

27/87
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة - BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE D'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

SUJET

**Etude de faisabilité d'un barrage
sur Oued Bou - Adjoul
Wilaya de JIJEL**

9 PLANCHES

Proposé par :

Mr BELBACHIR

Etudié par :

Mr HOUARI D.

Mr KOUINI A.

Dirigé par :

Mr BELBACHIR K.

Mr ABDERRAHIM D.

PROMOTION : JUIN 1987

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

«O»

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

«O»

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE D'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

SUJET

**Etude de faisabilité d'un barrage
sur Oued Bou - Adjoul
Wilaya de JIJEL**

Proposé par :

Mr BELBACHIR

Etudié par :

Mr HOUARI D.

Mr KOUINI A.

Dirigé par :

Mr BELBACHIR K.

Mr ABDERRAHIM D.

PROMOTION : JUIN 1987

DEDICACES

- C'est avec plaisir que je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et gratitude à
- mes parents pour tout le sacrifice qu'ils ont consenti à mon égard.
- Tous mes frères
- ma petite sœur (Chérifa).
- Tous mes amis

HOUARI Dahmane

- C'est avec plaisir que je dédie ce mémoire de fin d'études en guise de Reconnaissances de gratitude à
- mon très cher père.
- mon adorable mère.
- mes frères.
- ma nièce (HALIMA).
- Tous mes amis.

Kouini - Aman.

REMERCIEMENTS

- Qu'il nous soit permis au terme de cette modeste étude d'exprimer notre profonde gratitude à
 - notre promoteur monsieur BELBACHIR qui a bien voulu suivre notre travail.
 - notre copromoteur, le chef du département Hydraulique monsieur ABDERRAHIM. pour ses judicieux conseils tout en long de l'élaboration de cette thèse.
 - nos remerciements vont également à tous les professeurs qui ont contribué à notre formation et en particulier
 - monsieur MOULOUDI
 - monsieur BOUACHE
 - monsieur SALAH.

SOMMAIRE

Pages:

INTRODUCTION.	- 01 -
I. Etude hydrologique	
I-1: Introduction	- 02 -
I-2: Caractéristiques du Bassin Versant	- 02 -
I-3: PLuviométrie	- 05 -
I-4: Evaporation.	- 07 -
I-5: Estimation des apports liquides.	- 07 -
I-6: Estimation des Crues.	- 14 -
I-7: Estimation des apports solides.	- 22 -
I-8: Caractéristiques Volumétriques de la retenue.	- 23 -
I-9: Calcul du volume utile du réservoir.	- 24 -
I-10: Laminage des Crues.	- 29 -
II. Etude géologique.	
II-1: Introduction	- 32 -
II-2: Sismologie	- 32 -
II-3: Géologie	- 33 -
II-4: Aspects géotechniques.	- 34 -
II-5: Aspects hydrogéologiques.	- 35 -
II-6: matériaux de construction.	- 35 -
II-7: Conséquence pour le choix du type du barrage.	- 36 -
II-8: Barrage en terre à digue homogène.	- 37 -

III: Etude technique de l'ouvrage:

III-1: Conception de la digue.	- 38 -
III-2: Réseau d'écoulement	- 42 -
III-3: Traitement de la fondation	- 45 -
III-4: Protection des talus.	- 47 -
III-5: Stabilité mécanique.	- 49 -

IV: OUVRAGES ANNEXES:

IV-1: Galerie de dérivation et Batardeau.	- 57 -
IV-2: Prise d'eau.	- 59 -
IV-3: Vidange de fond.	- 62 -
IV-4: Evacuateur des Crues.	- 64 -

INTRODUCTION

- Des quantités d'eau provenant des nappes souterraines et des Cours d'eau s'avèrent dans beaucoup de cas insuffisantes pour satisfaire les besoins en eau et en particulier celles de l'irrigation.

- Il apparaît alors que, la seule solution pour mobiliser les ressources nécessaires consiste à aménager par les versants un grand nombre de petits barrages qui conviennent aussi bien aux régions arides ou semi-arides caractérisées par les ruissellements torrentiels et une saison intégralement sèche

- Le barrage de BOUADJOUL se situe au pied d'un bassin versant de superficie 24 km^2 à 4 km de la mer méditerranéenne.

- La longueur totale de l'oued est de (09) km environ et notre travail consiste à étudier la faisabilité de ce barrage sur l'oued Bouadjoul dans la Wilaya de Djijel qui sera réalisé afin d'irriguer les plaines avoisinantes et pour cela nous déterminons.

- la capacité de la retenue.
- la hauteur d'exécution du barrage.
- le calcul d'infiltration et la stabilité des talus.
- le dimensionnement des ouvrages annexes.

CHAPITRE I

ETUDE HYDROLOGIQUE

- I.1 . Introduction
- I.2 . Caractéristiques du B.V
- I.3 . pluviométrie
- I.4 . Evaporation.
- I.5 . Estimation des apports liquides.
- I.6 . Estimation des crûes
- I.7 . Estimation des apports solides.
- I.8 . Caractéristiques volumétriques de la retenue.
- I.9 . Calcul du volume utile du réservoir.
- I.10 . Laminage des crûes .

I.1 Introduction

Les études hydrologiques réalisées pour l'analyse de faisabilité du barrage de Bou-adjoul ont comme objectif le prédimensionnement du volume du réservoir ainsi que les éléments hydrauliques de décharge et de dérivation.

Et pour cela l'analyse de cette étude sera basée sur une série d'observations importante.

Elle permet de déterminer les paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement de l'ouvrage tels que.

- Apports solides et liquides.
- Débits de crûe.
- Régularisation.

I.2. Caractéristiques du Bassin Versant :

I.2-1. Situation :

L'oued de Bou-adjoul est un affluent de la rive droite de l'oued EL. KEBIR. fleuve de l'est algérien.

Le site prévu du barrage se situe à la proximité du Village d'Aïdem à 4 Km de la mer méditerranéenne.

Les coordonnées LAMBERT du bassin versant d'après une carte à l'échelle sont les suivants.

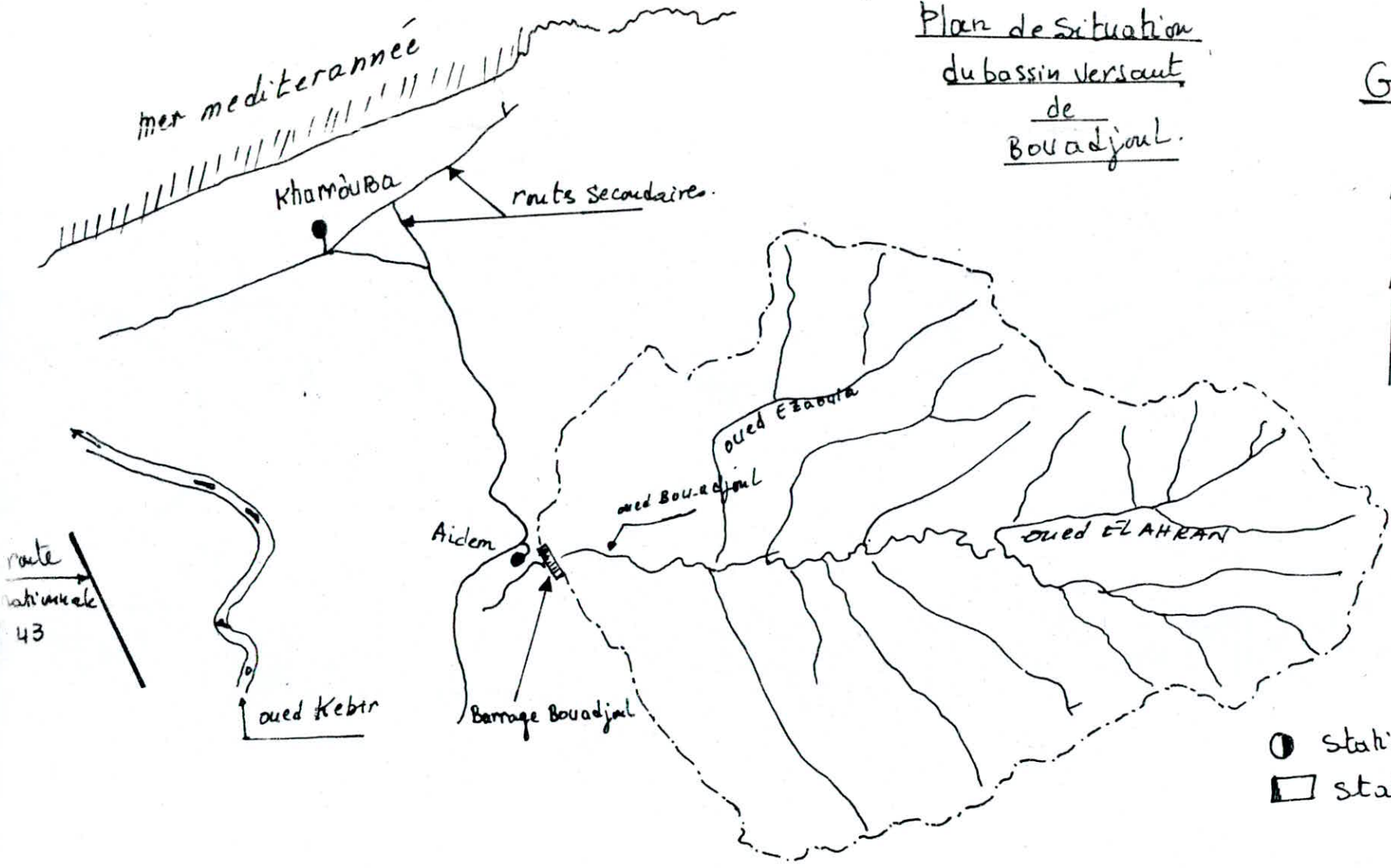
$$X = 807.90 \quad - \quad Y = 40.30 \quad - \quad Z_1 = 20.$$

I.2.2. présentation géographique :

Le cours d'eau principal est l'oued Bou-adjoul qui reçoit le nom de l'oued EL. AHRAN jusqu'à sa confluence avec l'oued EL. ZAOUIA. - Voir graphique n°1 -

Plan de situation
du bassin versant
de
Bouadjal.

Graphique n° 1



- station pluviométrique.
- station hydrométrique

TAHER
(03.03.10)

Texana
● (03.03.08)

ELMilia (10.07.06)
○ □

Echelle : 1 / 500

l'oued EL. AHRAN prend source à une altitude de 500m et parcourt 9km jusqu'au local du barrage qui est à une altitude de 20m

d'oued de Bou adjoul à une pente moyenne de 150m/km au long de ses deux premiers km, passant de 35m/km sur son tronçon moyen de 4km et à 9m/km sur les trois derniers km.

Tout son parcours se fait selon la direction Est vers l'ouest et la surface du bassin versant de Bou-adjoul est de 24 km².

I.2.3. paramètres géomorphologiques:

3.a. Indice de Compacité:

Il est calculé d'après la formule de GRAVELIUS.

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P: périmètre du bassin versant (km)

S: surface du bassin versant (km²).

3.b. Réctangle équivalent:

Les dimensions se calculent suivant les formules de MER ROCHE.

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right]$$

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right]$$

L: longueur du réctangle équivalent (km).

l: largeur. (km).

3.c. Indice des pentes:

Il est déterminé par l'expression suivante.

$$I_p = \frac{\Delta}{L_r} \quad \begin{array}{l} \Delta = \sum \Delta_i: \text{dénivelée totale de l'oued (mètres)} \\ L_r = \text{longueur du réctangle équivalent.} \end{array}$$

I.2.4. paramètres hydrographiques.

4.a. densité de drainage:

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs et la superficie du bassin versant.

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

4.b. Coefficient de drainage:

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

N: nombre de drains suivant l'ou classification de HORTON. N=17

S: superficie du Bassin Versant

4.c. Coefficient de torrentialité:

Il represente le produit de la densité de drainage par le coefficient de drainage.

$$C_T = D_d \cdot F$$

4.d Temps de Concentration:

C'est le temps necessaire pour qu'une goutte d'eau tombée sur un point hydrauliquement le plus éloigné de l'exutoire puisse arriver à celui-ci.

Il sera calculé a l'aide de la formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{h}}$$

Tc: Temps de Concentration (heures).

S: Surface du bassin versant (km²)

L: longueur du talweg principal (L = 9 km).

h: altitude moyenne par rapport à l'exutoire

Les valeurs des différents paramètres du bassin versant sont représentés sur le tableau suivant.

Tableau: n° 1

Type du paramètre	Symboles.	Valeurs numériques
Superficie du B.V	S (Km ²)	24
Coordonnées	LAMBERT	x = 807.90 y = 40.30 z = 20.00
Altitudes.	H (m).	H _{max} = 650 H _{moy} = 400 H _{min} = 20
périmètre. BV	L (Km)	21
Long du talweg principal.	L (Km)	9
long du rect eq.	L _r (Km)	7.13
largeur du rect eq.	l _r (Km)	3.37
Indice de compacité	K _c	1.20
densité de drainage	D _d (Km / Km ²)	1.90
Temps de concentration	T _c (heures)	2 H 30 mn.
Indice des pentes	I _p .	0.088
Coeff de torrentialité	C _T	1.34.

I.3 Pluviométrie:

nous engloberons sous le terme de pluviométrie ou précipitations toutes les eaux météoriques qui tombent sur la surface du bassin versant sous forme liquide ou solide.

nous signalons l'absence totale des stations pluviométriques sur le bassin de l'oued Bou adjout.

Et pour cela les données de la station d'ELMILIA sont retenues

Cette station d'EL MILIA présente l'avantage d'être la plus proche du Bassin Versant et d'avoir des données de longue période d'observations. (1908-1982)

Tableau des stations dans la région

Tableau n° 2

Code.	Noms des stat.	Nbre d'années d'observations	Module.
10.07.06	EL MILIA	74	1000
03.03.02	TEXARA.	35	1299
03.03.10	TAHER.	22	1165
03.03.01.	JIJEL	50	1184.

I.3.1 pluviométrie moyenne annuelle:

- Module de précipitations d'après la carte de CHAUMONT

C'est la carte de Chaumont établie en 1971 d'après les données homogénéisées pour une période de 50 ans (1913-1963) dont le module est estimé à 1124 mm/an.

- Module de précipitations d'après la carte de GAUSSEIN.

La carte est établie selon les moyennes à une période de 40 ans (1913-1953). Le module de précipitations selon cette carte est de $P = 1091$ mm/an.

La valeur retenue sera celle de la station d'EL MILIA située sur l'oued EL-Kebir, car elle recouvre une période d'observations très importantes (74 ans).

$$P_{an} = 1000 \text{ mm.}$$

I.4. Evaporation:

Comme les données d'évaporation de la région n'étaient pas disponibles, on a utilisé les informations existantes dans les travaux déjà réalisés.

Les quantités mensuelles maximales sont de 220 à 250 mm/mois pendant la période du mois de Mai au mois d'Avril et de 35 mm/mois pour la période de Novembre à février.

La valeur de l'évaporation annuelle sur la retenue est de 1030 mm environ.

Les évaporations mensuelles moyennes sur la retenue sont exprimées en (mm) dans le tableau ci-dessous:

Tableau n° 3:

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Ep(mm)	111	62	48	43	45	45	62	72	90	126	171	161

I.5. Estimation des apports liquides:

1.5.1. Méthodes empiriques:

Vue l'absence totale des stations hydrométriques dans le site étudié ($S = 24 \text{ km}^2$, $P_{an} = 1000 \text{ mm}$) nous nous retrouvons dans l'obligation d'utiliser les formules empiriques permettant d'effectuer des valeurs approchées de l'apport moyen annuel.

- Formule de MEDINGER:

$$\bar{A} = P_{an}^2 (0,24 - 0,014 \sqrt{S}) \cdot S$$

\bar{P}_{an} : pluviométrie moy annuelle (mm)

\bar{S} : Surface du bassin versant (km)

\bar{A} : Apport moyen annuel (10^6 m^3).

Formule de Samie

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

formule de DERI

$$\bar{A} = 0,915 P_{an}^{2,684} \cdot S^{0,842}$$

formule de MAILLET CAUTIER:

$$\bar{A} = 0,6 P_{an} (1 - 10^{-0,36 P^2}) \cdot S.$$

formule de TURC:

$$\bar{A} = \left(P_0 - \frac{P_0}{\sqrt{0,9 + \frac{P_0^2}{L^2}}} \right) \cdot S \quad L = 300 + 25T + 0,05T^2$$

L: paramètre dépendant de la température.

$$T = T_{moy} = 18^\circ C.$$

Les résultats des formules empiriques sont donnés comme suit
- Tableau n°4

Méthode	Formules	Valeur de l'apport (10 ⁶ m ³).
MEDINGER	$\bar{A} = P_{an}^2 (0,24 - 0,014\sqrt{S}) \cdot S$	4,11
Samie	$\bar{A} = P_{an}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \cdot S.$	6,77
DERI	$\bar{A} = 0,915 P_{an}^{2,684} \cdot S^{0,842}$	14,98
Maillet. Cautier	$\bar{A} = 0,6 P_{an} (1 - 10^{-0,36 P^2}) \cdot S.$	8,11.
TURC.	$\bar{A} = P_0 - \frac{P_0}{\sqrt{0,9 + \frac{P_0^2}{L^2}}}$ $L = 300 + 25T + 0,05T^2.$	9,125

5.2. Utilisation des apports observés :

La station hydrométrique d'El Milia dispose des séries des débits et des apports journaliers relatifs allant de la période de 1972 à 1978 ce qui est insuffisant pour la détermination de l'apport moyen annuel.

Tableau n°5

Année	72-73	73-74	74-75	75-76	76-77	77-78
Appart ($10^6 m^3$)	248.20	82.37	62.48	95.16	104.00	68.39

Pour cela, nous prolongeons la série d'observations à l'aide des données des précipitations de la même station moyennement d'une transformation (précipitations - apparts).

