

18/86

LEX

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

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

en vue d'obtention du diplome d'ingenieur d'état)

S U J E T

**ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE
DE L'OUED ZEDDINE**

WILAYA DE CHLEF

Proposé par :
D.G.H

Etudié par :
REZZAK A.
MANSAR A.

9 PLANCHES

Dirigé par:
Mr D. ABDERRAHIM

PROMOTION : JANVIER 86

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

Ecole nationale polytechnique

Promoteur : M^r ABDERRAHIM

Elèves Ingenieurs MANSAR AMR

REZZAK ABDELKADER

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة - BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

وزارة التعليم العالي

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

مصلحة : السرى

موجه : السيد عبد الرحيم

تلميذ محمد سر؛ منصور عمر

رزاق عبد القادر

- الموضوع : دراسة تصميم لانشاء سد بواد زدين

- الملخص : هدف مشروعنا هو سقى اراضى منطقة الشلف بكمية كافية من الماء يختصر هذا المشروع

على الدراسة الهيدرولوجية للقاعدة والتنظيم ، والاستقرار والحسابات الهيدروتنكية للمنشآت

الثانوية كالفئة لانجاز ، خواص السد التى تم الحصول عليها حسب المعطيات الاساسية وهى

السد : الارتفاع 57,5 م ، الطول 364 م ، حجم الماء : 82 هك 3 ، التصريف الذى يسبب

الفيضان فى كل ألف سنة 1300 م³ / ثا ، طول الخزان : 3,06 كلم ،

ان النتائج التى حصلنا عليها دراستنا ليست نهائية ، يتطلب مراجعة جد عميقة ،

Sujet: Etude de faisabilité d'un barrage sur l'oued Zeddine

Résumé : Le but de notre étude est de satisfaire les besoins en eau pour l'irrigation de la region de chelef. Notre projet se limite à l'étude hydrologique du site , Régularisation, optimisation, stabilité , calcul hydrotechnique des ouvrages annexes estimation des ouvrages. Les caractéristiques du barrage sont obtenus d'après les données de base et des études

- Barrage = Hb = 57,5m L= 364m

- Capacité = 82 Hm³

- Débit des crues millénaires : 1300m³ /s

- Longueur du Fetch 3,06 Km

Nou

Nous tenons à signaler que les résultats obtenus d'après nos calculs ne sont pas définitifs La réalisation nécessite une connaissance plus approfondie.

Subject : study of the possibility of eaith dam construction

Abstract : the object of our study is to satisfy the need of water for the irrigation of the Chelif region. Our project is limited to the hydrological study of the site, regularisation, optimisation, stability, hydrotechnical of the structures, cost and studies

- Dam ; height Hb = 57,5m L= 364

- Capacity 82 Hm³

- Discharge and accumulated flooding = 1300m³ /s

- Fetch length 3,06 Km

We wish to point out that the résultats recorded according to our calculation are not final The realisation asks for a thourought Knowle

REMERCIEMENTS



Nous tenons à remercier :

- Tous Les professeurs et responsables ayant contribué à notre formation
- Notre promoteur M^R ABDERRAHIM pour ses conseils durant l'élaboration de cette thèse
- M^R BELEBNA du ministère de l'hydraulique pour ses conseils
- Toutes Les personnes ayant contribué de loin ou de près à l'élaboration de ce projet

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

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

(en vue d'obtention du diplome d'ingenieur d'état)

S U J E T

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE L'OUED ZEDDINE

WILAYA DE CHLEF

Proposé par :
D.G.H

Etudié par :
REZZAK A.
MANSAR A.

Dirigé par:
Mr D. ABDERRAHIM

PROMOTION : JANVIER 86

DEDICACES

- A mon père pour son aide matérielle et morale
- A ma mère qui a tant attendu ce jour
- A mes frères et sœurs
- A mon oncle AHICENE
- A tous mes amis

Je dédie ce modeste travail

MANSAR-AMOR

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail

- A la mémoire de mon père
- A ma mère pour son aide matérielle et morale
- A mes sœurs et beaux frères
- A mes nièces et neveux
- A toute ma famille
- A tous mes amis

REZZAK ABDELKADER

SOMMAIRE

Chp I- INTRODUCTION

- 1 Situation géographique
- 2 Géologie
- 3 Sismicité
- 4 Failles

Chp II- HYDROLOGIE

- 1 Evaporation
- 2 Précipitation
- 3 Caractéristique de forme du bassin versant
- 4 Recherche de l'apport
- 5 Pluie de courte durée
- 6 Etude des crues
- 7 Caractéristique volumétrique de la retenue
- 8 Laminage des crues

Chp III ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DE L'OUVRAGE

- 1 Géologie du site
- 1-2 Tectonique régionale
- 1-3 Stabilité des rives
- 1-4 Caractéristique de perméabilité
- 1-5 Zones d'emprunts

- 1-6-1- Choix du type de barrage
- 1-6-2- Implantation
- 1-6-3- Type de matériaux
- 1-6-4- Estimation des volumes des matériaux d'emprunt
- 1-7 Caractéristiques géotechniques des matériaux de construction
- 2 Conception du barrage
 - 2-1 Dimensionnement
 - 2-1-1 Revanche
 - 2-1-2 Hauteur du barrage
 - 2-1-3- Largeur en crête
 - 2-1-4- Risbermes
 - 2-1-5- Pentés des talus
 - 2-2- Protection des talus
 - 2-3- Dimensionnement du noyau
- 3- Réseau d'écoulement
 - 3-1- Infiltration
 - 3-2- Ligne de saturation
 - 3-3- Estimation du débit de fuite
 - 3-4- Vérification des dimensions du noyau
 - 3-5- Prisme de drainage
- 4- Etude de la stabilité des talus

4-1- Exposé du problème

4-2- Méthode utilisée

Chp IV OUVRAGES ANNEXES

1- Dérivation provisoire

1-1- But et implantation

1-2- Choix du type de galerie

1-3- Méthode de calcul

2- Evacuateur de crues

2-1- But

2-2- Choix de l'évacuateur de crues

2-3- Emplacement de l'évacuateur

2-4- Caractéristiques et calculs

2-5- Stabilité de l'évacuateur des crues

2-6- Canal évacuateur

3- Vidange et prise d'eau

3-1- Vidange de fond

3-2- Prise d'eau

4- Galerie de contrôle et de drainage

Chp V CALCUL ECONOMIQUE

— CONCLUSION —

I - INTRODUCTION

Dans le cadre du développement du secteur hydraulique dans la région de Cheliff et l'intérêt agricole que revêt la plaine de cette dernière, l'idée de la construction d'une retenue au site de Touaïbia s'est imposée comme solution adéquate, souhaitée répondre aux impératifs de la région, à savoir l'irrigation et la protection de la population lors des crues exceptionnelles.

Le site du futur barrage se situe à 120 km en ligne droite au sud-ouest d'Alger et 20 km au sud-est du village "Rovina" sur la route nationale "Alger-Oran".

La région du Cheliff est connue par son climat Méditerranéen, caractérisé par un hiver humide et un été sec.

La contribution des postes hydropluviométriques des stations se trouvant dans la même région nous ont été d'un apport appréciable dans l'ajustement des données par plusieurs méthodes afin de maîtriser l'évolution et l'allure des débits des hautes eaux

I-1- SITUATION GEOGRAPHIQUE

L'oued Zeddine est affluent rive gauche de l'oued Cheliff, dont la vallée très large, coule d'est en ouest au pied du massif de l'Ouarsenis.

Cet important chaînon de l'Atlas Tellien culmine au "grand pic de l'Ouarsenis" à 1985 m d'altitude.

Le site du futur barrage d'EL-TOUAÏBIA correspond à l'un des derniers rétrécissements de la vallée avant son débouché sur la plaine du Cheliff.

Il se situe à 120 km en ligne droite au sud-ouest d'Alger et à 20 km au sud-est du village "Rouina", sur la route nationale (Alger-Oran)

Le bassin versant de l'oued-Zeddine est situé à proximité des oueds Fodda, Harrezza et Daurdeur.

Nous pouvons faire une comparaison hydrologique entre le bassin de l'oued Zeddine, et celui de l'oued Fodda (bassin limité au barrage de Fodda) et celui de l'oued Daurdeur en raison de la proximité et de la similitude des caractéristiques géographiques des trois bassins

I-2. GEOLOGIE

La zone considérée du futur barrage s'inscrit entre la plate-forme continentale au "Sud" et la fosse géosynclinale tellienne au "Nord", où s'accumulent pendant les ères secondaires et tertiaires les sédiments marins qui constituent actuellement l'Ouarsenis.

Ils ont été éjectés lors des phases de plissements ultérieures dont la plus importante se produisit vers la fin du tertiaire (miocène). Poussés vers le "Sud" et empilés les uns sur les autres, ils présentent aujourd'hui une structure complexe en "nappes de charriage" dans laquelle il a été distingué:

- Miocène de la plaine du Cheliff
- Massif autochtone de calcaires jurassiques, localement imprégnés de minerais ferrugineux à l'ouest de la route à la hauteur de Rovina-Mine
- Nappe B. à la hauteur du lieu dit "Le gros pin" (shistes du crétacé supérieur)
- La zone concernée par l'aménagement:
Le barrage et la cuvette de retenue intéressent un vaste compartiment de structure simple

-4-

dénomé "Compartiment de L'oued Lyra" alors que les reliefs du djebel EL-Hatmia en rive droite correspondent à une unité plus complexe en contact anormal avec la précédente.

I-3- SISMICITE

Le site est un peu au sud de la bande côtière la plus affectée par les tremblements de terre, mais se trouve entre deux zones de forte activité: celle de Chlef (ex EL-Asnam) à l'ouest et celle de Miliana - Médéa - Blida au nord-est.

I-4- LES FAILLES

On a longtemps pensé que le coude brutal de l'oued devait s'expliquer par le jeu d'accidents majeurs parallèles aux deux alignements de la vallée. Or cette hypothèse basée sur des critères morphologiques n'a pas résisté à un examen attentif sur le terrain. En revanche deux failles possibles ont été détectées et qui pourraient avoir une incidence sur les ouvrages mais en réalité, on serait porté à conclure qu'il n'existe pas de grandes failles verticales sur le site.

---/---

II- HYDROLOGIE

II-1- ÉVAPORATION

En raison de manque de longues séries d'observation sur le bassin de Zeddine, les caractéristiques d'évaporation ont été prises analogues à celles mesurées sur les bacs "Colorado", faites à la station de Fodda pour une période d'observation de 15 ans.

$$\text{Évaporation sur le râteau} = \text{Évaporation sur le bac} \times 0,78$$

0,78 : Coefficient du bac

Tableau 1

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	Année
Bac	218	119	71	52	49	61	95	125	187	236	320	301	1834
Lac	172	91	54	43	39	47	74	96	145	184	250	235	1430
%	12	6,4	3,8	3	2,7	3,3	5,2	6,7	10,1	12,9	17,5	16,4	100

La norme d'évaporation sur le bassin Zeddine sera de 1430 mm

II-2-PRECIPITATION

2-1-RESEAU PLUVIOMETRIQUE

En absence de mesures portant sur une longue durée d'observation du bassin de l'oued Zeddine, nous disposons des résultats des dix stations pluviométrique voisines

Tableau 2

N°	Station	Code	Altitude (m)	Période d'observation (années)
1	Rovina-Mines	01-19-06	203	2
2	Rovina-Mairie	01-19-04	190	14
3	EL-Attaf. C.F.P.A	01-20-03	166	49
4	EL-Hovadhaur	01-21-06	850	36
5	Fodda-barrage	01-21-08	500	14
6	Bordj-Emir-Khaled	01-17-03	500	12
7	Tariet-EL-Had	01-16-05	1600	52
8	Tarek Ben Ziad	01-16-07	650	8
9	Ain Dafla	01-18-04	270	33
10	Beni Zoug-Zoug	01-17-13	500	26

La pluie moyenne annuelle a été calculée d'après la carte de Gaussien et celle de Chaumont.

La carte de Gaussien donne une valeur de 760 mm et celle de Chaumont, 785 mm.

La pluviométrie moyenne annuelle au site du barrage est de 755 mm d'après l'analyse de la station la plus proche EL-Attaf CFPA pour laquelle nous disposons de la plus longue durée d'observation (49 ans)

2-2- Distribution mensuelle de la pluie sur la retenue

Tableau 3

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	Année
mm	16	46	107	130	145	112	85	63	37	11	1	2	755
%	2,11	6,11	14,17	17,22	19,21	14,84	11,26	8,34	4,9	1,45	0,131	0,26	100

II.3. CARACTERISTIQUES DE FORME DU BASSIN VERSANT

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

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

P: Périmètre du bassin [Km]

S: Superficie du bassin [km²]

Le rectangle équivalent est calculé d'après la formule

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

— Indice de pente: $P = \frac{\Delta}{L}$

$\Delta = \text{Apt } 5\% - \text{Apt } 95\%$

3-1. CARACTERISTIQUES DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE

— Densité de drainage:

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

L_i : Longueur de tous les talwegs de la superficie du bassin versant

S: superficie du bassin versant

— Coefficient de drainage

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

N: Nombre de drains suivant la classification de Horton

— Coefficient de torrentialité:

$$C_T = Dd \cdot F$$

Nous donnons ci-dessous un tableau avec les données géomorphologiques qui permettent une comparaison plus précise des trois bassins

Tableau 4

Paramètres	Unité	Bassins Versants		
		Tovaïbia	Fodda	Deurdeur
Superficie	S km ²	421	790	502
Périmètre	P km	86	130	108
Indice de compacité	K	1,17	1,30	1,34
Altitude Max	Hmax m	1786	1983	1813
Altitude Moy	Hmoy m	790	842	960
Altitude Min	Hmin m	360	345	440
Largeur et Longueur du rectangle équivalent	L km	15,2	48,8	42,2
	L	27,6		
Longueur du talweg principal	L km	41	80	—
Coef: de torrentialité	C.T	74,7	72	58
Densité de drainage	D _d km ² /km ²	4,9	4,7	3,6
Coordonnées du site du barrage (Lambert)	X	432,80	—	—
	Y	312,50	—	—
Longueur de tous les talwegs	ΣL km	2063	3720	1846

3-2-TEMPS DE CONCENTRATION

Nous calculons le temps de concentration d'après la formule

$$T = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} = 7,8 \approx 8 \text{ heures}$$

L: Longueur du talweg principal en [km]

S: Superficie du bassin versant en [km²]

H_{moy}: Altitude moyenne en [m]

H_{min}: Altitude minimale en [m]

3-3-COURBE HYSOMETRIQUE

La courbe hypsométrique est déterminée par les surfaces partielles prises en % et qui sont déterminées par planimétrie.

COURBE HYPSONOMETRIQUE DU B.V DE ZEDDINE

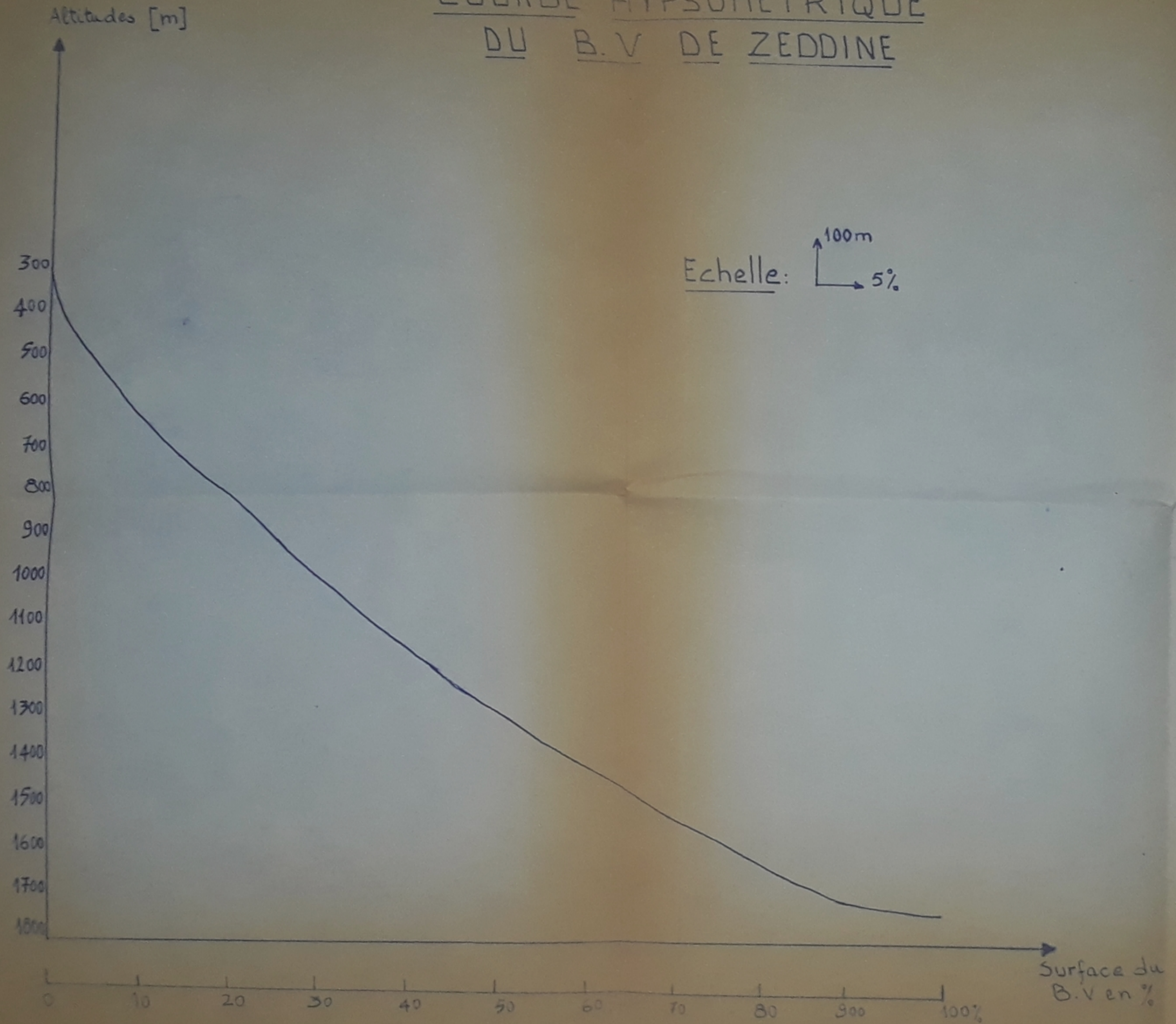
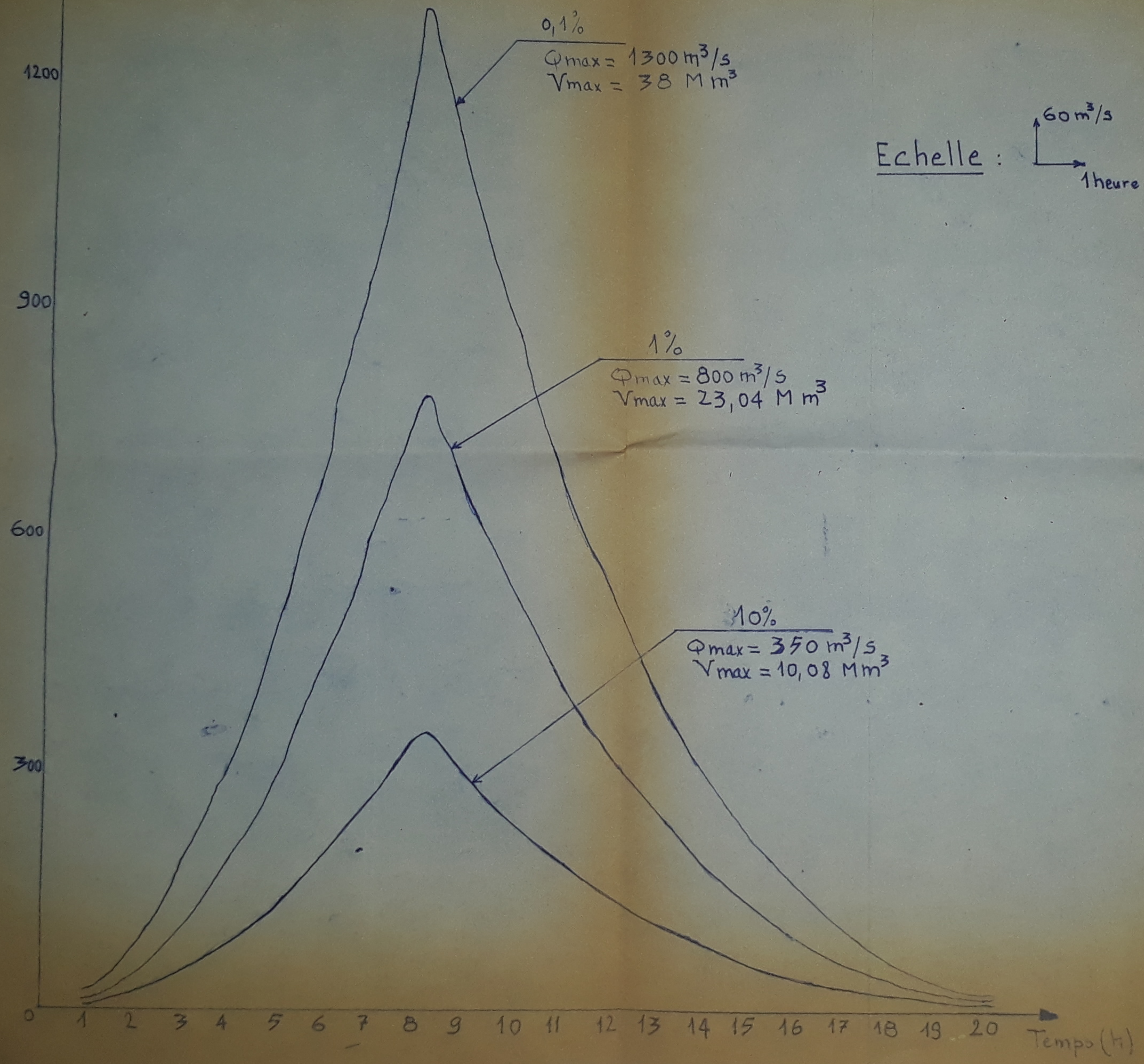


Tableau 5

Tranches d'altitude m	Surfaces partielles km ²	Surfaces %
300_ 400	4,21	1
400_ 500	21,05	5
500_ 600	37,89	9
600_ 700	58,94	14
700_ 800	79,99	19
800_ 900	105,25	25
900_ 1000	128,405	30,5
1000_ 1100	153,665	36,5
1100_ 1200	181,03	43
1200_ 1300	214,71	51
1300_ 1400	246,285	58,5
1400_ 1500	282,07	67
1500_ 1600	322,065	76,7
1600_ 1700	351,535	83,5
1700_ 1800	421,00	100

HYDROGRAMME DES CRUES
METHODE DE SKOLOVSKI



PH 01886
Avant p. 12

II.4. RECHERCHE DE L'APPORT

L'apport moyen a été estimé par analogie à La Station de Oued Fodda pour une durée d'observation de 19 années.

Dans La region nous disposons que des observation sur L'oued de Fodda.

Pour ce, nous utilisons La formule suivante:

$$\frac{\varphi_Z}{\varphi_F} = \frac{S_Z}{S_F} \times \frac{1}{C_1} \times \frac{1}{C_2}$$

C₁: indice de pluie 1 ÷ 0,8

C₂: indice de ruissellement 1 ÷ 0,85

Nous avons pris:

$$\text{des indices maximum} \begin{cases} C_1 = 0,8 \\ C_2 = 0,85 \end{cases}$$

S_Z: Superficie du Bassin versant de Zeddine

S_F: Superficie du Bassin versant de Fodda

d'où : $\varphi_Z = 0,78 \times \varphi_F$

Les résultats sont portés sur Le tableau suivant

Tableau 6

$$Q_z = 0,78 \times Q_F$$

$$\left[\frac{Q_z}{Q_F} = \frac{S_z}{S_F} \times \frac{1}{C_1} \times \frac{1}{C_2} \right]$$

Stations		$K_i = \frac{A_i}{A}$	$(K_i - 1)$	$(K_i - 1)^2$	$(K_i - 1)^3$
FODDA	ZEDDINE				
Apports A_i $10^6 m^3$	Apports A_i $10^6 m^3$				
11,722	9,143	0,140	-0,86	0,739	-0,635
29,991	23,392	0,359	-0,64	0,409	-0,262
31,719	24,740	0,380	-0,619	0,384	-0,237
36,752	28,666	0,440	-0,560	0,315	-0,175
37,896	29,558	0,454	-0,545	0,297	-0,162
48,630	37,930	0,583	-0,417	0,173	-0,0725
51,896	40,478	0,622	-0,377	0,142	-0,0538
58,988	46,010	0,707	-0,292	0,0857	-0,025
66,406	51,796	0,796	-0,203	0,0415	-0,0084
71,764	59,975	0,920	-0,078	0,0061	-0,00047
82,081	64,023	0,984	-0,0159	0,00025	-0,000004
82,441	64,304	0,988	-0,011	0,000135	-0,00000014
112,069	87,430	1,343	+0,343	0,118	+0,0405
114,000	88,920	1,366	+0,366	0,134	+0,0492
126,141	98,389	1,512	+0,512	0,262	+0,134
142,387	111,061	1,707	+0,707	0,499	+0,353
148,760	116,059	1,783	+0,783	0,613	+0,480
158,995	124,016	1,906	+0,906	0,821	+0,744
167,055	130,303	2,002	+1,002	1,0056	+1,0076

$$\bar{A} = \frac{\sum A_i}{n} = 65,06 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

A_i : apport de la station Zeddine

$$\sum (K_i - 1)^2 = 6,133$$

$$\sum (K_i - 1)^3 = +1,177$$

La norme pour l'apport moyen annuel prise pour le calcul est de $65 \text{ M m}^3 = \bar{A}$

La lame d'eau écoulee: $h = \frac{\bar{A}}{S}$

d'où $h = 154 \text{ mm}$

4.1-Calcul des coefficients, de variation et d'asymétrie Par la méthode de Ribkine-Forster

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2}{n-1}}$$

C_v : coefficient de variation

n : nombre d'années d'observations

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^3}{(n-1) C_v^3}$$

C_s : coefficient d'asymétrie

d'où:

$$C_v = 0,583$$

$$C_s = 0,329$$

La formule de C_s donne une grande erreur pour une durée d'observation inférieure à 100 ans

d'où on prend:

$$C_s = 2 C_v = 1,17$$

4.2. REPARTITION DE L'ECOULEMENT TEMPOREL

Cette repartition a été déterminée par analogie à partir des données inter-annuelles des observations de l'apport mensuel à la station de Fodda.

La repartition de l'apport de l'écoulement de fréquence 80% est calculée par la méthode de Ribkine-Forster

$$A_{80\%} = K_p \cdot \bar{A}$$

$$K_p = F_p \times C_v + 1 \text{ avec } F_p(P\%, C_s) = \frac{K_p - 1}{C_v}$$

$F_p = -0,841$ d'après la table de "Pearson"

D'où : $K_p = 0,51$

Tableau 7

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	Année
Apport $10^6 m^3$	00	2,46	3,86	7,62	13,26	13,70	10,58	7,86	4,46	1,2	00	00	65
%	00	3,8	5,9	11,7	20,4	21	16,30	12,20	6,80	1,90	00	00	100
Apport à $f=80\%$ $10^6 m^3$	00	1,25	1,97	3,88	6,77	6,99	5,40	4,00	2,27	0,61	00	00	33

4.3. CALCUL DE L'APPORT PAR LES FORMULES EMPIRIQUES

1) Formule de SAMIE

$$h = \bar{P}^2 (293 - 2,2\sqrt{S})$$

h: hauteur de la lame d'eau écoulee en [mm]

\bar{P} : Pluviométrie moyenne annuelle en [m]

S: Superficie du bassin versant en [km²]

Apport moyen annuel: $\bar{A} = h \times S$

2) Formule de TURC

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

$$D = \frac{\bar{P}}{\sqrt{0,9 + \frac{\bar{P}^2}{L^2}}} \quad \text{avec } L = 300 + 25T + 0,05T^3$$

D: déficit en [mm]

L: coefficient thermique

T: Température moyenne en [°C] ; T = 16°C

3) Formule Algérienne

$$h = \bar{P} (1 - 10^{-k\bar{P}^2}) \quad \text{avec } k = 0,18 - 0,01 \text{ Log } S$$

4) Formule de MALLET-GAUTHIER

$$h = 0,6 \bar{P} (1 - 10^{-0,36\bar{P}^2})$$

5) Formule de MEDINGER

$$h = \bar{P}^2 (240 - 1,4\sqrt{S})$$

6) Formule de l'INRH

$$\bar{A} = 0,513 \bar{P}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842}$$

D_d : Densité de drainage en $[Km/Km^2]$

$h = \frac{\bar{A}}{S}$: Lame d'eau écoulée

S : Superficie du bassin versant

Les résultats sont portés sur le tableau récapitulatif

Tableau 8

Methodes	Formulation Mathématique	Apport $A_i (M.m^3)$	Lame d'eau $h_i (mm)$
Samie	$h = \bar{P}^2 (293 - 2,2\sqrt{S})$	59,50	146,286
Turc	$h = \bar{P} - D$	66,27	157,42
Algerienne	$h = \bar{P} (1 - 10^{-K\bar{P}^2})$	58,00	137,76
M. Gauthier	$h = 0,6 \bar{P} (1 - 10^{-0,36\bar{P}^2})$	71,75	170,42
Medingier	$h = \bar{P}^2 (240 - 1,4\sqrt{S})$	50,70	120,42
INRH	$\bar{A} = 0,513 \bar{P}^{2,683} D_d^{0,5} S^{0,842}$	86,55	205,58
Moyenne Arithm	$(\sum A_i)/n$ et $(\sum h_i)/n$	65,46	155,48

En conclusion, on remarque que la valeur de l'apport donnée par la moyenne arithmétique des différentes formules empiriques est sensiblement égale à celle

trouvée par analogie sur la station de Fodda

4.4. CALCUL DU MODULE DE L'APPORT

$$M_0 = \frac{\bar{A}}{T \cdot S}$$

S: superficie du bassin versant en [km²]

$$S = 421 \text{ km}^2$$

T: temps en secondes

$$T = 31,56 \cdot 10^6 \text{ s}$$

\bar{A} : apport moyen annuel en Litres

M₀: module de l'apport en [l/s/km²]

$$M_0 = 4,89 \text{ l/s/km}^2$$

4.5. VARIABILITE DE L'APPORT

Les resultats de calcul des coefficients de variation "C_v" et d'asymétrie "C_s" par Les formules empiriques, Sont portés sur Le tableau suivant.

