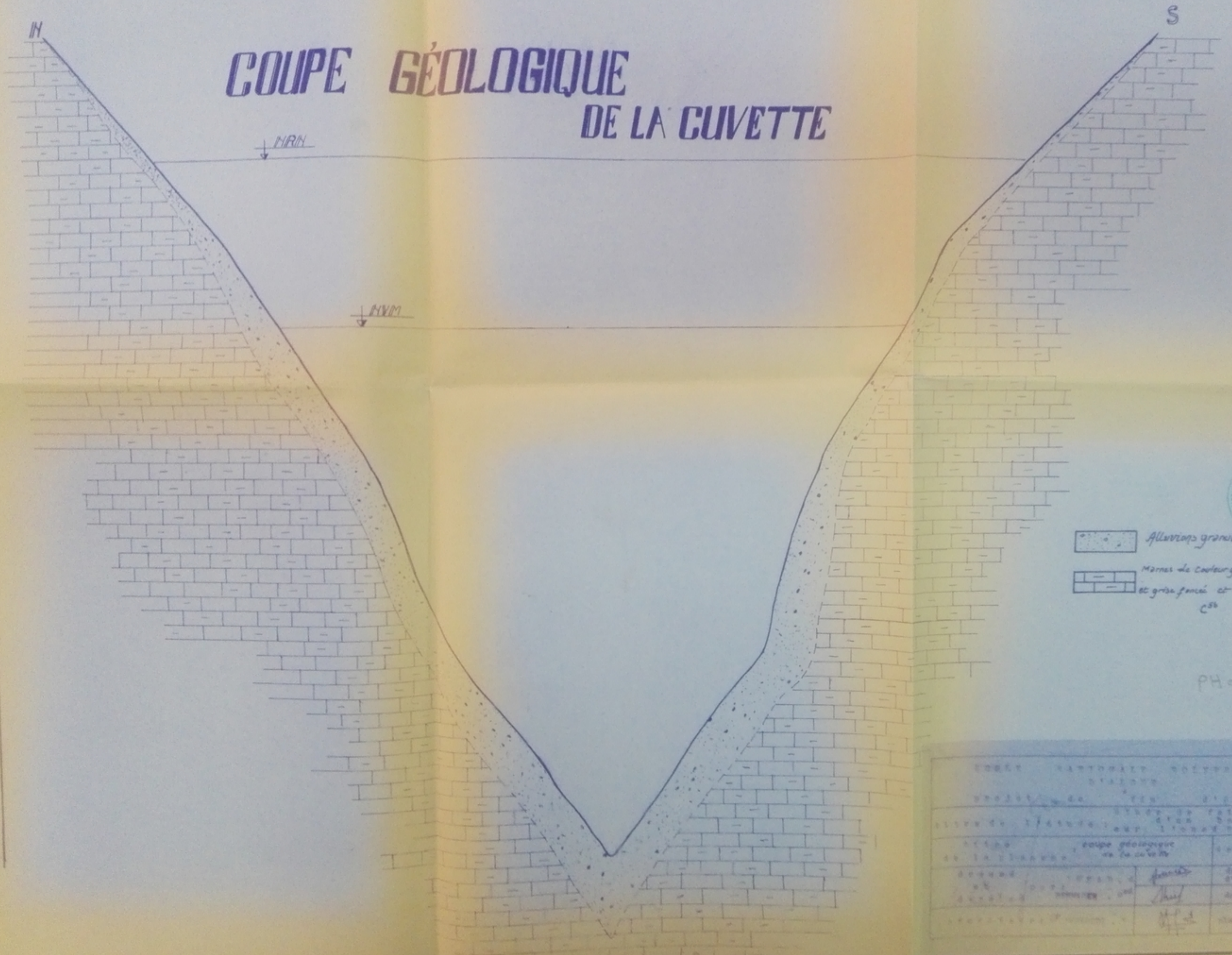
333.58 MDA

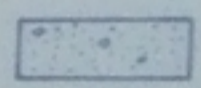
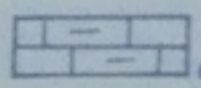
000000000 - R E F E R E N C E S - 000000000

000000000 - B I B L I O G R A P H I E - 000000000

- REMENIERAS . G : Elements d'hydrologie de l'ingénieur
- SCHNEEBELI . G : Hydraulique souterraine
- LAPRAY . G : Théorie de la longueur fluidodynamique
- CARLIER . M : Hydraulique générale et appliquée
- ROCHE . M ; Hydrologie de surface
- F.N.P.A : These de fin d'etudes (année : 84:85)
- BELEKONEV . E : Barrages en matériaux locaux