Nous étudions la corrélation qui peut exister entre les deux (02) séries, hydrométrique et pluviométrique, en calculant le coefficient de corrélation:

$$r = \frac{n \cdot \sum x_i y_i - \sum \bar{x} \cdot \bar{y}}{\sqrt{[n \sum x^2 - (\sum x)^2][n \sum y^2 - (\sum y)^2]}}$$

x_i : pluviométrie.

$$\bar{y} = 110$$

y_i : appart.

$$\bar{x} = 1012$$

\bar{x} : pluviométrie moyenne.

$$\sigma_y = 63$$

\bar{y} : appart moyen

$$\sigma_x = 230$$

n : nombre d'observations ($n=6$)

$$r = 0,94$$

La valeur du coefficient de corrélation ($r = 0,94$) est très proche de l'unité. donc on peut conclure qu'il existe une bonne corrélation entre les (02) stations; hydrométrique et pluviométrique d'ELMilia:

- ajustement linéaire:

La droite de regression $y = ax + b$ est définie comme suit

$$a = r \cdot \frac{\sigma_x}{\sigma_y}$$

σ_x : écart type de la pluviométrie

σ_y : l'écart type des apparts.

$$b = \bar{y} - a \bar{x}$$

r : coefficient de corrélation.

Application numérique:

$$a = 0,94 \cdot \frac{63}{230} = 0,26.$$

$$b = 110 - 0,26 \cdot 1012 = -153$$

l'équation de Corrélation sera:

$$y = 0,26x - 153$$

Efficacité de l'extension:

$$E = 1 + (1 - k/n) \frac{(1 - (k-2)r^2)}{k-3}$$

E: efficacité

r: coefficient de corrélation

n: nombre d'années étendues (24 ans)

k: nombre d'années disponibles (k = 6 ans)

n': nombre d'années admissibles ($n' = \frac{k}{E}$)

$$E = 0,366 \text{ d'où } n' = \frac{6}{0,366} \approx 16.$$

donc nous pouvons étendre notre série par 16 années.

d'extension de la série des apports prolongée à l'aide de la corrélation (Graphique n° 2) dont le résultat est donné par le tableau suivant.

Test de Fisher:

Vue que le nombre d'années disponibles est très faible devant le nombre d'années étendues, nous devons faire un test de validité du Coef de Corrélation calculé

- Pour les différentes valeurs de probabilités on calcule les valeurs du Coef de corrélation pour les pondances par la relation $r = \left(\frac{F^2}{F^2 + V} \right)^{1/2}$

td: pris dans la table de Fisher $V = N - 2 = 4.$

Prob%	80	90	95	99	99,9
F _α	1.533	2.132	2.776	4.604	8.610
r _α	0.608	0.729	0.811	0.917	0.974

D'après ces résultats, on peut conclure que la validité du Coef de Corrélation est vérifiée à 99%.

GRAPHIQUE N° 2

Corrélation entre
apports et précipitations
(station EL Milia)

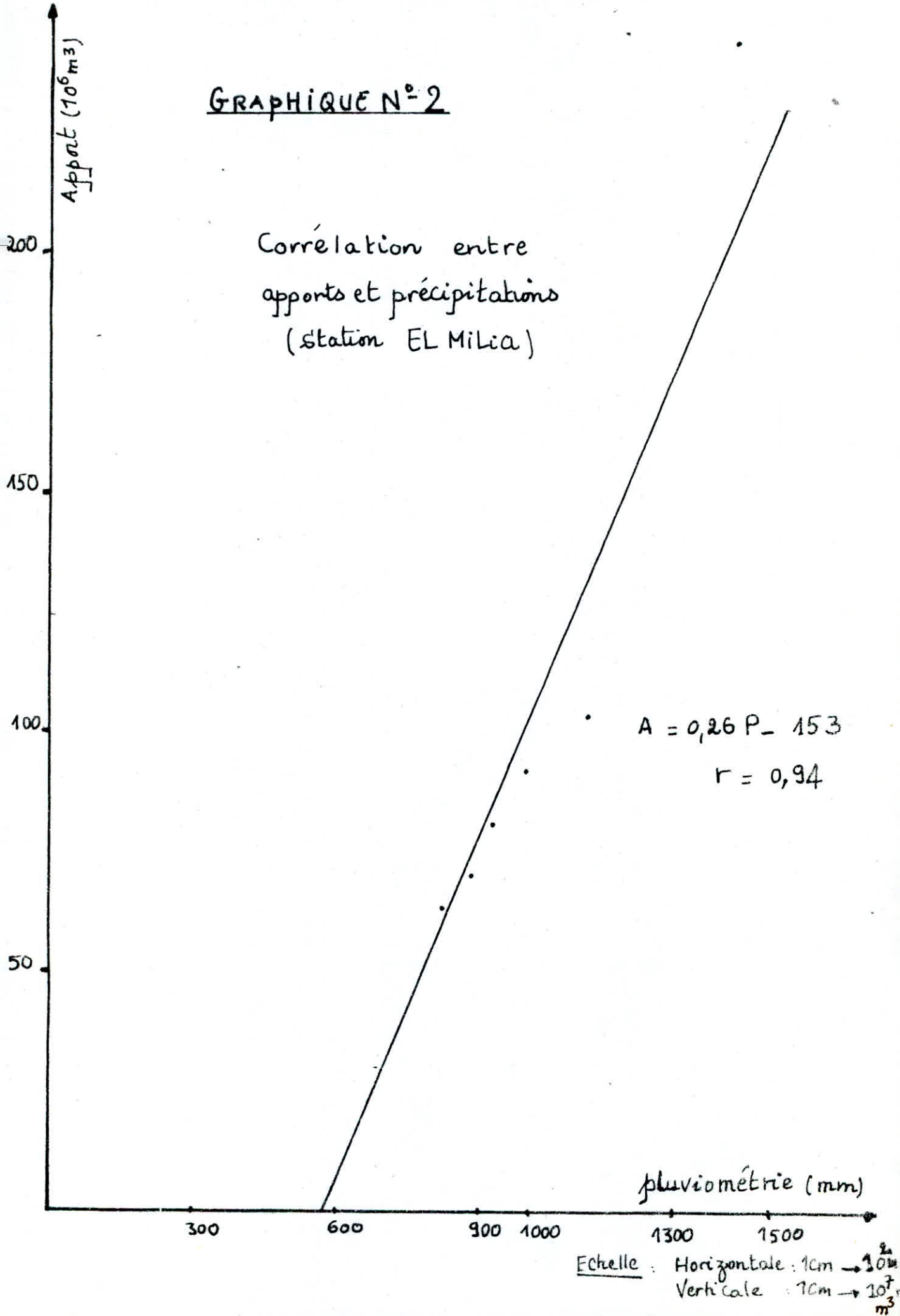


Tableau n° 6:

Année	rang	Pi (mm)	Ai (10 ⁶ m ³)	Fi
56-57	1	1042.50	118.05	0.02
57-58	2	801.40	55.36	0.07
58-59	3	1023.40	113.08	0.11
59-60	4	925.90	87.50	0.16
60-61	5	627.20	10.07	0.20
61-62	6	1413.60	214.54	0.25
62-63	7	925.10	87.53	0.29
63-64	8	1255	173.30	0.34
64-65	9	1186.90	155.60	0.39
65-66	10	1302.10	185.55	0.43
66-67	11	868.70	72.86	0.48
67-68	12	1115.20	139.95	0.52
68-69	13	1149.10	145.77	0.57
69-70	14	679.90	23.77	0.61
70-71	15	1184.80	155.05	0.66
71-72	16	1235.10	168.13	0.70
72-73	17	1430.15	248.20	0.75
73-74	18	925.18	82.37	0.79
74-75	19	722.35	62.48	0.84
75-76	20	995.07	95.16	0.87
76-77	21	1120.32	104.00	0.93
77-78	22	874.65	68.39	0.97

$$\bar{A} = 116.53 \quad \sigma_A = 58.84$$

L'apport moyen annuel à la station EL MILIA sera

$$\bar{A} = \frac{\sum A_i}{n} = 116.53$$

Pour déterminer l'apport moyen annuel au site du barrage, nous utilisons la méthode de transposition qui s'exprime comme suit

$$\bar{A}_{bge} = \frac{P_{bge}}{P_{st}} \left(\frac{S_{bge}}{S_{st}} \right)^\alpha \bar{A}_{st}$$

\bar{P}_{bge} : pluviométrie annuelle majeure au site du barrage.

\bar{P}_{st} : pluviométrie annuelle majeure à la station EL MILIA.

S_{bge} : superficie du BV de Bou-adjou (S = 24 km²).

S_{st} : superficie de la station d'EL MILIA (S = 460 km²).

\bar{A}_{st} : apport moyen annuel à la station

α : coefficient régional donné par L'I.N.R.H

$$\alpha = 0.83 \quad \text{région de Djidj EL}$$

Et pour cela l'apport moyen annuel au site du barrage sera

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

I.5.3 - Irrégularité des apports :

L'analyse de la variabilité interannuelle des apports mérite d'être complétée par une étude fréquentielle, afin d'avoir une estimation des valeurs limites atteintes ou dépassées pendant une période donnée

La loi appliquée à la distribution des apports est la loi log.

normale

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_x^\infty e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

AVEC :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}$$

u : Variable réduite de GAUSS.

$$x = e^{\overline{\ln x}} \cdot e^{u \sigma_{\ln x}}$$

dans notre cas la distribution statistique que sera adoptée pour les valeurs de l'hydraulicité (A/\bar{A})

application numérique:

$$\overline{\ln \frac{A}{\bar{A}}} = -0.105$$

$$\sigma_{\ln \frac{A}{\bar{A}}} = 0.23$$

$$A/\bar{A} = 0.90 \cdot e^{0.23 u}$$

la droite $\ln \frac{A}{\bar{A}} = -0.105 + 0.23 u$ appelée la droite de Henry sera tracée sur le papier à probabilité log-normale dont l'abscisse est une échelle Gaussienne (prob de Gauss) et en ordonnée logarithmique (Voir graphe n° 3)

On procédera l'arrangement des variables par ordre croissant et on calcul les fréquences expérimentales par la formule

$$F = \frac{i - 0.5}{n}$$

i : rang.

n : taille de l'échantillon ($n = 22$)

Les valeurs moyennes qui sont égales aux valeurs médianes peuvent être atteintes ou dépassées une année sur deux, soit une fréquence de 0.5

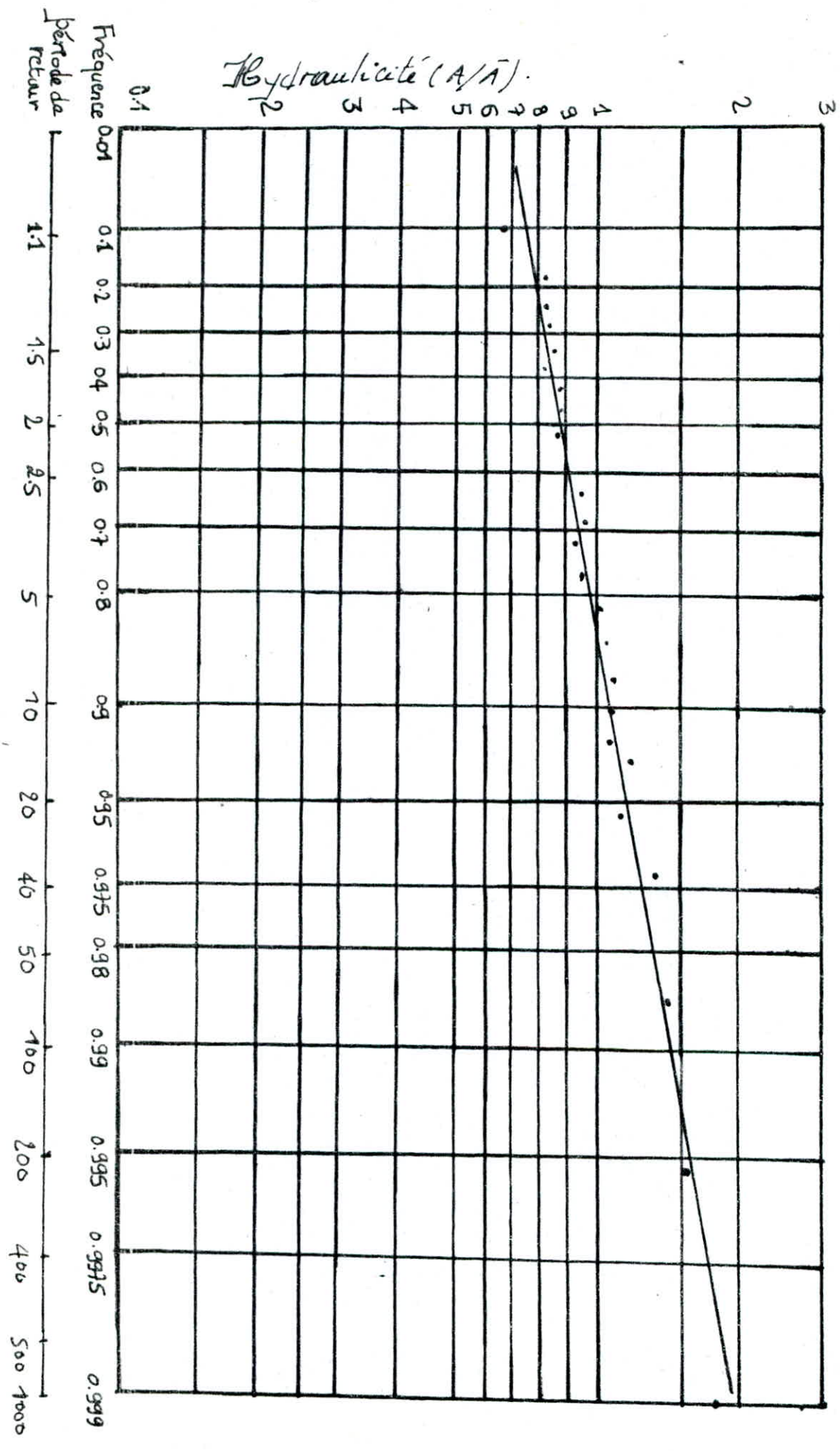
Les variables réduites correspondantes aux périodes de retour (10 - 50 - 100 - 1000) sont données par la table de Gauss.

Tableau n° 7:

période de retour	année humide		année sèche	
	F	u	F	u
2	0.5	0	0.5	0
10	0.9	1.28	0.1	-1.28
50	0.98	2.05	0.02	-2.05
100	0.99	2.32	0.01	-2.32
1000	0.999	3.09	0.001	-3.09

Stabilité des appuis

$$\frac{A}{\bar{A}} = 0.90 \text{ e } 0.232u$$



L'apport moyen annuel sur l'ued Bou-adjoul au site du barrage est de $10 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ et les valeurs fréquentielles sont données pour le tableau suivant.

Tableau n°8

Période de retour	Année sèche				médiane	Année humide			
	1000	100	50	10		2	10	50	100
$\bar{A} (\text{M.m}^3)$ Station	51.52	61.51	65.45	78.13	104.87	140.78	168.05	178.82	213.47
$\bar{A} (\text{M.m}^3)$ Site	4.43	5.29	5.63	6.72	9.02	12.11	14.45	15.38	18.36
A/\bar{A}	0.443	0.529	0.563	0.672	0.902	1.211	1.445	1.538	1.836

I.5.4 - Répartition mensuelles des apports annuels.

La répartition mensuelle des apports annuels au site du barrage a été effectuée en se basant sur les 14 années d'observations à la station d'ELMILIA dont les 6 dernières années sont celles disponibles et les autres ont été étendues par la méthode de corrélation avec la transformation (précipitations - Apport).

Le tableau n°9 représente ces résultats en ($\bar{M} \cdot \text{m}^3$) et on remarque que 82% de l'apport annuel a lieu dans le semestre hivernal.

Tableau n°9

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	total
64-65	0.50	1.52	1.67	1.98	2.11	0.51	2.12	0.73	0.85	0.14	0.01	0	12.04
65-66	0.64	1.48	1.35	0.84	1.31	0.67	1.01	1.22	1.22	0.59	0.05	0.15	10.53
66-67	0.67	0.29	0.82	1.73	2.41	1.22	1.52	0.40	0.82	0	0.20	0.07	10.15
67-68	0.46	1.40	1.10	1.06	1.16	0.65	0.87	1.84	0.88	0.78	0.01	0.55	10.76
68-69	0.36	0.62	0.12	1.80	4.35	1.58	1.13	0.80	0.15	0.19	0	0.007	11.11
69-70	0.06	0.64	1.30	1.80	0.28	1.35	0.88	2.04	1.18	0.04	0	0.008	9.58
70-71	0.006	0.002	0.07	0.43	2.24	0.72	1.08	0.38	0.92	0	0.002	0.001	5.85
71-72	1.62	0.62	1.19	2.58	1.48	1.86	0.45	0.23	1.32	0.02	0.01	0.23	11.61
72-73	0	0.058	0.056	2.04	6.85	4.27	5.81	1.75	0.26	0.15	0.032	0.016	21.38
73-74	0.15	0.23	0.12	0.24	0.49	1.54	1.46	2.51	0.34	0.024	0.009	0.003	7.12
74-75	0.003	0.005	0.57	0.74	0.10	0.97	2.18	0.37	0.32	0.05	0.01	0.004	5.37
75-76	0.29	1.19	1.19	2.63	2.51	1.60	0.19	0.25	0.20	0.10	0.03	0.03	10.31
76-77	0.005	0.74	3.11	1.70	1.70	0.76	0.25	0.34	0.24	0.06	0.01	0.01	8.94
77-78	0.006	0.006	0.03	0.03	1.02	2.06	0.57	1.90	0.19	0.06	0.008	0.003	5.88
Moyenne	0.34	0.63	0.91	1.40	2.00	1.41	1.39	1.05	0.63	0.16	0.03	0.08	10.03

I.6 Estimation des crues:

- la détermination des débits de crues dans le pite du barrage a pour but d'établir les dimensions de l'évacuateur des crues ainsi que les dimensions des ouvrages de dérivation permettant la détermination le niveau du plan maximal et l'élévation de la crête du batardeau.