Tableau 9

Méthodes	Formules empiriques	C _v
UKRIVIPRO- -VODKHOZ	$C_v = \frac{0,70}{M_0^{0,125}}$	0,574
PRADIUM	$C_v = \frac{0,93}{M_0^{0,32}} \times K$	0,56
SKOLOVSKI-EL	$C_v = 0,78 - 0,291 \text{ Log } M_0$	0,58
Moyenne arithmétique	$\frac{\sum C_{vi}}{n}$	0,57

En conclusion, Les valeurs de "C_v" trouvées par les formules empiriques sont très proches à celle trouvée par la méthode de Rubkine-Forstar qui est basée sur des observations.

La norme de calcul est prise:

$$C_v = 0,583$$

$$C_s = 2 C_v = 1,17$$

II.5. PLUIE DE COURTE DUREE

Les pluies des 24 heures de fréquences décennales d'après les différentes études effectuées à D.E.M-R-H sont les suivantes.

Tableau 10

Stations	$P_{24} 10\%$ (mm)	Altitude (m)
AIN-DEFLA	59	70
BEN ZOUG-ZOUG	70	500
TARIK IBN-ZIAD	88	650
TENIET EL-HAD	80	1160
BOU NAAMA	90	1050
OUED FODDA	58	165
EL. ATTAF C.F.P.A	57	166

Les dépouillements des pluviogrammes de la Station de Touaibia (station se trouvant dans le bassin versant) ont donné une pluviométrie journalière Max:

$$\bar{P}_{J_{max}} = 36 \text{ mm}$$

Pour le calcul des précipitations journalières à différentes fréquences, nous avons appliqué la Loi de Gauss qui s'ajuste le mieux en régime océaniques et méditerranéens.

La formule s'écrit:

$$P_{24} \% = \frac{\bar{P}_{Jmax}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{u\sqrt{C_v^2 + 1}}$$

\bar{P}_{Jmax} : précipitation journalières moyenne en [mm]

C_v : coefficient de variation

u : Variable de Gauss

Tableau 11

Fréquence %	0,1	1	10
Période de retour (an)	1000	100	10
\bar{P}_{Jmax} (mm)	101	86	65

Nous avons obtenu les valeurs P_{24} heures pour le bassin versant de Touaibia, de période de retour 10 à 1000 ans.

Les averses de durée inférieure à 24 heures sont calculées par la formule de LICITRI

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

$B = 0,32$: intensité des pluies en Algérie

Interception, rétention,, montent à 11,5 mm.

L'infiltration pendant la première heure de l'averse s'élève à 2 mm et par la suite devient égale à 0,5 mm/h

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

Tableau 12

Calcul de la pluie efficace sur le bassin versant du barrage de Touaïbia

Durée de l'averse (h)	Ht / H24	Pluie superficielle Ht réelle (mm)			Deficit (mm)	Pluie efficace (mm)			Coefficient de ruissellement (Kr)		
		10%	1%	0,1%		10%	1%	0,1%	10%	1%	0,1%
		1	0,37	24		31	37	13,5	10,5	17,5	23,5
2	0,45	29	39	46	14	15	25	32	0,52	0,64	0,70
3	0,51	33	42	52	14,5	18,5	27,5	37,5	0,56	0,65	0,72
4	0,56	37	48	57	15	22	33	42	0,59	0,69	0,74
5	0,60	39	52	61	15,5	23,5	36,5	45,5	0,60	0,70	0,75
6	0,65	42	55	65	16	26	39	49	0,62	0,71	''
7	0,67	44	58	68	16,5	27,5	41,5	51,5	0,63	0,72	0,76
8	0,70	46	61	71	17	29	44	54	''	''	''
9	0,73	47	63	74	17,5	29,5	45,5	56,5	''	''	''
10	0,75	49	65	76	18	31	47	58	''	''	''
11	0,78	51	67	79	18,5	32,5	48,5	60,5	0,64	''	0,77
12	0,80	52	69	81	19	33	50	62	''	''	''
13	0,82	53	71	83	19,5	33,5	51,5	63,5	''	''	''
14	0,84	55	72	85	20	35	52	65	''	''	''
15	0,86	56	74	87	20,5	35,5	53,5	66,5	0,63	''	0,76
24	1,00	65	86	101	25	40	61	76	0,61	0,71	0,75

Intensité des pluies journalières à
différentes fréquences

Tableaux 13, 14, 15

I Fréquences : 0,1%

Temps (h)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	24
H _e (mm)	23,5	32	37,5	42	45,5	49	51,5	54	56,5	58	60,5	62	63,5	65	66,5	76
I _e (mm)	23,5	16	12,5	10,5	9,1	8,16	7,35	6,75	6,28	5,8	5,5	5,16	4,88	4,64	4,43	3,16

II Fréquences : 1%

Temps (h)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	24
H _e (mm)	17,5	25	27,5	33	36,5	39	41,5	44	45,5	47	48,5	50	51,5	52	53,5	61
I _e (mm)	17,5	12,5	9,16	8,25	7,3	6,5	5,92	5,5	5,05	4,7	4,409	4,16	3,96	3,71	3,56	2,54

III Fréquences : 10%

Temps (h)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	24
H _e (mm)	10,5	15	18,5	22	23,5	26	27,5	29	29,5	31	32,5	33	33,5	35	35,5	40
I _e (mm)	10,5	7,5	6,16	5,5	4,7	4,33	3,92	3,62	3,27	3,1	2,95	2,75	2,57	2,5	2,36	1,66

II.6. ETUDE DES CRUES

L'étude consiste à rechercher une estimation des débits de Crues de période de retour 10 à 1000 ans puis de rechercher l'hydrogramme type des crues exceptionnelles pour le dimensionnement des ouvrages. L'estimation des débits va être effectuée à partir des différentes méthodes empiriques, suivant les données d'observations disponibles.

6.1. DEBITS JOURNALIERS

* Méthode de SAMIE

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

P_j : précipitations maximales journalières de la fréquence considérée [mm]

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

S : surface du Bassin versant en [km²]

K_a : Coefficient d'amortissement de la crue

d'après SAMIE pour l'oued Zeddine: $K_a = 1$

Tableau 16

Fréquence %	10	1	0,1
$r/100$	0,6	0,7	0,8
P_j (mm)	65	86	101
Q_j (m ³ /s)	190	295	395

* Méthode de MALLET-GAUTIER

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

$$Q_{max}^{1\%} = 2K \text{ Log}(1+AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{1 - \text{Log} \frac{T^4}{S}}$$

K et A; coefficients qui dépendent de la topographie du bassin versant.

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

P: pluie moyenne annuelle en [mm]

L: longueur du bassin versant en [Km]

S: surface du bassin versant en [Km²]

T: période de retour en [années]

Pour le calcul nous prenons:

$$K=2 ; A=25 ; S=421 \text{ Km}^2 ; L=41 \text{ Km} ; P=755 \text{ mm}$$

$$T=100 \text{ ans}$$

$$Q_{max}^{1\%} = 860 \text{ m}^3/\text{s}$$

* Méthode de SKOLOVSKI

$$Q_{max} = \frac{0,28 \cdot H_t \cdot S \cdot a \cdot F}{T_m}$$

H_t : précipitation pour une averse de durée T en [mm]

S : surface du bassin versant en [Km²]

T_m : temps de montée en [heures]

F : Coefficient de forme de l'hydrogramme F = 0,95

a : Coefficient de la crue

$$a = \frac{\text{Précipitation}}{\text{Lame. écoulee}}$$

Tableau 17

Fréquence %	10	1	0,1
Φ_{max} m ³ /s	560	865	1160

* Méthode de l'hydrogramme Synthétique

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

$$\Phi = \frac{1}{3,6} \cdot S \cdot Kr \cdot It$$

S: Surface du bassin versant débitant au site à l'instant considéré en [Km²]

Kr: Coefficient de ruissellement

It: Intensité max moyenne (T = 7,80 h)

La D.E.M.R.H a utilisé cette méthode pour l'étude des crues de Zeddine. et au terme de cette étude, elle a aboutit aux résultats suivants

Tableau 18

Crues	Débits max
Décennale	350 m ³ /s
Centennale	800 m ³ /s
Millénaire	1300 m ³ /s



6.2. DEBITS INSTANTANES

Pour estimer des débits max de crue, nous nous basons sur le principe qu'à un débit moyen journalier de fréquence de dépassement donnée correspond un débit max de même fréquence de dépassement.

Ainsi sur toutes les crues enregistrées sur la période des mesures disponibles, nous allons évaluer le rapport du débit max au débit journalier correspondant.

$$C = \frac{Q_{max}}{Q_j}$$

Vu le nombre insuffisant des crues enregistrées sur le bassin de Zeddine, il n'a pas été possible de trouver une relation caractéristique.

Nous nous sommes arrêtés à la valeur de "C" de la plus forte crue:

$$C = \frac{Q_{max}}{Q_j} = 2,16$$

* Débits de crues instantanés

$$Q_{max} = C \times Q_j = 2,16 \times Q_j$$

Tableau 19

Fréquence %	10	1	0,1
Q_{max} m ³ /s	410	637	855

Tableau 20 récapitulatif resumant Les débits maximaux donnés par Les différentes méthodes

Fréquences	%	10	1	0,1
Selon Les debits journaliers de crue	m ³ /s	410	637	855
Selon La formule de MALLET-GAUTIER	m ³ /s	/	860	/
Selon La formule de SKOLOVSKI	m ³ /s	560	865	1160
Méthode de L'hydrogramme Synthétique	m ³ /s	350	800	1300
Moyenne	m ³ /s	440	790	1105
Valeurs retenues	m ³ /s	350	800	1300
Apport spécifique	m ³ /s/km ²	0,83	1,9	3,1

Nous estimons que Les débits de crues donnés par La. D.E.M.R.H sont Les plus justes. Ces valeurs existent sur La note officielle donnée par La D.E.M.R.H

6.3. CALCUL DU VOLUME DE CRUE

Pour calculer le volume de crue de l'écoulement d'après les précipitations journalières max, nous sommes servi de la recommandation de Skolovsk pour déterminer la durée de précipitation en fonction du temps de montée.

La durée de précipitation est égale à 8 heures (correspondant au temps de concentration)

Les volumes d'écoulement aux différentes fréquences sont calculés par la formule suivante:

$$V = Q_{max} \% \times t_m$$

$Q_{max} \%$: débit max journalier en $[m^3/s]$

t_m : temps de montée égal au temps de concentration

$$t_m = 8 \text{ heures}$$

Les résultats sont portés au tableau suivant:

Tableau 21

Fréquences %	0,1	1	10
VOLUME $10^6 m^3$	37,44	23,04	10,08

6.4. HYDROGRAMMES DES CRUES

Pour la détermination de l'hydrogramme type des crues de Zeddine et en l'absence des données d'observations, nous avons utilisé la recommandation de SKOLOVSKI, qui consiste à déterminer l'hydrogramme des crues par les courbes paraboliques d'équations:

- Pour la crue:

$$Q_x = Q_{\max} \% (x/t_1)^m$$

- Pour la décrue:

$$Q_z = Q_{\max} \% (t_2 - z)^n / (t_2)^n$$

Q_x : débit de la crue en "x" heures à partir de la crue

Q_z : débit de la décrue

$Q_{\max} \%$: débit max

t_1 : temps de montée (en heures), pris égal au temps de concentration calculé par la formule de

GIANDOTTI: $t_1 = 7,8h \approx 8h$

t_2 : temps de décrue, $t_2 = t_1 \times K$

$K = 2$ d'après la recommandation de SKOLOVSKI

Z : temps après la crue max

Les coefficients "m" et "n" sont pris égaux respectivement

à: 2 et 3 d'après l'auteur

$m = 2$

$n = 2$

$t_1 = 8h$

$t_2 = 16h$

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

Méthode de SKOLOVSKI

Tableau 22

Heures	Q_i/Q_{max}	$Q_{0,1\%}$	$Q_{1\%}$	$Q_{10\%}$	Heures	Q_i/Q_{max}	$Q_{0,1\%}$	$Q_{1\%}$	$Q_{10\%}$
1	0,016	21	13	6	13	0,32	416	256	112
2	0,06	78	48	21	14	0,24	312	192	84
3	0,14	182	112	49	15	0,18	234	144	63
4	0,25	325	200	87	16	0,125	163	100	44
5	0,39	507	312	137	17	0,083	100	66	29
6	0,56	728	448	196	18	0,053	69	42	19
7	0,76	988	608	266	19	0,031	40	25	11
8	1	1300	800	350	20	0,016	20	13	6
9	0,82	1066	656	287	21	0,0066	9	5	2
10	0,67	871	536	235	22	0,0020	3	2	0,70
11	0,53	689	424	186	23	0,00024	0,32	0,20	0,08
12	0,42	546	336	147	24	000	00	00	00

II.7. CARACTERISTIQUES VOLUMETRIQUES DE LA RETENUE

7.1. Variation du volume et de la surface en fonction de la hauteur

La détermination de la capacité de la retenue dépend essentiellement de la hauteur de surélévation du plan d'eau et de la topographie du site.

Pour ce calcul, des méthodes graphiques et grapho-analytiques ont été utilisées.

Les surfaces submergées ont été calculées par planimétrie sur chaque courbe de niveau à partir du NLR = 333 m jusqu'à la cote 400 m sur une carte topographique de la cuvette et du site.

Les volumes ont été déterminés par la formule:

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

Le premier volume est pris comme un volume d'un prisme:

$$V_i = \frac{S_i H_i}{3}$$

avec:

V_i : Volume de la couche

S_i : Surface correspondante à chaque courbe de niveau.

i : indice de la courbe

H : hauteur de la couche

Les résultats sont portés sur le tableau suivant

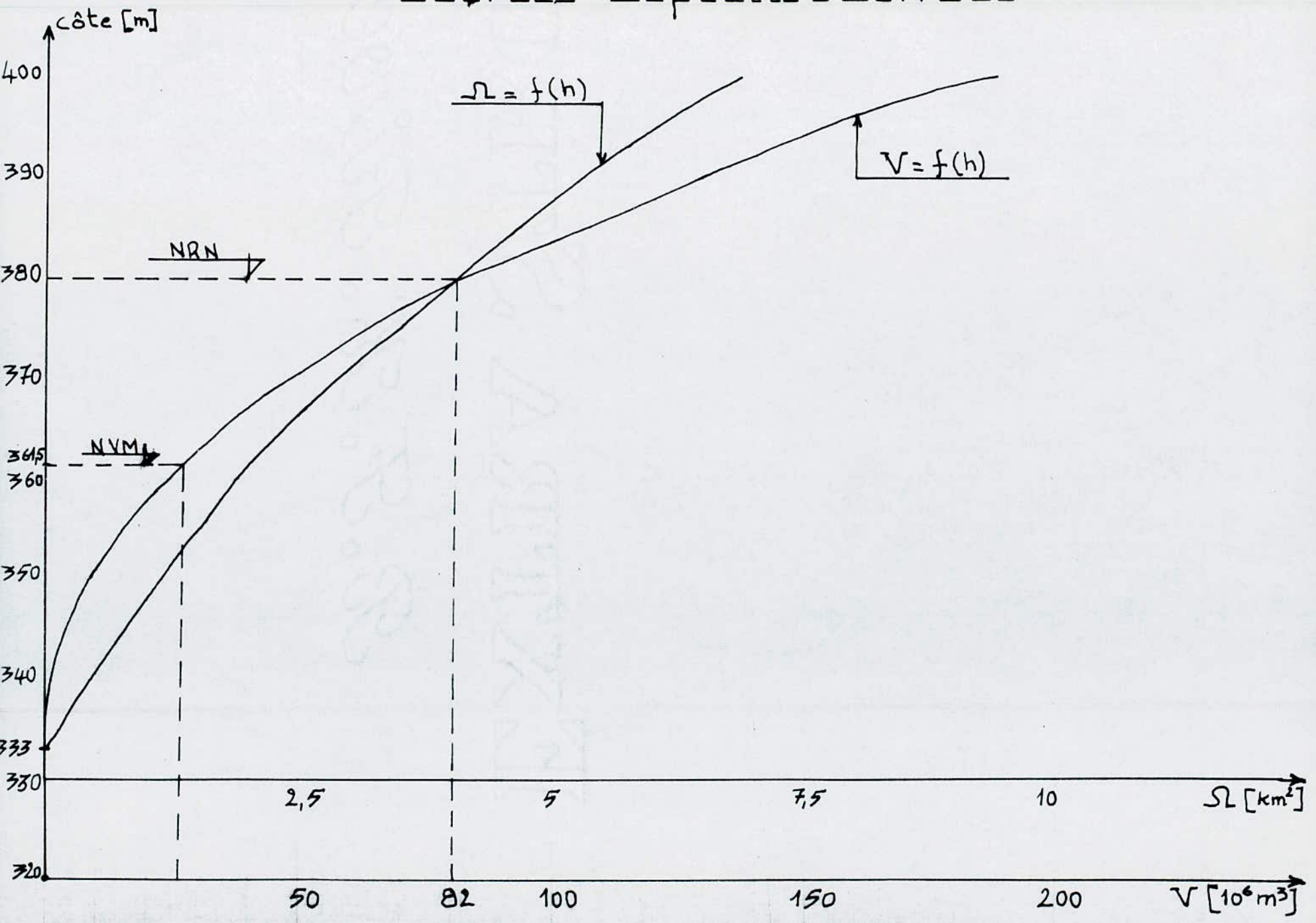
ce qui nous permettra de tracer les courbes

$V = f(h)$ et $S = f(h)$

Tableau 23

Côte (m)	Profondeur (m)	Surface Km^2		H (m)	Indice i	VOLUME $10^6 m^3$	
		Ω_H	Ω_m			V_i	V_h
333	00	00	00				
340	7	0,437	0,1455	7	1	1,019	1,019
345	12	0,812	0,614	5	2	3,074	4,093
350	17	1,125	0,964	5	3	4,821	8,914
355	22	1,562	1,337	5	4	6,687	15,601
360	27	1,875	1,717	5	5	8,589	24,19
365	32	2,375	2,12	5	6	10,605	34,79
370	37	2,875	2,621	5	7	13,105	47,895
375	42	3,437	3,151	5	8	15,759	63,654
380	47	4,062	3,745	5	9	18,725	82,379
385	52	4,687	4,370	5	10	21,853	104,232
390	57	5,25	4,757	5	11	23,787	128,019
395	62	6,00	5,62	5	12	28,104	156,029
400	67	6,812	6,40	5	13	32,008	188,03

Courbes Capacité - Surface



7.2.1. TRANSPORT SOLIDE

Pour estimer les débits solides, nous nous sommes rattachés à l'étude D.E.M.R.H N° 13-12/04 et au terme de cette étude, un graphique donnant les valeurs des débits solides en fonction de la densité de drainage a été établi. Ceci nous a permis d'estimer un débit solide pour l'oued de Zeddine compris entre 2500 et 3000 t/km²/an.

Avec une garde d'envasement de 30 ans la taux d'abrasion est donc:

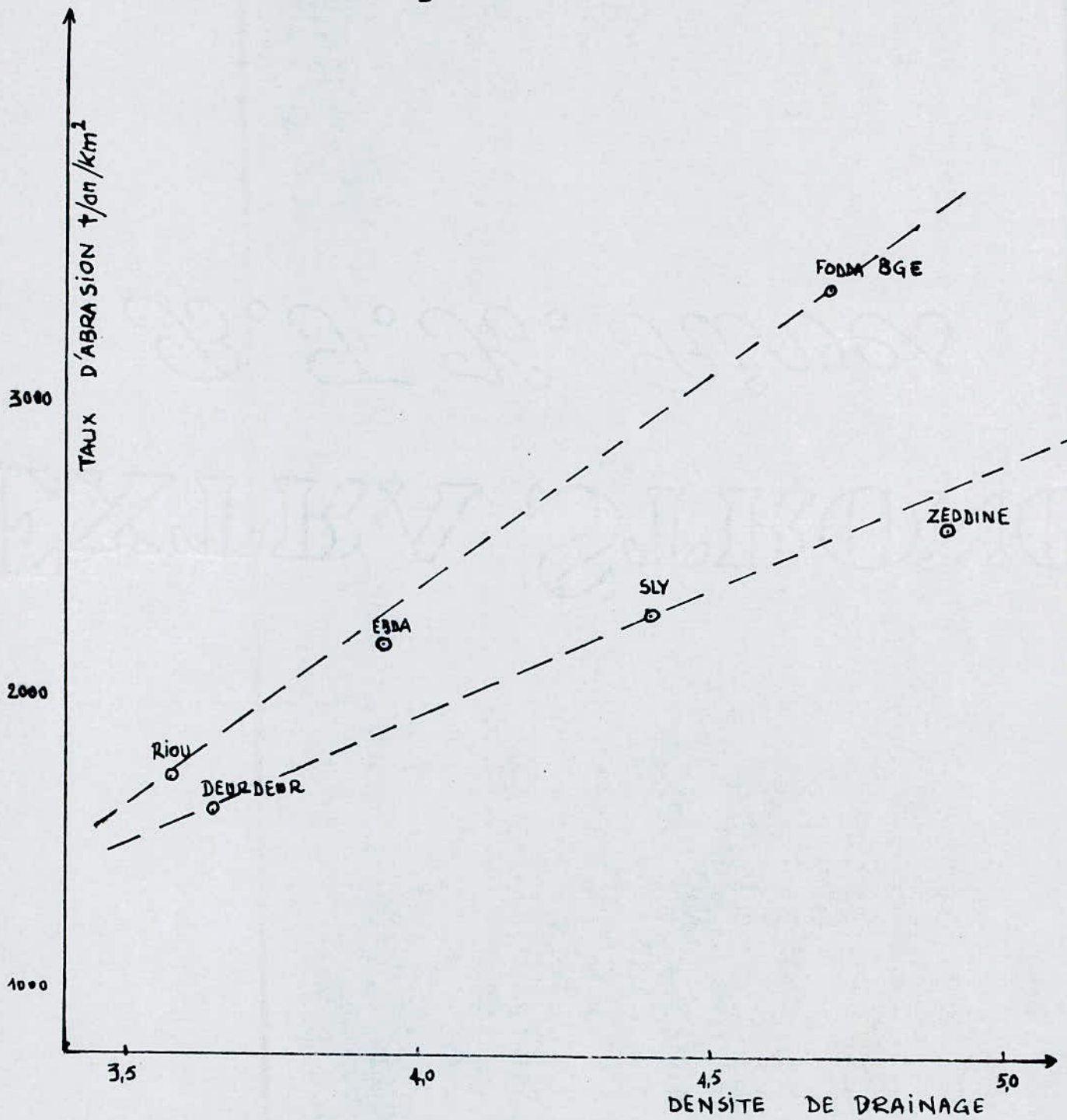
$$T_a = 2500 \text{ t/km}^2/\text{an.}$$

7.2.2. ENVASEMENT

L'envasement constitue la partie de la retenue contenant les matériaux solides transportés par charriage, et pour des conditions sanitaires évidentes, elle n'est pas utilisée sur une période de 30 ans = T, l'évolution de l'envasement sera donnée par la valeur du volume d'envasement appelé aussi volume mort qui sera calculé par la formule suivante:

$$V_m = \frac{W \cdot S \cdot T}{\gamma_p}$$

Débits solides en fonction de la densité de drainage.



V_m : VOLUME mort en ($10^6 m^3$)

W : Taux d'abrasion = $2500 t/km^2/an$

T : durée de vie de la retenue = 30 ans

γ_p : poids spécifique d'alluvions = $1,2 t/m^3$

d'où $V_m = 27 M m^3$

La retenue ne peut être exploitée sous une correspondante à V_m .

$h = 28,5 m$

$NVM = 361,5 m$

7.31-VOLUME UTILE

La pointe des besoins en eau pour l'irrigation et les pertes dues à l'infiltration et l'évaporation sont les paramètres qui, étudiés à plusieurs taux de régularisation

(60, 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95)% permettent de déterminer le volume utile et par conséquent le niveau de la retenue correspondant au taux optimal de régularisation

7.3.2 INFILTRATION

L'infiltration est estimée relativement faible en raison de la très faible perméabilité des matériaux constituant le site de la retenue

7.3.3 REGULARISATION

Le taux optimal de régularisation est déterminé à partir de la variation du niveau d'eau pendant l'année en fonction des besoins. Il est déduit après une régularisation faite à plusieurs taux (60, 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95) %

Le volume des besoins ajouté à l'infiltration et l'évaporation constitue le déficit qui, diminué de l'apport donne le volume dans la retenue qui varie en fonction de la variation des apports et des besoins au cours de l'année.

PROCEDE DE CALCUL

Taux de régularisation : $T_x = 60\%$

- Apport utilisable = $A \cdot T_x = 65 \cdot 10^6 \frac{60}{100} = 39 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

- Volume utilisé par hectare

$$0,45 \times 184 \times 24 \times 3600 = 7,15 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{ha}$$

0,45 = Dose d'irrigation (l/s/ha)

184 = 6 mois ; on suppose que l'irrigation se fait du mois de mai au mois d'octobre ; (période de faible pluviosité)

- Surface irriguée = $\frac{\text{App. utilisable}}{\text{V. util / ha}}$
 $\frac{39 \cdot 10^6}{7,15 \cdot 10^3} = 5455 \text{ ha}$

- Volume des besoins pour l'irrigation

$$V_B = \frac{\text{App. util}}{6} = 6,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$$

Taux de régularisation : $T_x = 65\%$

- Apport utilisable = $A \cdot T_x = 42,25 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

- Volume utilisable par hectare = $7,15 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{ha}$

- Surface irriguée = $\frac{\text{App. util}}{\text{V. util / ha}} = 5909 \text{ ha}$

- Volume des besoins pour l'irrigation

$$V_B = 7,04 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$$

Taux de régularisation : $T_x = 70\%$

- Apport utilisable = $A \cdot T_x = 45,50 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

- Volume utilisable/ha = $7,15 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{ha}$

- Surface irriguée = 6363 ha

- Volume des besoins pour l'irrigation :

$V_B = 7,58 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$

Taux de régularisation : $T_x = 75\%$

- Apport utilisable = $A \cdot T_x = 48,75 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

- Volume utilisable/ha = $7,15 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{ha}$

- Surface irriguée = 6818 ha

- Volume des besoins pour l'irrigation :

$V_B = 8,12 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$

Taux de régularisation : $T_x = 80\%$

- Apport utilisable = $A \cdot T_x = 52 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

- Volume utilisable/ha = $7,15 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{ha}$

- Surface irriguée = 7273 ha

- Volume des besoins pour l'irrigation :

$V_B = 8,66 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$

Taux de régularisation: $T_x = 85\%$

- Apport utilisable = $A \cdot T_x = 55,25 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
- Volume utilisable/ha = $7,15 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{ha}$
- Surface irriguée = 7727 ha
- Volume des besoins pour l'irrigation.
 $V_B = 9,21 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$

Taux de régularisation: $T_x = 90\%$

- Apport utilisable = $A \cdot T_x = 58,50 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
- Volume utilisable/ha = $7,15 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{ha}$
- Surface irriguée = 8182 ha
- Volume des besoins pour l'irrigation.
 $V_B = 9,75 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$

Taux de régularisation: $T_x = 95\%$

- Apport utilisable = $A \cdot T_x = 61,75 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
- Volume utilisable/ha = $7,15 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{ha}$
- Surface irriguée = 8636 ha
- Volume des besoins pour l'irrigation
 $V_B = 10,30 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$

Les besoins de l'irrigation sont pris homogènes pendant les six (06) mois de faible pluviométrie

Taux 60%

⇒ V. utilisable (par mois)
= $6,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$

Mois	Apport Mensuel 10^6 m^3	Surface Moyenne $S_i \text{ km}^2$	Évapo- ration $E_i \text{ m}$	V. Évap m^3	V_B 10^6 m^3	Σ des Partes	ΔV 10^6 m^3	V. Filz du mois 10^6 m^3	Côtes m
N	3,86	1,50	0,054	0,081	-	0,081	3,779	30,779	363,00
D	7,62	2,38	0,043	0,102	-	0,102	7,518	38,297	366,50
J	13,26	2,82	0,039	0,109	-	0,109	13,151	51,448	371,00
F	13,70	3,69	0,047	0,173	-	0,173	13,527	64,975	375,50
M	10,58	4,02	0,074	0,297	-	0,297	10,283	75,258	378,50
A	7,86	4,20	0,096	0,403	-	0,403	7,457	82,715	380,00
M	4,46	4,30	0,145	0,625	6,5	7,125	-2,665	80,05	379,50
J	1,2	4,15	0,184	0,763	6,5	7,263	-6,063	73,987	378,00
J	00	4,00	0,25	1	6,5	7,5	-7,5	66,487	376,00
A	00	3,77	0,235	0,886	6,5	7,38	-7,38	59,107	373,50
S	00	3,55	0,172	0,61	6,5	7,11	-7,11	51,997	371,00
O	2,46	3,45	0,091	0,314	6,5	6,814	-4,354	47,647	369,50

Taux 65%

$$\implies V_{\text{utilisable}} (\text{Par mois}) = 7,04 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$$

Mois	Apport Mensuel 10^6 m^3	Surface Moyenne $S; \text{Km}^2$	Evapo- -ration $E; \text{m}$	$V \cdot \text{Evap}$ m^3	V_B 10^6 m^3	Σ des pertes	ΔV 10^6 m^3	V_{Fin} du mois 10^6 m^3	Côtes m
N	3,86	1,50	0,054	0,081	-	0,081	3,779	30,779	363,00
D	7,62	2,38	0,043	0,1023	-	0,1023	7,518	38,297	366,50
J	13,26	2,82	0,039	0,109	-	0,109	13,151	51,448	371,00
F	13,70	3,69	0,047	0,173	-	0,173	13,527	64,975	375,50
M	10,58	4,02	0,074	0,297	-	0,297	10,283	75,258	378,50
A	7,86	4,20	0,096	0,403	-	0,403	7,457	82,715	380,00
M	4,46	4,30	0,145	0,625	7,04	7,665	-3,205	79,51	379,25
J	1,20	4,12	0,184	0,758	7,04	7,798	-6,598	72,911	377,50
J	00	4,02	0,25	1,005	7,04	8,045	-8,045	64,866	375,50
A	00	3,67	0,236	0,862	7,04	7,90	-7,90	56,963	372,50
S	00	3,25	0,172	0,559	7,04	7,599	-7,599	49,364	370,00
O	2,46	3,30	0,091	0,300	7,04	7,340	-4,88	44,483	368,50