COUPE GÉOLOGIQUE DE LA CUVETTE



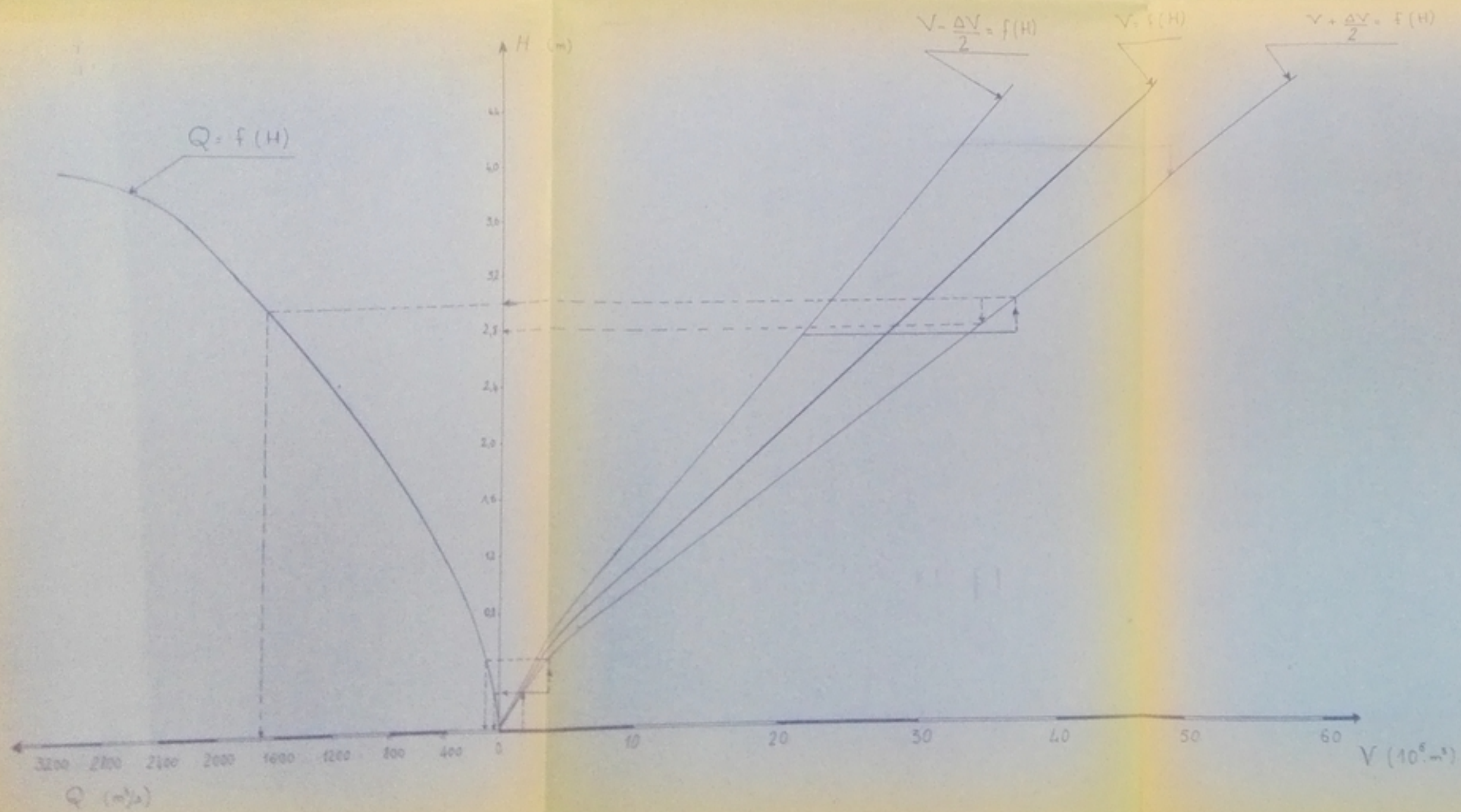
-  Alluvions granuleuse
-  Marnes de couleur grise
et grès fin à coquilles



PH 003 56
4

COUPE GÉOLOGIQUE DE LA CUVETTE		N 1/500
Échelle 1/500		1/500
Lieu de la coupe géologique		La Cuvette
Date de la coupe		1956
Niveau de la coupe		1/500
Dessiné par		[Signature]
Approuvé par		[Signature]
Date de l'approbation		1956
Classe de la coupe		1/500