I.6.1 Pluies journalières maximales moyennes:

Comme la station d'El Milia (10.07.06) recouvre une longue période d'observations (1909-1982), nous l'utilisons pour la détermination des pluies journalières maximales moyennes pour les différentes périodes de retour.

- l'échantillon des 74 valeurs suit une loi de distribution de GUMBEL dont l'équation d'ajustement

$$X = 8.236y + 74.469$$

avec $y = -\ln[-\ln F(x)]$.

- $F(x)$: fréquence au non dépassement

- y : Variable réduite de Gumbel

- X : précipitations maximales journalières (mm).

- le coefficient de corrélation sera donné par

$$r = \frac{n \cdot \sum x_i y_i - \sum \bar{x} \bar{y}}{\sqrt{[n \sum x_i^2 - (\sum \bar{x})^2][n \sum y_i^2 - (\sum \bar{y})^2]}}$$

$$\bar{x} = 10.3$$

$$\bar{y} = 3.5$$

Remarque: La droite de GUMBEL $\rightarrow r = 0.98$.

est représentée par le graphique n°4.

- A partir de cette droite on déduit les résultats suivants.

1. période de retour décennale.

$$P_{10}^{\max} = 93 \text{ mm}$$

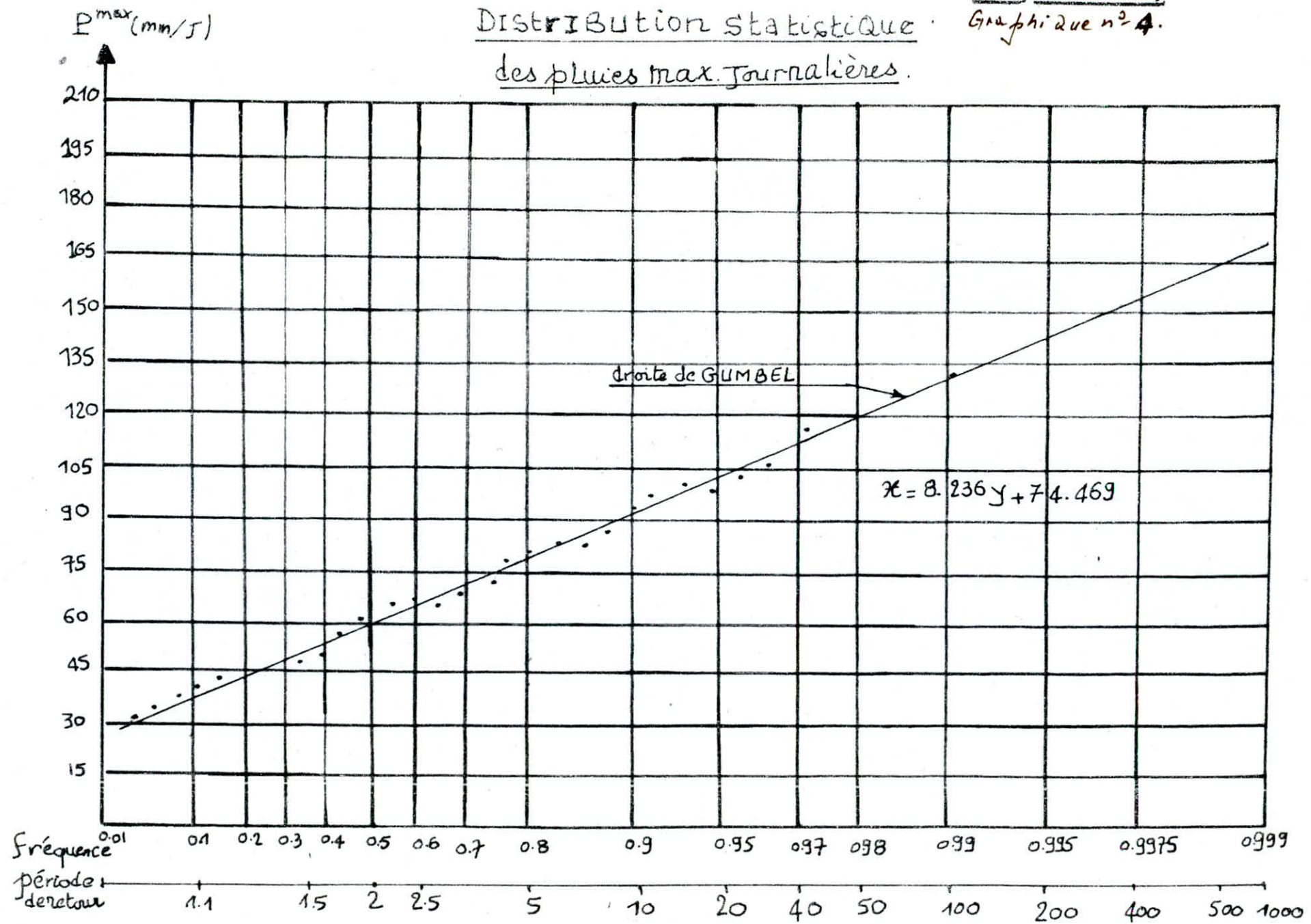
2. période de retour centennale

$$P_{100}^{\max} = 132 \text{ mm}$$

3. période de retour millénaire

$$P_{1000}^{\max} = 171 \text{ mm}$$

DISTRIBUTION statistique · Graphique n° 4.
des pluies max. journalières.



I.6.2. pluies des courtes durées:

En tenant compte de la relation (Intensité - durée - fréquence) nous déterminons les pluies des différentes durées par la formule suivante qui a été proposée par l'I.N.R.H.

$$P^t(\%) = \frac{1}{3} P_J \% t^{0,4}$$

$P_J\%$: pluie journalière maximale de fréquence P . (mm).

$P^t\%$: pluie de courte durée de fréquence P . (mm)

t : durée de la pluie. (heures)

des résultats sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau n°10

durée période de retour	P_E (mm)			
	10	50	100	1000
1	31.00	35.33	44.00	57.00
2	40.90	46.62	58.00	75.21
2.5	44.72	50.97	63.48	82.23
3	48.10	54.83	68.28	88.50
4	53.97	61.51	76.61	99.24
5	59.00	67.26	83.76	108.50
6	63.47	72.34	90.10	116.72
7	67.51	76.95	95.83	124.14
8	71.22	81.17	101.08	130.95
10	77.86	88.75	110.52	143.18
12	83.75	95.46	118.88	154.00
24	110.52	125.97	156.87	203.22

I.6.3. Calcul des débits des crues maximales:

Les données disponibles des débits à la station d'EL MILIA (10.07.02) représentent des enregistrements journaliers.

En considérant les dimensions du bassin et le temps de concentration on constate que ces données sont insuffisantes pour la détermination des différents paramètres de l'hydrogramme unitaire.

De cette façon, on a décidé pour le calcul du débit max la méthode statistique appelée méthode du GRADEX, avec une vérification des résultats par des méthodes empiriques qui sont exprimés en fonction des caractéristiques du bassin versant qu'on a défini dans le tableau n°4:

I.6.3.1. Méthodes empiriques:

1.a. débit journalier maximal

de débit maximal journalier pour différents fréquences pour donné par la formule de Samie qui s'exprime.

$$Q_j^{max} = \frac{P_j(\%) \cdot Cr \cdot S \cdot 10^3}{86400} \cdot Ka \quad (m^3/s)$$

Ka : coefficient d'amortissement de la crue ($Ka = 0.96$)

S : Surface du bassin versant ($S = 24 \text{ Km}^2$).

Cr : coefficient de ruissellement de la crue.

$P_j\%$: pluie journalière moyenne maximale de fréquence P (mm)

$$Cr = \frac{P_{eff}}{P_j} \quad \text{avec} \quad P_{eff} = P_j - D$$

P_{eff} : pluie efficace.

D : Déficit d'écoulement (Infiltration et évaporation)

Tableau n° 11:

période de retour (années)	$P_J\%$ (mm)	I_{nf} (mm)	$Cr\%$	Q_J^{max} (m ³ /s)
10	93	25	44	10.23
50	106	25	51	13.52
100	132	25	60	20.00
1000	171	25	69	29.50

1.b: formule de GIANDOTTI

$$\frac{Q_{\text{pointe}}}{Q_J^{max}} = \frac{P_{tc} \cdot 24}{P_J\% \cdot t_c} \cdot K$$

K : coefficient de pointe

P_{tc} : pluie en (mm) de durée t_c (temps de concentration)

Tableau n° 12

T (années)	$P_J\%$ (mm)	P_{tc} (mm)	K	Q_J^{max} (m ³ /s)	Q_p (m ³ /s)
10	93	44.72	4.6	10.23	47
50	106	50.97	4.6	13.52	62
100	132	63.48	4.6	20.00	92
1000	171	82.23	4.6	29.50	136

1.c. formule de Possenti:

Elle est basée sur la pluie de 24 heures. elle a l'avantage de tenir compte des caractéristiques physiques du bassin, la longueur du talweg et de la topographie

$$Q_{max} = \lambda \frac{H_m}{L} (A_m + A_p/3)$$

L : longueur du talweg principal.

λ : coefficient qui varie en sens inverse de L ($\lambda = 800$).

H_m : Hauteur maximale de la pluie de 24 heures.

A_m : superficie de la plaine (km^2)

A_p : superficie montagneuse (km^2)

pour: $A_m = \frac{1}{4} \cdot S$

$A_p = \frac{3}{4} \cdot S$

d'où: $Q_{\max} = 1.066 H_m$.

Tableau n° 13:

Période de retour	$P_{Tc}\%$ (mm)	Q_{\max} (m^3/s)
10	44.72	47.67
50	50.97	54.33
100	63.48	67.67
1000	82.23	87.65

1.d. formule de TURAZZA:

Cette méthode part d'une pluie de projet d'intensité sensiblement constante. elle postule d'autre part que la pluie qui generera le débit maximal est celle de durée T_c .

$$Q_{\max} = \frac{1}{3.6 T_c} \cdot Cr \cdot P_{Tc}\% \cdot S$$

Cr: coefficient de ruissellement dépend de la fréquence

$P_{Tc}\%$: Hauteur de pluie en (mm) de durée T_c ayant la même fréquence que Q_{\max} .

S: Surface du bassin versant. (km^2).

Tableau n°14:

T (années)	$P_{EC} \% (mm)$	$C_r \%$	$Q^{max} (m^3/s)$
10	44.72	44	52.00
50	50.97	51	69.00
100	63.48	60	102.00
1000	82.23	69	152.00

I.6.3.2: Méthode du GRADEX:

la méthode du gradex est une méthode purement statistique. Son application peut cependant être étendue en cas des petits bassins d'une centaine de km^2 . elle permet de déterminer les crues de fréquences exceptionnelles à partir de l'observation de la pluie.

Application de la méthode:

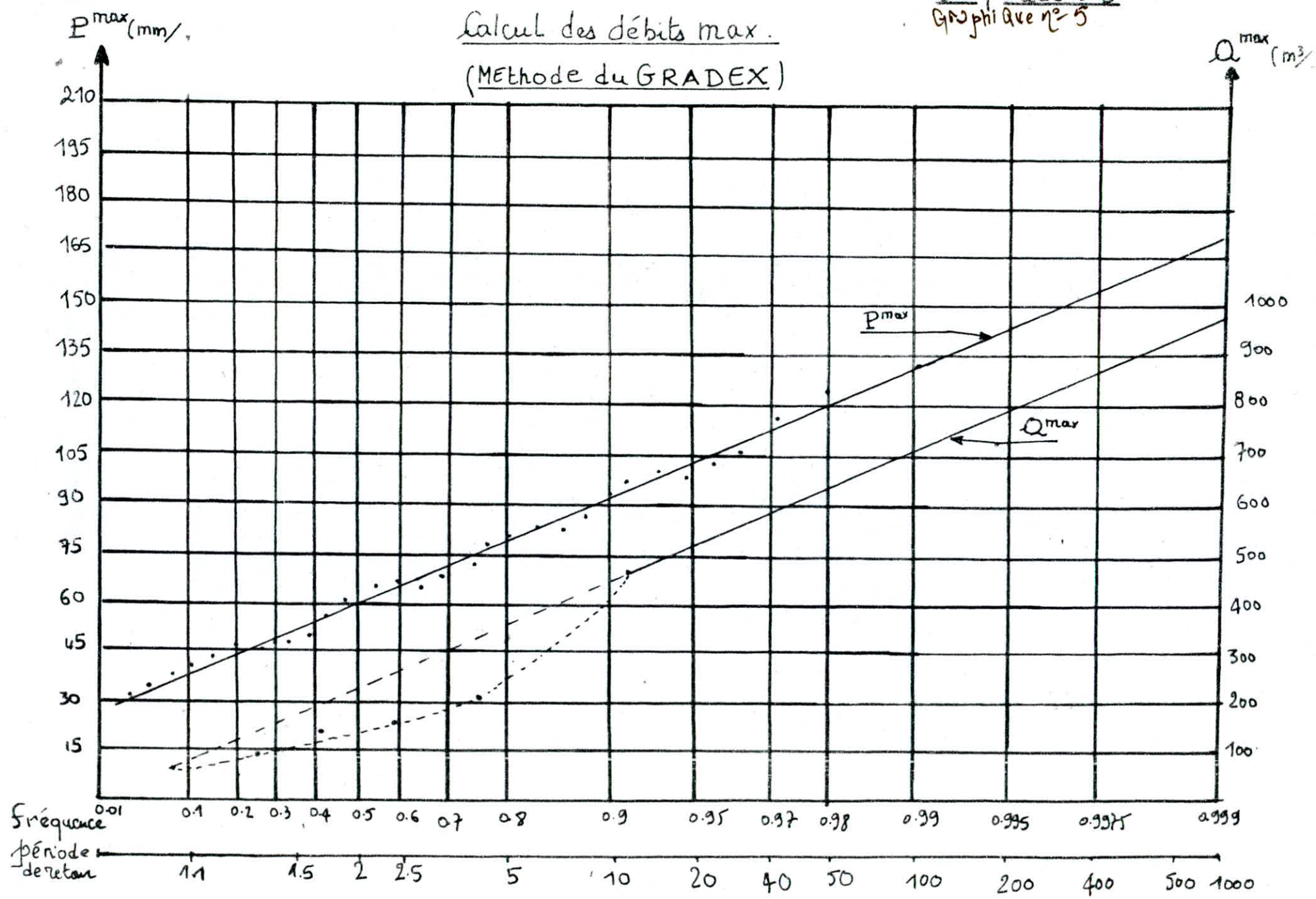
1. on détermine la loi de répartition des pluies journalières maximales ou se produisent les fortes crues.
 2. on admettra pour les fréquences inférieures à 10% la répartition des crues effectivement observées (Valeurs des débits maximaux pour la station d'ELMILIA) qui représente 6 valeurs.
 3. Pour les fréquences rares (decennale, centennale, millénaire) on extrapole la courbe des débits en traçant à partir du point dont l'abscisse 10% une droite parallèle à celle de GUMBEL. la pente de cette droite sera appelée GRADEX.
- (Voir Graphique n°5).

Remarque:

Les résultats tirés du graphe représentent les débits de crues maximales à la station d'ELMILIA.

Calcul des débits max.
(Méthode du GRADEX)

Graphique n° 5



Les valeurs correspondantes au site du barrage seront déduites au la formule de transposition suivante.

$$\frac{Q_{\text{site}}^{\max}}{Q_{\text{stat}}^{\max}} = \left(\frac{S_{\text{site}}}{S_{\text{stat}}} \right)^{\beta}$$

β : coefficient dépendant de la période de retour

S_{site} : Superficie du bassin versant ($S_{\text{site}} = 24 \text{ km}^2$)

S_{st} : Superficie de la station EL Milia ($S_{\text{st}} = 460 \text{ km}^2$)

$\beta = 0.75$ pour $T = 10$ ans.

$\beta = 0.72$ — $T = 50$ ans

$\beta = 0.70$ — $T = 100$ ans

$\beta = 0.65$ — $T = 1000$ ans.

Les résultats donnés par la méthode du GRADEX ont représentés sur le tableau suivant.

Tableau n° 15:

période de retour	$-Q^{\max}$ (m ³ /s)	Q^{\max} (m ³ /s)
	Station EL Milia	Site du barrage.
10	450	49
50	640	76
100	710	90
1000	970	142

on remarque que les résultats ont légèrement différents et nous adoptons aux valeurs déterminées par la méthode du gradex. Cette méthode est plus pratique en algérie, elle donne le résultat à partir des valeurs observées à la station.

Les résultats donnés par les différents méthodes ont représentés sur le tableau récapitulatif suivant.

Tableau n° 16:

période de retour	DEBIT maximum (m ³ /s)			
	Giandotti	Possenti	Turrazza	GRADEX (*)
10	47	48	52	49
50	62	54	69	76
100	92	68	102	90
1000	136	88	152	142.

I.6.3.3: Hydrogramme des crûes :

Le tracé des hydrogrammes des crûes, de projet et de la dérivation sur l'axe Bou-adjal a été effectué en utilisant la méthode de Sokolovski. C'est une méthode générale qui est souvent appliquée pour des petits bassins versant où la crûe provient d'une seule pluie.

L'hydrogramme de Sokolovski sera déterminé par les courbes paraboliques d'équations :

$$\text{- pour la crûe : } Q_x = Q_{\max} (x/t_1)^m$$

$$\text{- pour la décrue } Q_y = Q_{\max} (t_2 - y)^n / t_2^n$$

(Voir graphique n° 6). Avec : $m=2$, $n=3$

Q_x : débit de la crûe dans x heures à partir de l'averse.

Q_y : débit de la décrue dans y heures à partir de la pointe.

Q_{\max} : débit maximal de crûe adopté (donné par M. GRADEX)

t_1 : temp de montée (h) $T_1 \approx T_c = 2$ heures. 30 minutes.

t_2 : temp de décrue (h) $T_2 = 2.T_1 = 5$ heures

Les coordonnées des crûes des diverses fréquences sont données dans le tableau suivant.