Taux 70%

⇒ V: utilisable (Par mois)
= $7,58 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$

Mois	Apport mensuel 10^6 m^3	Surface Moyenne $S; \text{ km}^2$	Evapo-ration $E; \text{ m}$	V. Evap m^3	V_B 10^6 m^3	Σ des pertes	ΔV 10^6 m^3	V. Fin du mois 10^6 m^3	Côtes m
N	3,86	1,50	0,054	0,081	-	0,081	3,779	30,779	363,00
D	7,62	2,38	0,043	0,1023	-	0,1023	7,518	38,297	366,50
J	13,26	2,82	0,039	0,109	-	0,109	13,151	51,448	371,00
F	13,70	3,69	0,047	0,173	-	0,173	13,527	64,975	375,50
M	10,58	4,02	0,074	0,293	-	0,293	10,283	75,258	378,50
A	7,86	4,20	0,096	0,403	-	0,403	7,457	82,715	380,00
M	4,46	4,30	0,145	0,625	7,58	8,205	-3,745	78,97	379,25
J	1,2	4,17	0,184	0,767	7,58	8,317	-7,147	71,82	377,50
J	00	4,00	0,250	1	7,58	8,58	-8,58	63,24	375,00
A	00	3,60	0,235	0,846	7,58	8,426	-8,426	54,814	372,00
S	00	3,38	0,172	0,581	7,58	8,161	-8,161	46,652	369,00
O	2,46	3,10	0,091	0,282	7,58	7,862	-5,402	41,250	367,50

Taux 75%

$$\implies V. \text{ utilisable (Par mois)} = 8,12 \cdot 10^6 \text{ m}^3 / \text{mois}$$

Mois	Apport Mensuel 10^6 m^3	Surface Moyenne S, km^2	Evaporation E, m	V. Evap m^3	V_B 10^6 m^3	Σ des pertes	ΔV 10^6 m^3	V. Fin du mois 10^6 m^3	Côtes m
N	3,86	1,50	0,054	0,081	-	0,081	3,779	30,779	363,00
D	7,62	2,38	0,043	0,1023	-	0,1023	7,518	38,297	366,50
J	13,26	2,82	0,039	0,109	-	0,109	13,151	51,448	371,00
F	13,70	3,69	0,047	0,173	-	0,173	13,522	64,975	375,50
M	10,58	4,02	0,074	0,293	-	0,293	10,283	75,258	378,00
A	7,86	4,20	0,096	0,403	-	0,403	7,457	82,715	380,00
M	4,46	4,30	0,145	0,625	8,12	8,745	-4,285	78,43	379,00
J	1,2	4,10	0,184	0,754	8,12	8,874	-7,674	70,755	377,25
J	00	3,95	0,250	0,987	8,12	9,107	-9,107	61,647	374,25
A	00	3,52	0,255	0,827	8,12	8,947	-8,947	52,699	371,25
S	00	3,32	0,172	0,579	8,12	8,691	-8,691	44,007	368,50
O	2,46	3,12	0,091	0,284	8,12	8,403	-5,943	38,063	366,00

Taux 80%

⇒ V : utilisable (par mois)
 $= 8,66 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$

Mois	Apport mensuel 10^6 m^3	Surface Moyenne $S; \text{ km}^2$	Evaporation $E; \text{ m}$	V. Evap m^3	V_B 10^6 m^3	Σ des pertes	ΔV 10^6 m^3	V. Fin du mois 10^6 m^3	Côtes m
N	3,86	1,50	0,054	0,081	—	0,081	3,779	30,779	363,00
D	7,62	2,38	0,043	0,1023	—	0,1023	7,518	38,297	366,50
J	13,26	2,82	0,039	0,109	—	0,109	13,151	51,448	371,00
F	13,70	3,69	0,047	0,173	—	0,173	13,527	64,975	375,50
M	10,58	4,02	0,074	0,293	—	0,293	10,283	75,258	378,50
A	7,86	4,20	0,096	0,403	—	0,403	7,457	82,715	380,00
M	4,46	4,30	0,145	0,625	8,66	9,285	-4,825	77,89	378,75
J	1,2	4,12	0,184	0,758	8,66	9,418	-8,218	69,672	377,00
J	00	3,94	0,250	0,985	8,66	9,645	-9,645	60,027	373,75
A	00	3,50	0,235	0,822	8,66	9,482	-9,482	50,544	370,75
S	00	3,22	0,172	0,553	8,66	9,213	-9,213	41,33	367,25
O	2,46	2,98	0,091	0,271	8,66	8,931	-6,471	34,859	365,00

Taux 85%

⇒ V. utilisable (par mois)
= $9,21 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$

Mois	Apport Mensuel 10^6 m^3	Surface Moyenne $S; \text{ km}^2$	Evapo- -ration $E; \text{ m}$	V. Evap m^3	V_B 10^6 m^3	Σ des pertes	ΔV 10^6 m^3	V. Fin du mois 10^6 m^3	Côtes m
N	3,86	1,50	0,054	0,081	—	0,081	3,779	30,779	363,00
D	7,62	2,38	0,043	0,1023	—	0,1023	7,518	38,297	366,50
J	13,26	2,82	0,039	0,109	—	0,109	13,151	51,448	371,00
F	13,70	3,69	0,047	0,173	—	0,173	13,527	64,975	375,50
M	10,58	4,02	0,074	0,293	—	0,293	10,283	75,258	378,50
A	7,86	4,20	0,096	0,403	—	0,403	7,457	82,715	380,00
M	4,46	4,30	0,145	0,625	9,21	9,835	-5,375	77,34	378,75
J	1,2	4,10	0,184	0,754	9,21	9,964	-8,764	68,57	376,75
J	00	3,92	0,250	0,98	9,21	10,19	-10,19	58,38	373,00
A	00	3,44	0,235	0,808	9,21	10,018	-10,018	48,36	370,00
S	00	3,18	0,172	0,546	9,21	9,666	-9,666	38,69	366,50
O	2,46	2,68	0,091	0,243	9,21	9,453	-6,993	31,696	363,50

Taux 90%

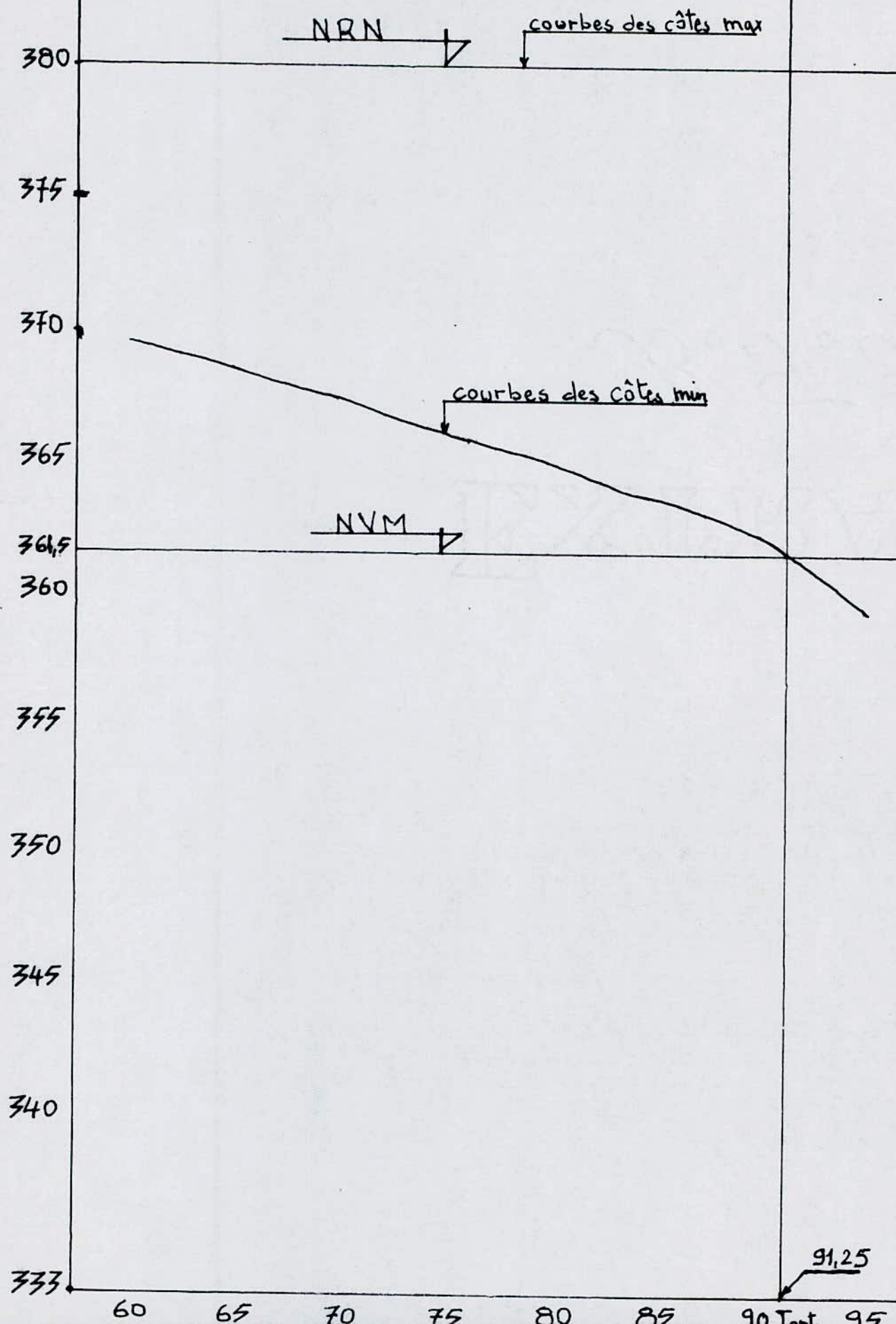
⇒ V utilisable (Par mois)
 $= 9,75 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$

Mois	Apport Mensuel 10^6 m^3	Surface Moyenne $S; \text{ km}^2$	Evapo-ration $E; \text{ m}$	V . Evap m^3	V_B 10^6 m^3	Σ des pertes	ΔV 10^6 m^3	V . Fin du mois 10^6 m^3	Côtes m
N	3,86	1,50	0,054	0,081	-	0,081	3,779	30,779	363,00
D	7,62	2,38	0,043	0,1023	-	0,1023	7,518	38,297	366,50
J	13,26	2,82	0,039	0,109	-	0,109	13,151	51,448	371,00
F	13,70	3,69	0,047	0,173	-	0,173	13,527	64,975	375,50
M	10,58	4,02	0,074	0,293	-	0,293	10,283	75,258	378,50
A	7,86	4,20	0,096	0,403	-	0,403	7,457	82,715	380,00
M	4,46	4,30	0,145	0,625	9,75	10,375	-5,915	76,80	378,50
J	1,2	4,10	0,184	0,754	9,75	10,50	-9,304	67,495	376,25
J	00	3,95	0,250	0,987	9,75	10,737	-10,737	56,758	372,75
A	00	3,40	0,235	0,799	9,75	10,549	-10,549	46,209	369,00
S	00	3,04	0,172	0,525	9,75	10,275	-10,275	35,934	365,50
O	2,46	2,58	0,091	0,234	9,75	9,984	-7,524	28,409	362,25

Taux 95%

$$\implies V_{\text{utilisable}} \text{ (Par mois)} = 10,30 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{mois}$$

Mois	Apport Mensuel 10^6 m^3	Surface Moyenne $S; \text{ km}^2$	Evapo-ration $E; \text{ m}$	$V_{\text{Evap}} \text{ m}^3$	$V_{\text{B}} \text{ } 10^6 \text{ m}^3$	Σ des pertes	$\Delta V \text{ } 10^6 \text{ m}^3$	$V_{\text{Fiz}} \text{ climois } 10^6 \text{ m}^3$	Côtes m
N	3,86	1,50	0,054	0,081	-	0,081	3,779	30,779	363,00
D	7,62	2,38	0,045	0,1023	-	0,1023	7,518	38,297	366,50
J	13,26	2,82	0,039	0,109	-	0,109	13,151	51,448	371,00
F	13,70	3,69	0,047	0,173	-	0,173	13,527	64,975	375,50
M	10,58	4,02	0,074	0,293	-	0,293	10,283	75,258	378,50
A	7,86	4,20	0,096	0,403	-	0,403	7,457	82,715	380,00
M	4,46	4,30	0,145	0,625	10,30	10,925	-6,465	76,25	378,50
J	1,20	4,08	0,184	0,75	10,30	11,05	-9,85	66,399	376,00
J	00	3,66	0,250	0,915	10,30	11,215	-11,215	55,184	372,00
A	00	3,48	0,255	0,817	10,30	11,117	-11,117	44,066	368,50
S	00	3,02	0,172	0,519	10,30	10,819	-10,819	33,246	364,00
O	2,46	2,50	0,091	0,227	10,30	10,527	-8,067	25,178	360,50



La retenue ne pourra pas être exploitée
sous la cote 361,5 m (NVM) et au delà
de 380 m (cote max) Le Taux de
régularisation optimal y correspondant

est: $T_x = 91,5\%$ d'où Le volume de retenue
 $V_R = 82 \cdot 10^6 \text{ m}^3 \longrightarrow \text{NNR} = 380 \text{ m}$

II-8-LAMINAGE DES CRUES

Le dimensionnement de la digue et de l'évacuateur dépend essentiellement de la pointe de la crue afin d'assurer au 1^{er} lieu la sécurité des ouvrages et se prémunir contre les conséquences catastrophiques de leur submersion, tel est le but du laminage de crue.

8-1-CHOIX DE LA CRUE DU PROJET

On a considéré une crue de 1300 m³/s. Cette valeur correspond à celle de la crue de fréquence millénaire; pour se garder contre des risques de sous-estimation de la crue, on a jugé utile de ne pas prendre en compte, pour le dimensionnement des ouvrages, l'amortissement offert par la retenue;

Pour protéger la digue contre des crues plus exceptionnelles vu la connaissance malgré tout imprécise des crues de Zeddine

8-1-1-DETERMINATION DE LA HAUTEUR DE LA LAME DEVERSANTE

ET LA LONGUEUR DU DEVERSOIR:

Méthode de CREAGER

Elle consiste à tracer la courbe $V=f(h)$ à partir

de la cote normale ainsi que les courbes $V + \frac{\nabla V}{2}$ et $V - \frac{\nabla V}{2}$ avec une longueur du déversoir déjà choisie.

On fait correspondre à une hauteur de déversement, un débit laminé par intersection avec la courbe des volumes.

On a choisi la longueur déversante du déversoir de surface à seuil libre $L = 100m$

$$Q = m L \sqrt{2g} \cdot H_d^{3/2} \quad [m^3/s]$$

m: coef de correction du débit: $m = 0,4 \div 0,5$

nous avons pris $m = 0,5$

L: longueur du déversoir [m]

H_d : hauteur de la lame déversante
(charge hydraulique) [m]

Q: débit évacué ou débit sortant

Nous traçons la courbe théorique $Q_{sort} = f(H_d)$ en donnant à H_d des valeurs arbitraires, puis nous calculons le volume déversé pendant l'intervalle de temps $\Delta t = 1.h$

Tableau 24

hd	m	Q_d	m^3/s	$Q_d/2$	m^3/s	$\nabla V = Q_d/2 \cdot \Delta t$	$10^6 m^3$
1		221,472		110,736		0,398	
2		626,417		313,202		1,1275	
3		1150,802		575,401		2,071	
4		1771,76		885,888		3,1894	
5		2476,132		1238,066		4,457	

Tableau 25

T (h)	Q_{an} (m ³ /s)	Δt (h)	ΔV (10 ⁶ m ³)	Charg H _(m)	Q_{sor} (m ³ /s) ^{10³}
1	21	—	—	—	—
2	78	1 - 2	0,1782	—	—
3	182	2 - 3	0,4680	—	—
4	325	3 - 4	0,9126	0,12	0,0166
5	507	4 - 5	1,4976	0,26	0,033
6	728	5 - 6	2,223	0,58	0,083
7	988	6 - 7	3,088	1,08	0,233
8	1300	7 - 8	4,184	1,84	0,55
9	1600	8 - 9	4,2588	2,42	0,883
10	871	9 - 10	3,4866	2,76	1,05
11	689	10 - 11	2,808	3,00	1,216
12	546	11 - 12	2,223	2,96	1,166
13	416	12 - 13	1,7316	2,76	1,05
14	312	13 - 14	1,3104	2,56	0,95
15	234	14 - 15	0,9828	2,32	0,816
16	163	15 - 16	0,7146	2,12	0,716
17	158	16 - 17	0,5778	1,88	0,566
18	69	17 - 18	0,4085	1,66	0,466
19	40	18 - 19	0,1962	1,42	0,366
20	20	19 - 20	0,108	—	—
21	9	20 - 21	0,0522	—	—

En observant l'évolution de la lame d'eau pendant le temps global de la crue, nous estimons que le niveau max probable, atteindra la cote 383m correspondante, à une hauteur de déversement $H_d = 3m$ et un débit laminé de $1216 m^3/s$. Rappelons que le débit entrant est de $1300 m^3/s$. (voir planche N°1)

8-2 CRUE DES TRAVAUX

En ce qui concerne la crue des travaux, les conséquences catastrophiques à l'aval qui entraînerait un déversement des eaux sur le barrage en construction conduisent à protéger le chantier contre des crues de faible probabilité, donc il faut se prémunir au courant des travaux contre une crue centennale ($800 m^3/s$ débit de pointe) avec de surcroît, l'amortissement offert par le batardeau n'écrite pas sa pointe au dessous de celle de la crue décennale soit $350 m^3/s$. Ces valeurs seront évidemment à revoir si les études hydrologiques ultérieures en montreraient la nécessité.

III ETUDE GEOLOGIQUE ET TECHNIQUE DE L'OUVRAGE

- 1- GEOLOGIE DU SITE
- 2- CONCEPTION DU BARRAGE
- 3- RESEAU D'ECOULEMENT
- 4- ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS

1-1 GÉOLOGIE DU SITE

La géologie du site étant relativement simple dans ses grandes lignes. Par contre il est nécessaire d'avoir un aperçu sur la géologie régionale pour interpréter les quatre (04) sondages qui ont été exécutés.

Il a été constaté qu'il existe trois (03) terrasses d'alluvions bien individualisées et des lambeaux de hautes terrasses.

Dans la région intéressée, un seul faciès apparaît. C'est le faciès Flysch typique de l'Albier inférieur. Cette série est composée d'une alternance de marnes schisteuses verdâtres ou noires et de grès quartzites verdâtres ou roux en petits bancs de l'ordre du décimètre, à joints très ondulés.

On trouve également des marnes gréseuses en petits bancs. Des bancs de grès grossiers roux plus épais peuvent s'intercaler, mais ils sont toujours lenticulaires à grande échelle.

1-2 TECTONIQUE RÉGIONALE

La région de Touaibia se trouve située dans le complexe "A", c'est à dire entre les terrains autochtones et l'ensemble des nappes venant du nord (nappe de Charriages) ce complexe "A" qui peut être appelé

Complexe "Para-autochtone" est caractérisé :

- Stratigraphiquement par l'abondance de terrains anti cénomaniens
- Au point de vue tectonique par l'existence de vastes compartiments à structure simple qui sont toujours limités par des contacts anormaux jalonnés de trias ou posés anormalement sur des terrains plus récents. Cependant ces panneaux monoclinaux très tranquilles ont subi le contre-coup des chevauchements venant du nord et sont affectés par des zones mylonitisées tangentielles de direction analogue à la direction des couches et de pendage légèrement supérieur à celle-ci.

Cette hypothèse permet d'interpréter les failles des sondages SZ₁, SZ₂, SZ₃, et SZ₄.

Le site et la cuvette du barrage de Touaibia se trouvent dans un des compartiments monoclinaux d'âge albien inférieur. Les couches étant orientées W-S-W-E.N.E. Ce compartiment est limité au nord et à l'ouest par des accidents chevauchants injectés de trias qui mettent en contact le Flysch-albien avec le Barremien aptien et le crétacé supérieur.

Tous ces accidents majeurs semblent n'affecter, ni le site, ni la cuvette de retenue

1-3- STABILITE DES RIVES

Il peut exister de petites falaises dans la courbure des méandres, où l'érosion de l'oved est la plus forte, mais d'une façon générale les versants ont une pente assez douce et les plus hauts reliefs dominant la retenue ne dépassent pas la cote 647 (Argarb-el-Kheil en rive gauche).

Les conditions topographiques et géologiques garantissent donc, contre le risque de glissements de grande amplitude susceptibles d'obstruer la retenue ou d'y engendrer une vague destructrice.

On doit être plus réservé cependant en ce qui concerne les petits glissements en bordure immédiate du plan d'eau

On remarque localement en effet de petits volumes, soit de roche altérée, soit colluvions recouvrant les versants dont la stabilité actuelle est limitée ou déjà critique et dont la situation sera encore détériorée par la mise en eau.

De tels phénomènes ne sont pas de nature à compromettre la sécurité de l'aménagement, mais on

devra en tenir compte pour les projets de construction éventuels en bordure du plan d'eau: habitations et voies de communication etc....

1-4- CARACTERISTIQUE DE PERMEABILITE

Compte tenu de la nature du terrain et des résultats satisfaisants des essais de perméabilité réalisés lors de la campagne de sondage.

Les résultats dont on dispose sont résumés sur le tableau suivant, exprimés soit en unités Lugeon (absorption en Litre/mètre/minute sous 10 bars de pression effective) soit en Litres/mètre/minute sous 3 bars de pression effective.

Tableau 26

Prof (m)	<u>Absorptions</u>		
	S_1	S_2	S_3
0			
			30 ss 3 bars
5		18	18 ss 3 bars
	12 ss 3b		17 ss 3 bars
10	10	20	
15	12,5	13	0
20	Perte totale à 23,20	8	0
25	0	0	0
30	0	0	0
35	0	0	0
40	0	0	0
45	0	0	0
50	0		0
55	0		
60	0		0

On voit immédiatement que la fondation est parfaitement étanche en dessous d'une profondeur maximale de 30m, Les absorptions sensiblement plus fortes des tranches supérieures s'expliquant par l'altération superficielle, la décompression du rocher et l'ouverture élastique des fissures.

1-4-1. COUPES DES SONDAGES

Les quatre (04) sondages SZ₁, SZ₂, SZ₃ et SZ₄ montrent tous une série continue de Flysch-albien, c'est à dire de marnes schisteuses noires ou verdâtres avec de rares intercalations de grès grossiers roux.

Ces grès et marnes schisteuses sont affectés en surface par de nombreuses fissures tapissées de calcite et d'oxydes de fer, mais elles deviennent de plus en plus compactes avec la profondeur.

Dans le détail ces sondages montrent deux particularités:

- a) L'existence de zones mylonitisées, très broyées et formées de brèches de grès et de marnes très ferruginisées.

Les failles majeurs se trouvent:

- SZ₁; entre 28,5 m et 32,0 m
33,5 m et 36,5 m

- SZ₂ entre 29,60m et 33,80m

- SZ₃ entre 22,80m et 25,80m

- SZ₄ entre 29,50m et 31,00m

b) Une abondance plus grande de grés dans certains sondages et à certains niveaux:

- SZ₁ 16,00m - 21,00m : Inclusions et vermiculations de grés dans les marnes

24,50m - 25,00m : Grés grossiers

- SZ₂ Pas de grés

- SZ₃ 0,70m - 3,00m : Grés grossiers

4,40m - 6,20m : Inclusions et vermiculations de grés dans les marnes

15,00m - 17,00m : Quelques petites passées gréseuses

- SZ₄ 2,50m - 3,50m

5,50m - 6,30m

8,70m - 10,20m

13,10m - 13,40m

17,00m - 18,50m

19,70m - 20,30m

} Grés grossiers

35,00m - 45,00m	} Nombreuses inclusions de grés dans les marnes
55,00m - 60,00m	

En faisant une coupe de direction générale NE-SW il est constaté, compte tenu des sondages et du pendage des couches, que la fréquence des grés augmente vers le sommet de la série du Flysch-albien. Il n'a pas été observé d'accident véritable sur le site même; à part quelques petits décrochements incartables dans les bancs gréseux en rive droite.

Quaternaire

Quaternaire actuel

- Alluvions de fond de vallée représentés par deux (02) formations:

- a) Couches de silts et grâins entre les côtes approximatives (325) et (330), correspondantes aux basses terrasses inférieure et supérieure.
- b) Couche d'alluvions grossières en dessous de la couche de l'oued.

- Colluvions représentés par deux types de sol:

- a) Argiles rouges avec de petits blocs anguleux
- b) Lentilles sableuses

Quaternaire ancien

- ALLUVIONS de haute terrasse couronnant les des rives.

a) Argiles rouges

b) Limon sableux avec des galets

1-5 LES ZONES D'EMPRUNTS

Différentes natures de matériaux existent sur le site ou dans son voisinage plus ou moins lointain.

- Les colluvions de versant possèdent des caractéristiques de plasticité et de granulométrie qui en font un bon matériau de construction. On pourrait notamment les utiliser pour réaliser le noyau de l'ouvrage.

Malheureusement les gisements existants ne fournissent pas les quantités nécessaires.

- Les silts de fond de vallée constituent un matériau facile à extraire existant en quantité importante.

Mais ses caractéristiques géomécaniques (plasticité faible, granulométrie fine et uniforme) lui confèrent des inconvénients particulièrement accusés en région sismique à savoir difficultés de dosage en eau au compactage, érodabilité, fissurabilité et surtout risque de liquéfaction en cas de tremblements de terre.

- Les alluvions graveleuses constituent la source la plus économique de drains et de filtres. Malheureusement on connaît mal le volume disponible.
- Le Flysch fournit du schiste que l'on peut songer à utiliser dans l'ouvrage. A condition que le matériau s'exploite au ripper et s'écrase au compactage et ce pour des raisons économiques.
- Les argiles rouges du miocène supérieur constituent un excellent matériau pour faire un noyau ou un barrage homogène sous réserve que la teneur en gypse soit limitée à un faible pourcentage. Ce matériau est aisément exploitable et se trouvant en quantité surabondante, mais situé à plus de 5 Km du site.
- Massif calcaire de Rouina est sans aucun doute capable de fournir un excellent enrochement pour constituer les rip-rap et granulats à béton. Il pourra également si les graviers faisaient défaut, servir à fabriquer des filtres et des drains.

1-6-1. CHOIX DU TYPE DE BARRAGE

Les mauvaises caractéristiques géomécaniques du rocher de la fondation, la schistosité et la fissuration intense de celle-ci, la présence de fractures de cisaillements argileuses dévoilées lors des campagnes de sondages,

Sont autant de facteurs a priori défavorables à des solutions de barrage sollicitant fortement leurs fondations. Si malgré tout, on voulait envisager de construire sur le site un barrage de type poids.

Quoi qu'il en soit, on en sait déjà actuellement assez sur la médiocre qualité de la fondation pour pouvoir affirmer qu'un barrage en béton devrait être fondé très profondément, il est certain que toute solution de ce type serait d'un coût très élevé et resterait grevée d'une part d'aléas difficilement chiffrables, mais sûrement très importante.

Aussi peut-on sans hésitation pour cette étude de faisabilité rejeter toute solution en béton et fixer son choix sur un barrage de type souple en terre qui apparaît être l'ouvrage offrant les meilleures garanties de sécurité et d'économie.

1-6-2- IMPLANTATION

L'implantation de l'ouvrage est conditionnée par la topographie très particulière du site et notamment la forme de l'éperon mince présentée par l'appui rive gauche. On a songé faire disparaître par excavation l'éperon rive gauche et réutiliser de façon économique les schistes que fournira l'excavation dans le corps du barrage surtout

Lorsqu'on a la confirmation de son caractère ripable donnée par les dernières carottes de sondage. Cela impose de reporter plus à l'aval l'implantation du barrage sur la rive ainsi remodelée et de diminuer la courbure de crête.

Ce cas d'implantation utilise toutes les possibilités de matériaux offertes par le site, ce qui semble de plus économique.

1-6-3 TYPES DE MATERIAUX

Recharge amont en schiste écrasé, noyau central en argiles, des colluvions et recharge aval en silts.

Ces matériaux existent en abondance à proximité du site, comme le témoignent les cartes géologiques.

Un décapage de 6m de profondeur pour enlever les matériaux indésirables sous la fondation semble nécessaire, les silts décapés seront utilisés dans la recharge aval du barrage.

1-6-4 ESTIMATIONS DES VOLUMES DES MATERIAUX

D'EMPRUNT

* Les colluvions: en supposant qu'on exploite la totalité des gisements, ils pourraient fournir un volume de $1.700.000 \text{ m}^3$. Cette quantité est largement suffisante pour le noyau central du barrage.

* Les silts: Ce matériau que nous songeons utiliser dans la recharge aval du barrage, est surabondant sur le site. Le volume de ce matériau est estimé à $2.100.000 \text{ m}^3$.

* Les schistes: L'exavation de l'éperon rive gauche pourrait fournir un volume de 800.000 m^3 environ, une reconnaissance faite aux proximités du site a permis de révéler des gisements qui pourraient fournir un volume de $1.500.000 \text{ m}^3$ environ.

* Gravier: C'est un bon matériau pour les filtres et drains et qui existe sur le site. Son volume est estimé à $1.000.000 \text{ m}^3$ environ.