DETERMINATION DE LA LAME D'EAU DEVERSEE



Δt	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
H_{moy}	0.5	0.7	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
Q_{moy}	50	75	100	150	200	250	300	350	400	450	500
σ_{H_1}	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
σ_{H_2}	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
σ_{H_3}	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
σ_{H_4}	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
σ_{H_5}	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
σ_{H_6}	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
σ_{H_7}	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
σ_{H_8}	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
σ_{H_9}	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\sigma_{H_{10}}$	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\sigma_{H_{11}}$	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\sigma_{H_{12}}$	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\sigma_{H_{13}}$	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\sigma_{H_{14}}$	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\sigma_{H_{15}}$	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\sigma_{H_{16}}$	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\sigma_{H_{17}}$	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\sigma_{H_{18}}$	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\sigma_{H_{19}}$	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\sigma_{H_{20}}$	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0

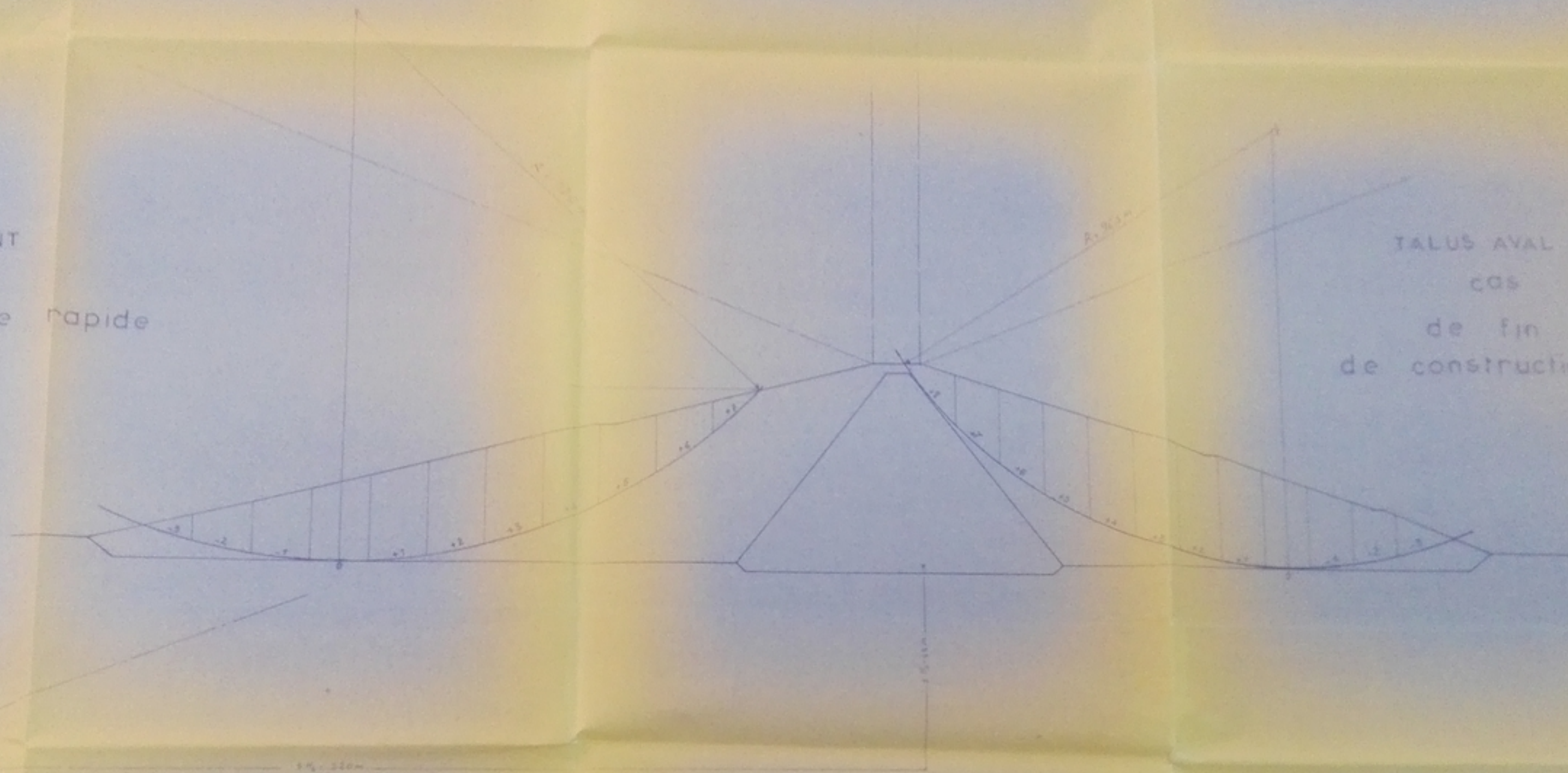


Nom et Prénom de l'étudiant		
Date de l'expérience		
Nom de l'enseignant		
Titre de l'expérience		
Résumé de l'expérience		
Conclusions de l'expérience		
Bibliographie		
Signature de l'étudiant		
Signature de l'enseignant		
Date de la correction		

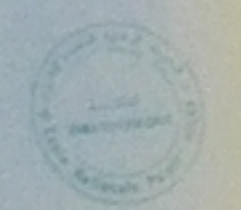
SCHEMA D'ETUDE DE LA STABILITE

TALUS AMONT
cas
de vidange rapide

TALUS AVAL
cas
de fin
de construction



0200376
-03-



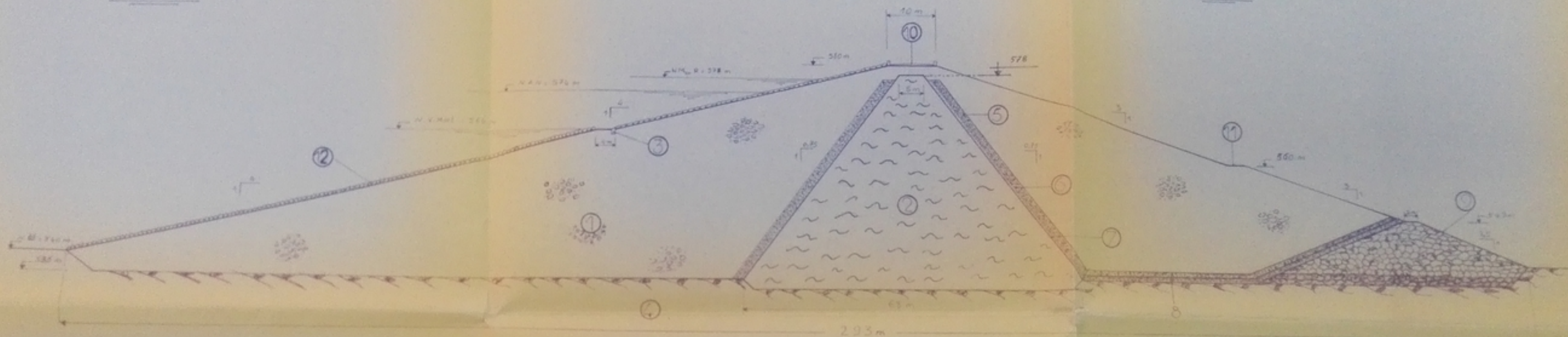
TALUS	TYPES DE FONCTIONNEMENTS	COEFFICIENTS DE STABILITE "k"	
		SANS-SEISME	AVEC-SEISME
AVAL	FIN DE CONSTRUCTION	1.78	1.33
	NORMAL	1.41	1.03
AMONT	FIN DE CONSTRUCTION	2.65	1.78
	VIDANGE RAPIDE	1.05	0.74

DATE	REVISION	REVISION	REVISION
01/01/2000	01	02	03
02/01/2000	04	05	06
03/01/2000	07	08	09
04/01/2000	10	11	12
05/01/2000	13	14	15
06/01/2000	16	17	18
07/01/2000	19	20	21
08/01/2000	22	23	24
09/01/2000	25	26	27
10/01/2000	28	29	30
11/01/2000	31	32	33
12/01/2000	34	35	36
13/01/2000	37	38	39
14/01/2000	40	41	42
15/01/2000	43	44	45
16/01/2000	46	47	48
17/01/2000	49	50	51
18/01/2000	52	53	54
19/01/2000	55	56	57
20/01/2000	58	59	60
21/01/2000	61	62	63
22/01/2000	64	65	66
23/01/2000	67	68	69
24/01/2000	70	71	72
25/01/2000	73	74	75
26/01/2000	76	77	78
27/01/2000	79	80	81
28/01/2000	82	83	84
29/01/2000	85	86	87
30/01/2000	88	89	90
31/01/2000	91	92	93
32/01/2000	94	95	96
33/01/2000	97	98	99
34/01/2000	100		