Tableau n° 17:

t (heures)	Q_i / Q_{max}	Q_{10ans}	Q_{50ans}	Q_{100ans}	$Q_{1000ans}$
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.16	7.84	12.16	14.40	22.72
2	0.64	31.36	48.65	57.60	90.88
2.5	1.00	49.00	76.00	90.00	142.00
3	0.81	40.00	61.79	73.17	115.44
4	0.51	25.00	38.91	46.08	72.70
5	0.30	14.50	22.50	26.64	42.03
6	0.15	7.40	11.47	13.60	21.44
7	0.06	3.14	4.86	5.78	9.08
7.5	0.02	0.95	1.44	1.71	2.70

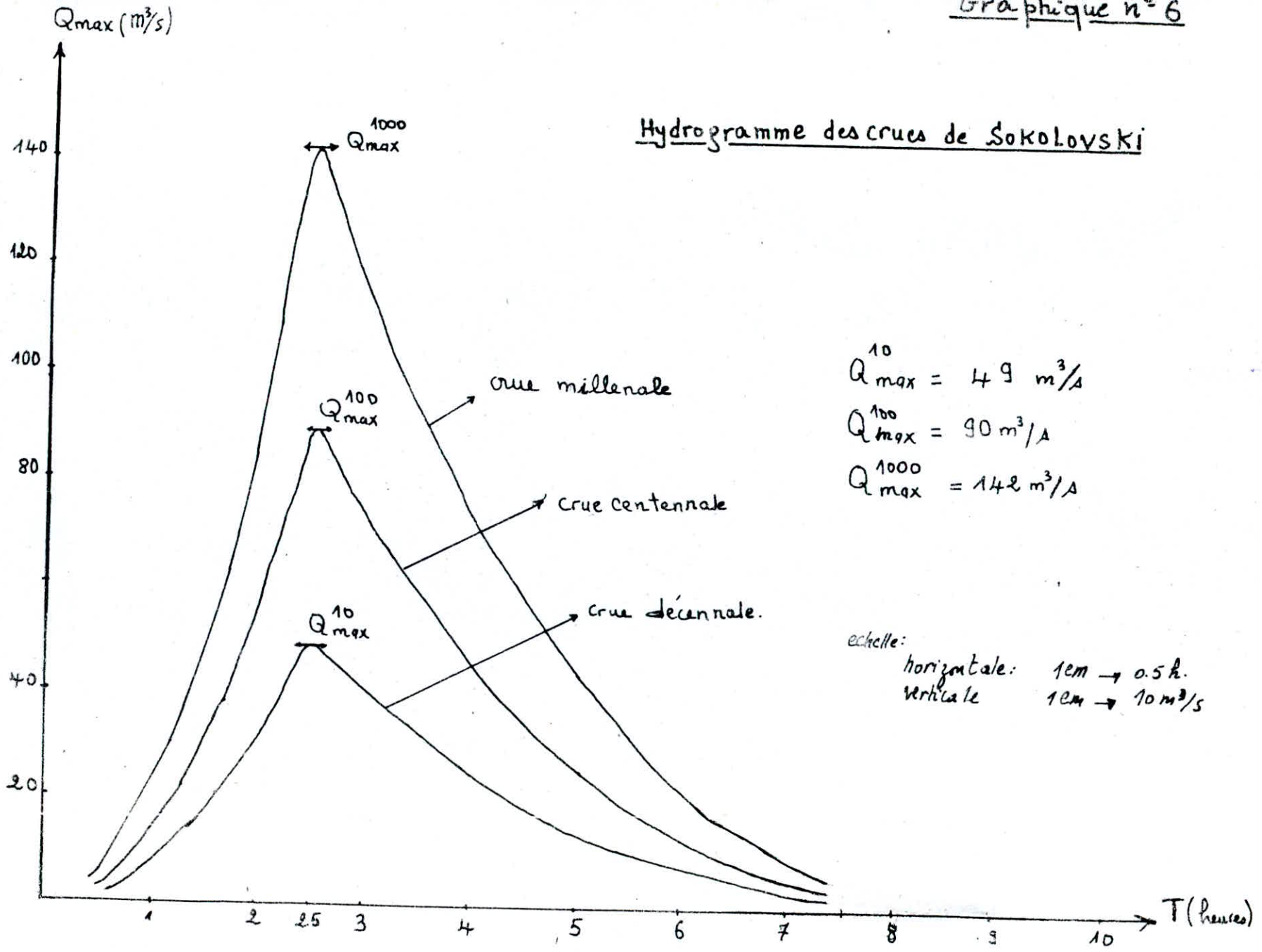
1.7. Estimation des Apports Solides:

Les apports solides dépendent de la résistance à l'érosion du sol liée elle-même à la couverture végétale, à la nature géologique des roches et aux régimes de la pluie et des températures.

Ces dépôts solides sont constitués d'une part des matériaux grossiers, charriés sur le fond du lit et qui s'accumulent en amont de la retenue, d'autre part d'éléments fins transportés en suspension et qui se déposent par décantation sur le fond de la réserve et surtout contre la digue.

Le bassin versant de Bon-adjul est fortement montagneux, l'axe de l'érosion est important.

Hydrogramme des crues de Sokolovski



La valeur adoptée est de $1500 \text{ t/Km}^2/\text{an}$. représentant un apport annuel de matériaux solides de

$$T_s = S \cdot t_a = 24 \cdot 1500 = 36000 \text{ m}^3/\text{an}$$

- de degré de rétention des sédiments a été considéré de 100%
- l'évolution de l'envasement sera donné par la valeur du volume mort

$$V_m = \frac{T_a \cdot S \cdot t}{\gamma}$$

T_a : taux d'érosion ($\text{t/Km}^2/\text{an}$)

t : temps de fonctionnement (vie utile de l'ouvrage) = 50 ans

S : surface du Bassin versant ($S = 24 \text{ Km}^2$).

γ : poids spécifique du matériau ($\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$).

$$V_m = 1.125 \cdot 10^6 \cdot \text{m}^3$$

- la hauteur correspondante à ce volume $h = 10.50 \text{ m}$
- le niveau du Volume mort N.V.M sera à la cote 30.50

I.8. Caractéristiques volumétriques de la retenue:

on doit tracer les deux courbes représentatives appelées courbes bathymétriques. Elles définissent la variation du volume et de la surface en fonction de la hauteur du barrage.

- nous déterminons les surfaces S_{pi} correspondantes à chaque altitude pour planimétrie.
- les surfaces élémentaires S_i correspondants aux différentes couches considérées sont calculées par la formule.

$$S_i = \frac{S_{pi} + S_{pi+1}}{2} \quad \text{avec} \quad S_1 = \frac{2}{3} S_{p1}$$

- Le volume de chaque couche sera donné par

$$V_i = S_i \cdot \Delta H_i \quad - \quad V_{i+1} = S_{i+1} \cdot \Delta H_{i+1}$$

ΔH_i : la différence de cote entre 2 couches de niveaux $\Delta H_i = 5 \text{ m}$.

Le volume cumulé sera donc $V_{ci} = V_i + V_{i+1}$

- Les résultats des calculs sont répartis dans le tableau suivant d'où on trace les courbes (hauteur - surface - volume) - Voir graphique n° 7

Tableau n° 18 :

Cotes (m)	S_{pi} (km ²)	S_i (km ²)	V_i (10 ⁶ .m ³)	V_{ci} (10 ⁶ .m ³)
20	0.000	0.000	0.000	0.000
25	0.065	0.043	0.214	0.214
30	0.265	0.165	0.825	1.040
35	0.635	0.450	2.250	3.29
40	0.985	0.810	4.050	7.340
45	1.175	1.080	5.400	12.740
50	1.450	1.320	6.562	19.30
55	1.600	1.525	6.525	25.82
60	1.800	1.700	8.500	34.32
65	2.050	1.925	9.625	43.95

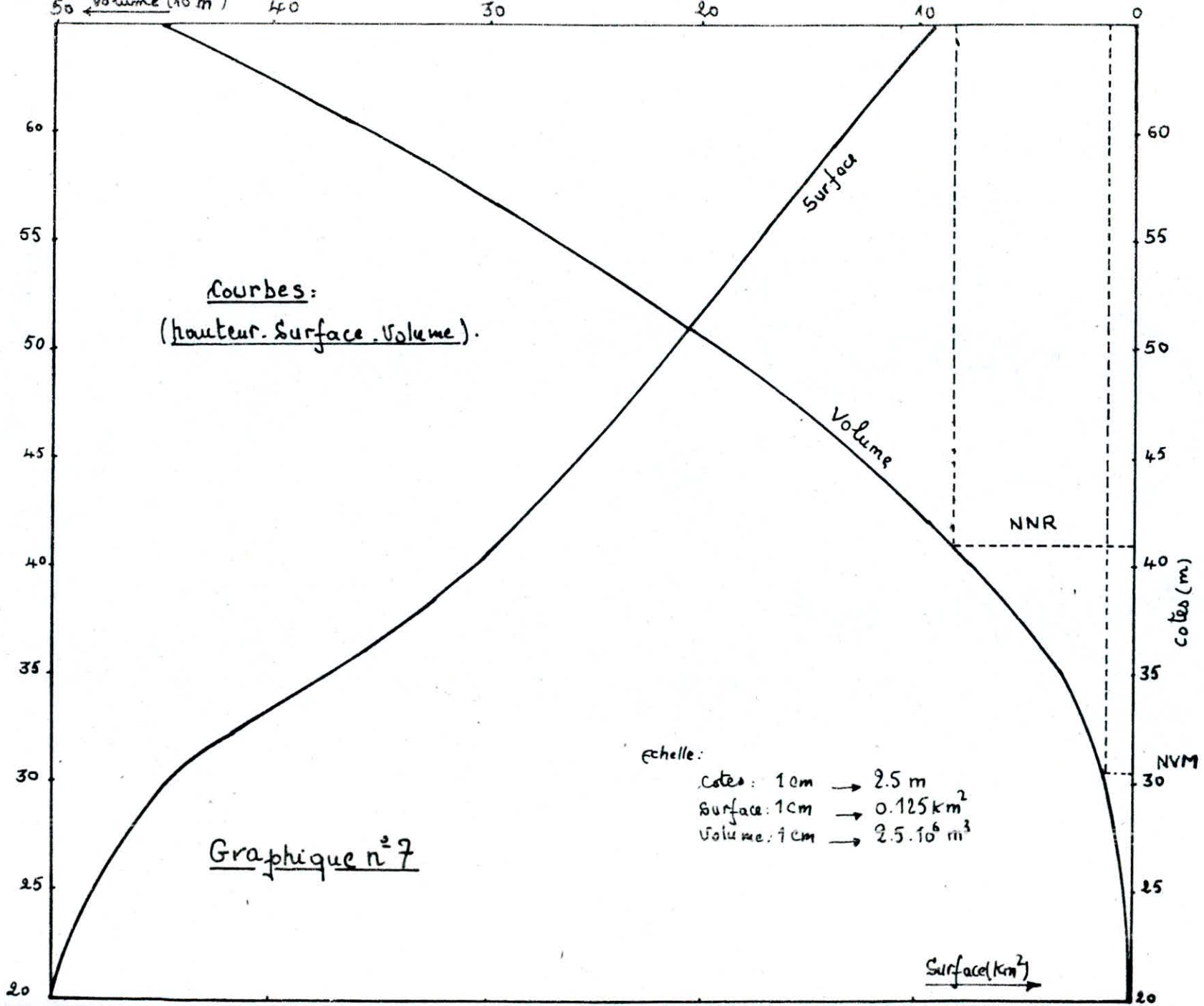
I.9. Calcul du Volume utile du réservoir

Le barrage de Bou. adjoul est destiné au besoin spécifique d'irrigation des terres qui se trouvent à l'aval du site étudié.

Le volume utile de ce barrage est la quantité d'eau emmagasinée dans la retenue et doit répondre à ses besoins.

I.9.1. Estimation de la consommation :

Les eaux du barrage sont utilisées en irrigation des cultures maraîchères dont la saison allant du mois de Mars jusqu'au mois de Sept la consommation totale sera estimée à 7120 m³/hec, dans la région.



la consommation totale sera estimée à $7110 \text{ m}^3/\text{hec}$ dont la répartition mensuelle est la suivante

— Mars	_____	$220 \text{ m}^3/\text{hec}$
— Avril	_____	$530 \text{ m}^3/\text{hec}$
— Mai	_____	$1150 \text{ m}^3/\text{hec}$
— Juin	_____	$1830 \text{ m}^3/\text{hec}$
— Juillet	_____	$2040 \text{ m}^3/\text{hec}$
— Août	_____	$1120 \text{ m}^3/\text{hec}$
— Septembre	_____	$230 \text{ m}^3/\text{hec}$

Nous utilisons (02) méthodes pour la détermination du volume utile.

- Méthode de dimensionnement (graphique)
- Méthode analytique de Régularisation.

I.9.2 Méthode de dimensionnement

Ayant la répartition cumulée des apports et des consommations mensuelles, on trace les (02) courbes $A_p = f(t)$ et $C_t = f(t)$ et on déduit le volume utile comme étant l'excès ou le déficit maximal entre l'apport et la consommation

$$V_u = \max |A_p - C_t|$$

la répartition cumulée des apports et la consommation est représentée sur le tableau n° 19

— des résultats sont donnés sur le graphique n° 8.

$$V_u = \text{Excès max} + \text{déficit max}$$

$$V_u = 7.5.10^6 + 0.7.10^6 = 8.2.10^6 \text{ m}^3$$

Tableau n° 19 :

Mois	Appat ($10^6 \cdot m^3$)	Consommation ($10^6 \cdot m^3$)	Evaporation (mm)	Infiltration (mm)	App Cumulé ($10^6 \cdot m^3$)	Cons Cumulée ($10^6 \cdot m^3$)
O	0.63	—	62	71	0.60	—
N	0.91	—	48	79	1.48	—
D	1.40	—	43	95	2.84	—
J	2.00	—	40	105	4.82	—
F	1.41	—	45	101	6.21	—
M	1.39	0.33	62	110	7.56	0.33
A	1.05	0.80	72	92	8.61	1.13
M	0.63	1.73	90	83	9.22	2.86
J	0.16	2.74	126	59	9.34	5.60
J	0.03	3.06	171	54	9.41	8.66
A	0.08	1.66	161	50	9.69	10.32
S	0.34	0.35	111	55	9.78	10.67

I.9.3. Méthode Analytique de Régularisation.

Connaissant le volume régularisé, nous pouvons arrêter le choix des dimensions optimales des ouvrages et gérer de façon rationnelle la capacité de la retenue.

Les calculs effectués par le procédé ont sous formes de tableaux pour (02) taux de régularisation (70% et 80%).

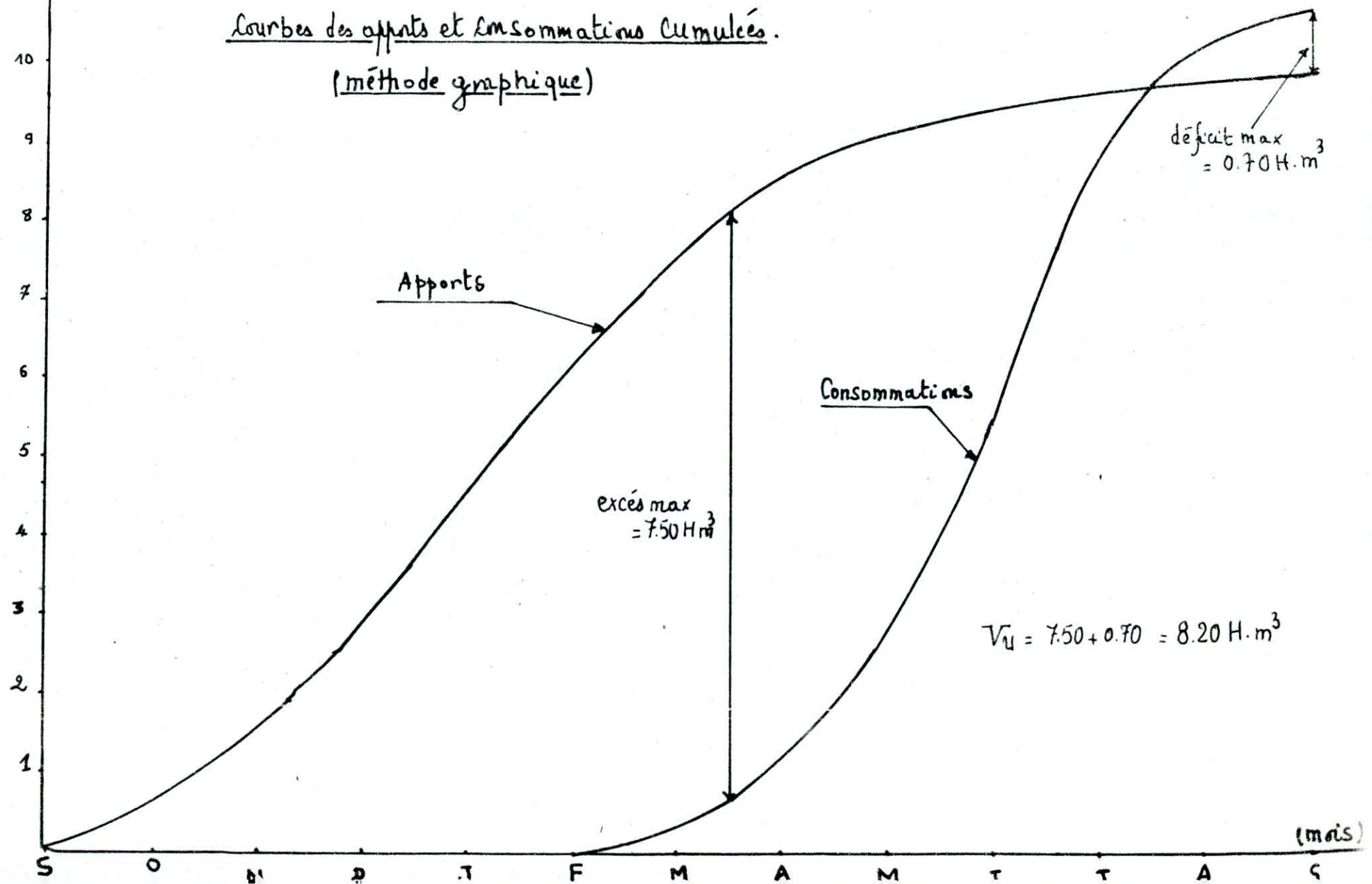
La somme des consommations mensuelles nous donne une dose d'arrosage de $7120 \text{ m}^3/\text{ha}$.