1-7 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION

Recharge amont: Schistes écrasés

Poids spécifique saturé	→	$2,77 \text{ g/cm}^3$
Poids spécifique apparent sec	→	$2,60 \text{ g/cm}^3$
Résistance à la compression	→	315 kg/cm^2
Angle de frottement interne	→	30°
Cohésion	→	$0,50 \text{ kg/cm}^2$
Coefficient de perméabilité	→	$K = 10^{-8} \text{ cm/s}$

Noyau central: Argiles de colluvions

Densité humide	→	2,12 t/m ³
Densité saturée	→	2,17 t/m ³
Angle de frottement interne	→	20°
Cohésion	→	1,5 t/m ²
Coefficient de perméabilité	→	$k = 10^{-9}$ cm/s

Recharge aval: Silts

Poids volumique	→	1,8 t/m ³
Angle de frottement interne	→	30°
Cohésion	→	1,9 kg/cm ²
Coefficient de perméabilité	→	$k = 10^{-5}$ cm/s

(Voir planche N° 2)

2- CONCEPTION DU BARRAGE

2-1- DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE

La hauteur du barrage sera prise égale à La hauteur correspondant aux plus hautes eaux (Niveaux max) augmentée d'une revanche prise dans le sens d'une sécurité absolue

2.1.1 La revanche :

La revanche est la tranche comprise entre la cote max et la crête du barrage, elle est déterminée par les formules suivantes :

a) $R = 1,1 + 0,3\sqrt{F}$

F: fetch du plan d'eau en [km] (F = 306 km)

$R = 1,62 \text{ m}$

b) Formule de STEVENSON

$$R = 0,75 h_v + \frac{V^2}{2g}$$

V: vitesse de propagation des vagues

$$V = 1,5 + 2 h_v$$

$$h_v = 0,76 + 0,032 \sqrt{W \cdot F} - 0,26 \sqrt[4]{F}$$

h_v: hauteur de déferlement de la vague.

W: vitesse du vent évaluée à 25 m/s soit

$$W = 90 \text{ Km/h}$$

$$R = 1,30 \text{ m}$$

Nous prendrons la revanche : $R = 1,50 \text{ m}$ (valeur moyenne)

2.1.2 Hauteur du barrage

$$H_b = H_{\text{max}} + H_d + R$$

H_{max} : hauteur des plus hautes eaux : $H_{\text{max}} = 50 \text{ m}$

H_d : hauteur de décapage : $H_d = 6 \text{ m}$

R : revanche : $R = 1,50 \text{ m}$

$$H_b = 57,5 \text{ m}$$

La cote en crête du barrage serait alors :

$$\text{N.C.C} = 384,5 \text{ m}$$

2.1.3 Largeur en crête du barrage :

La largeur en crête doit être suffisante pour éviter les infiltrations lors de la retenue pleine et permettre la circulation des engins lors des travaux d'entretien.

Elle est déterminée par :

a) Formule de KNAPPEN

$$b_c = 1,65 \sqrt{H_b}$$

b_c : largeur en crête

H_b : hauteur du barrage

$$b_c = 12,5 \text{ m}$$

b) Formule de PRUCE

$$bc = 1,1\sqrt{Hb} + 1 = 9,33 \text{ m}$$

Nous estimons que la largeur en crête du barrage: $bc = 10 \text{ m}$ serait suffisante

2.1.4. Risberme.

Vu l'importance de la hauteur du barrage et dans le but de la sécurité de celui-ci et l'aisance des travaux, nous avons estimé nécessaire que les pentes des talus soient variables, plus grandes à la semelle et plus petites en crête. Le changement des pentes se fait par des risbermes, deux à l'amont et un à l'aval larges chacun de 3,00m, ayant des rigoles latérales pour l'évacuation des eaux de ruissellement:

2.1.5. Pentes des talus

Compte tenu des caractéristiques géotechniques des matériaux de recharge et la hauteur du barrage, nous avons adopté les pentes suivantes

— Talus amont: à partir de la base

1/3,5 Jusqu'à la cote 350 m

1/3 Jusqu'à la cote 370 m

1/2,5 Jusqu'à la cote 384,5 m

2.2. Protection des talus

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

- Talus amont:

Une protection contre le battillage des vagues est indispensable, nous avons prévu un enrochement rangé à la main ou en vrac reposant sur une couche drainante de sable et de gravier d'épaisseur 30 cm, formant un filtre empêchant l'entraînement des petites particules par le courant liquide surtout lors de l'abaissement rapide du niveau du réservoir. L'épaisseur minimale est calculée par des formules empiriques

Formule de CHANKIN

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

t_{\min} : épaisseur minimale de protection [m]

h_v : hauteur des vagues [m]

γ : poids volumique de l'eau [t/m^3]

γ_p : poids volumique des pierres [t/m^3]

Formule de PICKIN

$$t_{\min} = \frac{n \cdot 0,178 h v}{\gamma_p - \gamma} \sqrt{\frac{1+m^2}{m^2}}$$

n: facteur de sécurité = 1,2 à 1,5

m: pente du talus amont.

- Talus aval

Le parement aval doit être recouvert par une couche de protection destinée à éviter le ravinement et la percolation de l'eau des pluies à l'intérieur du barrage. Cette disposition est particulièrement importante pour mettre à l'abri de l'eau, les siltts de la recharge et par conséquent éviter le phénomène de liquéfaction, en cas de tremblement de terre, nous avons estimé utile de placer cette couche sur un drain de gravier et sable qui débouche dans un tapis drainant situé sous la recharge aval afin de protéger cette dernière des souspressions. On a prévu un enherbement au fur et à mesure des travaux avec une épaisseur de terre végétale de 5 à 10 cm

2.3. DIMENSIONNEMENT DU NOYAU

Un noyau doit être assez large pour s'opposer aux infiltrations. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau. La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges et prédimensionner le noyau puis procéder à la vérification de la condition suivante:

$$J = \frac{\Delta H}{\delta_m} \leq J_{ad} = 6 \div 12$$

J: gradient hydraulique du noyau

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

δ_m : largeur moyenne du noyau

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

Pour éviter tout risque de siphonnage par dessus de la crête du noyau dû au phénomène de capillarité nous ferons monter le noyau de 0,5m au dessus de la cote des plus hautes eaux.

De même nous avons estimé de faire descendre le noyau d'une profondeur de 2.m dans le terrain d'assise pour permettre un bon contact corps-sol

La hauteur du noyau à partir du terrain d'assise est donc: $H_N = 56,50 \text{ m}$

Largeur au crête du noyau: $S_1 = 4 \text{ m}$

Largeur à la base du noyau: $S_2 = 2H_N \text{ ctg} \alpha + S_1$

α : angle du pied du noyau pris égal à 73°

$$S_2 = 38,50 \text{ m}$$

(voir planche N°)

3- RESEAU D'ECOULEMENT

3.1- Infiltration

Les infiltrations à travers le corps du barrage peuvent compromettre sa stabilité si certaines précautions ne sont pas prises contre les risques qu'entraînerait le phénomène de Renard et les pressions de filtration.

3.2- Ligne de saturation

La ligne de saturation est fonction des caractéristiques de perméabilité des matériaux de construction. Elle est déterminée sur la base de la parabole de KOZENY qui fut le premier à avoir étudié un tel écoulement. Toute fois CASAGRANDE apporta quelques précisions en spécifiant que l'écoulement serait correctement représenté, si on fait partir la parabole théorique d'un point situé à $0,3 \text{ m}$ du point M où m est

La projection de la partie du talus.

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

d'équation: $(X + Y_0)^2 = X^2 + Y^2$

X et Y étant ses coordonnées.

Nous déduisons la valeur de Y_0

$$Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d$$

Où H est la hauteur d'eau dans la retenue

$$H = 47 \text{ m}$$

Pour notre cas:

$$d = S_2 - 0,7.S$$

S_2 : Largeur de la base du noyau = 38,50 m

$$S = h_1 \cdot m_1 = 56,5 \cdot \text{ctg } 73 = 17,27 \text{ m}$$

m_1 : pente du talus du noyau ($\alpha = 73^\circ$)

h_1 : hauteur du noyau = 56,50 m

$$\text{d'où } d = 26,41 \text{ m}$$

La ligne de saturation tracée à partir de la parabole de base, interceptera le parement aval du noyau et lui sera tangente.

Elle rejoindra la recharge aval à partir d'un point situé à h_1 où elle continuera ainsi

Jusqu'au drain disposé au pied du talus aval du barrage.

Dans la recharge aval, l'écoulement peut-être assimilé à un écoulement à travers un massif rectangulaire.

Calcul de Y_0

$$Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d = 27,50 \text{ m}$$

L'équation de la parabole de base s'écrit alors

$$X^2 + Y^2 = (X + 27,50)^2$$

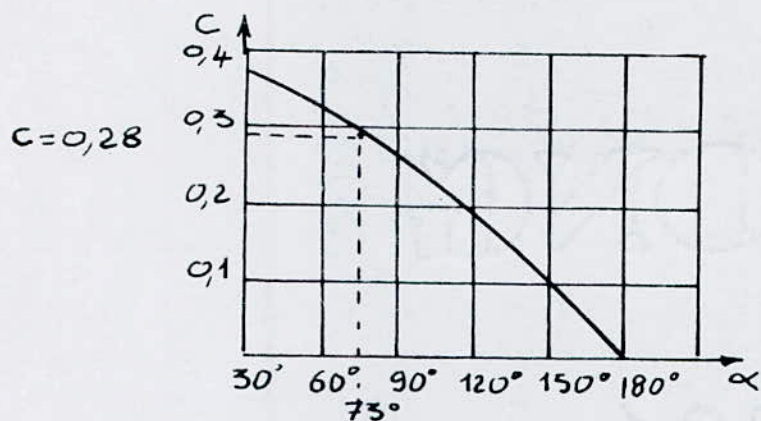
Les coordonnées X et Y qui définissent la parabole de KOZENY sont représentées sur le tableau suivant.

Tableau: 28

X	26,41	15,00	10,00	5,00	0,00	-2,00	-4,00	-6,00	-13,75
Y	47,00	39,76	36,14	32,11	27,50	25,42	23,15	20,64	0,00

La parabole de base coupe la face aval du massif central en un point qui sera déterminé à partir de l'équation en coordonnées polaires de cette parabole.

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} \quad ; \quad c = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} = f(\alpha)$$



$f(\alpha)$ est une fonction de α tirée directement de l'abaque représenté ci-dessus

α : angle au pied du noyau; $\alpha = 73^\circ$

Δa : La distance entre le point d'intersection de la parabole de base avec ce même parement

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,28$$

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} = \frac{27,50}{1 - \cos 73} = 38,86 \text{ m}$$

$$\Delta a = 0,28 \times 38,86 = 10,88 \text{ m}$$

$$a = 38,86 - 10,88 = 27,98 \text{ m}$$

Dans la recharge aval de perméabilité K_3 l'écoulement peut être assimilé à un écoulement à travers un massif rectangulaire de longueur L , si h_0 est le niveau d'eau à l'aval et h_1 la cote amont de la ligne de saturation dans la recharge aval

Le débit est donné par

$$q = K_3 \frac{h_1^2 - h_0^2}{2L}$$

Ce débit doit être égal à celui qui traverse le noyau et qui peut être déterminé par la formule:

$$q = K_2 \cdot e$$

En éliminant q entre les deux (02) équations

$$h_1 = \sqrt{2L e \frac{K_2}{K_3} + h_0^2}$$

Nous estimons $h_0 = 0,5 \text{ m}$

e : ordonnée de la parabole théorique = $27,50 \text{ m}$

K_2 : coef de perméabilité du noyau = 10^{-9} cm/s

K_3 : coef de perméabilité de la recharge aval

$$K_3 = 10^{-5} \text{ cm/s}$$

L : longueur du massif supposé rectangulaire

$$L = 135,00 \text{ m}$$

$$\text{d'où } h_1 = 0,86 \text{ m}$$

3.3. Calcul du débit de fuite

Le débit de fuite est estimé par la loi de DARCY

$$q = K_3 \cdot i \cdot A$$

K_3 : coef de perméabilité de la recharge aval

A: aire soumise à l'infiltration

$$A = \gamma \cdot 1 \text{ (par unité de largeur)}$$

i: gradient hydraulique

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

$$q \cdot dx = K_3 \cdot y \cdot dy$$

En utilisant la propriété bien connue de la parabole de KOZENY on obtient.

$$q = K_3 y \frac{dy}{dx} = K_3 y_0$$

$$\text{d'où } q = K_3 y_0 = K_3 (\sqrt{H^2 + d^2} - d)$$

$$H = 47 \text{ m}$$

$$d = 26,41 \text{ m}$$

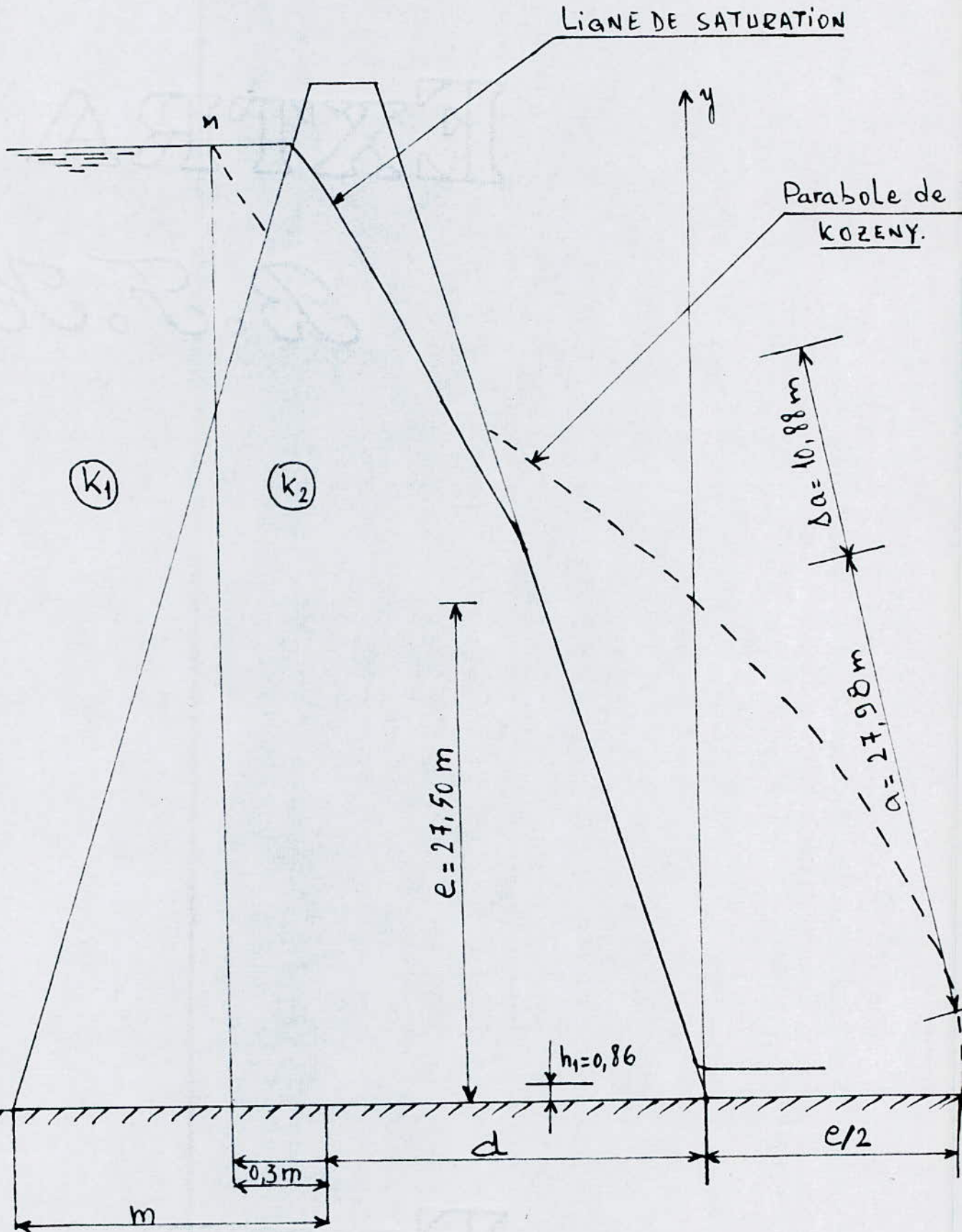
K

$$q = 0,275 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

Ce débit est largement admissible

LIGNE DE SATURATION DANS LE NOYAU

(Echelle: 1/500)



3.4. Verification des dimensions du noyau

La verification de la condition suivante s'avère nécessaire

$$J = \frac{\Delta H}{S_m} < 6 \text{ à } 12 = J_{ad}$$

$$\Delta H = 46,14 \text{ m}$$

$$S_m = 21,25 \text{ m}$$

$$J = \frac{46,14}{21,25} = 2,17 \text{ m} < J_{ad}$$

Cette condition étant vérifiée nous pouvons affirmer qu'il y a aucun risque d'entraînement des particules à l'aval du fait de la faible valeur du gradient hydraulique

3.5. PRISME DE DRAINAGE

Nous projetons au pied du talus aval un drain pour accueillir les eaux d'infiltrations et par conséquent rabattre la ligne de saturation et se prémunir contre les risques d'érosion dus au phénomène de Renard.

La hauteur du drain H_d sera prise égale à $0,2 H_k$

$$H_d = 11,5 \text{ m}$$

Talus amont: $m_1 = 1/1$

Talus aval: $m_2 = 1/2,5$ (même que celle de la recharge aval)

3-6- FILTRES

Des filtres d'épaisseur 3,00 m sont prévus pour protéger le noyau imperméable des infiltrations du massif perméable.

Au pied du talus aval du noyau, une couche drainante est prévue pour canaliser ces infiltrations jusqu'au drain situé au pied du talus aval du barrage.

3-7- ÉTANCHEITE

Nous pouvons admettre qu'un voile d'injection monofiltaire descendu jusqu'à 30,00 m de profondeur au fond de vallée et 50,00 m sur les rives complété en surface par un traitement de peau, garantira une étanchéité parfaite de la fondation et un bon contact corps-sol

4- ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS

4-1 EXPOSE DU PROBLEME

Le glissement des terrains se produit de manière très variée, il affecte les ouvrages construits par l'homme et les pentes naturelles, il peut se produire soudainement ou durant plusieurs mois voir plusieurs années.

La rupture affecte une forme vaguement circulaire ou bien au contraire ne présente aucune forme géométrique particulière.

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

Par le calcul de la stabilité des talus, on introduit un coefficient de sécurité pour obtenir des conditions normales de travail compatibles avec la bonne tenue de l'ouvrage. La définition du coefficient de sécurité des talus à l'égard de la rupture est une des opérations les plus controversées de la mécanique des sols.

Plusieurs approches ont été proposées à ce sujet, mais le débat reste toujours ouvert.

En face de tels problèmes aux données complexes, plusieurs savants ont proposés leurs solutions parmi les quelles on peut citer la méthode de BIAREZ, la méthode de TAYLOR et CAQUOT et la méthode suédoise dite méthode

des tranches, due à PATTERSON (1916), développées pour les ruptures circulaires par FELLENIUS en 1927 et perfectionnée récemment par BISHOP en 1954 étendue aux ruptures non circulaires par NONVEILLER en 1965

4-2. METHODE UTILISEE

Pour le calcul du coefficient de sécurité des talus, nous utilisons la méthode suédoise dite méthode des tranches, en supposant que les surfaces de glissement sont cylindriques à axe horizontal de centre "O" et de rayon "R". Nous considérons une tranche "a" d'ordre "n". Cette tranche est sollicitée par les forces suivantes:

$W\phi$: force d'infiltration de l'eau (\perp à la surface de glissement)

G_n : Poids de la tranche.

N_n : Composante de G_n suivant le rayon R

T_n : Composante tangentielle de G_n

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)

Les forces de pressions latérales des tranches voisines agissant sur les limites verticales de la tranche "n" ont une résultante nulle. Ces forces sont considérées comme des forces

intérieurs par rapport au massif susceptible de glisser

$$X_n = X_{n+1}$$

$$Z_n = Z_{n+1}$$

La limitation des tranches dans la partie du massif probablement sujette au glissement se fait ainsi:

R : rayon du cercle de glissement

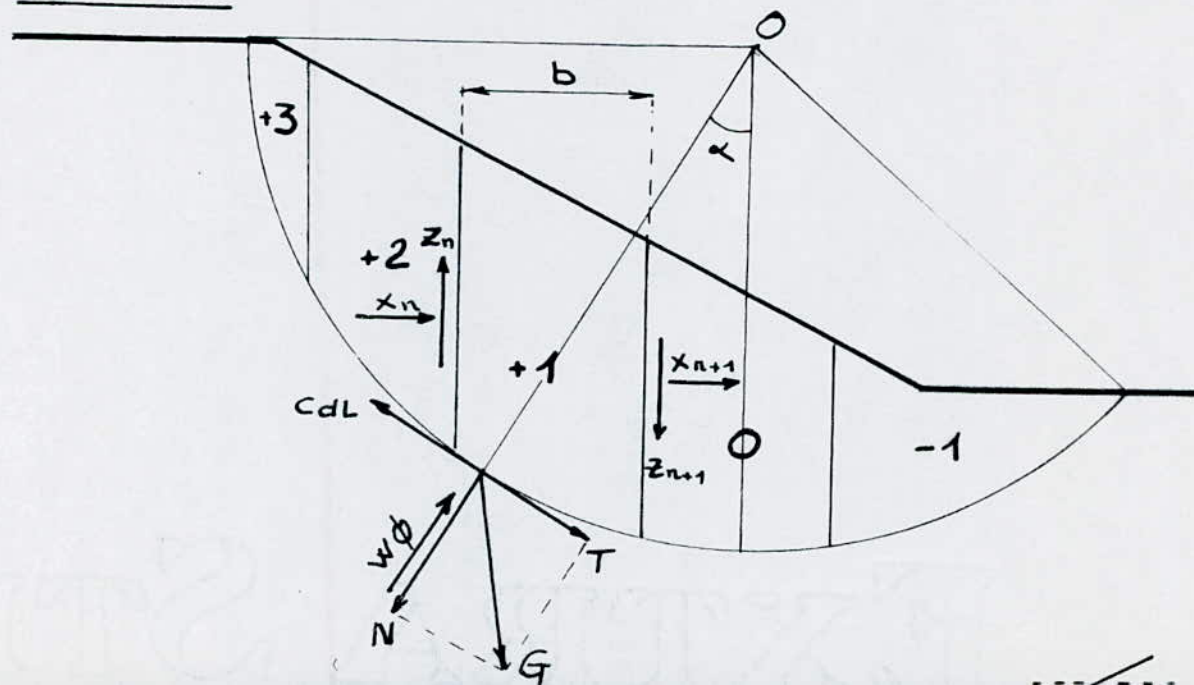
n_t : nombre de tranches

b : largeur de la tranche

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

La verticale menée du centre "O" du cercle de glissement passera au milieu de la tranche d'ordre 0 (Zéro), pour le talus aval les tranches se trouvant à droite dans le sens du glissement, sont numérotées négativement, celle de gauche positivement contrairement au talus amont.

Schéma



Le coefficient de sécurité au glissement s'exprime par le quotient de la somme des moments des forces de frottement et de cohésion qui s'opposent au glissement, sur la somme des moments des forces qui contribuent au glissement.

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

Les forces qui s'opposent au glissement sont:

- Force de frottement.

$$(N - W\phi l_n) \operatorname{tg} \varphi$$

Où: N: composante normale de G_n

$W\phi$: pression d'infiltration

l_n : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche

- Force de cohésion.

$$C \cdot l_n$$

C: cohésion du sol

La force motrice

T_n : composante tangentielle de G_n

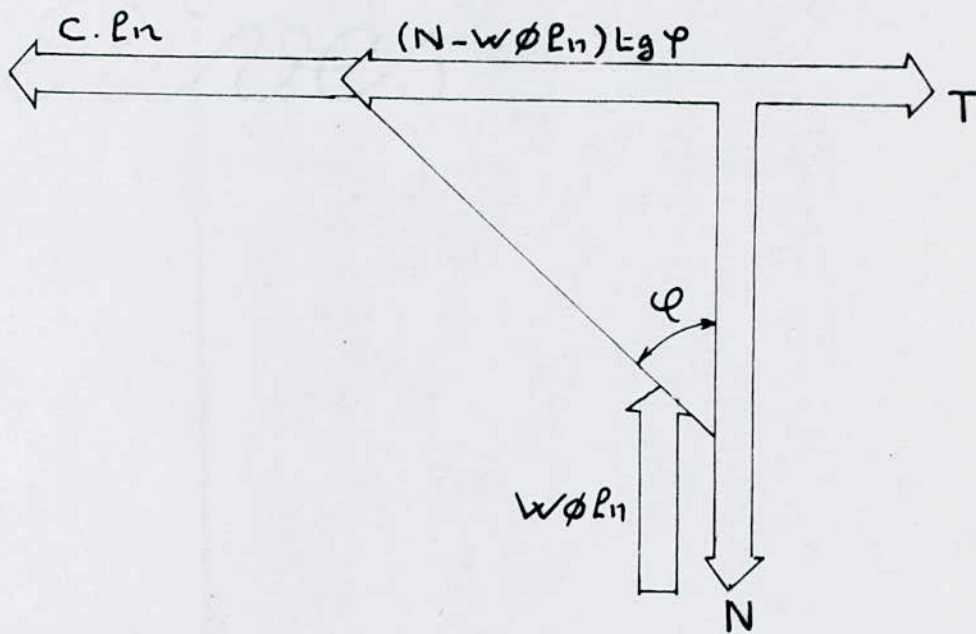
$$\sum M_{résistant}/O = \sum [(N - W\phi l_n) \operatorname{tg} \varphi + C \cdot l_n] \cdot R$$

$$\sum M_{moteur}/O = \sum T_n R = R \sum T_n$$

$$K_s = \frac{R [\sum (N - W\phi \cdot l_n) \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot l_n]}{R \sum T_n}$$

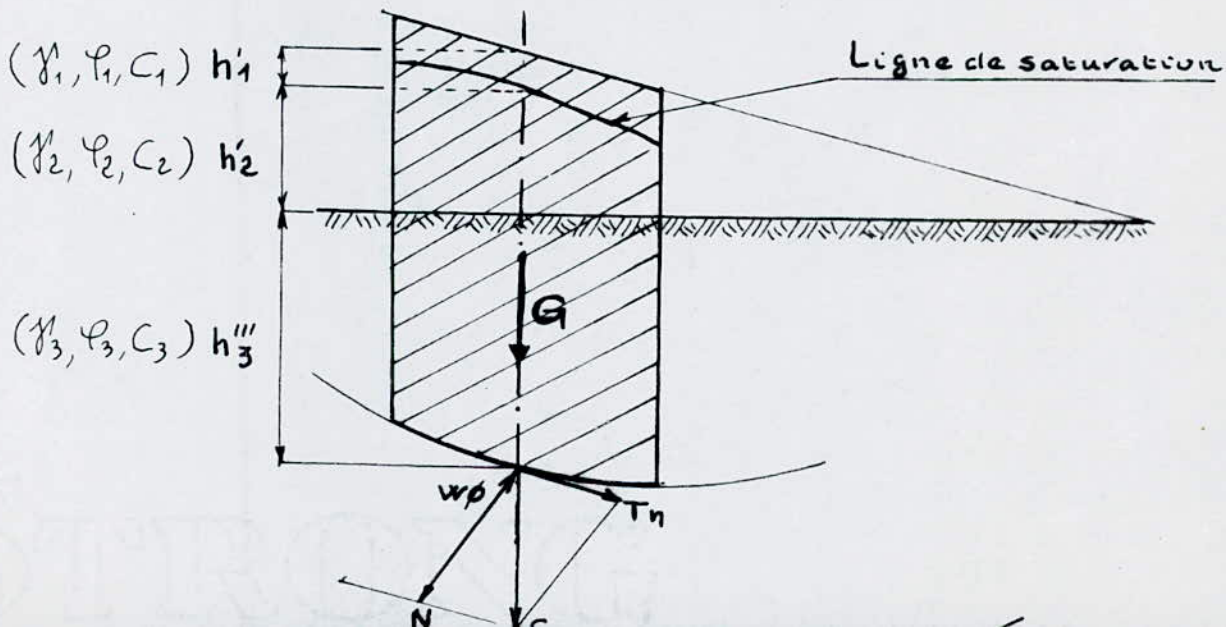
$$K_s = \frac{\sum (N - w\phi l_n) \tan \varphi + \sum C \cdot l_n}{\sum T_n}$$

Représentation graphique des forces agissant sur une tranche



Le poids d'une tranche se calcule comme suit:

$$G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3)$$



Le poids d'une tranche dépend des caractéristiques physico-mécaniques du massif et du terrain d'assise, ainsi que de leur état (sec ou saturé)

La force tangentielle T_n : N'est autre que la composante de G_n .

$$T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n$$

avec: $\sin \alpha_n = \frac{n}{nt}$

n : numéro de la tranche considérée
 nt : nombre total de tranches

La composante normale N :

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

avec $\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n} = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{nt}\right)^2}$

Force d'infiltration $W\phi$:

$$W\phi = \gamma_{eau} (h_2'' + h_3''') = \gamma_{eau} \cdot h_p$$

$h_p = h_2'' + h_3'''$: hauteur piézométrique ou profondeur de terrain saturé de la tranche considérée

γ_{eau} : poids spécifique de l'eau

Longueur de l'arc de la tranche l_n :

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

Le coefficient de sécurité sera:

$$K_s = \frac{\sum \left[\left(G_n \sqrt{1 - \left(\frac{n}{nt}\right)^2} - \gamma_{eau} \cdot h_p \cdot \frac{b}{\cos \alpha_n} \right) \tan \phi + C \cdot \frac{b}{\cos \alpha_n} \right]}{\sum \left[G_n \cdot \frac{n}{nt} \right]}$$

Stabilité du talus aval

Nous considérons deux cas

- Stabilité en fin de construction (réservoir vide)
- Stabilité en fonctionnement normal (réservoir plein)

Stabilité du talus amont

Nous considérons deux cas

- Fin de construction (réservoir vide)
- Vidange rapide.

Une fois le réservoir est vidé, il reste dans le corps du barrage une certaine quantité d'eau du fait de la rapidité de vidange. Cette quantité est la cause d'une pression qui contribue en partie à l'équilibre du massif mouillé.