PROFIL TYPE DE LA DIGUE EN TERRE

A MONT

AVAL



LEGENDES

- ① Recharge "corpt du barrage" en alluvions, coefficient de permeabilite $K = 1 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$
- ② Noyau en argiles, coefficient de permeabilite $K_f = 0,6 \cdot 10^{-9} \text{ cm/s}$
- ③ Butée en béton
- ④ Fondation en Marnes, Résistance à la compression $R_c = 30 \text{ MPa}$
- ⑤ Gravier, épaisseur de la couche 0,40 m (F₁)
- ⑥ Sables gros, épaisseur de la couche 0,50 m (F₂) } constituant un filtre d'épaisseur 1 m
- ⑦ Sables fin, épaisseur de la couche 0,30 m (F₃)
- ⑧ Filtre horizontal avec constitution granulométrique (F₁, F₂, F₃) épaisseur 1m
- ⑨ Prisme de drainage en enrochement
- ⑩ Route aménagée au niveau de la crête du barrage, Longueur 8 m.
- ⑪ Risberme, Longueur 3 m
- ⑫ Rip-rap : enrochement épaisseur de 0,5 m (protection talus Amont)

P100306
- 4 -

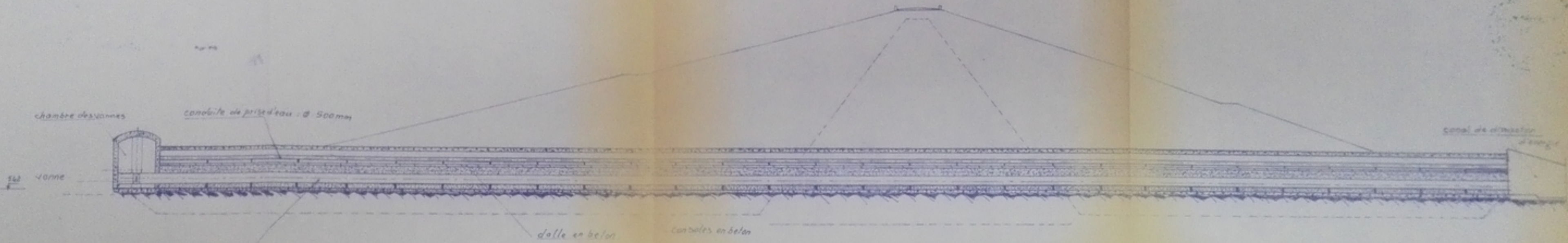


ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER projet de 1 ^{er} année		
titre de l'étude : étude de faisabilité d'un barrage sur l'oued Bellefleur		
titre de la planche : Profil Type de la digue en terre		échelle : 1/500
dressé par : <i>[Signature]</i>	vérifié par : <i>[Signature]</i>	département d'hydraulique
professeur : <i>[Signature]</i>		date : 01/10/70
		numéro : 4