- pour un taux de 70%

$$\text{d'appat utilisable sera } A_u = \frac{A_{\text{max}}}{100} \times 70 = 7.10^6 \text{ m}^3$$

Apport - Cons
($10^6 \cdot m^3$)

Courbes des apports et consommations cumuléés.
(méthode graphique)



et la superficie qui devra être irriguée est

$$S_{ir} = \frac{A_u}{7120} = 985 \text{ hectares.}$$

- pour un taux de 80%

d'apport utilisable sera $A_u = \frac{A_{moy}}{100} \times 80 = 8 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

et la superficie irrigable

$$S_{ir} = \frac{A_{ut}}{7120} = 1125 \text{ hectares}$$

Explication de la méthode:

L'apport du premier mois ajouté au volume de la retenue, nous permet à l'aide de la courbe (hauteur-surface) la détermination de la surface inondée correspondante

$$A_{i=1} + V_M \longrightarrow S_{i=1}$$

on évalue le volume d'eau évaporé (V_{ev}) et le volume infiltré (V_{inf}) ainsi que le volume des précipitations (V_p).

$$V_{ev\ i=1} = S_{i=1} \cdot E_{i=1}$$

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

$$V_{p\ i=1} = S_{i=1} \cdot P_{i=1}$$

d'où le volume en fin du premier mois sera

$$V_{f\ i=1} = A_{i=1} + V_M + V_{p\ i=1} - V_{ev\ i=1} - V_{inf\ i=1} - V_{cons\ i=1}$$

$V_{cons\ i=1}$: Volume utilisé pendant le mois i

- pour le mois qui suit, on ajoute à son apport le volume en fin du mois précédent pour déterminer la surface inondée S_{i+1} .

$$V_{f\ i} + A_{i+1} \longrightarrow S_{i+1}$$

$$V_{ev\ i+1} = S_{i+1} \cdot E_{i+1}$$

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

$$V_{p\ i+1} = S_{i+1} \cdot P_{i+1}$$

$$V_{f\ i+n} + A_{i+n+1} \longrightarrow S_{i+n+1}$$

$$V_n = \text{Max } V_{fin}$$

V_n : Volume au niveau de la retenue normale.

V_{fin} : Volume à la fin du mois

$$V_{ut} = V_n - V_M$$

V_{ut} : Volume utile.

V_M : Volume mat.

- Suivant les résultats donnés par les (02) tableaux, nous obtenons un taux optimal de 70% qui correspond à un volume utile régularisable de $V_{ur} = 7.9.10^6. m^3$.

- on remarque que les deux valeurs sont légèrement différentes.

- Dimensionnement graphique $V_u = 8.2.10^6. m^3$

- Régularisation $V_{ur} = 7.9.10^6. m^3$

- pour le volume utile, nous adoptons la valeur maximale.

$$V_{utile} = 8.2.10^6. m^3$$

- le niveau normal de la retenue $N.N.R = 41.00 m.$

- la hauteur utile correspondante $h_u = 10.50 m.$

I-10. Laminage des crues :

Le but du laminage des crues est d'assurer la sécurité de l'ouvrage contre la submersion à l'amont par des crues très importantes.

Cette étude permet de déterminer la hauteur maximale du plan d'eau en cas des crues, ainsi que les débits déversés par les organes évacuateurs.

Les difficultés proviennent du fait que les crues de pointe contribuent à l'élévation du plan d'eau d'une hauteur h_d que l'on doit déterminer.

Tableau n° 20

Mois	Apports mensuels	Volume de but du mois	Surface	Evaporata mensuelles	Infiltrata mensuelles	Volume évaporé	Volume Infiltré	Volume Consom. m ³	précipi- tations mensuelles	Volume précipi- te.	Volume fondu mois
	10 ⁶ .m ³	10 ⁶ .m ³		mm	mm	10 ⁶ .m ³	10 ⁶ .m ³	10 ⁶ .m ³	mm	10 ⁶ .m ³	10 ⁶ .m ³
Octobre	0.63	1.755	0.325	62	71	0.020	0.023	—	91	0.030	1.742
Novembre	0.91	2.652	0.525	48	79	0.025	0.041	—	133	0.070	2.656
Décembre	1.40	4.056	0.650	43	95	0.028	0.062	—	175	0.114	4.080
Janvier	2.00	6.080	0.825	40	105	0.033	0.087	—	168	0.139	6.100
Février	1.41	7.510	0.900	45	101	0.040	0.091	—	132	0.119	7.498
Mars	1.39	8.888	0,975	62	110	0.060	0.107	0.23	91	0.089	8.580
Avril	1.05	9.630	1.000	72	92	0.072	0.092	0.56	84	0.086	9.03*
Mai	0.63	9.630	1.000	90	83	0.090	0.085	1.21	58	0.060	8.307
Juin	0.16	8.467	0.950	126	59	0.120	0.056	1.92	25	0.024	6.395
Juillet	0.03	6.425	0.850	171	54	0.128	0.040	2.14	33	0.025	4.142
Août	0.08	4.222	0.675	161	50	0.108	0.034	1.16	17	0.011	2.931
Septembre	0.34	3.271	0.600	111	55	0.066	0.033	0.25	50	0.030	2.952

Eaux de Régularisation 70%

Tableau n° 21

Mois.	Apports mensuels	Volume début. du mois	Surfaces	Evaporation mensuelle	Infiltration mensuelle	Volume évaporé	Volume infiltré	Volume Ransom.	précipi. tations mensuelles	Volume précipité	Volume fin. du mois
	10^6 m^3	10^6 m^3	km^2	mm	mm	10^6 m^3	10^6 m^3	10^6 m^3	mm	10^6 m^3	10^6 m^3
Octobre	0.63	1.755	0.325	62	71	0.020	0.023	—	91	0.030	1.742
Novembre	0.91	2.652	0.525	48	79	0.025	0.041	—	133	0.070	2.656
Décembre	1.40	4.056	0.650	43	95	0.028	0.062	—	175	0.114	4.080
Janvier	2.00	6.080	0.825	40	105	0.033	0.089	—	168	0.139	6.100
Février	1.41	7.510	0.900	45	101	0.040	0.091	—	132	0.119	7.498
Mars	1.39	8.888	0.975	62	110	0.060	0.107	0.26	91	0.089	8.550
Avril	1.05	9.600	1.000	92	92	0.072	0.092	0.64	84	0.084	8.880
Mai	0.63	9.510	1.000	90	83	0.090	0.083	1.38	58	0.058	8.015
Juin	0.16	8.175	0.925	126	59	0.116	0.054	2.19	25	0.023	5.838
Juillet	0.03	5.868	0.825	171	54	0.141	0.044	2.45	33	0.027	3.26
Août	0.08	3.340	0.600	161	50	0.096	0.030	1.33	17	0.010	1.894
Septembre	0.34	2.234	0.400	111	55	0.044	0.022	0.28	50	0.020	1.908

Eaux de régularisation: 80%.

Le calcul de cette hauteur repose sur l'équation différentielle qui représente le bilan des volumes affluents évacués dans la retenue pendant la durée de la crue.

$$Q_e(t) dt = Q_s(t) dt + A(h_d) \cdot d(h_d).$$

$Q_e(t)$: débit de crue entrant dans la retenue.

$Q_s(t)$: débit sortant de la retenue.

$A(h_d)$: Surface du plan d'eau à la cote (N.N.R. + h_d).

$d(h_d)$: Variation de cote du plan d'eau.

$Q_e(t) dt$: Volume entrant.

$Q_s(t) dt$: Volume sortant.

$A(h_d) \cdot d(h_d)$: Variation du volume dans la retenue.

- La méthode des différences finies appliquée à cette équation différentielle conduit à une méthode simplifiée graphique appelée méthode de GREAGER.

I.10.1 : Choix de la crue du projet :

Compte tenu du laminage important dans la retenue et pour offrir la sécurité nécessaire à l'ouvrage projeté, on a utilisé l'hydrogramme de crue millénaire dont le débit maximal évacué correspond à $Q_{1000}^{max} = 142 \text{ m}^3/\text{s}$.

I.10.2 : Détermination de la hauteur de la lame déversée

(Méthode de GREAGER).

Cette méthode consiste à tracer le volume en fonction de la hauteur du déversoir $V = f(h)$ à partir du niveau normal de la retenue, ainsi que les courbes $V + \frac{\Delta V}{2}$, $V - \frac{\Delta V}{2}$ avec une largeur du déversoir choisie $b = 20 \text{ m}$.

- Voir planche n° (03) -

Ensuite, on trace la courbe du débit laminé en fonction des hauteurs de la lame deversante $Q_d = f(h_d)$ en prenant comme hypothèse la formule du débit passant par le deversoir $Q_d = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_d^{3/2}$

b : largeur du deversoir ($b = 20 \text{ m}$)

m : coefficient de corrélation du débit ($m = 0.38$)

h_d : hauteur de la lame deversante (m)

Q_d : débit deversé (m^3/s)

Considère un intervalle de temps constant ($\Delta t = 1 \text{ heure}$)

Tableau n° 22:

$h_d \text{ (m)}$	$Q_d \text{ (m}^3/\text{s)}$	$Q_d/2$	$\Delta V/2 \text{ (10}^6 \text{ m}^3)$
0.50	11.90	5.95	0.02
1.00	33.66	16.83	0.06
1.50	61.84	30.92	0.11
2.00	95.20	47.60	0.17
2.50	133.05	66.52	0.24
3.00	174.90	87.45	0.31
3.50	220.40	110.20	0.40
4.00	269.28	134.64	0.48

on définit $Q_{\text{moy}} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}$. $V_{\text{moy}} = Q_{\text{moy}} \cdot \Delta t$

Pour $\Delta t = 1 \text{ heure}$ on calcule à chaque intervalle, la hauteur de la lame deversée h_d et le débit Q_d correspondant, et les résultats sont donnés par le tableau n° 23.

La valeur adoptée de la lame deversée est $h_d = 1.40 \text{ m}$, qui correspond à un débit deversé $Q_d = 55 \text{ m}^3/\text{s}$

Tableau n° 23:

Temps (h)	$a_{1000}^{max} (m^3/s)$	$Q_{moy} (m^3/s)$	$V_{moy} (10^3 m^3)$	$Q_d (m^3/s)$	$h_d (m)$
0	0.00				
1	22.72	11.36	41.00	2.50	0.13
2	90.88	56.80	204.50	18.00	0.63
2,5	142.00	116.44	209.60	28.00	0.89
3	115.44	118.72	237.70	38.00	1.10
4	72.70	94.07	338.65	55.00	1.40 *
5	42.03	57.36	206.50	39.00	1.12
6	21.44	31.37	114.25	29.00	0.91
7	9.09	15.26	54.95	24.50	0.80
7,5	2.70	5.90	21.20	22.00	0.74

Remarque:

la valeur de $h_d = 1.40$ est tirée graphiquement à partir des courbes tracées sur la planche n° 3

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUE

- II.1. Introduction.
- II.2. Sismologie.
- II.3. Géologie
- II.4. Aspects géotechniques.
- II.5. Aspects hydrogéologiques.
- II.6. Matériaux de construction
- II.7. Conséquence pour le choix du type du barrage .
- II.8. Conclusion.

II.1. Introduction:

Les études géologiques ont été réalisées sur le terrain du site de l'oued Bou. adjout, dans le but de fournir les éléments géologiques et géotechniques nécessaires à l'exécution.

Dans la zone de la fondation du barrage et l'ensemble des ouvrages auxiliaires ainsi que dans les zones d'emprunt, les travaux de recherche suivants ont été réalisés

- 06 - Sondages rotatifs.
- 16 - puits.
- 03 - tranchées
- 07 - Lignes d'investigation géophysique.

Les reconnaissances effectuées permettent de définir les épaisseurs des sols alluvionnaires, colluvionnaires et résiduels ainsi que les caractéristiques des sols et des roches après une analyse des échantillons des sols dans le laboratoire

II.2: Sismologie:

La zone de l'oued de Bouadjout se situe dans une région de moyenne sismicité avec un axe sismique orienté selon la direction $[N70^{\circ} - 80^{\circ}E]$ sur l'allongement. Collo - JIJEL.

Le coefficient dynamique due au séisme a été évalué à $0.12g$ ($\delta = 0.12.g$)

δ : représente l'accélération du mouvement due à la force du séisme.

g : accélération de la pesanteur.

II.3: Géologie:

La région de l'ued Bou adjoul est caractérisée par la présence des roches métamorphiques de caractère schisteux recouvertes par des roches sédimentaires qui se présentent sous une disposition continue et symétrique. avec la présence des limons, de sables limoneux et argileux, des sables avec graviers, des argiles sableuses et localement, des argiles molles jusqu'à une profondeur de 30 m. [Voir planche n° 2]

II.3.1: Géologie du site du barrage et de la retenue.

La rive gauche du réservoir, la partie en aval de la rive droite et les rives de l'axe du barrage présentent un relief modéré dû à l'existence de la roche schisteuse.

Les roches de la zone du barrage se présentent profondément fracturées et altérées, produisant une roche décomposée et fragmentée de couleur grise dans les schistes, et un sable fin à moyen de couleur jaune dans les grès.

La région de la fondation du barrage se caractérise par la présence des sols alluvionnaires mous formés par des couches de limons argileux avec la présence des sables.

Les alluvions qui recouvrent les sols résiduels et la roche décomposée peut avoir une épaisseur de (10 m), une couche d'argile molle apparaît à la profondeur entre 8 et 11 m.

II.3.2: Géologie structurale et tectonisme:

Les schistes du site de Bou adjoul se trouvent fortement fracturés et faillés que l'on peut constater sur les affleurements du terrain.

II.4: Aspects géotechniques:

Une analyse géotechnique des échantillons du sol de la zone d'emprunt ainsi que la zone de la fondation a été réalisée au laboratoire par L'E.N.R.B (entreprise nationale de réalisation des barrages) donnent les résultats suivants.

Caractéristiques des échantillons ou moyenne.

- 76% de sable gros.
- 6% de Limon.
- 9% de sable fin.
- 9% d'argile.

Les caractéristiques géotechniques des matériaux pour la zone d'emprunt et la zone de la fondation sont données comme suit

Tableau n° 24

Caractéristiques	Zone d'emprunt	Fondation.
perméabilité (m/s)	10^{-6}	$2 \cdot 10^{-5}$
Angle de frottement	32°	16°
Cohésion (t/m^2)	8.6	3.7
Densité humide (t/m^3)	1.8	1.9
Densité saturée (t/m^3)	2.10	2.10

Les valeurs des caractéristiques mécaniques du sol figurées sur le tableau ci-dessus représentent des valeurs apparentes qui sont données au laboratoire par l'essai de cisaillement non consolidé de la grande qui conduit à mesurer des contraintes totales: $\sigma = C_u + \sigma' \tan \phi_u$

Et pour la mesure des contraintes effectives qui sont données en fonction des caractéristiques effectives C', ϕ' .

$$\sigma' = C' + \sigma' \tan \phi' \quad \sigma' = \sigma_T - u \quad u: \text{pression interstitielle}$$

d'essai triaxial consolidé, non drainé avec la mesure de la pression interstitielle effectué au laboratoire a donné les résultats suivants.

Zône d'emprunt : $C' = 0$ $\psi' = 39^\circ$

Zône de la fondation $C' = 2 \text{ t/m}^2$ $\psi' = 20^\circ$

II.5 : Aspects hydrogéologiques:

La roche est fortement fracturée, localement fragmentée et contient ce qui est indicatif de roche de grande perméabilité.

Cependant, les essais d'infiltration sous pressions exécutés indiquent pour les parties fragmentées et sableuses une perméabilité de $2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$.

Quant au complexe alluvionnaire sableux de la Vallée les valeurs obtenues des essais montrent une perméabilité plus faible de l'ordre de 10^{-6} m/s .

Pour les deux valeurs observées on peut conclure que la fondation est perméable avec des rives semi-perméable.

II.6. Matériaux de construction:

La zone d'emprunt qui se situe sur la rive droite de l'oued Bou. adjoul se caractérise par la présence de sable gros à fin avec des caractéristiques géotechniques adéquates pour la réalisation du remblai compacté pour le barrage homogène.

Ce matériau colluvionnaire se produit à des profondeurs variables entre 1 à 2 mètres qui pourra être obtenu par le décapage d'une zone de 0.7 km^2 .

Il n'existe pas de roches avec caractéristiques adéquates (roche saine, résistance) dans la zone du barrage.

la rive gauche de l'oued Kebir situé à (02) Km du site a été investiguée, cette zone se caractérise par la présence de sable avec du gros gravier qui sera employé pour la construction des filtres et des drains ainsi que le riprap du talus amont.

II.7. Conséquence pour le choix du type de barrage.

Au vue de la structure, de la résistance mécanique et de la forte perméabilité de la région, ainsi que la fondation perméable qui représente une couche d'alluvions sableuses de 30m environ qui pourra provoquer des tassements de l'ouvrage assez importants, un barrage en béton est déconseillé, Par contre un ouvrage souple en envisageable.

Cet ouvrage sera donc soit en terre (voir la disponibilité du matériau), soit en enrochement.