La composante normale sera égale:

$$(N - W \phi L_n) = (\gamma_{sat} - 1) \cdot n \cdot b$$

$\gamma_{sat} - 1$: Densité immergée.

$$n = h_n \cos \alpha_n$$

$$(N - W \phi L_n) = (\gamma_{sat} - 1) b \cdot h_n \cdot \cos \alpha_n.$$

La composante tangentielle "T" sera:

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

$$\text{où } t = h \cdot \sin \alpha_n$$

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

SOLLICITATIONS dûes au séisme

Les ouvrages devront être stables vis à vis du séisme.

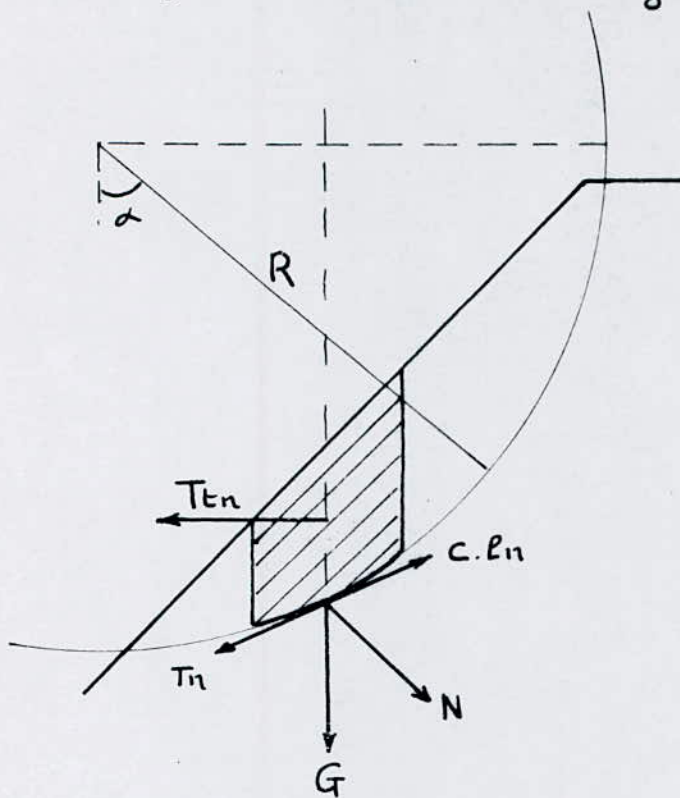
Pour ce, faisant intervenir dans le calcul une force due à l'accélération d'un tel mouvement qui contribue au glissement, le coefficient de sécurité devient:

$$K_{ss} = \frac{\sum (N - W\phi \cdot l_n) \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot l_n}{\sum T_n + 1/R \sum a \cdot G_n \cdot d_n}$$

Où: $a \cdot G_n$: force due au seisme
 d_n : bras de levier

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

$a = 0,2$: Sismicité du 1^{er} genre (Région de Chlef)



$$\gamma = a \cdot G_n$$

Tous les résultats sont portés dans les tableaux suivants (voir planche N° 3 A, B etc).

Fin de construction Aval R = 118m

N°	b (m)	h' (m)	γ_1	Q_n	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$Q_n \cdot \sin \alpha$	$Q_n \cdot \cos \alpha$	E_n	$\tan \varphi$	$Q_n \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi$	$C_i \cdot E_n$	T_{en}	$T_{en} \cdot d_n$	d_n
-1	1,80	6,0	1,8	127,44	-0,1	0,994	-12,744	126,801	11,859	0,577	73,164	22,531	25,48	2905,63	114,0
0	"	11,0	"	233,64	0	1	0	233,64	11,80	"	134,810	22,42	46,728	5233,53	112,0
1	"	15,0	"	318,60	0,1	0,994	31,86	317,002	11,859	"	182,910	22,531	63,72	7072,92	111,0
2	"	16,5	"	350,46	0,2	0,979	70,092	343,379	12,043	"	198,129	22,881	70,032	7640,028	109,0
3	"	19,0	"	403,56	0,3	0,953	121,068	384,971	12,369	"	222,128	23,501	80,712	8474,76	105,0
4	"	19,5	"	414,18	0,4	0,9165	165,672	379,602	12,814	"	219,030	24,46	82,836	8200,764	93,0
5	"	18,5	"	392,94	0,5	0,866	196,47	340,296	13,625	"	196,350	25,887	78,588	7308,684	93,0
6	"	16,5	"	350,46	0,6	0,80	210,276	280,368	14,75	"	161,772	28,025	40,032	6027,912	86,0
7	"	11,0	"	233,64	0,7	0,714	163,988	166,852	16,523	"	96,273	31,393	46,728	3551,328	76,0
8	7,0	4,5	"	56,7	0,8	0,60	45,36	34,02	11,666	"	19,629	22,165	11,34	782,46	69,0

$\Sigma = 991,59$

$\Sigma = 1504,195$

$\Sigma = 245,794$

$\Sigma = 57198,016$

$$K_s = \frac{1504,195 + 245,794}{991,59} = 1,76$$

$$K_{ss} = \frac{1504,195 + 245,794}{991,59 + \frac{1}{118} \cdot 57198,016} = 1,18$$

Fin de construction Aval R=100m

Nº	b (m)	h' (m)	β_1	Gn	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	Gn.sin	Gn.cos	Ln	Lgy	Gn.cos.Lgy	ciLn	Ten	Ten.dn	dn
-2	10	5,0	1,8	90,00	-0,2	0,979	-18	88,181	10,206	0,577	50,911	19,39	18	1746,00	97
-1	"	9,5	"	171,00	-0,1	0,994	-17,1	170,142	10,050	"	98,232	19,095	34,20	3266,10	95,5
0	"	13,5	"	243,00	0	1	0	243,00	10,00	"	140,296	19,00	48,60	4568,40	94
1	"	16,5	"	297,00	0,1	0,994	29,70	295,51	10,050	"	170,613	19,095	59,40	5524,20	93
2	"	19,5	"	351,00	0,2	0,979	70,20	343,908	10,206	"	198,555	19,39	70,20	6212,70	88,5
3	"	21,0	"	378,00	0,3	0,953	113,40	360,589	10,482	"	208,186	19,915	75,60	6463,80	85,5
4	"	22,0	"	396,00	0,4	0,916	158,4	362,939	10,91	"	209,543	20,729	79,20	6454,80	81,5
5	"	21,0	"	378,00	0,5	0,866	189,00	327,357	11,547	"	189,00	21,939	75,60	5783,40	76,5
6	"	18,5	"	333,00	0,6	0,80	199,80	266,40	12,50	"	153,806	23,75	66,60	4728,60	71
7	"	15,0	"	270,00	0,7	0,714	183,00	192,813	14,002	"	111,323	26,60	54,00	3510,0	65
8	"	8,0	"	144,00	0,8	0,60	115,2	86,4	16,666	"	49,883	31,665	28,80	1612,80	56
				$\Sigma = 1029,6$				$\Sigma = 1580,348$				$\Sigma = 240,568$		$\Sigma = 49870,8$	

$$K_s = \frac{1580,348 + 240,568}{1029,6} = 1,77$$

$$K_{ss} = \frac{1580,348 + 240,568}{1029,6 + 1/100 \cdot 49870,8} = 1,19$$

Fin de construction Aval R = 95m

Nº	b (m)	h' (m)	γ_1	Gn	sin d	cos. d	Gn. sin	Gn. cos	Ln	tg φ	Gn. cos d. tg φ	Ci Ln	Ten	Ten. dn	dn
-2	5	3	1,8	27	-0,2	0,979	-5,4	26,454	5,103	0,577	15,273	9,695	5,4	490,8	92
-1	9,5	6,5	"	111,15	-0,1	0,994	-11,115	110,592	9,547	"	63,850	18,139	22,23	2022,93	91
0	"	11	"	188,1	0	1	0	188,1	9,50	"	108,599	18,05	37,62	3385,80	90
1	"	13	"	222,3	0,1	0,994	22,23	221,18	9,547	"	127,620	18,139	44,46	3912,49	88
2	"	16	"	273,6	0,2	0,979	54,72	268,07	9,69	"	154,676	18,411	54,72	4707,92	85
3	"	18	"	307,8	0,3	0,953	92,34	283,62	9,95	"	169,418	18,905	61,56	4956,36	81
4	"	18	"	307,80	0,4	0,916	123,12	282,10	10,36	"	162,771	19,684	61,56	4740,12	77
5	"	17	"	290,70	0,5	0,86	145,35	251,75	10,96	"	145,259	20,824	58,14	4186,08	72
6	"	15	"	256,50	0,6	0,80	153,90	205,2	11,87	"	118,40	22,553	51,30	3385,80	66
7	"	9,5	"	162,45	0,7	0,714	113,71	116,01	13,30	"	66,937	25,27	32,49	1916,91	59
8	6	5	"	54,50	0,8	0,6	43,10	32,40	10,00	"	18,694	19	10,80	572,40	53

$\Sigma = 732,055$

$\Sigma = 1151,497$

$\Sigma = 208,67$

$\Sigma = 34313,61$

$$K_s = \frac{1151,497 + 208,67}{732,055} = 1,858$$

$$K_{ss} = \frac{1151,497 + 208,67}{732,055 + 1/95 \cdot 34313,61} = 1,24$$

Talus aval Fonctionnement normal: R=106m

N°	b (m)	h' (m)	h''	γ_1	γ_2	Q_{12}	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	Gn. $\sin \alpha$	Gn. $\cos \alpha$	L_{12}	$W \phi_n$	$\tan \varphi$	(Gn $\cos \alpha \cdot W \phi$) · $\tan \varphi$	Ci Ln	T _{en}	T _{en} x dn
-3	6	4	-	1,8	-	43,20	-0,3	0,953	-12,96	41,169	6,295	-	0,577	23,754	11,962	8,64	894,24
-2	10,6	10	-	"	-	190,80	-0,2	0,979	-38,16	186,793	10,827	-	"	107,779	20,572	38,16	3930,48
-1	"	15	-	"	-	286,20	-0,1	0,994	-28,62	284,482	10,663	-	"	164,146	20,261	57,24	5781,24
0	"	18,5	0,5	"	1,9	363,05	0	1	0	363,05	10,60	5,30	"	206,421	20,14	72,61	7188,39
1	"	22,5	0,5	"	1,9	439,37	0,1	0,994	43,937	436,733	10,663	5,331	"	248,918	20,261	87,874	8435,904
2	"	23	-	"	-	438,84	0,2	0,979	87,768	429,624	10,827	-	"	247,893	20,572	87,768	8206,308
3	"	25	-	"	-	477,00	0,3	0,953	143,10	454,581	11,122	-	"	262,293	21,133	95,40	8633,70
4	"	25,5	-	"	-	486,54	0,4	0,916	194,616	445,670	11,572	-	"	257,151	21,986	97,308	8368,488
5	"	26	-	"	-	496,08	0,5	0,866	248,04	429,605	12,24	-	"	247,882	23,256	99,216	8135,712
6	"	25	-	"	-	477,00	0,6	0,80	286,20	381,60	13,25	-	"	220,183	25,175	95,40	7345,80
7	"	21	-	"	-	400,68	0,7	0,714	280,476	286,085	14,845	-	"	165,071	28,207	80,136	5649,588
8	"	16	-	"	-	305,28	0,8	0,60	244,224	183,168	17,666	-	"	105,687	33,566	61,056	3846,528
9	10	7,5	-	"	-	135,00	0,9	0,435	121,50	58,725	22,988	-	"	33,884	43,678	27,00	1498,50

$$\Sigma = 1570,121$$

$$\Sigma = 2291,062 \quad \Sigma = 310,769 \quad \Sigma = 77914,878$$

$$K_S = \frac{2291,062 + 310,769}{1570,121} = 1,65$$

$$K_{SS} = \frac{2291,062 + 310,769}{1570,121 + 11,106 \times 77914,878} = 1,12$$

Talus aval Fonctionnement normal: R=103m

N°	b (m)	h' (m)	h''	α_1	α_2	Gn	Sind	Cosd	Gn. sind	Gn. cosa	Ln	$W\phi_n$	tg ϕ	(Gn. cosa - $W\phi$)tg ϕ	CiLn	Ten	Ten. dn
-3	9,0	4,5	-	1,8	-	72,90	-0,3	0,953	-21,87	69,473	9,443	-	0,577	40,085	17,943	14,58	1428,84
-2	10,3	10,0	-	"	-	185,40	-0,2	0,979	-37,08	181,506	10,52	-	"	104,728	19,989	37,08	3596,76
-1	"	17,0	0,5	"	1,9	324,965	-0,1	0,994	-32,496	323,015	10,362	5,181	"	183,390	19,688	64,993	6239,328
0	"	18,5	0,5	"	1,9	352,775	0	1	0	352,775	10,30	5,150	"	200,579	19,570	70,555	6632,17
1	"	22,5	0,5	"	1,9	426,935	0,1	0,994	42,693	424,373	10,362	5,181	"	241,873	19,688	85,387	7855,604
2	"	25,0	-	"	-	463,50	0,2	0,979	92,70	453,766	10,52	-	"	261,822	19,989	92,70	8343,00
3	"	26,0	-	"	-	482,04	0,3	0,953	144,612	459,384	10,807	-	"	265,064	20,535	96,408	8291,088
4	"	26,5	-	"	-	491,31	0,4	0,916	196,524	450,039	11,244	-	"	259,672	21,364	98,262	8057,484
5	"	27,0	-	"	-	500,58	0,5	0,866	250,29	433,502	11,893	-	"	250,130	22,598	100,116	7758,99
6	"	24,5	-	"	-	454,23	0,6	0,80	272,538	363,384	12,875	-	"	209,672	24,462	90,246	6359,22
7	"	21,5	-	"	-	398,61	0,7	0,714	279,027	284,607	14,425	-	"	164,218	27,408	79,722	5261,652
8	"	12,5	-	"	-	231,75	0,8	0,60	185,40	139,050	17,166	-	"	80,231	32,615	46,350	2711,475
9	8,0	6,5	-	"	-	93,60	0,9	0,435	84,24	40,716	18,39	-	0,577	23,493	34,941	18,720	936,00

$$\Sigma = 1456,678$$

$$\Sigma = 2284,957 \quad \Sigma = 300,79 \quad \Sigma = 73471,611$$

$$K_s = \frac{2284,957 + 300,79}{1456,678} = 1,77$$

$$K_{ss} = \frac{2284,957 + 300,79}{1456,678 + 1/103 \times 73471,611} = 1,19$$

Talus aval Fonctionnement normal: R=98m

N°	b (m)	h' (m)	h''	μ_1	μ_2	Gn	sin α	cos α	Gn·sin α	Gn·cos α	Ln	$w\phi_n$	tg φ	(Gn·cos α - $w\phi$)tg φ	CiLn	Ten	Ten x dn
-3	9,0	4,0	-	1,8	-	64,80	-0,3	0,953	-19,44	61,754	9,443	-	0,577	35,632	17,943	19,92	1172,88
-2	9,8	10,5	-	"	-	105,22	-0,2	0,979	-37,044	101,33	10,01	-	"	104,627	19,019	37,044	3333,96
-1	9,8	15,5	-	"	-	273,42	-0,1	0,994	-27,342	271,779	9,859	-	"	156,816	18,732	54,684	4866,87
0	"	20,0	-	"	-	352,80	0	1	0	352,80	9,80	-	"	203,565	18,620	70,56	6138,72
1	"	22,5	-	"	-	396,90	0,1	0,994	39,69	394,518	9,859	-	"	227,636	18,732	79,38	6786,99
2	"	25,5	-	"	-	449,82	0,2	0,979	89,964	440,373	10,01	-	"	254,095	19,019	89,964	7422,03
3	"	27,0	-	"	-	476,28	0,3	0,953	142,884	453,894	10,283	-	"	261,896	19,539	95,256	7477,596
4	"	28	-	"	-	493,92	0,4	0,916	197,568	452,43	10,698	-	"	261,052	20,327	98,784	7359,408
5	"	26,5	-	"	-	467,46	0,5	0,866	233,73	404,82	11,316	-	"	233,581	21,501	93,492	6450,948
6	"	23,0	-	"	-	405,72	0,6	0,80	243,432	324,576	12,25	-	"	187,280	23,275	81,144	5112,072
7	"	20,0	-	"	-	352,80	0,7	0,714	246,96	251,899	13,725	-	"	145,345	26,078	70,56	3986,64
8	"	13,0	-	"	-	229,32	0,8	0,60	183,456	137,592	16,333	-	"	79,390	31,033	45,864	2201,472
9	8	4,0	-	1,8	-	57,60	0,9	0,435	51,84	25,056	18,39	-	0,577	14,457	34,942	11,52	483,84

$$\Sigma = 1429,524$$

$$\Sigma = 2165,372 \quad \Sigma = 288,76 \quad \Sigma = 62793,42$$

$$K_s = \frac{2165,372 + 288,76}{1429,524} = 1,71$$

$$K_{ss} = \frac{2165,372 + 288,76}{1429,524 + 1/98 \times 62793,42} = 1,18$$

Vidange rapide R = 117m

N°	b (m)	h" (m)	γ_2	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	Q_n	$Q_n \sin \alpha$	(N-Pln)	$\lg P_i$	(N-Pln) $\lg P_i$	L_n	$C_i L_n$
-3	11,7	5,50	2,77	-0,3	0,953	178,249	-53,474	102,582	0,577	59,225	12,264	6,132
-2	"	12,00	"	-0,2	0,979	388,908	-77,781	237,755	"	137,268	11,941	5,970
-1	"	17,00	"	-0,1	0,994	550,953	-55,095	348,289	"	201,084	11,758	5,879
0	"	20,50	"	0	1,00	664,384	0	424,534	"	245,105	11,70	5,850
1	"	23,00	"	0,1	0,994	745,407	74,540	471,214	"	272,056	11,758	5,879
2	"	25,00	"	0,2	0,979	810,225	162,045	495,323	"	285,975	11,941	5,970
3	"	25,50	"	0,3	0,953	826,429	246,922	475,607	"	274,592	12,264	6,132
4	"	24,50	"	0,4	0,916	794,02	317,608	414,970	"	239,583	12,765	6,382
5	"	23,00	"	0,5	0,866	745,407	372,703	334,811	"	193,303	13,509	6,754
6	"	18,50	"	0,6	0,80	599,566	359,739	209,09	"	120,718	14,625	7,312
7	"	12,00	"	0,7	0,714	388,908	272,235	81,136	"	46,844	16,383	8,191
8	9,00	4,00	"	0,8	0,60	99,72	79,776	-9,168	"	-0,0969	15,00	7,50

$\Sigma = 1700,224$

$\Sigma = 2075,656$

$\Sigma = 77,951$

$$K_s = \frac{2075,656 + 77,951}{1700,224} = 1,26$$

Vidange rapide R = 115m

N°	b (m)	h" (cm)	q_2 (l/m²)	Sin α	cos α	G _n	G _n Sin α	(N - P _{ln})	Lg φ	(N - P _{ln}) / Lg φ	L _n	C _i L _n
-3	11,5	4,00	2,77	-0,3	0,953	127,42	-38,226	74,524	0,577	43,00	12,067	6,033
-2	//	10,00	//	-0,2	0,979	318,55	-63,71	191,394	//	110,434	11,746	5,873
-1	//	15,00	//	-0,1	0,994	477,825	-47,782	291,490	//	168,19	11,569	5,784
0	//	19,00	//	0,0	1,00	621,142	0	381,225	//	219,966	11,50	5,75
+1	//	21,00	//	0,1	0,994	668,955	66,895	408,086	//	235,466	11,569	5,784
+2	//	24,00	//	0,2	0,979	764,52	152,904	459,346	//	265,043	11,746	5,873
+3	//	24,50	//	0,3	0,953	780,447	234,134	456,463	//	263,379	12,067	6,033
+4	//	24,00	//	0,4	0,916	764,52	305,808	429,787	//	247,987	12,554	6,277
+5	//	21,50	//	0,5	0,866	684,882	342,441	364,00	//	210,028	13,279	6,639
+6	//	16,50	//	0,6	0,80	525,607	315,364	258,06	//	148,900	14,375	7,187
+7	//	9,00	//	0,7	0,714	286,695	200,686	125,628	//	72,487	16,106	8,053
+8	5,00	4,50	//	0,8	0,60	62,325	49,86	22,950	//	13,242	8,333	4,166

$\Sigma = 1518,374$

$\Sigma = 1998,122$

$\Sigma = 73,452$

$$K_s = \frac{1998,122 + 73,452}{1518,374} = 1,36$$

Vidange rapide R = 110 m

Nº	b (m)	h" (m)	ρ_2 (t/m³)	Sin α	Cos α	G_n	$G_n \cdot \text{Sin } \alpha$	(N-Pln)	Lg ρ_1	(N-Pln) ρ_1	ρ_n	$c_i \cdot \rho_n$
-2	11	2,50	2,77	-0,20	0,979	76,175	-15,235	45,768	0,577	26,408	11,235	5,617
-1	"	7,50	"	-0,10	0,994	228,525	-22,852	139,408	"	80,438	11,066	5,533
0	"	10,50	"	0	1	319,955	0	196,35	"	113,293	11,00	5,30
1	"	14,00	"	0,10	0,994	426,58	42,658	260,229	"	150,152	11,066	5,533
2	"	15,00	"	0,20	0,979	457,05	91,41	274,609	"	158,449	11,235	5,617
3	"	17,00	"	0,30	0,953	519,99	155,997	302,958	"	174,807	11,542	5,771
4	"	15,50	"	0,40	0,916	472,285	188,914	265,502	"	153,195	12,008	6,004
5	"	14,00	"	0,50	0,866	426,58	213,29	226,718	"	130,816	12,702	6,351
6	"	10,00	"	0,60	0,80	304,70	182,82	149,60	"	86,319	13,75	6,875
7	"	5,00	"	0,70	0,714	152,35	106,645	66,759	"	38,519	15,408	7,703

$\Sigma = 943,047$

$\Sigma = 1112,396$

$\Sigma = 60,50$

$$K_s = \frac{1112,396 + 60,504}{943,047} = 1,24$$

IV OUVRAGES ANNEXES

- 1- DERIVATION PROVISoire
- 2- EVACUATEUR DE CRUES
- 3- VIDAINGE ET PRISE D'EAU
- 4- GALERIE DE CONTROLE ET DE
DRAINAGE

1- DERIVATION PROVISOIRE

1-1- BUT ET IMPLANTATION

La topographie et la géologie imposent d'implanter la galerie de dérivation provisoire en rive gauche. C'est en effet sur cette rive que se trouvent les meilleures conditions d'entrée et de sortie pour une longueur de galerie minimale.

La qualité médiocre des schistes et le pendage subhorizontal des couches, peuvent entraîner quelques difficultés lors de la perforation de la galerie, mais elles devraient être surmontées avec les techniques modernes de creusement : ancrage, gunitage ou béton projeté.

La dérivation provisoire devrait évacuer la crue centennale ($800 \text{ m}^3/\text{s}$), prise en compte au courant des travaux, avec un batardeau dimensionné tel que le débit de pointe de la crue $360 \text{ m}^3/\text{s}$ sera amorti.

A la fin de la construction et pour des raisons simplement économiques le batardeau sera contenu dans le corps du barrage avec évidemment les mêmes matériaux, et la galerie de dérivation provisoire servira pour transiter les eaux de vidange et de passage pour la conduite de prise d'eau.

La galerie de dérivation provisoire est rectiligne et a environ 246 m de longueur.

1-2- CHOIX DU TYPE DE GALERIE

Un tel choix dépend essentiellement du débit à évacuer et fait intervenir le facteur économique. Pour cela nous avons opté pour une dérivation en tunnel de largeur en base $B = 4 \text{ m}$, Les autres dimensions sont déterminées selon les normes de calcul.

$$r = \frac{B}{\sqrt{2}} = \frac{4}{\sqrt{2}} = 2.83 \text{ m}$$

$$d = 7 \text{ m}$$

$$r' = r'' = 0,2r = 0,566 \text{ m} ; \quad \ell = 1,5B = 6 \text{ m}$$

Calcul de la section mouillée

$$S^* = S + S' + S'' + 2S'''$$

$$S = 12,45 \text{ m}^2$$

$$S' = 33,80 \text{ m}^2$$

$$S'' = 3,20 \text{ m}^2$$

$$2S''' = 1,004 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} S = 12,45 \text{ m}^2 \\ S' = 33,80 \text{ m}^2 \\ S'' = 3,20 \text{ m}^2 \\ 2S''' = 1,004 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \text{ d'où } S^* = 51,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Périmètre mouillé : } P = 26,10 \text{ m}$$

$$\text{Diamètre hydraulique : } D_h = 4 \cdot \frac{S^*}{P} = 7,73 \text{ m}$$

Nous prévoyons un revêtement en béton d'épaisseur $0,5 \text{ m}$ pour la protection des parois du tunnel contre l'érosion, lors de l'exploitation.

1-3. METHODE DE CALCUL

Hypothéses

- Écoulement en charge dans la galerie:
- Écoulement permanent:
- Hauteur du batardeau est incluse la sécurité

L'équation de Bernoulli aux section (1) et (2)

$$H_1 + \frac{P_1}{\bar{W}} + \frac{v_1^2}{2g} = H_2 + \frac{P_2}{\bar{W}} + \frac{v_2^2}{2g} + \sum_{1-2} \Delta H \quad (I)$$

Avec:

H_1 et H_2 : hauteur de l'eau aux section (1) et (2)

P_1 et P_2 : pression relative aux section (1) et (2)

\bar{W} : poids volumique de l'eau : $\bar{W} = \rho g$

g : accélération de la pesanteur

$\sum_{1-2} \Delta H$: Somme des pertes de charge totales

Considérons la surface de l'eau à l'air libre:

$P_1 = P_2 = 0$: pression atmosphérique

$v_1 = v_2 = 0$: La surface de l'eau supposée infiniment grande par rapport au diamètre de la galerie d'où une variation très lente du niveau d'eau

L'expression (I) devient:

$$H_1 = H_2 + \sum_{1-2} \Delta H = H_{bt} + J \cdot L - R_{bt} \quad (II)$$

où:

$R_{bt} = 1\text{m}$: revanche du batardeau :

$L = 246\text{m}$: Longueur développée dans l'axe de l'oued

$J = 0,0081$: pente géométrique dans l'axe de l'oued

$H_2 = 0,5\text{m}$: hauteur d'eau laissée à l'aval

$H_{bt} = 17\text{m}$: hauteur du batardeau choisie

$\sum_{1-2} \Delta H$: perte de charge totale dans la galerie

$$\sum_{1-2} \Delta H = \Delta H_s + \frac{f}{D} \cdot \frac{L \cdot V^2}{2g}$$

$$\Delta H_s = \sum Y \frac{V^2}{2g} : \text{perte de charge singulière}$$

$\sum Y$: coefficient de perte de charge à l'entrée et sortie du coude.

En supposant que le régime est turbulent rugueux dans

la galerie, nous appliquons la formule de NIKURADZE

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

f : coefficient de frottement

$\epsilon = 10^{-3}\text{m}$: rugosité absolue

$D_h = 7,73\text{m}$: diamètre hydraulique

$$f = 0,0127$$

L'expression (II) devient :

$$H_{bt} = H_2 - J \cdot L + 1 + \frac{V^2}{2g} (1,16 + \frac{fL}{D})$$

$$H_{bt} - H_2 + J \cdot L - 1 = \frac{V^2}{2g} (1,16 + \frac{0,0127 \cdot 246}{7,73})$$

$$17 - \frac{1}{2} + 2 - 1 = \frac{V^2}{2g} (1,4)$$

$$17,5 = \frac{V^2}{2g} (1,4)$$

---/---

De plus:

$$Q = V \cdot S$$

$$S = 51 \text{ m}^2$$

$$Q = S \sqrt{\frac{17,5 \times 29}{1,4}}$$

$$Q = 798,68 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit à évacuer par la galerie est de: $798,68 \text{ m}^3/\text{s}$

Vérification du régime

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{Q \cdot D}{S \nu} = \frac{798,68 \cdot 7,73}{51 \cdot 10^{-6}}$$

$$Re = 1,2 \cdot 10^8$$

$$\frac{\epsilon}{Dh} = \frac{0,001}{7,73} = 1,29 \cdot 10^{-4}$$

$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$: viscosité cinématique:

d'après le diagramme de MOODY, le régime est turbulent rugueux

$$Q = V \cdot S \Rightarrow V = \frac{Q}{S} = \frac{798,68}{51}$$

$$V = 15,66 \text{ m/s}$$

La section de la galerie choisie est suffisante, et la vitesse de l'eau dans la galerie est admissible. (voir planche N°6)

2- EVACUATEUR DE CRUES

2-1- BUT

Pour éviter la submersion du barrage lors des crues exceptionnelles (Période 1000 ans), la conception d'un ouvrage d'évacuation permettant d'évacuer les débits de crues sans pour autant endommager par submersion ou par affouillements les autres ouvrages, s'avère indispensable.

2-2- CHOIX DE L'EVACUATEUR DE CRUES

Le choix de l'évacuateur de crues dépend des données hydrologiques et des conditions topographiques du site. Nous avons opté pour un déversoir latéral de surface à seuil libre pour évacuer la crue du projet. Le déversoir sera à profil pratique type CREAGER qui s'adapte le mieux à la lame de façon à ce que celle-ci ne puisse se décoller. Le profil type est celui réalisé par la nappe libre.

2-3. EMPLACEMENT DE L'EVACUATEUR:

Les conditions topographiques du site se prêtent à la réalisation d'un tel déversoir. Le col situé en rive droite permet en effet d'y implanter sans fouilles importantes un évacuateur de surface à seuil libre rejetant dans de bonnes conditions de restitution les crues à l'aval du barrage.



2.4. CARACTERISTIQUES ET CALCULS

a) Déversoir

Type: CREAGER

Longueur déversante	: 100 m
Débit de pointe à évacuer	: 1300 m ³ /s
Charge hydraulique maximale	: 3 m
Côte en crête	: 380 m
Hauteur du seuil	: 5,20 m

Profil type du déversoir:

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

Pour déterminer le profil correspondant à une charge $H_1 = 3,0$ m (dans notre cas); nous appliquons la loi de similitude de Reich-Froud, pour justifier la validité de cette loi, il est évident que les forces d'inertie et de pesanteur sont relativement importantes par rapport aux forces de viscosité.

Pour cela le profil du coursier pour une charge $H = 1,0$ m a été déterminé, le rapport des dimensions linéaires étant constant.