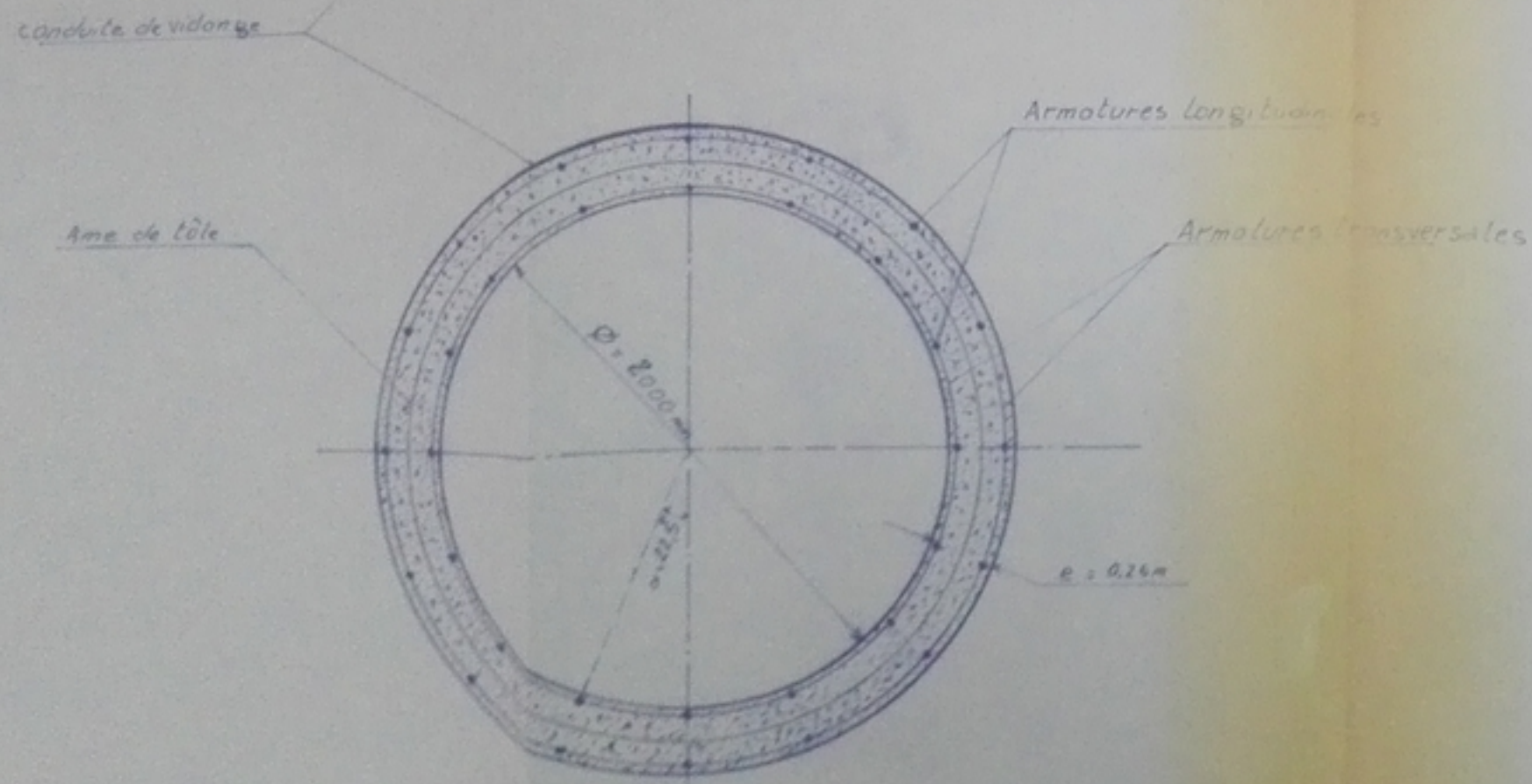


COUPE LONGITUDINALE DE LA DERIVATION

PROVISOIRE



Coupe transversale de la conduite de vidange de fond (Ech. 1:20)



PH0038C
06



COUPE LONGITUDINALE DE LA DERIVATION		PROVISOIRE	
PROJET	1954	DATE	10/10/54
PROJETANT	...	REVISÉ	...
APPROUVÉ	...	DATE	...
PROJETANT	...	REVISÉ	...
APPROUVÉ	...	DATE	...

COUPE LONGITUDINALE DU CANAL D'EVASCUATION



Distance from Dam (m)	Water Level (m)	Ground Level (m)	Canal Bed Level (m)
0	1.10	1.10	0.80
100	1.05	1.05	0.75
200	1.00	1.00	0.70
300	0.95	0.95	0.65
400	0.90	0.90	0.60
500	0.85	0.85	0.55
600	0.80	0.80	0.50
700	0.75	0.75	0.45
800	0.70	0.70	0.40
900	0.65	0.65	0.35
1000	0.60	0.60	0.30