II.7.1 : Enrochements:

d'investigation des zones d'emprunt et les levés exécutés indiquent l'absence d'un emprunt rocheux dans la zone à la proximité du réservoir, et pour cela un barrage en enrochement sera exclus

II.7.2 : ALLUVIONS:

Les alluvions de la région présentent une caractéristique sableuse avec la présence de limon et de l'argile.

L'emprunt sableux argileux pourra être obtenu facilement en qualité et en quantité suffisante.

Et pour cela nous proposons un barrage en terre.

II.7.3: Conclusion:

Devant les conditions géologiques qui sont peut favorables ou même nettement défavorables, et vu que l'emprunt argileux

n'a pas été défini en quantité ou en qualité suffisante, il est préférable de s'orienter maintenant et plus spécialement vers le barrage à digue homogène qui sera réalisé avec le remblai compacté.

II. 8: Barrage en terre à digue homogène:

Avantage de ce type d'ouvrage.

- Utilisation d'un seul type de matériau.

- La pression sous la fondation est faible du à l'empatement de l'ouvrage.

- Adaptation aux déformations et au tassements du sol de la fondation.

- Il est de même susceptible de résoudre le problème de l'épaisseur variable et parfois considérable des alluvions que l'on doit pouvoir alors ne pas excaver en totalité, contrairement au barrage en béton. C'est l'exemple de la réalisation de la première moule dans notre cas.

CHAPITRE III

ETUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE

- III.1. - Conception de la digue.
- III.2. - Réseau d'écoulement
- III.3. - Traitement de la fondation.
- III.4. - Etude de la stabilité mécanique.

III.1. Conception de la digue:

La hauteur totale du barrage est égale à la hauteur normale de la retenue des eaux majorée de la charge maximale au dessus du seuil du deversoir des crues et de la revanche.

Le niveau normal de la retenue est calculé en tenant compte de la capacité utile à stocker, de la tranche morte pour emmagasiner les dépôts et une tranche correspond aux pertes par évaporation et infiltration.

Le niveau du plan d'eau maximal est le niveau normal de la retenue majoré de la charge sur l'évacuateur de crue.

III.1.1. La Revanche:

La détermination finale de la cote de la crête du barrage dépend de la revanche que l'on prévoit.

La revanche comprend la différence des élévations entre la crête du barrage et le niveau du plan d'eau maximal.

Cette hauteur additionnelle de sécurité est prévue pour retenir les vagues qui se forment dans le réservoir due à l'action des vents qui viennent de briser auprès du talus amont du barrage.

La revanche est évaluée d'après les formules empiriques en fonction de la hauteur des vagues, du fetch et de la vitesse du vent.

FORMULE DE STEVENSON:

$$H: \text{hauteur des vagues (m)} \quad R = 0.75 H + \frac{V^2}{2g}$$

$$F: \text{longueur du Fetch:} \quad H = 0.76 + 0.032 \sqrt{W.F} - 0.26 \sqrt{F}$$

(F = 0.610 Km)

$$V: \text{vitesse des vagues.} \quad V = 1.5 + 2H$$

- W : vitesse maximale du vent: ($W = 33 \text{ m/s}$)

- $\frac{V^2}{2g}$: effet de projection des vagues vers le haut du freinage

Application numérique

$$H = 0.700 \text{ m} \quad V = 2.9 \text{ m/s} \quad R = 0.950 \text{ m}$$

FORMULE DE MALLET ET PACQUANT:

$$R = H + \frac{V^2}{2g} + a$$

$$\alpha = 0.50$$

$$V = 1.5 + 0.66 H$$

$$H = 0.76 \text{ m}$$

$$H = 0.5 + 0.33 \sqrt{F}$$

$$V = 2.00 \text{ m/s}$$

a : coefficient de sécurité

$$R = 1.46 \text{ m}$$

FORMULE SIMPLIFIÉE

$$R = 1 + 0.3 \sqrt{F}$$

$$F = 0.610 \text{ km}$$

$$\text{d'où } R = 1.23 \text{ m}$$

Tableau n° 25:

FORMULES	REVANCHE (m)
STEEVENSON	0.95
MALLET ET PACQUANT	1.46
SIMPLIFIÉE	1.23
MOYENNE	1.21

et nous adoptons une valeur de $R = 1.30 \text{ m}$.

III.1.2: détermination de la hauteur du barrage:

$$H_b = H_c + H_e$$

$$H_c = H + H_d + H_s$$

H_b : Hauteur du barrage. (m)

H_c : Hauteur du couronnement du barrage (m)

H : Hauteur normale de la retenue: $H = 21$ m.

H_d : Hauteur de la lame déversée $H_d = 1.40$ m.

H_s : Hauteur de sécurité $H_s = R + 0.3 = 1.6$ m.

H_e : Hauteur d'excavation (décapage) $H_e = 2.0$ m.

$$H_c = 24 \text{ m} \quad - \quad H_b = 26 \text{ m.}$$

la cote à la crête du barrage est de 46 m.

III.1.3: Largeur en crête du barrage:

La largeur en crête du barrage se calcule par les formules empiriques suivants, toutefois, elle doit répondre aux normes d'une route de service qu'elle doit assurer comme fonction principale.

1. FORMULE de KNAPPEN

$$L = 1.65 \sqrt{H}$$

2. E.F PREECE

$$L = 1 + 1.1 \sqrt{H}$$

3. $L = 3.6 \sqrt[3]{H}$

H : hauteur totale du barrage (m)

L : largeur en crête (m).

Tableau n° 26:

Valeur adoptée
sera $L = 8$ m

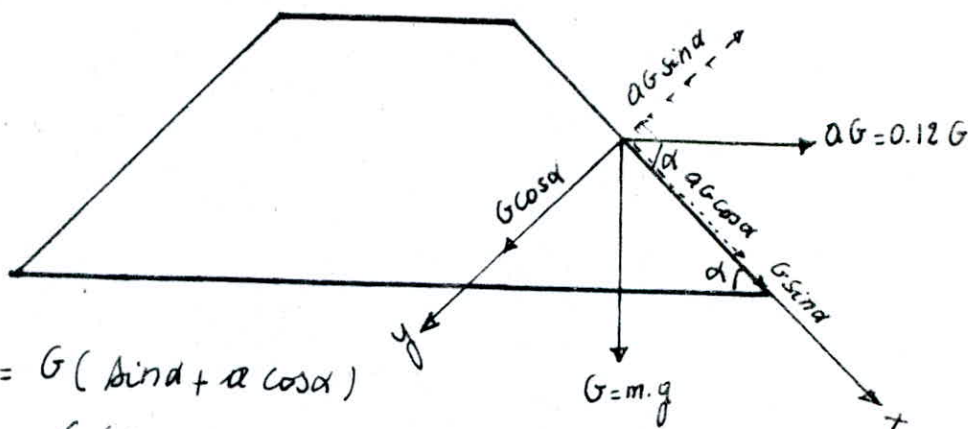
formules	Largeur en crête (m)
1. KNAPPEN	7.66
2. EF PREECE	8.25
3 - ()	6.50
4. Moyenne	7.47.

III.1.4: pentas des talus:

la pente des talus des barrages en terre dépend du type de matériau utilisé ainsi que la hauteur du barrage.

On propose des pentes qui paraissent optimales selon le type de la digue et nous vérifions par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

La détermination des pentes consiste en l'étude de la stabilité d'une particule de masse m ($G = mg$) sur un plan incliné d'angle α .



Equilibre des Forces:

Suivant x: $\Sigma F_a = G (\sin \alpha + a \cos \alpha)$

Suivant y: $\Sigma F_p = G (\cos \alpha - a \sin \alpha)$

pour qu'il y ait stabilité il faut que $\Sigma F_p > \Sigma F_a$ et pour s'assurer de la stabilité de la particule.

$$\frac{\Sigma F_p}{\Sigma F_a} = K/f \quad K \geq 1.05.$$

K : coefficient de sécurité qui dépend du matériau:

f : coefficient de frottement $f = \tan \varphi$

φ : angle de frottement interne du matériau ($\varphi = 32^\circ$)

$$K = \tan \varphi \frac{\cos \alpha - a \sin \alpha}{\sin \alpha + a \cos \alpha} = \frac{\tan \varphi (1 - a \tan \alpha)}{\tan \alpha + a}$$

$$m = \cot \alpha \geq \frac{1 + a \tan \varphi}{\tan \varphi - a}$$

m : fruit du talus aval.

~~a : coefficient sismique
 $a = 0.12$~~

Valeurs numériques trouvées

Talus aval : $m = 2.34$.

Talus amont : $m_1 = 1.1 \cdot m = 2.57$

Et d'après le tableau donnant les pentes des talus en fonction des hauteurs pour un barrage homogène

- talus aval : $m = 2.50$.

- talus amont $m_1 = 3.00$

III.1.5: Risberme:

Pour contribuer à la stabilité du barrage et pour servir d'accès une risberme de 3 m de large à la cote 34 m au talus aval a été prévue.

III.2 Réseau d'écoulement:

III.2.1: Infiltration:

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltration d'eau qui donne naissance à un réseau d'écoulement à travers la digue lorsque la capacité d'infiltration augmente, elle provoque le phénomène de Renard, d'où la destruction de l'ouvrage.

III.2.2. phénomène de Renard:

La circulation d'eau d'infiltration au sein du barrage et de sa fondation peut mettre en danger la stabilité de l'ouvrage en amorçant sur un phénomène de Renard dont le processus est le suivant.

Les grains en surface sont entraînés, les grains situés au dessous ne supportent plus le poids des grains supérieurs et seront entraînés à leur tour. Il se forme ainsi un tunnel où la circulation

d'eau est aisée.

plus les grains sont de petit diamètre, plus ils sont entraînés facilement et ceci, d'autant plus qu'ils sont moins collés les uns aux autres par la cohésion.

La règle de LANE exprime la condition pour qu'un renard ne se forme pas. elle s'écrit comme suit

$$L_v + \frac{1}{3} L_H \geq CH.$$

L_v : cheminement vertical

L_H : cheminement horizontal.

H : Hauteur du barrage

C : coefficient dépendant de la nature du terrain.

III. 2.3. Ligne de saturation:

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

Dans le cas d'une digue homogène, la ligne de saturation a la forme d'une parabole d'axe horizontal appelée parabole de KOZÉNY dont l'équation est.

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0}$$

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

$$b = L - 0.7B'$$

H : Hauteur du plan d'eau.

B' : projection horizontale de la partie mouillée du talus amont.

Le foyer de la parabole est le point F . la courbe théorique de KOZÉNY recoupe le niveau du plan d'eau à une distance de $0.3B'$ en amont du point A . on fera une correction afin que la courbe réelle soit normale au talus.

(Voir planche n° 4)

Application numérique:

$$L = 115 \text{ m} \quad b = 70.9 \text{ m} \quad B' = 63 \text{ m} \quad y_0 = 3.04 \text{ m}$$

Et pour le tracé de la ligne de Saturation on dresse le tableau des valeurs suivant.

Tableau n° 27:

X(m)	-1.52	-1	0	5	10	20	25	30	35	40
y(m)	0	1.78	3.04	6.30	8.37	10.03	11.44	12.71	13.85	14.91
45	50	55	60	65	70.9					
15.90	16.83	17.71	18.55	20.12	21					

III.2.4 Calcul du débit de fuite:

- des infiltrations peuvent se faire :
 - à travers la digue.
 - sous l'ouvrage, mais dans notre cas nous pouvons considérer que l'étanchéité est presque totale après la réalisation de la paroi moulée et le voile d'injection.

Pour le calcul du débit de fuite à travers la digue on procède les (02) méthodes suivantes.

- Appliquons la loi de DARCY. $q = k \cdot i \cdot A$.

$k = 10^{-6} \text{ m/s}$: perméabilité du corps du barrage.

$A = y \cdot 1$: l'aire soumise à l'infiltration / unité de largeur.

$i = \frac{dx}{dy}$: gradient hydraulique.

d'où l'expression sera $q = ky \frac{dy}{dx}$

Après intégration

$$-q = k \cdot \frac{h^2 - h_0^2}{2L} = k \cdot \frac{h^2}{2L} \quad (h_0 = 0)$$

$$L = b + y_0/2 = 70.9 + 3.04/2 = 72.42 \text{ m.}$$

-45-

$$-q = 3.04 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s.}$$

- on vérifie le résultat par la formule de CASAGRANDE qui est établie pour l'écoulement de KOZENY.

$$-q = k \cdot y_0 = 3.04 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s.}$$

III.3 : Traitement de la fondation :

Notre ouvrage sera fondé sur une couche d'alluvions de 30 m d'épaisseur relativement perméable. Et dans ce cas nous aurons deux phénomènes à craindre.

- que le débit de fuite sous l'ouvrage sera trop élevé pour une utilisation économique de la retenue.

- que des gradients hydrauliques localement élevés se créent vers l'aval. Ces gradients peuvent entraîner le sol et provoquer une érosion régressive par le phénomène de renard poutou aller jusqu'à la ruine de l'ouvrage.

Afin de combattre ces risques pour assurer l'étanchéité de l'ouvrage, nous proposons deux procédés qui peuvent être mis en œuvre.

1. Paroi moulée en argile ciment ou en béton de ciment
2. Une tranchée remblayée en sol argileux compacté.

III.3.1 : procédé de la paroi moulée :

- on appelle paroi moulée, un écran vertical en béton de ciment construit sous blindage, ni coffrage à partir de la surface du sol par excavation à l'aide des machines appropriées.

d'épaisseur de ces parois verticales varie généralement de (0.50 m à 1.50 m) et une profondeur arrivant jusqu'à 30 m.

1.a. Exécution du forage de la paroi moulée.

Après construction d'une plate forme de travail, une première saignée d'environ 1 m de profondeur est creusée sur le tracé de la paroi à réaliser dont les cotés sont maintenus par des Coffrages. Cette saignée sert à guider l'outil du forage et de contenir la boue au début de l'excavation de la tranchée.

1.b. Excavation à la benne preneuse guidée:

Le forage de la tranchée sera exécuté par le procédé de la benne guidée qui présente certains avantages.

Elle permet d'atteindre des profondeurs de l'ordre de 32 m et peut être utilisée dans des terrains assez difficiles.

Donc ce procédé reste le moins onéreux et exige un prix de revient acceptable.

1.c. Dispositif de la benne guidée:

Ce dispositif semble actuellement prendre le plus d'importance. C'est le système dit KELLY, dont lequel la benne est solidarisée avec une tige rigide à section carrée coulissant dans un guide. La tige aura une longueur supérieure à la profondeur de la saignée.

1.d. Bétonnage:

Pour des écoulements imperméables le béton utilisé est généralement un béton plastique capable de se déformer sous l'action des mouvements des terrains sans se fissurer. Il s'obtient avec un faible dosage en ciment de l'ordre (100 kg/m³) et avec incorporation d'une certaine proportion de bentonite.

La mise en place du Béton s'effectue sous la boue au moyen d'une Colonne constituée par des tubes vissés de 20 à 30 cm de diamètre dont l'extrémité arrive au fond de la fouille et dont la partie supérieure est munie d'un entonnoir.

Au fur et à mesure de sa mise en place, le béton fait remonter la boue dont la densité est plus faible, celle-ci est récupérée à la partie supérieure de la souignée.

III.3.2: Voile d'injection:

on prévoit un voile d'étanchéité dont le but principal est de traiter la perméabilité des fissures des roches cristallines altérées et fracturées.

Le voile pénètre sous le terrain naturel dans la couche rocheuse au-dessous de la paroi moulée réalisée dans la couche d'alluvions.

On a pas intérêt à construire la galerie d'injection après la réalisation de la paroi moulée afin de diminuer le prix de revient de l'ouvrage.

pour la réalisation du voile d'injection, on laisse sur la paroi moulée des trous de 12 cm environ pour qu'on puisse injecter les fissures des roches. et à la fin de la réalisation de la paroi moulée, les trous seront remplis de Béton.

III.4: Protection des Talus:

Les talus d'un barrage en terre sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage ainsi que l'attaque des vagues pour le talus amont.

Le talus aval peut être protégé efficacement contre l'érosion par un enherbement (gazon) qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement.

Pour la protection du talus amont contre le battillage, il sera protégé par un enrochement rangé à la main qui représente le gros gravier de l'oued Kebir situé à 5 km du site du barrage, cette couche drainante du gros gravier sera disposée sur une autre couche de sable formant un filtre de 40 cm.

L'épaisseur des rip. rap amont et aval est de 2m et recouvre l'ensemble de la digue.

III.5: protection contre les infiltrations dans la digue.

Afin d'éviter les risques d'infiltrations à travers le massif du barrage ainsi que le phénomène de Renard auprès du talus aval. Un réseau de drainage est indispensable. afin de pouvoir rabattre efficacement toute sous pression intempestive qui pourrait se manifester. Ce réseau de drainage est composé de drains et filtres.

Dans notre cas, on prévoit un drain de pied qui sera constitué du gros gravier de l'oued Kebir avec un tapis filtrant aval qui est composé de différentes couches. de sable fin, sable moyen et du gravier avec une épaisseur de (02) m. Le but principal est de rabattre la ligne de saturation.

On prévoit aussi un filtre fin recouvrant le talus amont constitué de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fine (sable fin et moyen). Le but essentiel de ce filtre est d'arrêter les éléments fins qui pourraient être entraînés à travers les vides de l'enrochement dans le cas

d'une vidange rapide

d'encroûtement protège le filtre, contre l'action des vagues.

III.5. Etude de la stabilité mécanique:

La stabilité d'un barrage en terre est celle de son talus aval et son talus amont sur sa fondation.

En général nous considérons une surface cylindrique à axe horizontal qui apparaît comme un cercle dit cercle de Glissement dans une coupe verticale de la digue.

A partir de cette hypothèse, nous découpons le terrain en tranches verticales de faible épaisseur juxtaposées et nous étudions l'équilibre de l'ensemble.

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité des barrages en terre. Dans notre travail, nous considérons les (02) méthodes qui sont les plus couramment utilisées

- Méthode de TERZAGUI (FELLENIUS).
- Méthode simplifiée de BISHOP.