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

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

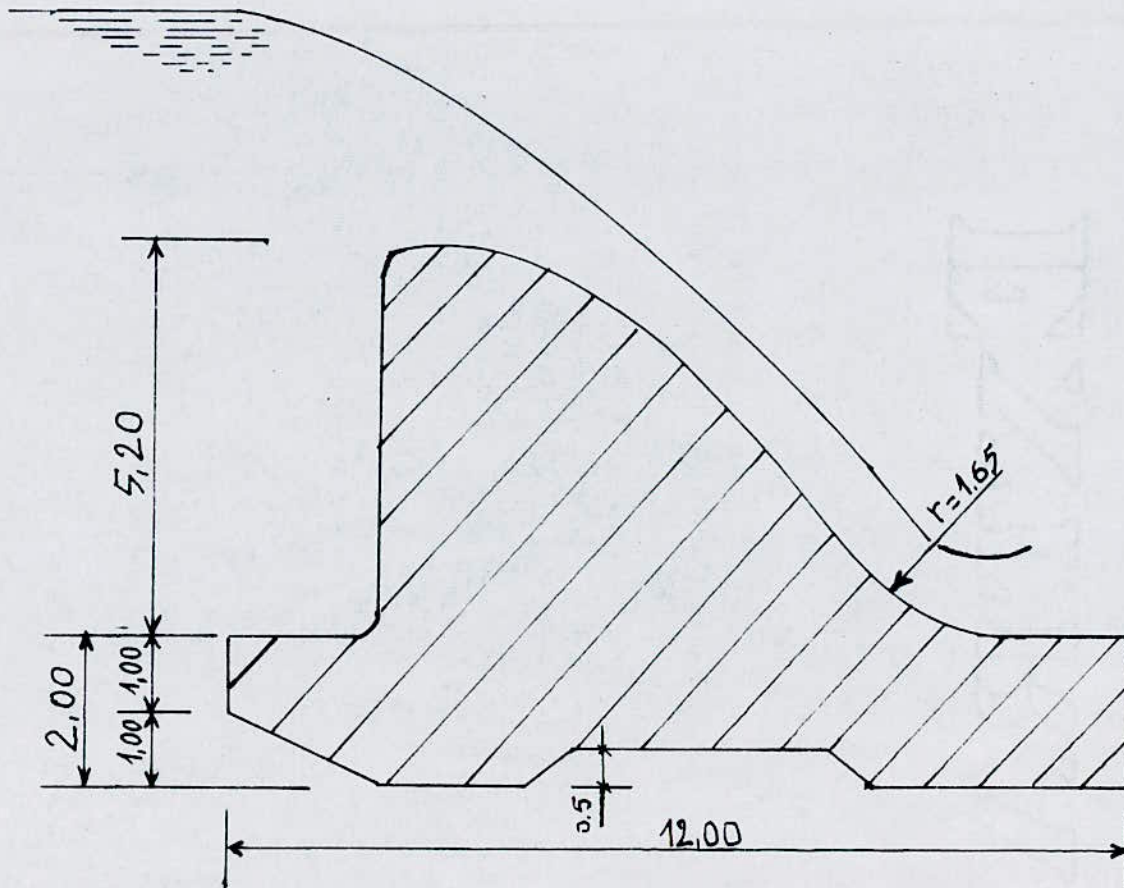
En se servant des coordonnées x et y correspondant à la charge $H=1,0m$, nous allons tracer le profil de notre coursier point par point de coordonnées (X, Y) .

Tableau

Profil: $H=1,0m$		Profil: $H=3,0m$	
x	y	X	Y
0,0	0,126	0,00	0,378
0,1	0,036	0,30	0,108
0,2	0,007	0,60	0,0021
0,3	0,00	0,90	0,00
0,4	0,006	1,20	0,018
0,5	0,027	1,50	0,081
0,6	0,060	1,80	0,180
0,7	0,100	2,10	0,300
0,8	0,146	2,40	0,438
0,9	0,198	2,70	0,594
1,0	0,256	3,00	0,768

Profil: $H=1,0m$		Profil: $H=3,0m$	
x	y	X	Y
1,1	0,321	3,30	0,963
1,2	0,394	3,60	1,182
1,3	0,475	3,90	1,425
1,4	0,564	4,20	1,692
1,5	0,661	4,50	1,983
1,6	0,764	4,80	2,292
1,7	0,873	5,10	2,619
1,8	0,987	5,40	2,961
1,9	1,108	5,70	3,324
2,0	1,235	6,00	3,705
2,1	1,369	6,30	4,107

Profil: EVACUATEUR DES CRUES



$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2}$$
$$L = 100 \text{ m}$$
$$C = 2,22$$
$$H = 3 \text{ m}$$

Echelle: 1/100

2-5- STABILITE DE L'EVACUATEUR DE CRUES

Les diverses sollicitations auxquelles serait soumis l'ouvrage lors de son exploitation pourront entraîner soit son glissement, son soulèvement, soit son renversement.

C'est pourquoi, une vérification de la stabilité de l'ouvrage contre les risques précités, s'impose.

Stabilité contre le glissement

$$K_g = \frac{\sum \text{Forces stabilisatrices}}{\sum \text{Forces d'entraînement}}$$

K_g : Coefficient de sécurité

$$K_g = \frac{f(G - W\phi)}{P}$$

où

f : Coefficient de frottement = 0,6

G : Poids de l'ouvrage

$W\phi$: pression de l'eau d'infiltration.

P : Poussée due à la pression de l'eau

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

avec:

γ_b : poids spécifique du béton = 2,4 t/m³

h : 5,20 m

b : 12,00 m

G : 74,88 t/m p.

---/---

Poussée de l'eau sur le parement amont:

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

$$P = 13,52 \text{ t/ml}$$

Pression d'infiltration

$$W\phi = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot b = 24,96 \text{ t/ml}$$

α : Coefficient de réduction des sous-pressions pris entre 0,5 et 1,0

Soit $\alpha = 0,8$

d'où

$$K_g = \frac{0,6 (74,88 - 24,96)}{13,52} = 2,21$$

Stabilité contre le renversement

$$K_r = \frac{\sum \text{Moments retenant/c}}{\sum \text{Moments renversant/c}}$$

K_r : Coefficient de sécurité

$$\sum \text{Moments retenant/c} = (G - W\phi) \frac{2}{3} \cdot b = 399,36 \text{ t.m}$$

$$\sum \text{Moment renversant/c} = \frac{1}{3} \cdot P \cdot h = 23,00 \text{ t.m}$$

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

Stabilité contre le soulèvement

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

Où

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

$$P_1 = \gamma_{\text{eau}} \cdot b_1 \cdot h = 10,40 \text{ t/m}^2$$

avec b_1 : largeur de la console de la base = 2,0 m

$$\text{d'où: } K_s = 3,41$$

Ces résultats nous permettent d'avancer, que la stabilité de l'ouvrage n'est en aucun cas menacée et qu'aucune modification importante n'est à apporter

Calcul hydraulique

Le débit passant par le déversoir $Q = 1216 \text{ m}^3/\text{s}$, ce qui provoque une élévation du plan d'eau $Z = 3,0 \text{ m}$, la charge à l'amont de l'ouvrage deviendra:

$$H = h + Z = 8,20 \text{ m}$$

Le débit spécifique $q = \frac{Q}{P} = 12,16 \text{ m}^2/\text{s}$

Détermination de la hauteur critique, hauteur au pieds du déversoir.

$$K = \sqrt{\frac{q^2}{g}} = 2,469 \text{ m.}$$

$$H = 8,20 \text{ m}$$

$$H_t = H/K = 3,319 \xrightarrow{\text{ab18a}} h_{t+} = 0,43 \Rightarrow h_t = h_{t+} \cdot K$$

$$h_t = 1,06 \text{ m}$$

(h_{t+} tirée de l'abaque 18a: Théorie de M^{re} G-LAPRAY)

2-6 CANAL EVACUATEUR

Le débit évacué par le déversoir sera canalisé à l'oued par un canal à section trapézoïdale. Ce dernier sera convergent et attendra à l'oued une largeur de 70m. L'écoulement dans le canal est un écoulement graduellement varié dont l'équation caractéristique est l'équation différentielle suivante

$$dL = \frac{1 - \frac{Q^2}{g \cdot A^3}}{J_u - J} dh$$

$$L_{1-2} = \int_{h_1}^{h_2} \frac{1 - \frac{Q^2}{g \cdot A^3}}{J_u - J} \cdot dh$$

Les profondeurs h_i caractérisant la variation du niveau de la surface libre de l'eau ou courbe de remous d'ordonnée " h_i " et d'abscisse " L_i " sont obtenue par intégration de l'équation différentielle dans laquelle: (voir planche N°5)

- Q : débit véhiculé par le canal
- Q : largeur du plan d'eau
- A : section mouillée



g: accélération de la pesanteur

L_{1.2}: Longueur développée entre les sections (1) et (2)

Ju: pente géométrique du canal

J: gradient de perte de charge

Les résultats de calcul sont obtenus à partir d'un programme pour TI 59, établi par G. LAPRAY
 ax: professeur à L'E.N.P.

Programme Donnant le Profil en long de la Surface

Libre, Remous en canal trapézoïdal linéairement Convergent

LRN 2nd LBLA RCL 05 $x^2 + 1 = \sqrt{x} \times 2 = \text{STO } 09 + \text{RCL } 17 \div 2 = \text{STO } 07$ R/S

2nd LBLB RCL 15 STO 14 $\div 2 + \text{RCL } 06 = \div \text{RCL } 20 \times \text{RCL } 16 = \div \text{RCL } 18$

STO 04 + RCL 05 $\times \text{RCL } 07 = \text{STO } 10 \times 4 \div (\text{RCL } 04 + \text{RCL } 09 \times \text{RCL } 07) = \text{STO } 11$ 1/x

$\times \text{RCL } 02 = \ln x \times .86 - 1,14 = x^2 \cdot 1/x \text{ STO } 12$ 1 - RCL 01 $x^2 \times (\text{RCL } 04 + 2 \times \text{RCL } 05$

$\times \text{RCL } 07) \div 9,8 \div \text{RCL } 10 \cdot 3 = \text{STO } 13 \div (\text{RCL } 03 - \text{RCL } 12 \times (\text{RCL } 01 \div \text{RCL } 10)) \cdot 2$

$\div \text{RCL } 11 \div 19,6 \times \text{RCL } 17 = \text{STO } 15 - \text{RCL } 14 = 2^{\text{nd}} |x| 2^{\text{nd}} \geq t \text{ B RCL } 15 \text{ Sum } 0$

RCL 17 Sum 08 RCL 18 - RCL 06 $\div \text{RCL } 20 \times \text{RCL } 16 = \text{STO } 04$ RCL 01 $\div \text{RCL } 11$

$\times \text{RCL } 11 \div \text{RCL } 00 = \text{STO } 21$ RCL 06 R/S

2nd LBL C RCL 04 $\div 2 \times \text{RCL } 05 \times \text{RCL } 27 = \text{STO } 31$ RCL 04 + RCL 05 $\times \text{RCL } 27$

$= x \text{ RCL } 27 = \text{STO } 30$ 1/x $\cdot 3 \times \text{RCL } 31 \times \text{RCL } 01 \cdot 2 \div 9,8 = \text{STO } 28$ $\cdot 3 \times$

RCL 27 = STO 27 RCL 28 - 1 = 2nd |x| 2nd $\times \geq t \text{ c RCL } 09 \times \text{RCL } 27$

$\div \text{RCL } 04 = \text{STO } 26$ 1/x $\times \text{RCL } 30 \times 4 = \text{STO } 23$ 1/x $\times \text{RCL } 02 =$

STO 24 $\ln x \times .86 - 1,14 = x^2 \cdot 1/x \text{ STO } 25 \div \text{RCL } 23 \times \text{RCL } 01 \cdot 2$

$\div \text{RCL } 30 \cdot 2 \div 19,6 = \text{STO } 22$ RCL 03 $\div \text{RCL } 22 = \text{STO } 29$ RCL 27 R/S

2^{nd} LBLD RCL04 + RCL05 x RCL37 = x RCL37 = STO40 RCL04 + RCL3
 \times RCL09 = STO36 $1/x \times 4 \times$ RCL40 = STO33 \div RCL02 = $1/x$ STO39
 $\ln x \times .86 - 1,14 = x^2 1/x$ STO35 \times RCL01 $x^2 \div$ RCL40 $x^2 \div 19,6 =$ STO32
 \div RCL03 = $y^x .3 \times$ RCL37 = STO37 RCL32 - RCL03 = $2^{\text{nd}} |x| 2^{\text{nd}} x \geq t$
 D RCL01 \div RCL40 = STO34 \times RCL33 \div RCL00 = STO38 RCL37 R/S

Exécution du programme

Données de calcul pour la première tranche

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

$$L_{01} = 10 \text{ STO } 15$$

$$Q = 1216 \text{ STO } 01$$

$$\Delta b_{01} = 20 \text{ STO } 16$$

$$E = 0,001 \text{ STO } 02$$

$$\Delta h = 0,00001 \text{ STO } 17$$

$$J_u = 0,12 \text{ STO } 03$$

$$b_0 = 100 \text{ STO } 18$$

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

$$L_{0n} = 246 \text{ STO } 20$$

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

$$K = 2,469 \text{ STO } 27$$

$$h_0 = 1,06 \text{ STO } 08$$

$$h_u = 0,92 \text{ STO } 37$$

$$A \rightarrow (h_0 + \frac{\Delta h}{2}) \text{ RCL } 07 \text{ et } \times \text{ RCL } 09$$

$$B \rightarrow L \text{ RCL } 06 \text{ b RCL } 04 \text{ h RCL } 08$$

$$C \rightarrow K \text{ RCL } 27$$

$$D \rightarrow h_u \text{ RCL } 37$$

Remous descendant type P₂

Turbulent rugueux, torrentiel super normal

Li	hi	bi	Ki	hui
1,566	1,05	99,735	2,475	0,682
3,221	1,04	99,235	2,482	0,676
4,974	1,03	98,683	2,492	0,678
6,835	1,02	98,097	2,501	0,681
8,815	1,01	97,47	2,512	0,6837
10,93	1,00	96,81	2,523	0,6866
13,189	0,99	96,10	2,536	0,6898
15,618	0,98	95,343	2,549	0,6932
18,238	0,97	94,525	2,564	0,6970
21,079	0,96	93,642	2,58	0,701
24,176	0,95	92,68	2,597	0,7057
27,577	0,94	91,634	2,617	0,71
31,345	0,93	90,478	2,639	0,716
35,556	0,92	89,193	2,660	0,723
40,367	0,91	87,747	2,693	0,734
45,941	0,90	86,090	2,726	0,740
52,686	0,89	83,970	2,770	0,751
61,282	0,88	81,494	2,826	0,765

Li	hi	bi	Ki	hui
73,726	0,87	78,140	2,904	0,785
75,583	0,869	76,730	2,967	0,801
77,473	0,868	75,118	2,988	0,806
79,560	0,867	74,497	3,004	0,810
81,937	0,866	73,780	3,027	0,816
84,720	0,865	72,960	3,046	0,821
88,191	0,864	71,990	3,073	0,828
93,564	0,863	70,51	3,114	0,839
94,396	0,8629	69,57	3,143	0,846
95,416	0,8628	69,166	3,158	0,850
96,745	0,8627	68,800	3,169	0,852
98,95	0,8626	68,320	3,184	0,856
99,642	0,86259	67,820	3,199	0,860
99,640	0,8626	67,610	3,207	0,862
100,43	0,86261	67,54	3,210	0,860

Ramous ascendant Type P₃

Turbulent rugueux, torrentiel subnormal

Li	hi	bi	Ki	hui
103,39	0,86271	67,024	3,223	0,866
104,66	0,86281	66,212	3,250	0,873
105,616	0,86291	65,758	3,266	0,877
106,456	0,86301	65,497	3,275	0,880
107,210	0,86311	65,240	3,284	0,882
107,89	0,86321	65,01	3,291	0,884
108,53	0,86331	64,799	3,299	0,886
109,129	0,86341	64,600	3,305	0,887
109,69	0,86351	64,41	3,312	0,889
110,227	0,86361	64,23	3,318	0,891
130,386	0,87141	57,968	3,552	0,946
132,616	0,87241	57,206	3,5824	0,9475
134,708	0,87341	56,509	3,6118	0,9548
136,685	0,87441	55,852	3,6403	0,9618
138,566	0,87541	55,227	3,6678	0,9685
140,365	0,87641	54,631	3,6945	0,9751
142,093	0,87741	54,060	3,7206	0,9816
143,758	0,87841	53,509	3,7462	0,9878
145,368	0,87941	52,978	3,7713	0,9940

Li	hi	bi	Ki	hui
146,927	0,88041	52,464	3,7959	1,0001
148,442	0,88141	51,964	3,8203	1,0061
149,916	0,88242	51,479	3,8443	1,0120
151,353	0,88341	51,0070	3,8680	1,0178
152,755	0,88441	50,545	3,8916	1,0236
154,125	0,88541	50,095	3,9149	1,0293
155,467	0,88641	49,654	3,9381	1,0350
156,781	0,88741	49,223	3,9611	1,0407
158,069	0,88841	48,8006	3,9839	1,0463
159,334	0,88941	48,3857	4,0067	1,0519
160,576	0,89041	47,9783	4,0294	1,0574
161,797	0,89141	47,5779	4,0520	1,0630
162,999	0,89241	47,1842	4,0745	1,0685
164,181	0,89341	46,7968	4,09704	1,0740
165,346	0,89441	46,4153	4,11948	1,0795
166,494	0,89541	46,0394	4,1418	1,0850
167,625	0,89641	45,6689	4,1642	1,0905
168,742	0,89741	45,3035	4,1866	1,0960
169,843	0,89841	44,942	4,2090	1,1014
170,931	0,89941	44,587	4,2314	1,1069
172,006	0,90041	44,235	4,2538	1,1124

Li	hi	bi	Ki	hui
173,067	0,90141	43,888	4,2762	1,1179
174,116	0,90241	43,545	4,2986	1,1234
175,154	0,90341	43,205	4,3211	1,1289
176,180	0,90441	42,870	4,3436	1,1344
177,195	0,90541	42,538	4,3662	1,1399
178,200	0,90641	42,210	4,3888	1,1454
179,194	0,90741	41,885	4,4115	1,1510
180,179	0,90841	41,563	4,4342	1,1565
181,155	0,90941	41,244	4,4571	1,1621
182,121	0,91041	40,9292	4,4799	1,1677
183,078	0,91141	40,616	4,5029	1,1733
184,027	0,91241	40,306	4,5260	1,1789
184,967	0,91341	39,999	4,5491	1,1845
185,900	0,91441	39,694	4,5723	1,1902
186,824	0,91541	39,393	4,5957	1,1959
187,741	0,91641	39,093	4,6191	1,2016
188,651	0,91741	38,796	4,6427	1,2073
189,554	0,91841	38,501	4,6663	1,2131
190,449	0,91941	38,209	4,690	1,2189
191,338	0,92041	37,919	4,714	1,2247
192,220	0,92141	37,631	4,738	1,2305

Li	hi	bi	Ki	hui
195,687	0,92541	36,500	4,835	1,2542
196,539	0,92641	36,222	4,860	1,2602
197,386	0,92741	35,946	4,885	1,2662
198,226	0,92841	35,671	4,910	1,2723
199,892	0,92941	35,399	4,935	1,2784
200,717	0,93041	35,128	4,960	1,2846
201,537	0,93141	34,859	4,986	1,2908
202,352	0,93241	34,591	5,011	1,2970
203,162	0,93341	34,326	5,037	1,3032
203,968	0,93441	34,061	5,063	1,3095
204,769	0,93541	33,798	5,089	1,3159
205,566	0,93641	33,537	5,116	1,3223
206,358	0,93741	33,277	5,142	1,3287
214,049	0,93841	33,019	5,169	1,335
221,382	0,94841	31,599	5,310	1,3711
228,422	0,95841	29,139	5,589	1,4410
235,210	0,96841	26,813	5,906	1,5178
241,784	0,97841	24,571	6,258	1,6027
242,517	0,98841	22,404	6,653	1,6977
248,173	0,99841	20,301	7,101	1,8054

2-7 DISSIPATEUR D'ENERGIE

En passant du bief amont au bief aval la transformation de l'énergie potentielle de l'eau en grande énergie cinétique pourrait entraîner des destructions ou des affouillements à l'aval qui s'explique par l'accroissement du débit spécifique et par conséquent de la vitesse.

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b \cdot h_i} = q/h_i$$

b: largeur à l'aval du canal

$$q = \frac{Q}{b} = 60,8 \text{ m}^2/\text{s} : \text{débit spécifique à l'aval}$$

h_i : hauteur d'eau à l'aval

V: vitesse à l'aval

$$V = 61 \text{ m/s}$$

Nous remarquons que le régime devient catastrophique à l'aval (absence de ressaut dissipateur)

En face d'un tel problème aux conséquences catastrophiques, nous avons prévu une modification de la section aval du canal. Ce qui permettra de réduire la vitesse d'écoulement, donc le débit spécifique sera de même.

Enfin, nous estimons que la réalisation d'un ouvrage

dissipateur d'énergie pourrait résoudre complètement le problème. Il sera dimensionné tel qu'il puisse garantir la tranquillisation de l'écoulement et permettra d'éviter les risques précités à l'aval du canal.

3- VIDANGE ET PRISE D'EAU

3-1. VIDANGE DE FOND

A la fin de la construction du barrage, la galerie de dérivation sera aménagée pour servir de vidange de fond. Comme il est nécessaire de se garder la possibilité de vider dans de bonnes conditions la retenue, il apparaît normal d'équiper le barrage d'une vidange capable de vider la retenue à mi-hauteur en semaine environ,

Le but est:

- Vider la retenue en cas d'accident.
- Abaisser le niveau du plan d'eau pour permettre l'entretien et la réparation
- Un moyen de lutte contre l'envasement.

Le délai adopté en Algérie est de 21 jours, toute vidange d'un délai inférieur ou égal à 21 jours est considérée comme vidange rapide.

Le débit à évacuer est:
$$Q = \frac{41 \cdot 10^6}{21 \cdot 24 \cdot 3600} = 22,60 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ce débit passera avec de bonnes conditions d'aération dans la galerie sans modification de cette dernière.

3-2- PRISE D'EAU

Le but de l'ouvrage de prise est le prélèvement d'un débit destiné pour l'industrie, l'A.E.P, ou l'irrigation par une conduite qui empruntera la galerie de dérivation provisoire dans sa partie supérieure et ce grâce à un plancher de séparation coulé en deuxième phase dans la galerie.

Une tour construite en deuxième phase à l'entrée de la galerie, groupe l'ensemble des vannes et leur organes de commande. Elle sera munie de trois fenêtres disposées à différents niveaux qui se réunissent pour former la conduite de prise. Une passerelle permet d'y accéder depuis la rive.

Détermination du débit de prise.

Il est évident que pendant les mois de pluviométrie faible ou nulle, la demande en eau se fera plus sentir, nous avons estimé pendant cette période que le volume de prise est d'environ 20% du volume utile du réservoir par mois régularisé au taux optimal 91,5%

$$V_u = V_{NVR} - V_m$$

où : V_{NVR} : volume correspondant au niveau normal.

V_m : volume mort.

$$V_u = 82 \cdot 10^6 - 27 \cdot 10^6 = 55 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$Q_p = \frac{V_p}{T}$$

Q_p : débit de prise

T : période de 1 mois

V_p : volume de prise

$$Q_p = \frac{55 \times 0,2 \times 10^6}{31.24.3600} = 4,10 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_p = 4,10 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous proposons une conduite en acier de $\phi = 1600 \text{ mm}$

Calcul de la vitesse dans la conduite.

$$V = \frac{Q_p}{S} = \frac{4,10}{\pi \frac{D^2}{4}} = 2,04 \text{ m/s}$$

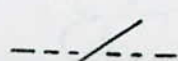
La vitesse d'écoulement dans la conduite est acceptable

4 - GALERIE DE CONTROLE ET DE DRAINAGE

Il apparaît indispensable de prévoir un drainage énergétique de la fondation pour maîtriser les pressions à l'aval. La minceur de l'épéron en rive gauche rend cette mesure particulièrement importante sur cette rive.

Nous avons donc prévu une galerie de contrôle et de drainage traversant entièrement le barrage et s'enfonçant dans les rives.

Une rigole est aménagée dans la galerie pour recueillir les eaux drainées.



L'exhaure des eaux et l'accès à la galerie se feront par la dérivation provisoire. On pourra ainsi à tout moment si les contrôles piézométriques en montrant la nécessité venir renforcer le drainage et éventuellement la voûte d'injection. L'avantage et la réserve de sécurité que cette galerie procure, sont tels qu'elle apparaît indispensable pour un projet de cette importance. (voir planche N°6)

CALCUL ECONOMIQUE

Les évaluations sont faites à partir d'un nombre réduit de prix unitaire, il est évident que ces prix varient d'une région à une autre et en fonction de l'emplacement du chantier.

ESTIMATION DU VOLUME DE LA DIGUE

Le calcul du volume de la digue a été estimé à partir de plusieurs coupes transversales de la digue, les calculs sont portés au tableau suivant :

(Voir planche N°8)

N° des Profils	Distances [m]	Surfaces [m ²]						Volumes [m ³]					
		Terre Vegetale	Noyau	Filtres	Remblai schistes	Remblai silts	Enrochements	Terre Vegetale	Noyau	Filtres	Remblai schistes	Remblai silts	Rip-rap
1	46	18,5	70	52	110	170	31,5	851	3220	2392	5060	7820	1449
	35	72	205	95	270,5	492	65	2520	7175	3325	9467	17220	2275
2	82	57,5	786	271	2570	2010,5	190	4715	64452	22222	210740	164820	15580
	55	61	795	292	3375	2130	230	3355	43725	16060	185625	117150	12650
4	48	65	550	232	3160	2030	195	3120	26400	11136	151680	97440	9360
	5	41	67	284	140	2615	985	190	2747	11644	5740	107215	40385
6	31	14	83	66	341	78,5	89	434	2573	2046	10571	2433	2759
	7												
Total								17742	159189	62921	680378	447277	51863

Designation	Unité	Prix unitaire (DA)	Quantité	Montant en Millions de DA
<u>A: Digue</u>				
1. Deblais	m ³	160	480.000	76,8
<u>2 Ramblais</u>				
- argile	m ³	140	159.189	22,28646
- silts	"	90	447.277	40,25493
- shistes acrasés	"	170	680.378	115,664
- enrochement	"	160	113.022	18,08352
- drain, filtre	"	410	1.180.408	483,967
- rip-rap	"	170	51.863	8,81671
- couche végétale	"	150	17.742	2,6613
<u>Total</u>				<u>768,5339</u>
<u>B: Injection</u>				
- traitement de contact	m ²	350	16.500	5,775
- voile d'injection	m ²	350	42.100	14,735
<u>Total</u>				<u>20,51</u>
<u>C: Galerie de controle et drainage</u>				
	m ^l	5200	600	3,12

Designation	Unité	Prix unitaire (DA)	Quantité	Montant en Millions de DA
D: Evacuateur				
- Deblais	m ³	90	120.000	10,8
- béton armé	m ³	3500	20.000	70
Total				80,8
E: D.P. Vidange et prise				
- Deblais	m ³	90	12.500	1,125
- Galerie	m ²	16500	246	4,073760
- béton armé	m ³	3500	2.700	9,45
Total				14,64876
COÛT total = 887,61266.10⁶ DA				

CONCLUSION

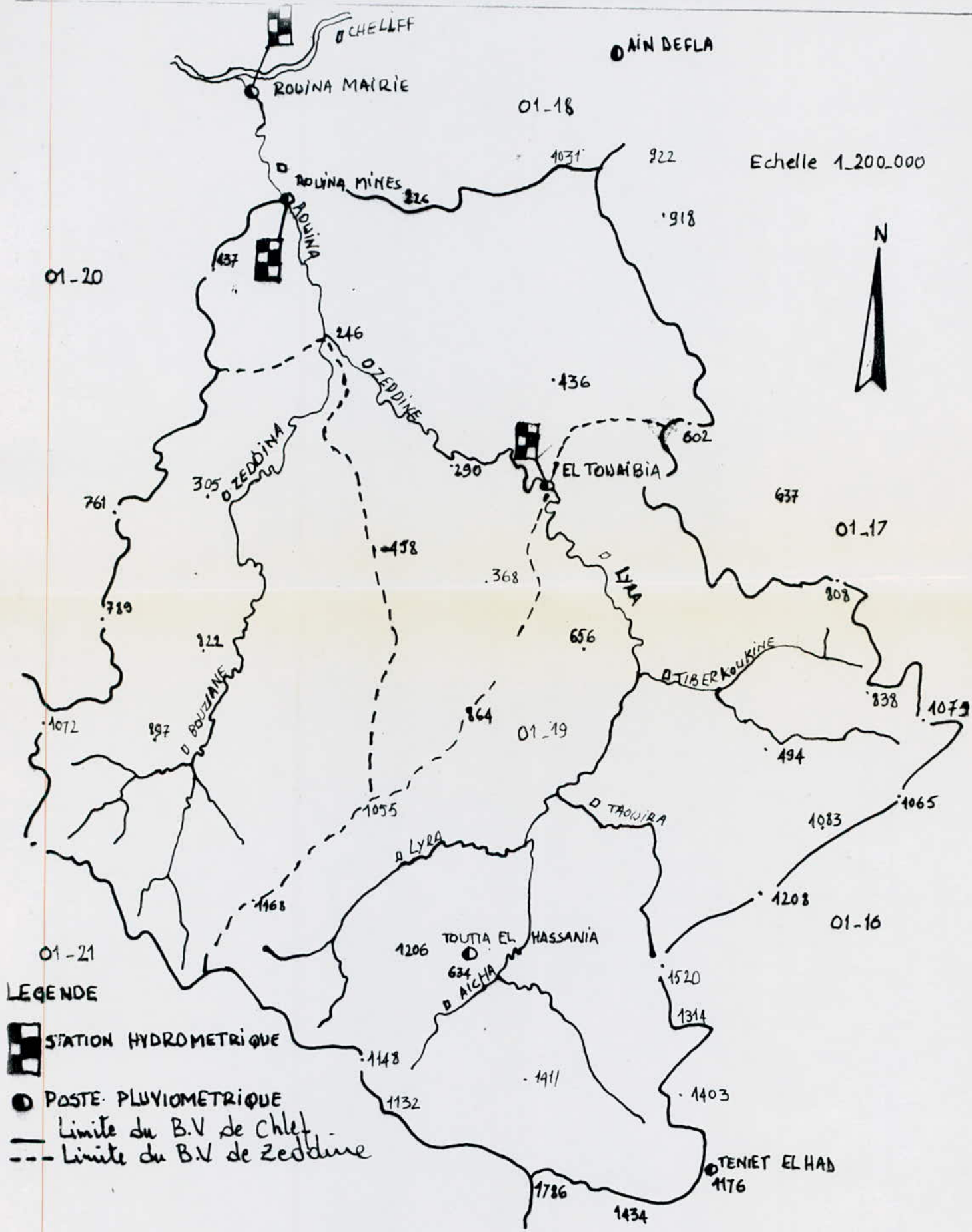
Les conditions naturelles existant sur le site et la cuvette d'EL TOUAÏBIA sur l'oued de ZERDINE permettent la réalisation de ce barrage.