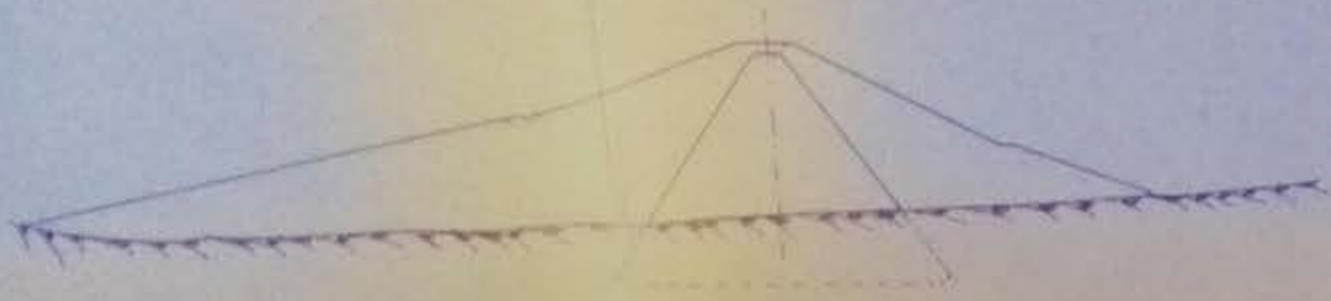


Scale
1:500

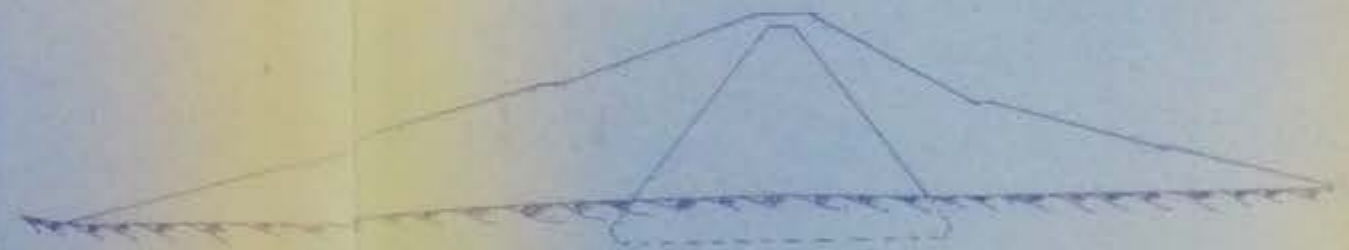
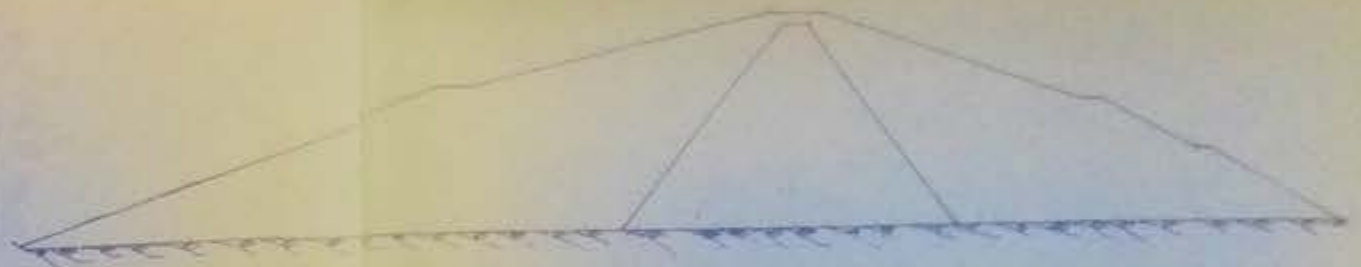


Distance (m)	Water Level (m)	Ground Level (m)	Canal Bed Level (m)
0	1.10	1.10	0.80
100	1.05	1.05	0.75
200	1.00	1.00	0.70
300	0.95	0.95	0.65
400	0.90	0.90	0.60
500	0.85	0.85	0.55
600	0.80	0.80	0.50
700	0.75	0.75	0.45
800	0.70	0.70	0.40
900	0.65	0.65	0.35
1000	0.60	0.60	0.30

S'ECTIIONS' TRANS'VEIRS'HALES' DE LA DIGUE



PH 003 36
10






ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER			
PROJET DE FIN D'ETUDES			
Titre de l'Etude: ETUDE DE FAISABILITE D'UN BARRAGE SUR L'OUED HELLEGUE			
Titre du Dessin: COUPE TRANSVERSALE DE LA DIGUE			Échelle: 1/1000
Dirigé par	AMAR Djamel	<i>[Signature]</i>	Departement: HYDRAULIQUE
Dessiné par	BENNECA 1 ^{er} année	<i>[Signature]</i>	Date: 01/196
Approuvé par	Dr. BOUABOU Y		PLAN N° 20


PH 003 86

- 11 -

CARTE DE L'ERODABILITE
 pour la protection contre l'érosion Hydraulique
 BASSIN DE LOUED MELLEGUE
 Code 12