III.5.1. Méthode de TERZAGUI

Cette méthode consiste à calculer le coefficient de glissement qui représente le rapport du moment stabilisant sur le moment perturbateur $K_s = \frac{M_s}{M_p}$. En effet nous devons vérifier l'état limite d'équilibre si il est atteint sur tout le long du cercle de glissement

des forces de résistance qui déterminent le moment résistant découlent de la résistance au cisaillement selon la formule de TERZAGUI.

$$\tau = \sigma_{nef} \operatorname{tg} \varphi + C = (\sigma_{n.T} - P) \operatorname{tg} \varphi + C$$

$\sigma_{n.T}$: contrainte normale totale.

σ_{nef} : Contrainte normale effective.

P : pression hydrodynamique.

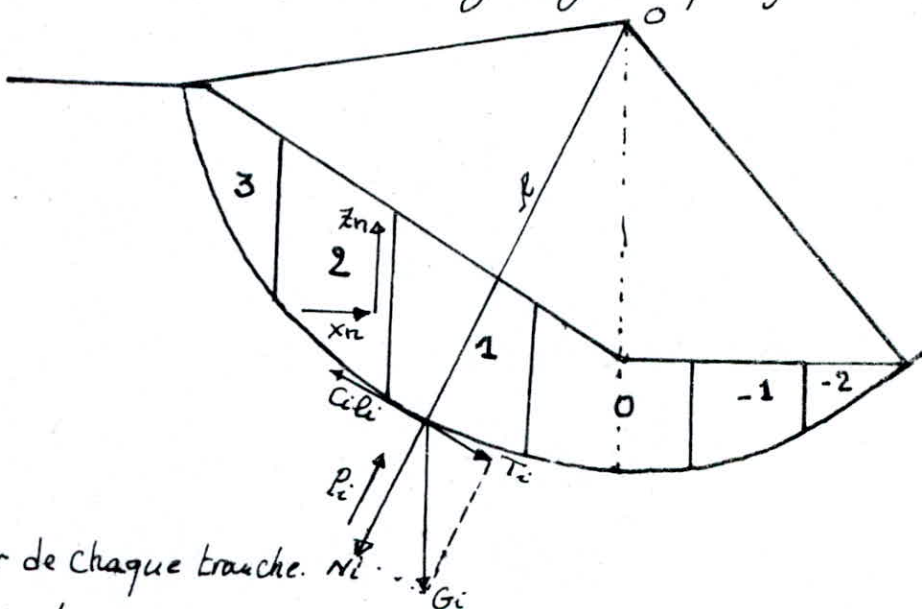
φ : angle de frottement interne du sol C : la cohésion

- des forces perturbatrices sont

- composante tangentielle du poids G

- Résultante des forces (pression hydrodynamiques - forces sisme.)

Inventaire des forces :



- b : la largeur de chaque tranche. n_i

- G_i : poids de la tranche

- N_i : composante normale de G_i $N_i = G_i \cos \alpha_i$

- T_i : composante tangentielle $T_i = G_i \sin \alpha_i$

- X_n : composante horizontale de l'action de la tranche (n-1) sur la tranche n.

- Z_n : composante verticale de l'action de la tranche (n-1) sur la tranche n.

- Il est admis que l'interaction entre les tranches est nulle
C.à.d $x_{n+1} = x_n$ $Z_{n+1} = Z_n$.

- l_i : longueur de l'arc de la tranche $l_i = b / \cos \alpha_i$

- pour des raisons pratiques le sinus d'un angle donné α est pris égal au numéro de la tranche divisé par 10.

$$\sin \alpha_i = \frac{i b}{R} \text{ avec } b = R/10$$

α_i : angle formé par l'interception de la tranche avec la verticale

- les forces résistantes sont:
 - force de frottement $(N - P) \tan \varphi_i$
 - force de cohésion $C l_i$
- la force motrice T : composante tangentielle de G_i

$$K_s = \frac{\sum \text{moments des forces stabilisatrices.}}{\sum \text{moments des forces motrices.}}$$

$$K_s = \frac{R \sum (N_i - P_i) \tan \varphi_i + \sum (C_i l_i) \cdot R}{R \sum T_i}$$

$$K_s = \frac{\sum (N_i - P_i) \tan \varphi_i + \sum C_i l_i}{\sum T_i}$$

Le poids de la tranche i sera déterminé comme suit

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

γ_1 : poids spécifique de la zone du massif situé au dessus de la ligne de saturation (T/m^3).

γ_2 : poids spécifique de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation. (densité saturée).

γ_3 : poids spécifique de la fondation.

III.5.2: Types de Fonctionnement:

les principaux cas de charge à étudier sont.

2.1: fin de construction (Reservoir Vide).

Le calcul de stabilité se fait en contrainte totale

en adoptant les valeurs des caractéristiques mécaniques apparentes (C_u, φ_u) qui sont données pour l'essai de cisaillement de CASAGRANDE

dans ce cas on aura l'absence du réseau d'écoulement d'où la force hydrodynamique est nulle. mais nous devons tenir compte de la pression interstitielle qui ne sera pas encore dissipée (avant consolidation), elle sera donnée par la relation.

$$P_i = \alpha \sum \gamma_i h_i = \alpha_i G_i \quad \alpha = (0.4 \div 0.5)$$

Le calcul de fait pour les deux talus amont et aval.

2.2. Fonctionnement normal (régime permanent).

La stabilité est calculée en contraintes effectives

$$\tau' = C' + \sigma' \tan \varphi' \quad \text{avec } \sigma' = \sigma_T - P_i$$

avec C', φ' caractéristiques mécaniques effectives.

Elles sont mesurées par l'essai triaxial consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle donnée au laboratoire. Ce cas est souvent le plus défavorable pour le talus aval. la pression hydrodynamique se calcule en traçant le réseau d'écoulement $P_i = \gamma_w h_p$.

- γ_w : poids spécifique de l'eau ($\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$)

- h_p : différence de hauteur entre les deux points d'intersection de la ligne équipotentielle qui passe par le centre de l'arc de la tranche en premier point et coupe la ligne de saturation en deuxième point [Voir planche n°4]

2.3. Vidange rapide: (régime transitoire)

C'est le cas le plus défavorable pour le talus amont car la ligne de saturation reste à sa position initiale et le niveau d'eau dans le réservoir descend brusquement.

Les lignes de courant ont tendance de s'en sortir du talus amont d'où la destabilisation de ce dernier.

Le calcul se fait en contraintes effectives, nous avons envisagé (02) cas de vidange.

- Vidange totale jus qu'au niveau zéro.
- Vidange jus qu'au niveau $0.4 H$ H : hauteur normale.

Sollicitations dues au seisme.

Il est prévu dans l'étude de stabilité de tenir compte de l'effet sismique, et pour cela nous avons considéré pour le calcul du coefficient de sécurité la force du seisme horizontale due à l'accélération $\gamma = a g$ ($a = 0.12$) et une force verticale due à l'accélération $\gamma' = a' g$ ($a' = 0.02$). d'où le coefficient de sécurité s'écrit comme suit.

$$K'_s = \frac{\sum_i [(N_i - P_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + C_i l_i]}{\sum_i [T_i + a N_i + a' T_i]}$$

$R_x(a N_i)$: moment de la force de seisme horizontale.

$R_x(a' T_i)$: moment de la force de seisme verticale.

III.5.3: Méthode de Bishop:

Le coefficient de stabilité dans la méthode de Bishop simplifiée est reconnu par la relation suivante.

$$F_s = \frac{1}{\sum_i T_i} \sum_{i=1}^m \left[\frac{(G_i - P_i b) \operatorname{tg} \varphi' + C' b}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi' / F_s} \right]$$

Le coefficient de Bishop se calcule en contraintes effectives avec l'hypothèse suivante

- dans les (02) cas de charges avec prise d'écoulement (f^{ct} normal et Vidange rapide) Bishop propose que les lignes equipotentiellles sont toujours verticales.

- pour le cas avec séisme

$$F_s' = \frac{1}{\sum [T_i + aN_i + a'T_i]} \sum_{i=1}^m \left[\frac{(G_i - P_i b) \operatorname{tg} \phi + c' b}{-\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \operatorname{tg} \phi / F_s} \right]$$

- F_s sera calculé par itérations successives, on prend comme première valeur F_{s0} la valeur donnée par la méthode de TERZAGUI de résultats est rapidement convergent, il sera donné à la deuxième itération

III.5.4 Recherche du cercle de glissement critique:

- pour connaître le coefficient de sécurité réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de F_s appelé cercle critique

- le coefficient k_{min} peut se calculer par (03) possibilités
 - Méthodes manuelles
 - Calcul sur ordinateur
 - abaques.

dont nous proposons une méthode manuelle dont le principe est le suivant.

- Procédé de la méthode:

- cette méthode sera applicable pour un sol cohérent dont la cohésion ($C \neq 0$).

dans notre cas on prend l'exemple de talus oval.

A partir du point A au pied du talus oval, on descend verticalement d'une hauteur H (hauteur du barrage) jusqu'au pt A'. puis on trace horizontalement A'C d'une distance $4.5 H$
 O: le point d'intersection de la droite (CB) avec la verticale qui passe par le point A.

- A partir du point (O) on fait le premier cercle et on cherche $K_0 = \frac{M_s}{M_p}$
- A partir du point (O) et le long de la droite (CB) on choisit d'autres cercles O_1, O_2, O_3 en calculant les valeurs de K correspondantes $K_{O_1}, K_{O_2}, K_{O_3}$ (Voir graphique n° 9)
- En choisissant une échelle pour K_s et on trace la variation sur la droite (CB)
- pour la deuxième étape on trace une droite perpendiculaire $\bar{a}(AB)$ et on choisit d'autres cercles O'_1, O'_2, O'_3, \dots en calculant $K_{O'_1}, K_{O'_2}, K_{O'_3}$ on trace la deuxième variation de K_s' .
- A partir de ces deux tracés, on choisit la valeur minimale K_{min} qui correspond au cercle définitif. $K_{min} \rightarrow$ Cercle critique même procédé pour le talus aval.
- on prend l'exemple Talus aval (Fin de construction) les résultats sont donnés par le tableau ci dessous.

Tableau n° 28

	Cercle	O_1	O_2	O_3	O'_1	O'_2	O'_3
Talus aval	Rayon	123	127	131	129	134	137 *
	K_s	2.03	2.17	2.20	2.24	2.05	1.96
Talus amont	Rayon	157	153	151	139	145 *	148
	K_s	2.39	2.51	2.67	2.24	2.35	2.60

- pour les (02) valeurs du cercle critique - Talus amont et Talus aval, on effectuera tous les calculs concernant le coefficient de sécurité pour les différents cas de charges.
- les résultats sont donnés par le tableau ci après.

- pour la stabilité des deux talus amont et aval, on dresse le (ou) tableaux récapitulatifs des résultats dans les deux cas de sollicitations - sous séisme et avec séisme.

Tableau n° 129,

Valeurs de K_s - Talus aval				
Cas de charge	fin de construction		fonctionnement normal	
	sous séisme	avec séisme	sous séisme	avec séisme
M. TERZAQUI	1.96	1.30	1.46	1.06
M. Bishop	2.06	1.31	1.60	1.10

Tableau n° 130,

Valeurs de K_s Talus amont.				
Cas de charge	fin de construction		Vidange rapide totale	Vidange rapide jusqu'à 0.4 H
	sous séisme	avec séisme	sous séisme	sous séisme
M. TERZAQUI	2.35	1.29	1.61	1.21
M. Bishop	2.84	1.50	1.82	1.23

Méthode de Terzagui - $R = 137m$ - Talus AVAL (Fin de Construction).

N°	b	σ_1	σ_2	h_1	h_2	W_i	$\sin \alpha_i$	$\cos \alpha_i$	T_i	N_i	$\tan \varphi_i$	l_i	$C_i l_i$	$P_i l_i$	$(N_i - P_i) \times \tan \varphi_i$	αN_i	αT_i
-3	16	1.8	1.9	-	3.00	91.20	-0.3	0.95	-27.36	86.64	0.29	16.84	62.31	38.40	13.84	10.40	-0.54
-2	13	1.8	1.9	-	6.50	160.55	-0.2	0.98	-32.11	157.34	0.29	13.26	49.10	65.53	26.64	18.88	-0.64
-1	13	1.8	1.9	-	8.50	209.95	-0.1	0.99	-21.00	207.85	0.29	13.13	48.58	84.83	35.67	24.94	-0.42
0	13	1.8	1.9	2.00	9.00	269.10	0.0	1.00	0.00	269.10	0.29	13.00	48.10	107.64	46.81	32.29	0.00
1	13	1.8	1.9	6.00	8.50	350.35	0.1	0.99	35.03	346.85	0.29	13.13	48.58	141.54	58.87	41.52	0.70
2	13	1.8	1.9	11.50	6.50	429.65	0.2	0.98	85.93	421.06	0.29	13.26	49.10	175.30	71.27	50.62	1.72
3	13	1.8	1.9	15.50	3.50	449.15	0.3	0.95	134.74	426.70	0.29	13.68	50.63	189.06	68.92	51.20	2.69
4	13	1.8	1.9	19.00	-	444.60	0.4	0.92	177.84	409.03	0.62	14.13	121.52	193.30	133.75	49.08	3.56
5	13	1.8	1.9	18.50	-	432.90	0.5	0.87	216.45	376.62	0.62	14.94	128.48	199.12	110.04	45.19	4.33
6	16	1.8	1.9	8.00	-	230.40	0.6	0.80	138.24	184.32	0.62	20	172	115.20	42.85	22.12	2.76
Σ									707.36			778.40		608.66	346.34	14.15	

$$K_{s0} = 1.96$$

$$K'_{s0} = 1.30$$

M. Bishop. (1^{ère} itération) - R = 137m. - TALUS AVAL (Fin de construction).

N°	b	W _i	α _{ndi}	cos α _i	T _c	N _c	P _i	P _i b	C _i b	tg φ	(W _i -P _i b) × tg φ	α _{Ni}	α _{Ti}	q _i	q _i '
-3	16	91.20	-0.3	0.95	-27.36	86.64	2.28	36.48	59.20	0.29	13.84	10.40	-0.54	82.95	84.92
-2	13	160.55	-0.2	0.98	-32.11	157.34	4.94	64.22	48.10	0.29	26.64	18.88	-0.64	80.04	81.24
-1	13	209.95	-0.1	0.99	-21.00	207.85	6.46	83.98	48.10	0.29	35.67	24.94	-0.42	86.80	87.43
0	13	269.10	0.0	1.00	0.00	269.10	8.28	107.64	48.10	0.29	46.81	32.29	0.00	94.92	94.92
1	13	350.35	0.1	0.99	35.03	346.85	10.78	140.14	48.10	0.29	58.87	41.52	0.70	108.51	107.76
2	13	429.65	0.2	0.98	85.93	421.06	13.22	171.86	48.10	0.29	71.27	50.62	1.72	121.04	119.97
3	13	449.75	0.3	0.95	134.74	426.70	13.82	179.66	48.10	0.29	68.92	51.20	2.69	126.88	124.26
4	13	444.60	0.4	0.92	177.84	409.03	13.68	177.84	111.80	0.62	133.75	49.08	3.56	264.49	249.27
5	13	432.90	0.5	0.87	216.45	376.62	13.32	173.16	111.80	0.62	110.04	45.19	4.33	264.89	245.80
6	16	230.40	0.6	0.80	138.24	184.32	5.76	92.16	137.60	0.62	42.85	22.72	2.76	225.70	205.24
Σ					707.36						608.66	346.34	14.15	1455.62	1400.81

$$K_{s1} = 2.05$$

$$K_{s1}' = 1.31.$$

M. Bishop. (2^{eme} itération) - R=137m - TALUS AVAL (Fin de construction)

N°	b	W _i	J _{indi}	cos α _i	T _i	N _i	P _i	P _i b	c _i b	tg φ	$\frac{(W_i - P_i b)}{\cos \alpha_i}$	a N _i	ū T _i	q _i	q _i '
-3	16	91.20	-0.3	0.95	-77.36	86.64	2.28	36.48	59.20	0.29	13.84	10.40	-0.54	82.68	84.92
-2	13	160.55	-0.2	0.98	-32.11	157.34	4.94	64.22	48.10	0.29	26.64	18.88	-0.64	79.87	81.24
-1	13	209.95	-0.1	0.99	-21.00	207.85	6.46	83.98	48.10	0.29	35.67	24.94	-0.42	86.71	87.43
0	13	269.16	0.0	1.00	0.00	269.16	8.28	107.64	48.10	0.29	46.81	32.29	0.00	94.92	94.92
1	13	350.35	0.1	0.99	35.03	346.85	10.78	140.14	48.10	0.29	58.87	41.52	0.70	108.61	107.76
2	13	429.65	0.2	0.98	85.93	421.06	13.22	171.86	48.10	0.29	71.27	50.62	1.72	121.87	119.97
3	13	449.75	0.3	0.95	134.74	426.70	13.82	179.66	48.10	0.29	68.92	51.20	2.69	127.27	124.26
4	13	444.60	0.4	0.92	177.84	409.03	13.68	177.84	111.80	0.62	133.75	49.08	3.56	266.53	249.27
5	13	432.90	0.5	0.87	216.45	376.62	13.32	173.16	111.80	0.62	110.04	45.19	4.33	267.49	245.80
6	16	230.40	0.6	0.80	138.24	184.32	5.76	92.16	137.60	0.62	42.85	22.12	2.76	227.85	205.24
Σ					707.36						608.66	346.34	14.15	1463.80	1400.81