Les matériaux nécessaires à sa réalisation étant largement disponibles au niveau du site même ceci est d'autant plus avantageux du point de vue économique, qu'on ne se heurtera pas aux problèmes et dépenses que pourrait constituer le transport.

Toutefois, notre étude n'est pas définitive et nécessite avant tout une analyse plus approfondie des conditions géologique et hydrologique. Nos calculs seront évidemment à revoir si les études hydrologiques et les reconnaissances géologiques ultérieures en montreraient la nécessité.

BIBLIOGRAPHIE

- _ HYDRAULIQUE GENERALE _ _ _ _ _ M. CARLIER
- _ BARRAGE EN TERRE _ _ _ _ _ MALLET ET PACQUANT
- _ HYDRAULIQUE SOUTERRAINE _ _ _ _ G. SCHNEBELLI
- _ THEORIE DE LA LONGUEUR
FLUIDODYNAMIQUE _ _ _ _ _ G. LAPRAY
- _ BARRAGE EN MATERIAUX
LOCAUX _ _ _ _ _ E. BELEKONEV
- _ THESE DE FIN D'ETUDES _ _ _ _ _ E.N.P
- _ COURS FEN 201 _ _ _ _ _ E.N.P



LEGENDE



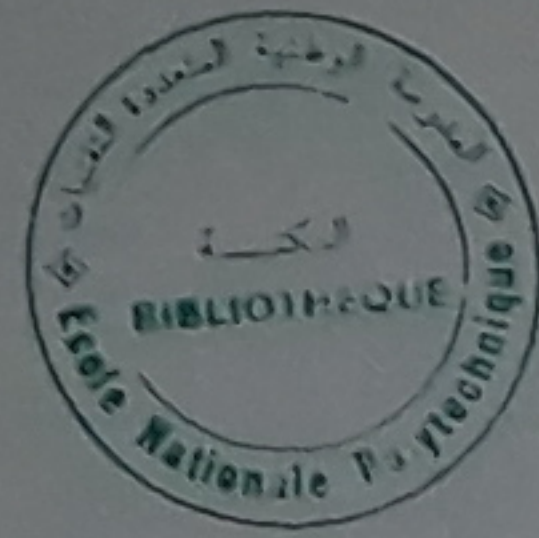
-  STATION HYDROMETRIQUE
-  POSTE PLUVIOMETRIQUE
- Limite du B.V. de Chlef
- - - Limite du B.V. de Zeddine

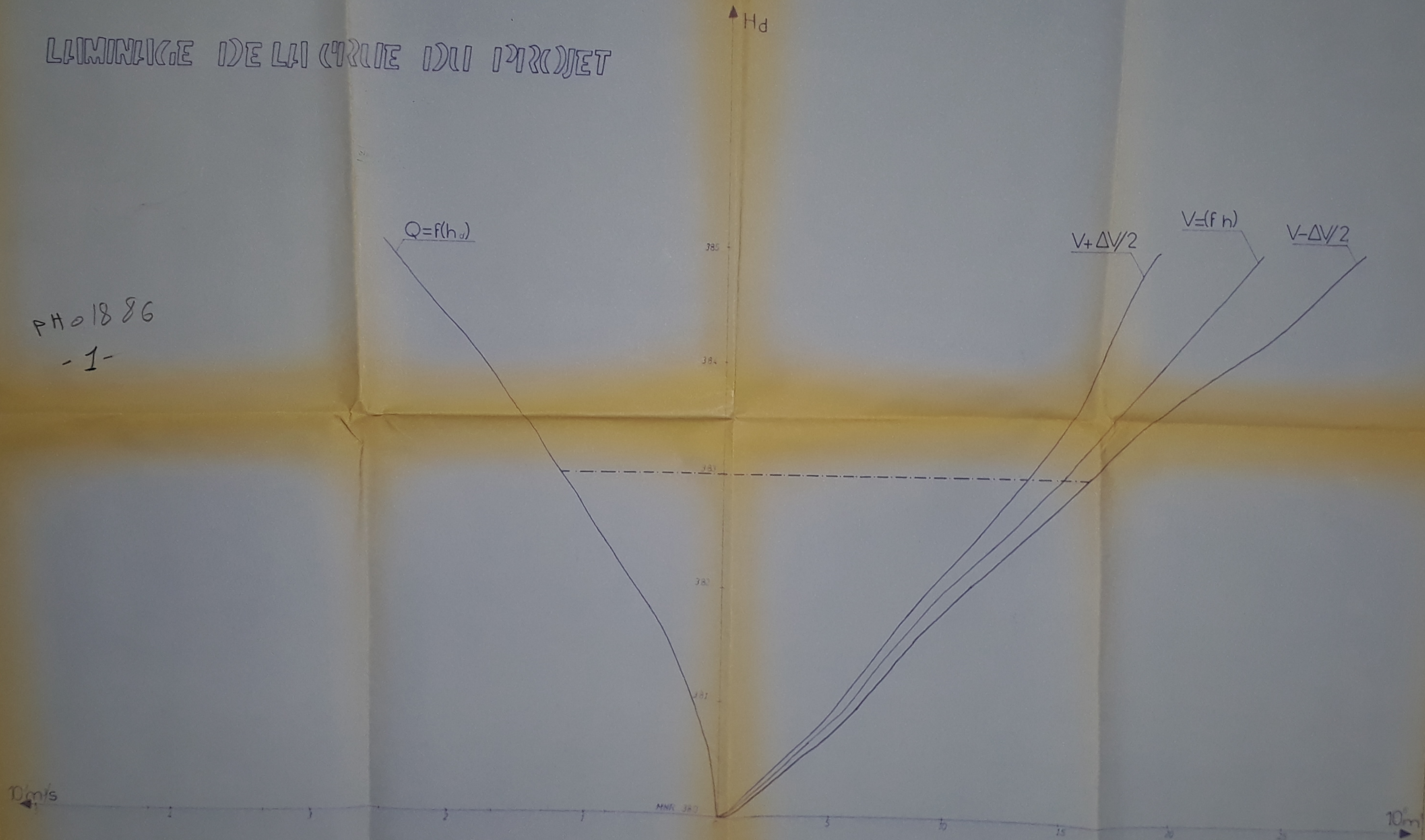
PLANCHE N° 1

Dirigé par: M^r ABDERRAHIM D
Etudié par: MANSAR - A
REZZAK - A



LAMINAIRE DE LA COURBE DU PROJET

PH 01886
- 1 -

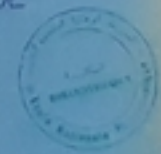


ECHELLES:
Hd(m): 1cm → 0.2m
V.(10 m/s) 1cm → 10 m/s
Q.(10 m³/s) 6cm → 10 m³/s

PROFILAGE DE TUNISIE SUR L'OUED ZERDINE

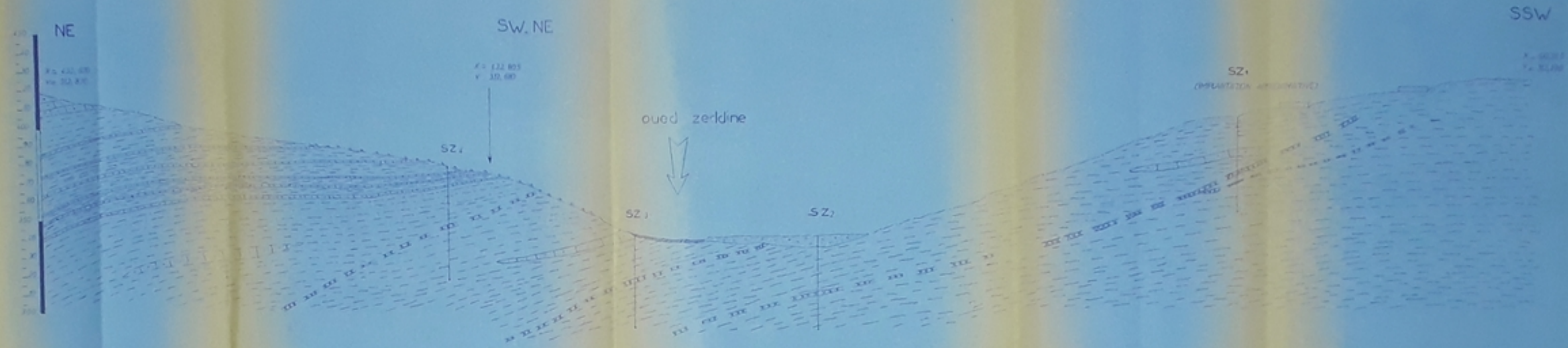
COUPE GEOLOGIQUE
ARTICULEE

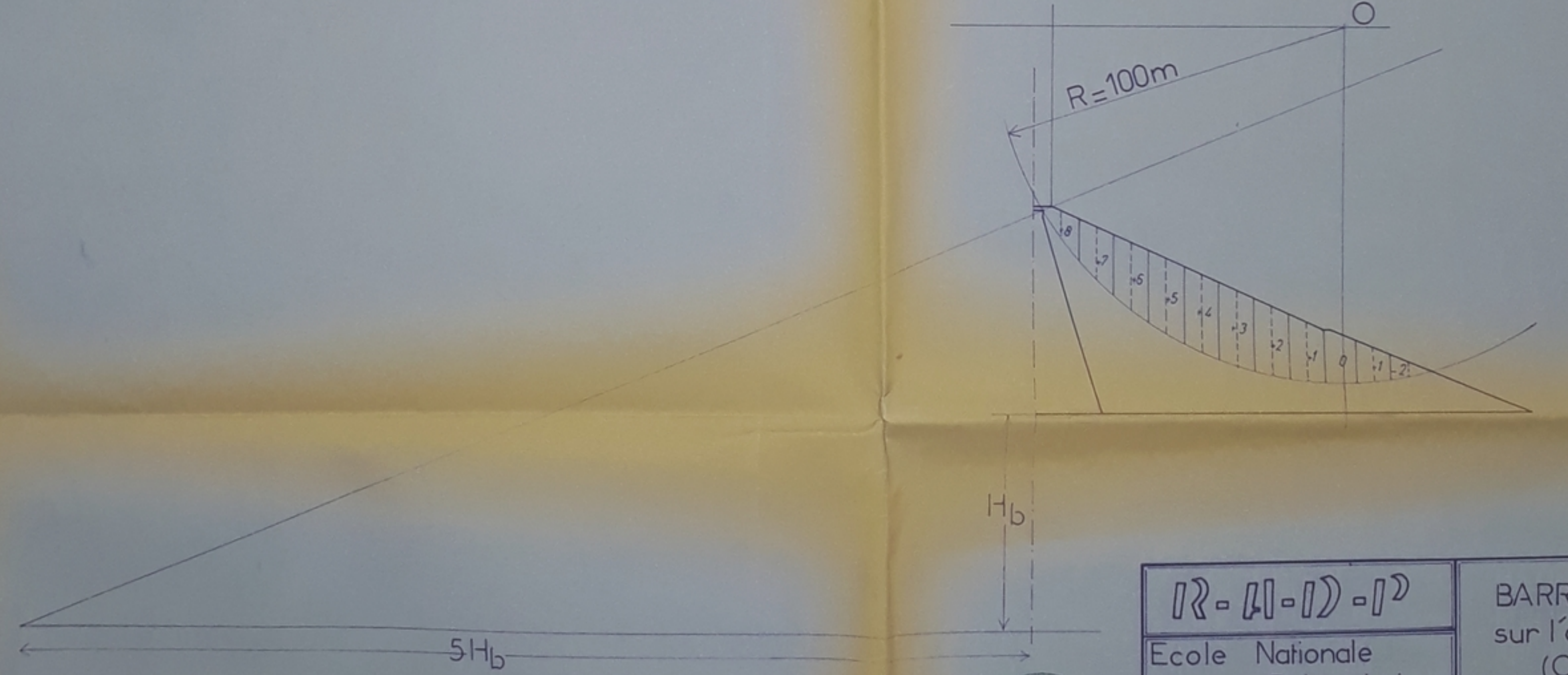
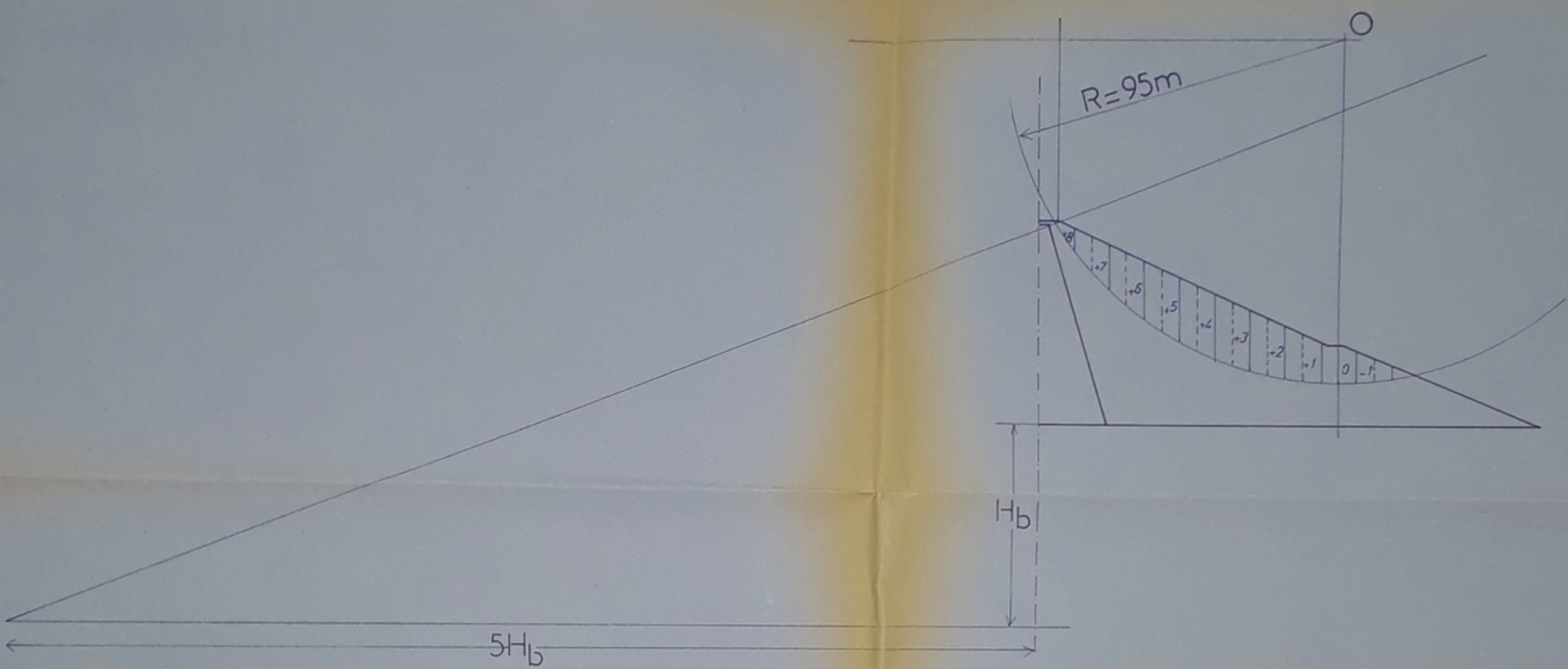
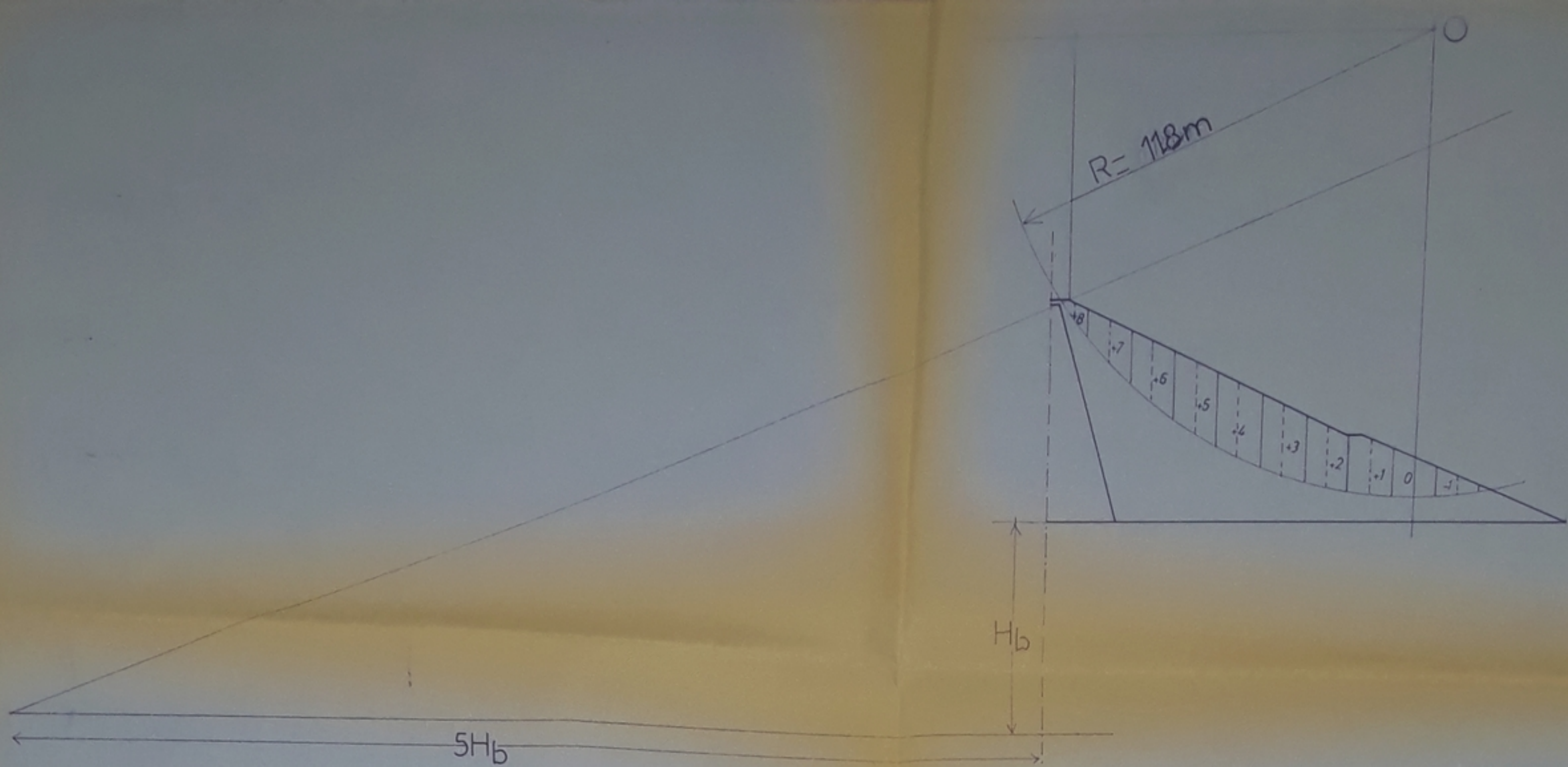
Echelle 1/1000



Legende

	SAVANS DE L'OUED		SAVANS (SANDS)	} 1/2000
	SAVANS TERRACE		SAVANS (CALCAIRE)	
	SAVANS (CALCAIRE)		SAVANS (CALCAIRE)	} 1/2000
	SAVANS (CALCAIRE)		SAVANS (CALCAIRE)	
	SAVANS (CALCAIRE)		SAVANS (CALCAIRE)	} 1/2000
	SAVANS (CALCAIRE)		SAVANS (CALCAIRE)	

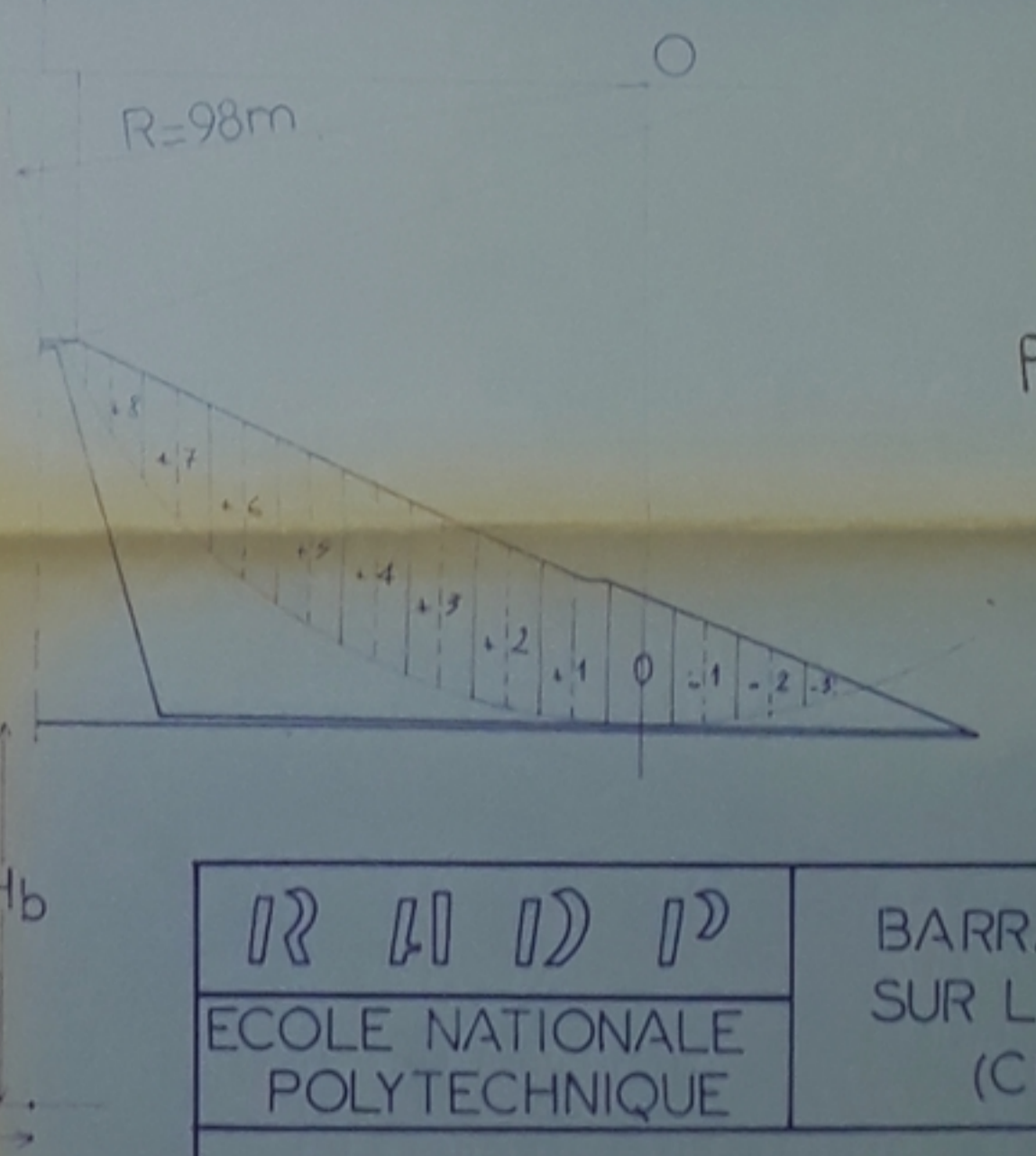
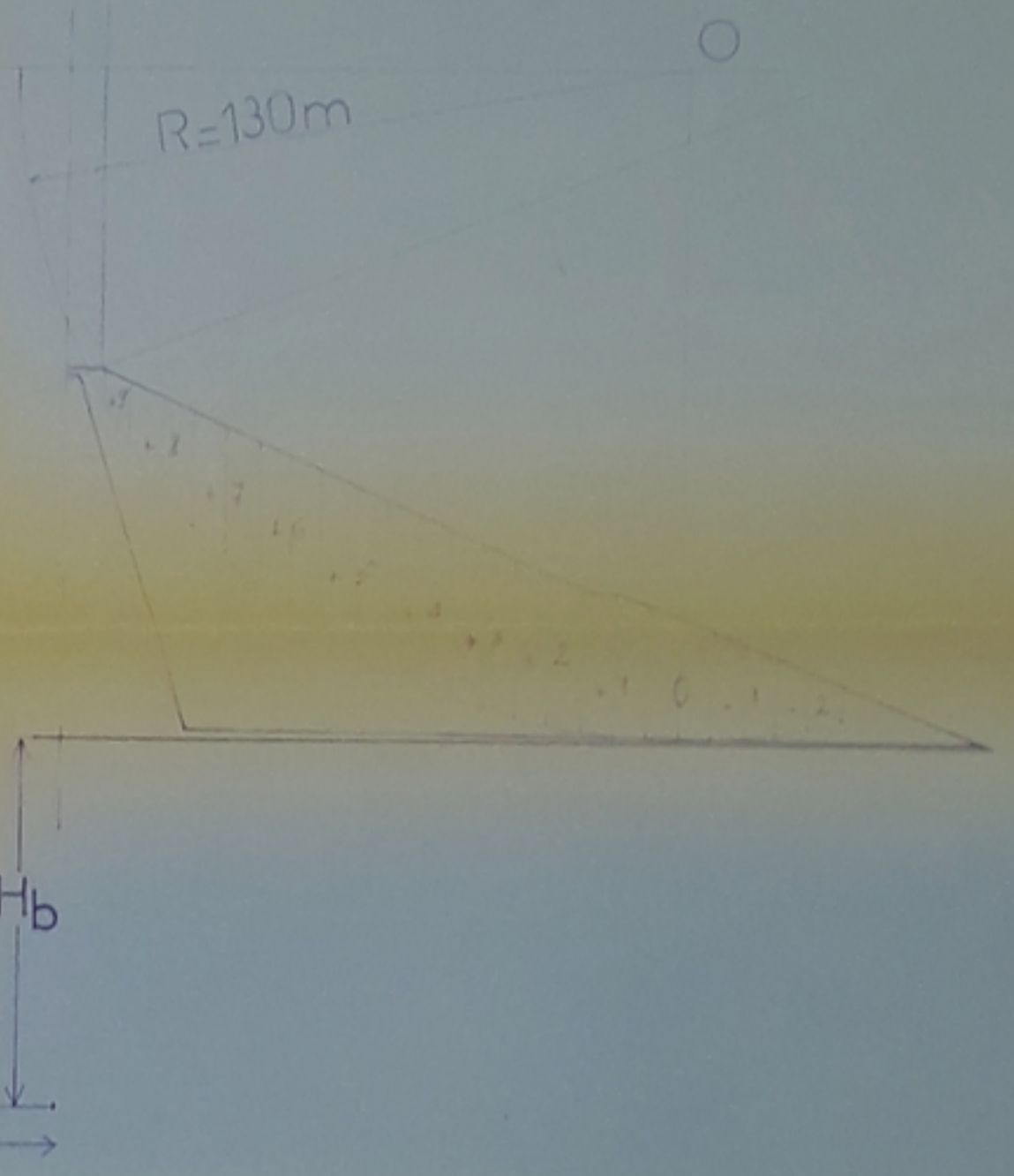
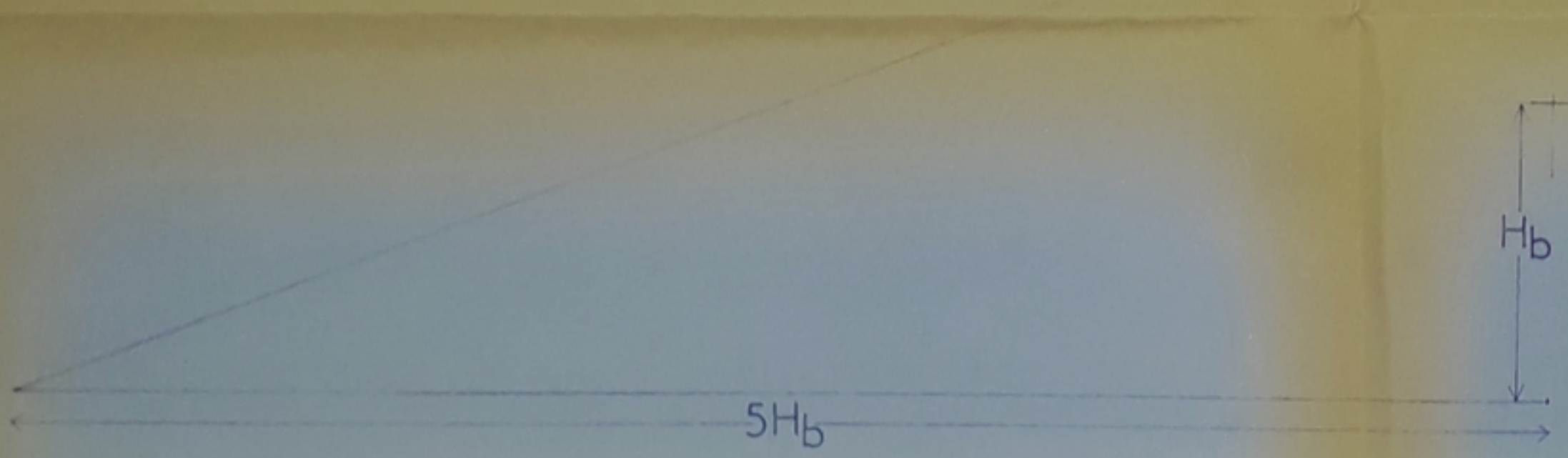
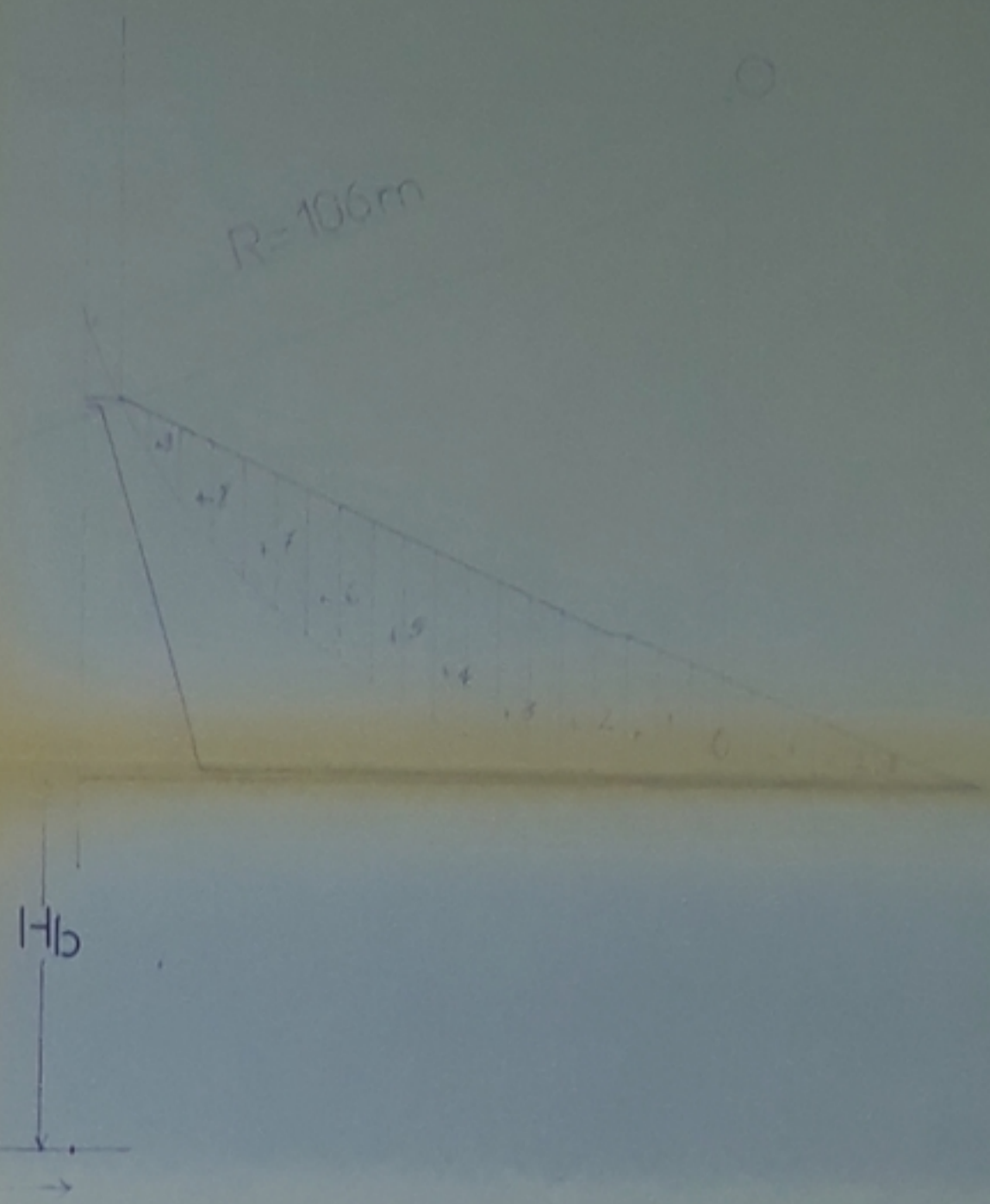
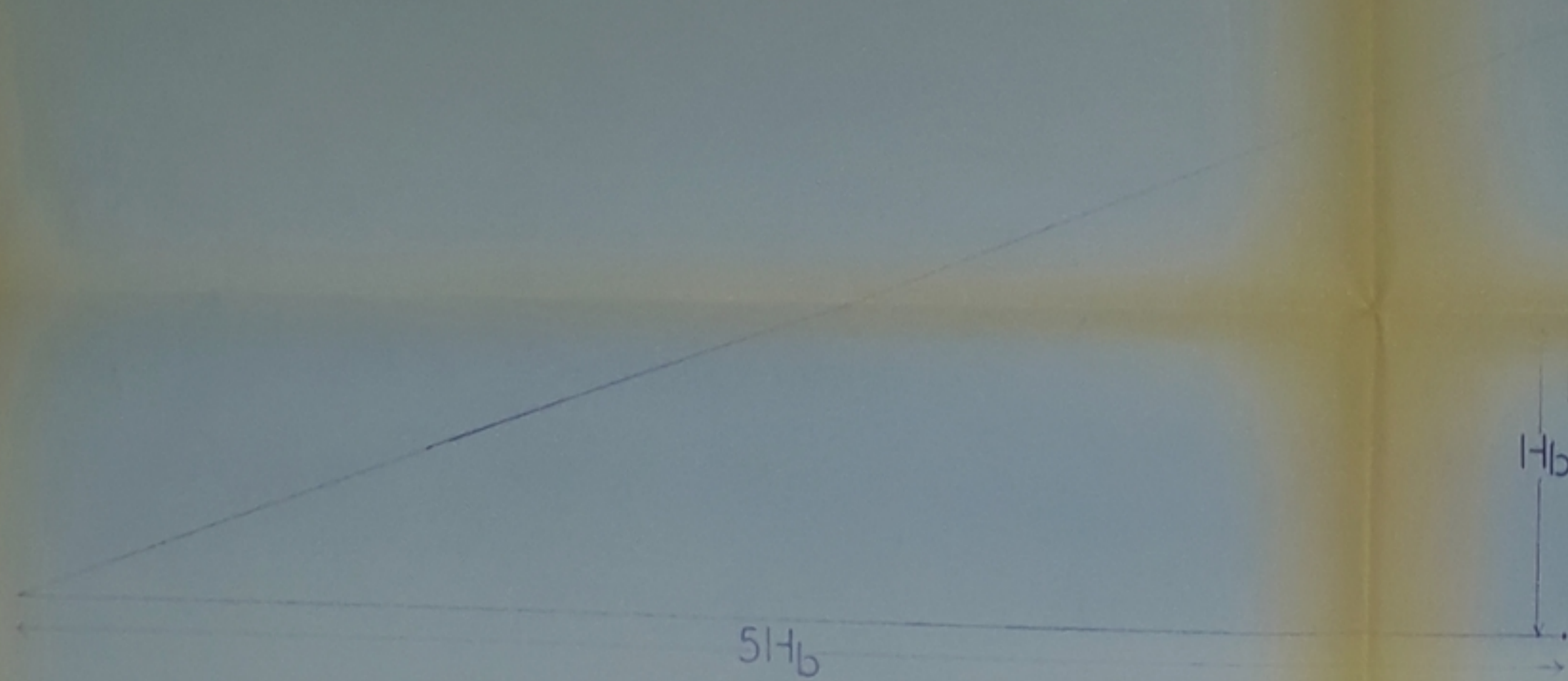