DRESSEE PAR M. HUSSON A LA DEMRH

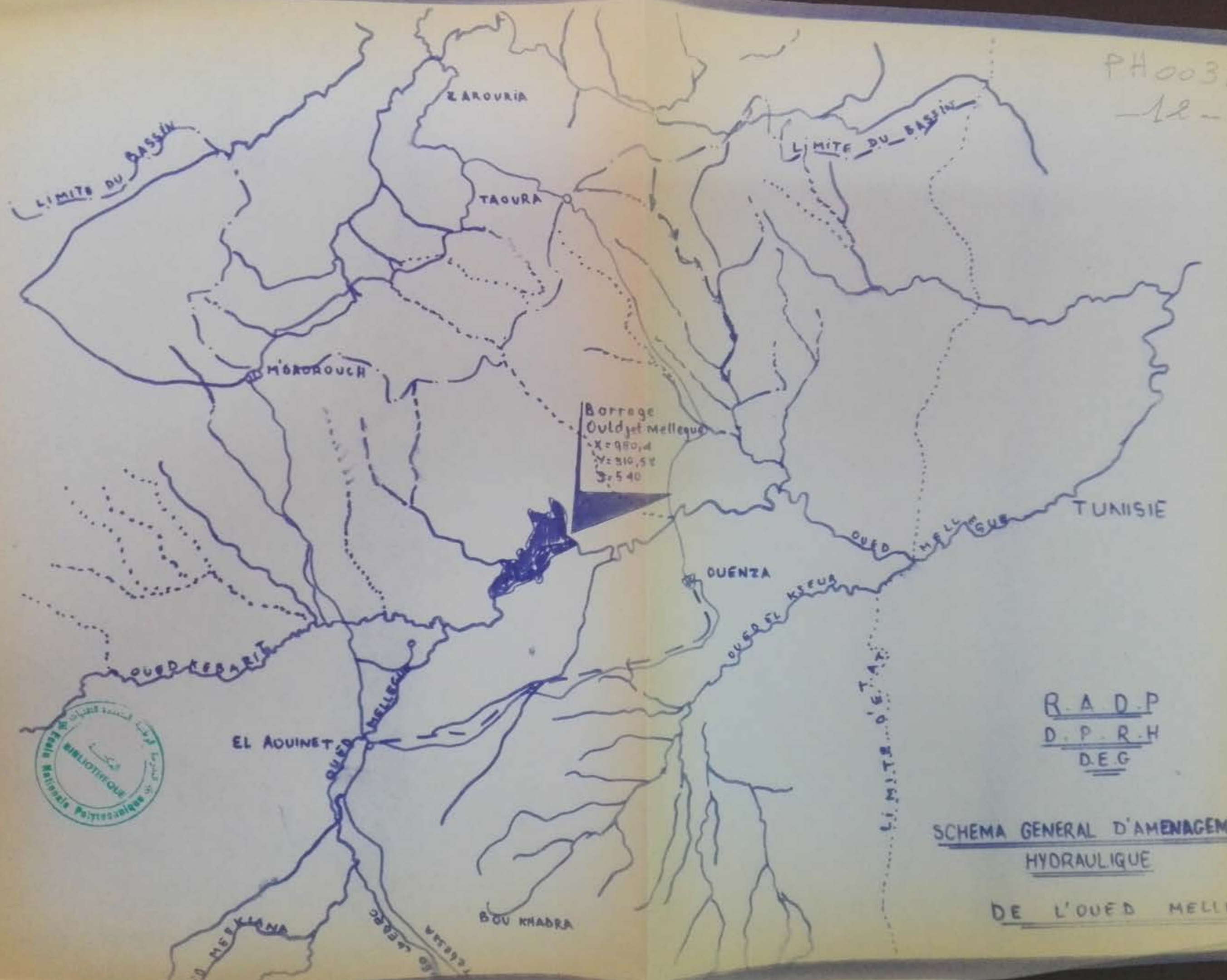
	Erosion faible à modérée	Erosion pluviale embryonnaire lessivage, ruissellement	2256 km ² 53,8 %
	Erosion modérée à forte	Erosion pluviale, lessivage Ruissellement diffus et concentré	4440 km ² 30 %
	Erosion très forte généralisée	ruissellement généralisé bad lands, mouvement de masse, sautement de berge, éboulement	350 km ² 2,2 %

-  principaux secteurs de sapement de berges
 E Zone d'épandage et d'accumulation

Echelle 1/200 000



TUNISIE



Barrage
Ouldjet Mellegue
X=980,4
Y=210,58
Z=540

R.A.D.P
D.P.R.H
D.E.G

SCHEMA GENERAL D'AMENAGEMENT
HYDRAULIQUE
DE L'OUED MELLEQUE