PH 01886
-03-A



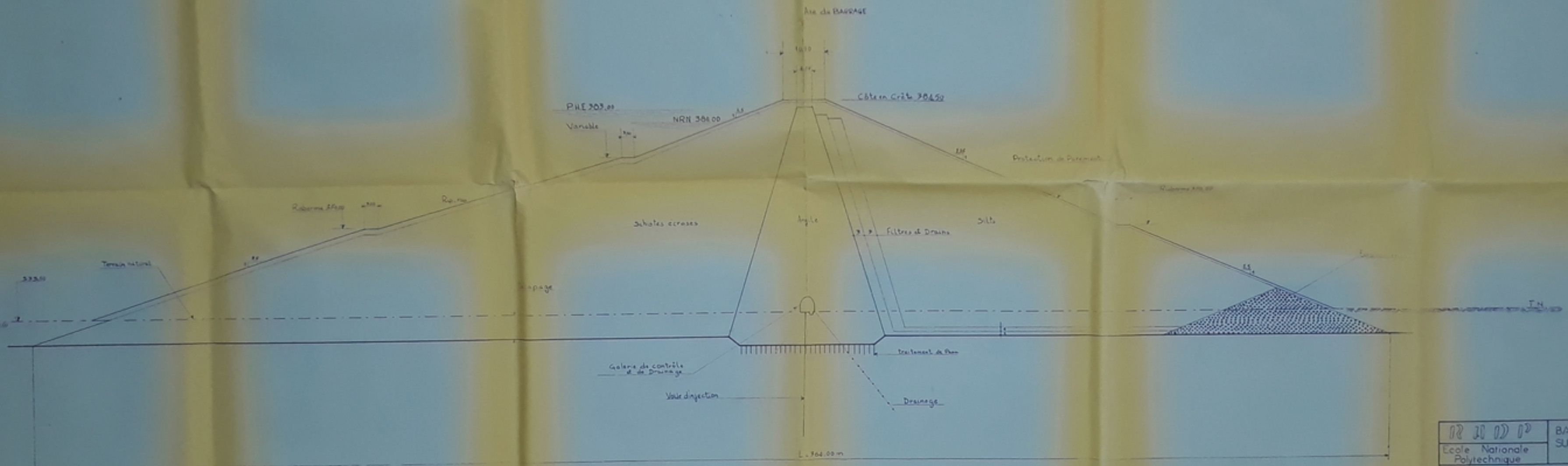
R-11-11-11		BARRAGE EL TOUAIBIA sur l'oued ZEDDINE (CHLEF)		
Ecole Nationale Polytechnique				
STABILITE DU TALUS AVAL FIN DE CONSTRUCTION				
Promotion JAN 86	ECHELLE 1/1000	Etude par REZAK A MAN SAR A	DERIGE PAR M. ABDER RAHIM	PLANCHE N° 3 A



PH 01886
-03-B



		BARRAGE EL TOUAIBIA SUR L'OUED ZEDDINE (CHLEF)	
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		STAIBILITE DU TALUS AVAL FONCTIONNEMENT NORMAL	
Promotion JAN 86	ECHELLE 1/1000	ETUDE PAR BEZZAK A HANSAR Z	DEROGE PAR M. ABDERFAHM
			FEUILLE N° 3B



PH 01536
-4-

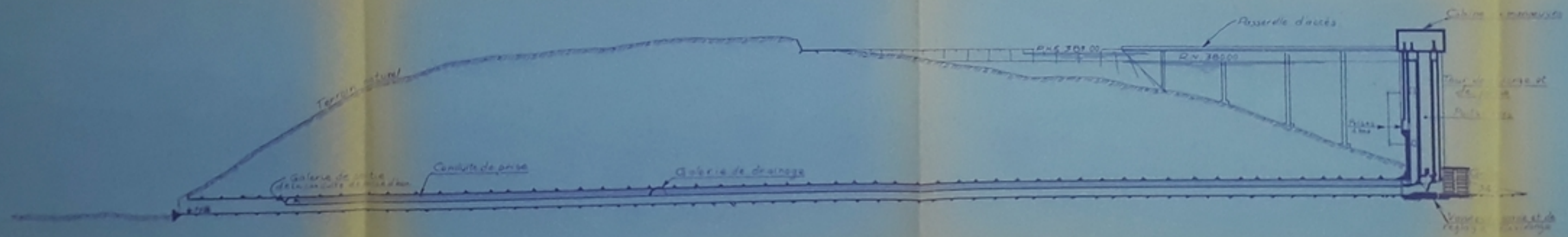
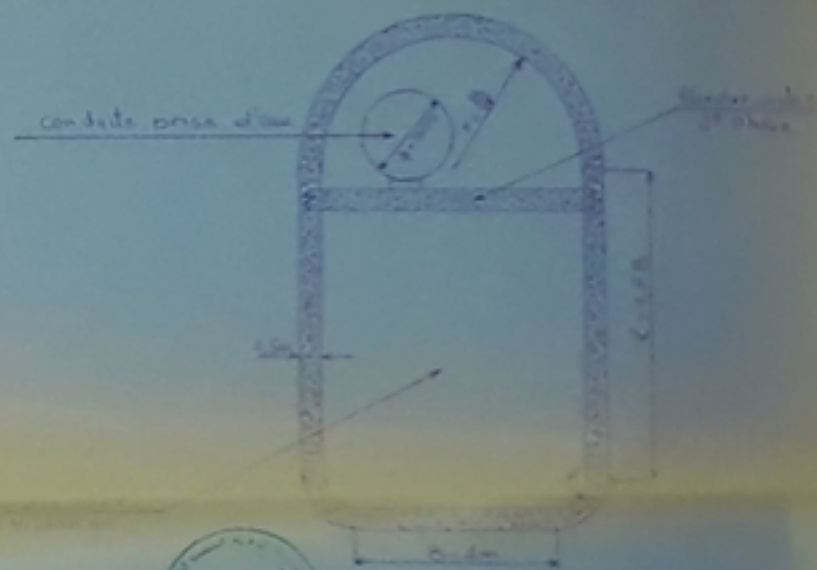


BARRAGE EL TOUABIA
 SUR LOUED ZEDDINE
 (CHLEF)

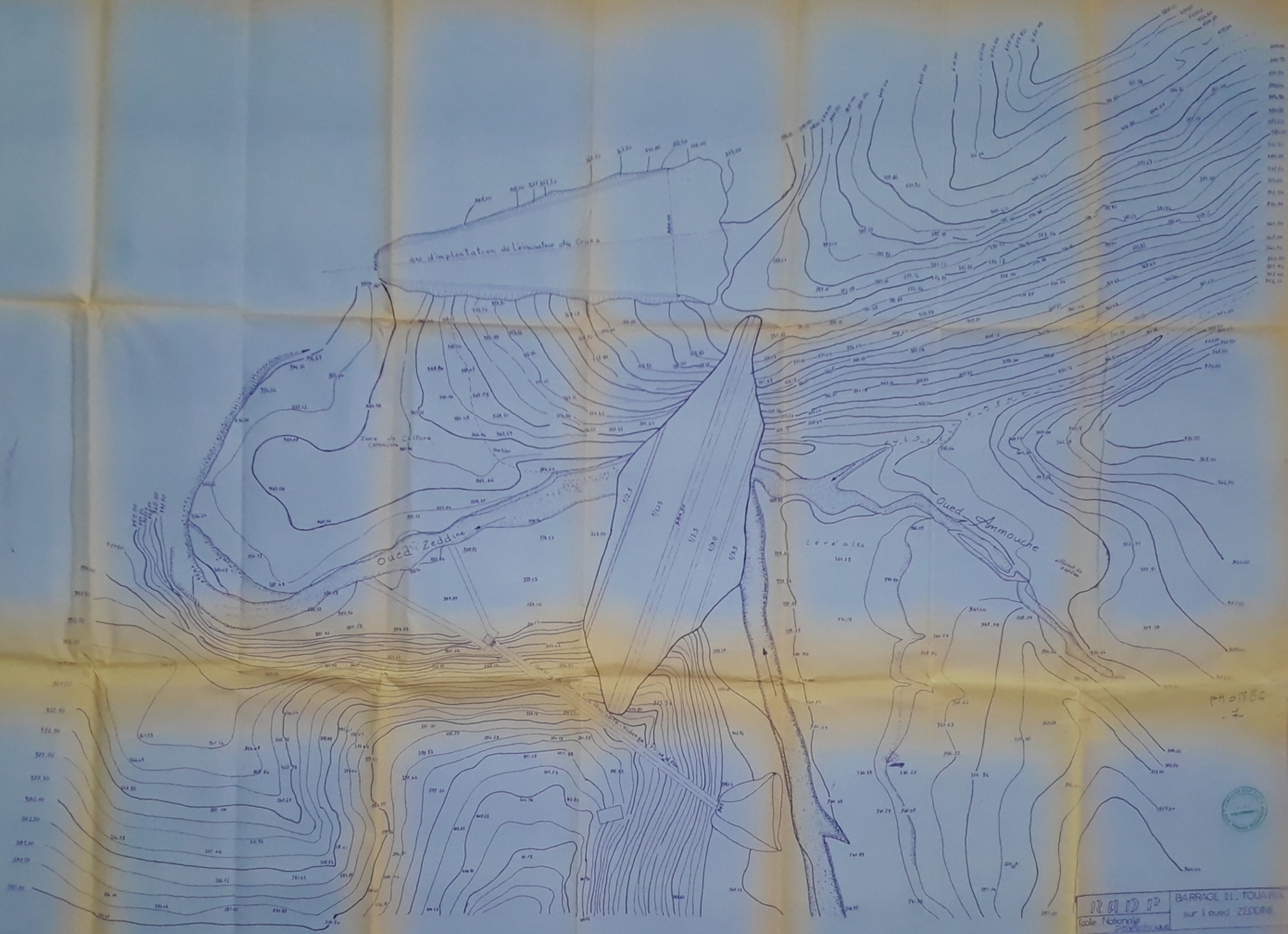
COUPE TRANSVERSALE DU BARRAGE

Phono 86	1/100	1/100	1/100	1/100	N° 4
----------	-------	-------	-------	-------	------

D.P. Vidange - Prise d'eau
Section type (Ech 1/100)



BARRAGE EL TOUAIBA SUR L'OUED ZEDDINE (CHLEF)			
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE			
OUVRAGE DE DP-VIDANGE ET PRISE D'EAU COUPE LONGITUDINALE			
Promotion JAN 86	ECHELLE 1/1000	ÉTUDE PAR BOUAKH M. HASSAN A.	DESSIN PAR ALGER BOUAKH M. HASSAN A. N°6

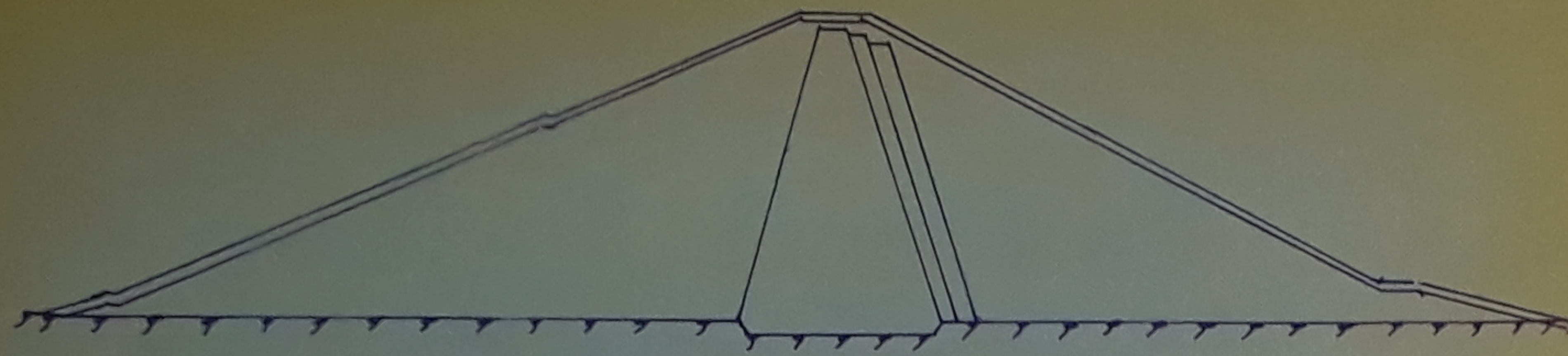


PH 01886
2

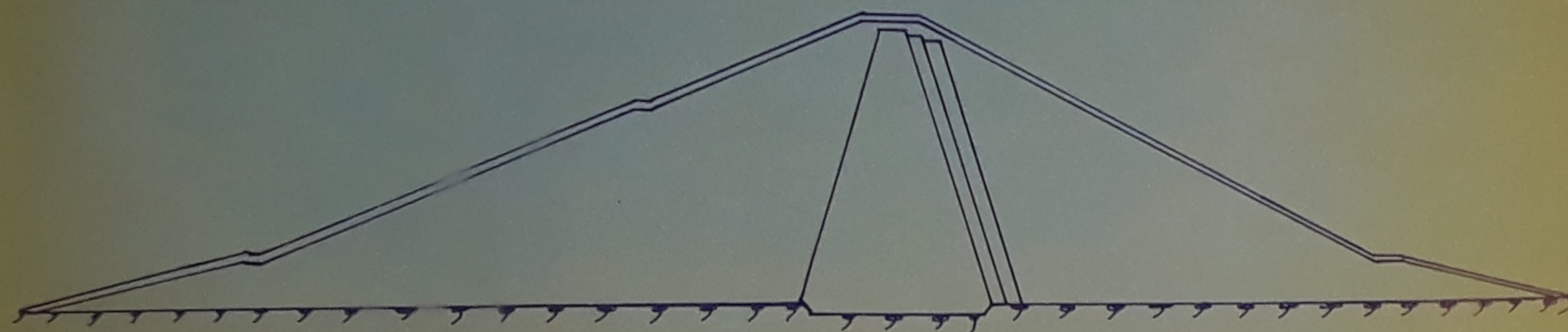


RD 1^{er} BARRAGE EL. TOUJARA
 Ecole Nationale Polytechnique sur l'oued ZEDDINE
 VUE D'ENSEMBLE DES OUVRAGES
 1/1000
 1985

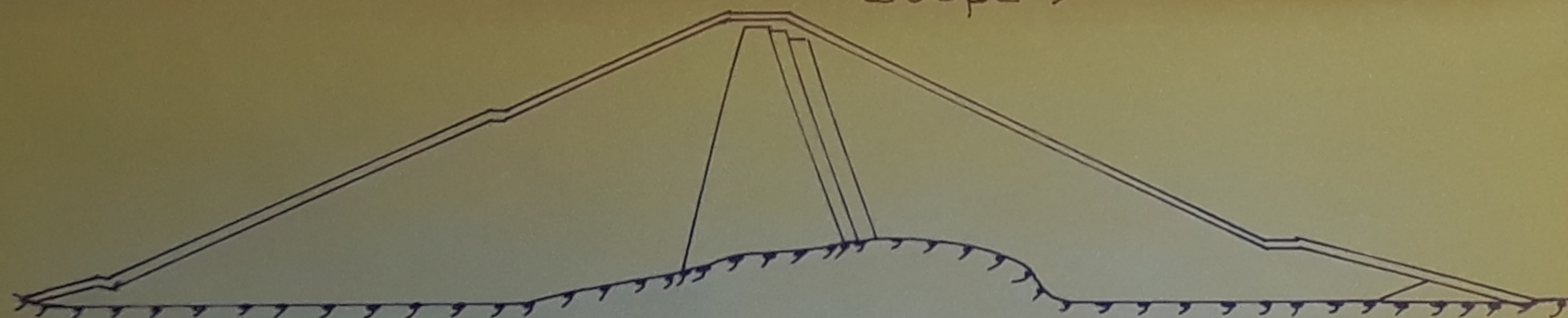
Coupe 3



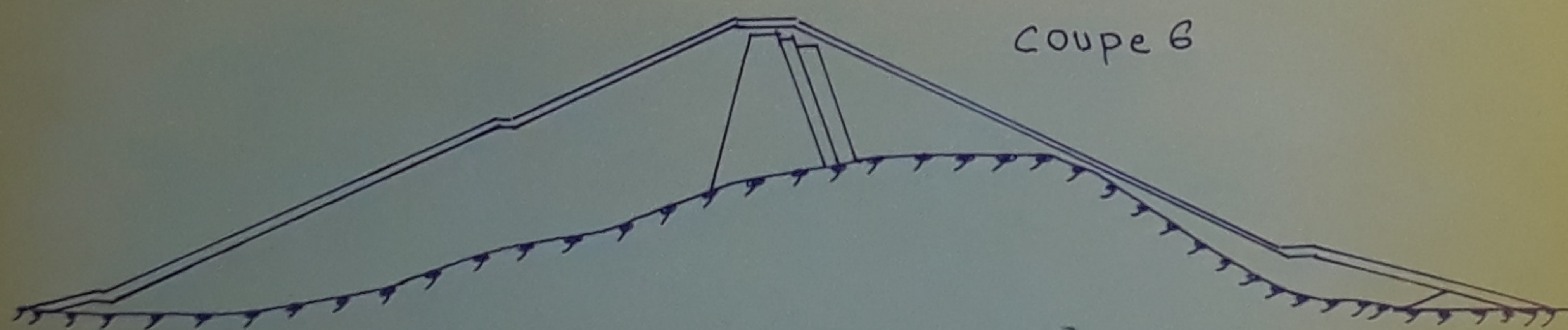
Coupe 4



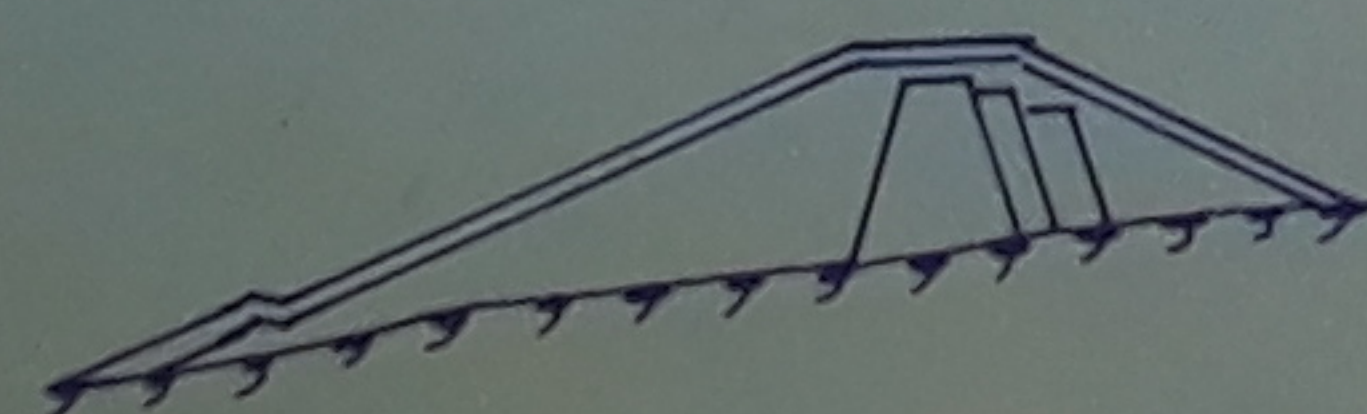
Coupe 5



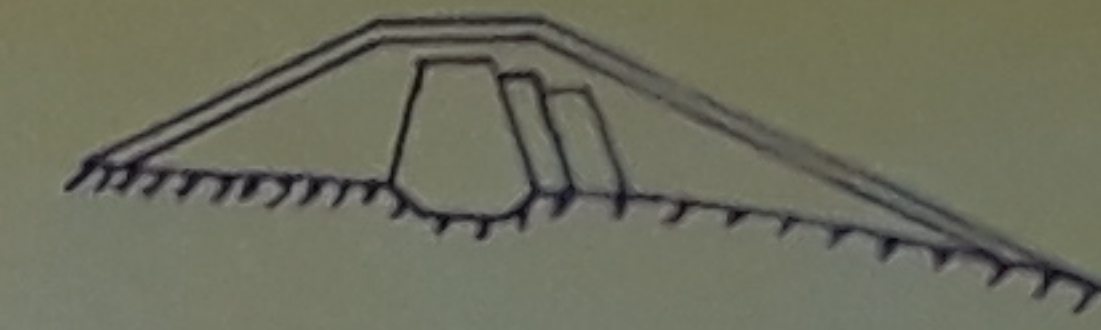
Coupe 6



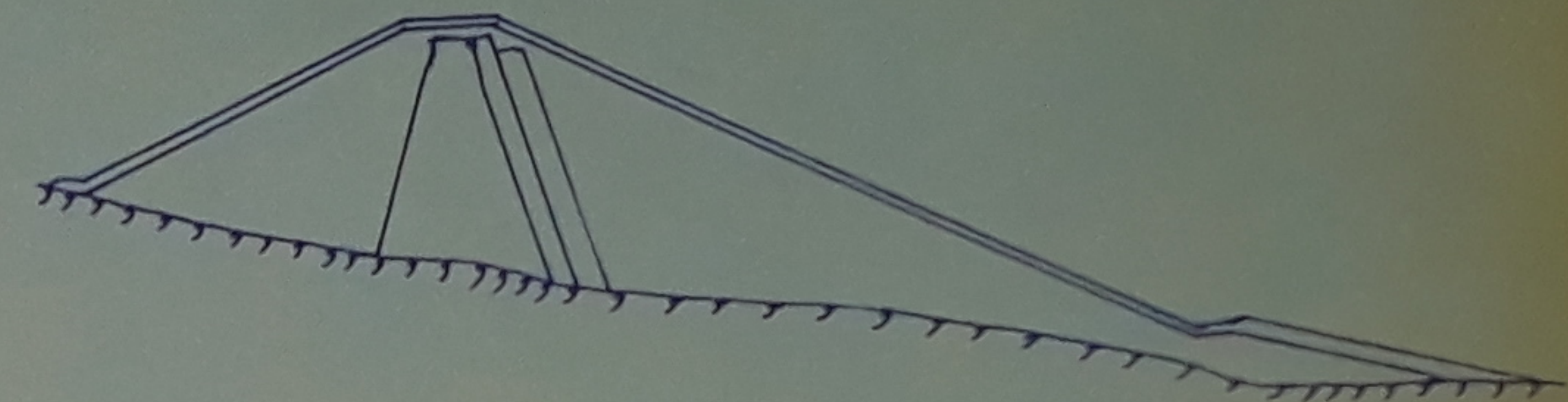
Coupe 7



Coupe 1



Coupe 2



PH 01886
- 08 -



R. A. D. P Ecole Nationale Polytechnique		BARRAGE EL TOUAIBIA SUR L'oued ZEDDINE	
COUPES TRANSVERSALES			
PROMOTION	ECHELLE	ETUDIE PAR	DIRIGE PAR
JAN 86	1/1000	MANSAR-A REZZAK-A	M ^S ABDERRAHIN
			Planche 8