$$K_{S_2} = 2.06$$

$$K_{S_2}' = 1.31.$$

M. TERZAGUI - $R = 137 \text{ m}$ - 'TalUS AVAL - Fonctionnement normal -

N°	b	σ_1	σ_{sat}	h_1	h_2	W_i	$\sin \alpha_i$	$\cos \alpha_i$	T_i	N_i	$\text{tg} \phi_i$	l_i	$C_i l_i$	$P_i l_i$	$(N_i - P_i) \times \text{tg} \phi_i$	$a N_i$	$a T_i$
-3	16	1.8	2.1	-	3.0	100.80	-0.3	0.95	-30.24	95.76	0.36	16.84	33.68	-	34.47	11.49	-0.60
-2	13	1.8	2.1	-	6.5	177.45	-0.2	0.98	-35.49	173.90	0.36	13.26	26.13	-	62.60	62.60	-0.71
-1	13	1.8	2.1	-	8.5	232.05	-0.1	0.99	-23.20	229.73	0.36	13.13	26.26	-	82.70	82.70	-0.46
0	13	1.8	2.1	2.0	9.0	292.50	0.0	1.00	0.00	292.50	0.36	13.00	26.00	-	105.30	105.30	0.00
1	13	1.8	2.1	6.0	8.5	372.45	0.1	0.99	37.24	372.41	0.36	13.13	26.26	-	134.07	134.07	0.74
2	13	1.8	2.1	11.5	6.5	446.55	0.2	0.98	89.31	437.62	0.36	13.26	26.53	-	157.54	157.54	1.79
3	13	1.8	2.1	11.0	8.0	475.80	0.3	0.95	142.74	452.01	0.36	13.68	27.39	54.72	143.02	143.02	2.85
4	13	1.8	2.1	10.0	11.0	534.30	0.4	0.92	213.72	491.55	0.81	14.13	-	127.17	295.15	295.15	4.27
5	13	1.8	2.1	11.0	15.0	666.90	0.5	0.87	333.45	580.20	0.81	14.94	-	194.22	312.64	312.64	6.67
6	16	1.8	2.1	7.0	17.0	772.80	0.6	0.80	463.68	618.24	0.81	20	-	340	225.37	225.37	9.27
Σ						1191.21							192.65		1552.86	430.72	23.82

$$K_{s0} = 1.46$$

$$K'_{s0} = 1.06$$

M. Bishop. (1^{ere} itération) - R = 137 m - TALUS AVAL (Fonctionnement normal.)

N°	b	w _i	sin α _i	cos α _i	T _i	N _i	P _i	P _i b	c̄ _b	tg φ _i	(w _i · P _i b) / tg φ _i	a · N _i	ā · T _i	q _i	q̄ _i
-3	16	100.80	-0.3	0.95	-30.24	95.76	-	-	32	0.36	36.29	11.49	-0.60	78.05	79.67
-2	13	177.45	-0.2	0.98	-35.49	173.90	-	-	26	0.36	63.88	20.87	-0.71	96.64	97.15
-1	13	232.05	-0.1	0.99	-23.20	229.73	-	-	26	0.36	83.54	27.57	-0.46	113.51	112.83
0	13	292.50	0.0	1.00	0.00	292.50	-	-	26	0.36	105.30	35.10	0.00	131.30	129.19
1	13	372.45	0.1	0.99	37.24	372.41	-	-	26	0.36	134.08	44.69	0.74	157.71	153.71
2	13	446.55	0.2	0.98	89.31	437.62	-	-	26	0.36	160.76	52.51	1.79	181.32	192.35
3	13	475.80	0.3	0.95	142.74	452.01	8.00	65	26	0.36	147.89	54.24	2.85	169.65	162.40
4	13	534.30	0.4	0.92	213.72	491.55	41.00	143	0	0.81	316.95	58.99	4.27	278.03	252.94
5	13	666.90	0.5	0.87	333.45	580.20	15.00	195	0	0.81	382.24	69.62	6.67	333.83	298.48
6	16	772.80	0.6	0.80	463.68	618.24	17.50	280	0	0.81	399.17	55.64	9.27	353.25	309.97
Σ					1191.21							430.72	23.82	1893.29	1788.77

$$K_{S_1} = 1.59$$

$$K_{S_1} = 1.09$$

M. Bishop. (2^{eme} itération) - R = 137 m -

N°	b	W _i	sin α _i	cos α _i	T _i	N _i	P _i	P _i b	C _b	tg φ	$\frac{(W_i - P_i b)}{x \frac{1}{r} P_i}$	a N _i	α T _i	q _i	q' _i
-3	16	100.80	-0.3	0.95	-30.24	95.76	-	-	32	0.36	36.29	11.49	-0.60	77.51	79.39
-2	13	177.45	-0.2	0.98	-35.49	173.90	-	-	26	0.36	63.88	20.87	-0.71	96.23	96.94
-1	13	232.05	-0.1	0.99	-23.20	229.73	-	-	26	0.36	83.54	27.57	-0.46	113.28	112.72
0	13	292.50	0.0	1.00	0.00	292.50	-	-	26	0.36	105.30	35.10	0.00	131.30	129.19
1	13	372.45	0.1	0.99	37.24	372.41	-	-	26	0.36	134.08	44.69	0.74	158.02	153.86
2	13	446.55	0.2	0.98	89.31	437.62	-	-	26	0.36	160.76	52.51	1.79	182.03	175.47
3	13	475.80	0.3	0.95	142.74	452.01	8.00	65	26	0.36	147.89	54.24	2.85	170.65	162.94
4	13	534.30	0.4	0.92	213.72	491.55	11.00	143	-	0.81	316.95	58.99	4.27	281.98	255.43
5	13	666.90	0.5	0.87	333.45	580.20	15.00	195	-	0.81	382.24	69.62	6.67	339.77	302.10
6	16	772.80	0.6	0.80	463.68	618.24	17.50	280	-	0.81	399.17	55.64	9.27	360.91	314.45
Σ					1191.21							430.72	23.82	1911.30	1782.49

$$K_{s_2} = 1.60$$

$$K'_{s_2} = 1.10$$

Methode de Terzagui - R = 145m - Talus amont (Fin de Construction)

N°	b	δ_1	δ_2	h_1	h_2	W_i	Δind_i	$\cos \alpha_i$	T_i	N_i	$t_{\text{g}p_i}$	l_i	$C_i l_i$	$P_i l_i$	$(N_i - P_i) \times t_{\text{g} \phi_i}$	$a N_i$	$\bar{a} T_i$
-3	14.5	1.9	1.80	9.25	0	261.72	-0.3	0.9539	-78.51	249.66	0.286	15.20	56.24	109.74	40.12	30.16	-1.57
-2	14.5	1.9	1.8	13	0	358.15	-0.2	0.9797	-71.63	350.87	0.286	14.80	54.76	146.22	58.68	42.38	-1.43
-1	14.5	1.9	1.8	15	0	413.25	-0.1	0.9949	-41.32	411.42	0.286	14.57	53.90	166.14	70.33	49.24	-0.82
0	14.5	1.9	1.8	15.5	0	427.02	0	1	0	427.02	0.286	14.50	53.65	170.81	73.47	57.24	0
1	14.5	1.9	1.8	15	0	413.25	0.1	0.9949	41.32	411.42	0.286	14.57	53.90	166.14	70.33	49.24	0.82
2	14.5	1.9	1.8	13	5.5	501.70	0.2	0.9797	100.35	491.51	0.286	14.80	54.76	204.82	82.20	59.37	2.007
3	14.5	1.9	1.8	9.25	10	515.87	0.3	0.9539	154.75	492.05	0.286	15.20	56.24	216.30	79.07	59.44	3.10
4	14.5	1.9	1.8	3	14	448.05	0.4	0.9165	179.22	410.60	0.286	15.82	58.53	195.53	61.67	49.31	3.58
5	14.5	1.9	1.8	0	14	365.40	0.5	0.866	182.70	323.74	0.625	16	61.938	168.77	96.83	37.80	3.65
6	19.25	1.9	1.8	0	7.5	259.87	0.6	0.800	155.92	225.04	0.625	22.22	82.21	120.05	65.61	24.20	3.11
-4	14.75	1.9	1.8	4	0	112.1	-0.4	0.9165	-44.84	102.74	0.286	16.09	59.53	48.92	15.43	12.43	-0.89
Σ									577.95				645.67		713.74	464.82	11.56

$$K_S = 2.35$$

$$K'_S = 1.29$$

M. Bishop (1^{ère} iteration) - $R = 14.5$ - tolus amont (fin de construction)

N°	b	W_i	$\sin \alpha_i$	$\cos \alpha_i$	T_i	N_i	P_i	$P_i b_i$	$c_i b_i$	$\tan \varphi$	$(W_i - P_i b_i) \times \tan \varphi$	αN_i	αT_i	q_i	q'_i
-3	14.5	269.72	-0.3	0.9539	-78.51	249.66	7.22	104.69	53.65	0.286	43.57	30.16	-1.57	107.565	111.20
-2	14.5	358.15	-0.2	0.9797	-71.63	350.87	9.88	143.26	53.65	0.286	60.77	42.38	-1.43	120.640	123.20
-1	14.5	443.25	-0.1	0.9949	-41.32	441.42	11.40	165.30	53.65	0.286	70.85	49.24	-0.82	126.897	128.17
0	14.5	427.02	0	1	0	427.02	117.8	170.80	53.65	0.286	73.46	51.24	0	127.12	127.12
1	14.5	443.25	0.1	0.9949	+41.32	441.42	11.40	165.30	53.65	0.286	70.85	49.24	0.82	123.897	122.70
2	14.5	501.70	0.2	0.9797	100.35	491.51	13.84	200.68	53.65	0.286	85.13	59.37	2.007	139.402	136.70
3	14.5	515.87	0.3	0.9539	154.75	492.05	14.23	206.33	53.65	0.286	85.90	59.44	3.10	143.765	139.54
4	14.5	448.05	0.4	0.9165	179.22	440.60	12.36	179.22	53.65	0.286	72.40	49.31	3.58	128.16	123.04
5	14.5	365.40	0.5	0.866	182.70	323.74	10.08	146.16	124.70	0.625	122.86	37.80	3.65	261.952	236.18
6	13.25	259.87	0.6	0.800	155.92	225.04	5.40	103.95	165.55	0.625	87.37	24.20	3.11	273.937	241.06
-4	14.75	112.1	-0.4	0.9165	-44.84	102.74	3.04	44.84	54.57	0.286	18.11	12.43	-0.89	85.100	89.29
Σ					577.95							464.82	11.56	1639.435	1578.20

$$K_s = 2.83$$

$$K'_s = 1.49$$

M-Bishop (2^{ème} iteration) - R = 145m - talus amont (fin de construction)

J/°	b _i	W _i	Ain _i	cos _i	T _i	N _i	P _i	Pib _i	Cib _i	tg _i	(W _i -Pib _i) x tg _i	α' T _i	α N _i	q _i	q' _i
-4	14.75	112.1	-0.4	0.9165	-44.84	102.74	3.04	44.84	54.57	0.286	18.11	-0.89	12.43	84.303	87.916
-3	14.5	261.72	-0.3	0.9539	-78.51	249.66	7.22	104.69	53.65	0.286	43.578	-1.57	30.16	106.84	110.122
-2	14.5	358.15	-0.2	0.9797	-71.63	350.87	9.88	143.26	53.65	0.286	60.77	-1.43	42.38	120.112	122.486
-1	14.5	413.23	-0.1	0.9949	-41.32	411.42	11.4	165.30	53.65	0.286	70.85	-0.82	49.24	126.640	127.794
0	14.5	427.02	0	1	0	427.05	11.78	170.80	53.65	0.286	73.46	0	51.24	127.120	127.120
1	14.5	413.23	0.1	0.9949	41.32	411.42	11.40	165.30	53.65	0.286	70.85	-0.82	49.24	124.144	123.054
2	14.5	501.70	0.2	0.9797	100.35	491.51	13.84	200.68	53.65	0.286	85.168	2.007	59.37	139.988	137.50
3	14.5	515.87	0.3	0.9539	154.75	492.05	14.23	206.335	53.65	0.286	85.90	3.1	59.44	144.671	140.767
4	14.5	448.05	0.4	0.9165	179.22	410.60	12.36	179.22	53.65	0.286	72.40	3.58	49.31	129.260	124.50
5	14.5	365.40	0.5	0.866	182.70	323.74	10.08	146.16	124.70	0.625	122.86	3.65	37.80	268.015	243.30
6	19.25	250.87	0.6	0.800	155.92	225.04	5.40	103.95	165.55	0.625	87.37	3.11	24.20	282.016	250.028
Σ												11.56	464.82	1643.109	1594.587

$$K_s = 2.84$$

$$K'_s = 1.50$$

M. TERZAGUI - $R = 133.5$ - Talus amont. (Vidange rapide totale)

N_z	b_i	γ_{sat_1}	γ_{sat_2}	h_n	h_z	W_i	Δind_i	$\cos \alpha_i$	T_i	N_i	$\text{tg } \phi_i$	l_i	$C_i l_i$	$P_i l_i$	$(N_i - P_i) \cdot (\text{tg } \phi_i)$
-2	6	2.1	2.	1	0	12.600	-0.2	0.9797	-2.52	12.34	0.3639	6.12	12.24	6.12	2.26
-1	13.35	2.1	2.	2.5	0	70.087	-0.1	0.9949	-7.0087	69.73	0.3639	13.42	27.84	33.55	13.16
0	13.35	2.1	2.	3.5	0	98.112	0	1	0	98.112	0.3639	13.35	26.70	46.725	18.69
1	13.35	2.1	2.	2.5	0	70.087	0.1	0.9949	7.0087	69.73	0.3639	13.42	26.84	33.55	13.16
2	13.35	2.1	2.	1	4.5	107.330	0.2	0.9797	25.637	105.15	0.3639	13.62	27.24	13.62	33.31
3	13.35	2.1	2.	0	7.5	135.440	0.3	0.9539	80.750	129.25	0.3639	13.99	0	0	47.03
4	13.35	2.1	2.	0	5.5	113.260	0.4	0.9165	78.74	103.809	0.8097	14.56	0	0	84.05
5	13.35	2.1	2.	0	4	106.800	0.5	0.866	63.40	91.448	0.8097	15.41	0	0	74.88
6	6	2.1	2.	0	1	12	0.6	0.800	7.20	9.600	0.8097	7.5	0	0	7.71
Σ									257.202				119.86		294.25

$$K_s = 1.61$$

M. Bishop (1^{eme} iteration) - R = 133.5 - talus amount (Vielange rapide totale)

N ^o	b _i	W _i	Ain _q	Code _i	T _i	N _i	P _i	P _i b _i	C _i b _i	tg φ _i	(W _i -P _i b _i) x tg φ _i	q _i
-2	6	12.600	-0.2	0.9797	-2.52	12.34	1	6	12	0.3639	2.4	15.42
-1	13.35	70.087	-0.1	0.9949	-7.0087	69.73	2.5	33.375	26.7	0.3639	13.36	41.218
0	13.35	98.112	0	1	0	98.112	3.5	46.725	26.7	0.3639	18.69	45.39
1	13.35	70.087	0.1	0.9949	7.0087	69.73	2.5	33.375	26.7	0.3639	13.36	39.35
2	13.35	107.330	0.2	0.9797	29.637	105.15	1	13.35	26.7	0.3639	34.20	59.37
3	13.35	135.490	0.3	0.9539	80.750	129.25	0	0	0	0.8097	109.7	99.04
4	13.35	113.260	0.4	0.9165	78.74	103.809	0	0	0	0.8097	91.82	81.87
5	13.35	106.800	0.5	0.866	63.40	92.448	0	0	0	0.8097	86.47	77.05
6	6	12.000	0.6	0.800	7.20	9.600	0	0	0	0.8097	9.7	8.76
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Σ					257.202							467.47

$$K_s = 1.81$$

M. BISHOP (2^{eme} iteration). $R = 133.5$ talus' amount (vidange rapide totale)

N_i	b_i	W_i	A_{ind_i}	$\cos \alpha_i$	T_i	N_i	P_i	$P_i b_i$	$C_i b_i$	$tg \phi_i$	$(W_i - P_i b_i) \times tg \phi_i$	Q_i
-2	6	12.600	-0.2	0.9797	-2.52	12.34	1	6	12	0.3639	2.40	15.41
-1	13.35	70.087	-0.1	0.9949	-7.0087	69.73	2.5	33.375	26.70	0.3639	13.36	41.20
0	13.35	98.112	0	1	0	98.112	3.5	46.725	26.70	0.3639	18.69	45.39
1	13.35	70.087	0.1	0.9949	7.0087	69.73	2.5	33.375	26.70	0.3639	13.36	39.36
2	13.35	107.330	0.2	0.9797	28.637	105.15	1	13.35	26.70	0.3639	34.20	59.40
3	13.35	135.490	0.3	0.9539	80.750	129.25	0	0	0	0.8097	109.7	99.21
4	13.35	113.260	0.4	0.9165	78.74	103.809	0	0	0	0.8097	91.82	82.06
5	13.35	106.800	0.5	0.866	63.40	92.448	0	0	0	0.8097	86.47	77.27
6	6	12	0.6	0.800	7.20	9.600	0	0	0	0.8097	9.7	8.7
Σ					257.202		0	0				468

$$K_s = 1.82.$$

M. Terzagui - R = 133.5. Tolus amont (Vidange à 0,4 H₀)

N ^o	b _i	γ _{act1}	γ _{act2}	h ₁	h ₂	W _i	Δindi	cos α _i	T _i	N _i	tg φ _i	l _i	c _i l _i	P _i l _i	(N _i - P _i l _i) (x tg φ _i)
-2	6	2.1	2.	1	0	12.600	-0.2	0.9797	-2.52	12.34	0.3639	6.12	12.24	6.12	2.26
-1	13.35	2.1	2.	2.5	0	70.087	-0.1	0.9949	-7.008	69.73	0.3639	13.42	27.84	33.55	13.16
0	13.35	2.1	2.	3.5	0	98.112	0	1	0	98.112	0.3639	13.35	26.70	46.72	18.69
1	13.35	2.1	2.	2.5	0	70.087	0.1	0.9949	+7.008	69.73	0.3639	13.42	26.84	33.55	13.16
2	13.35	2.1	2.	1	4.5	107.330	0.2	0.9797	29.637	105.15	0.3639	13.62	27.24	88.53	6.04
3	13.35	2.1	2.	0	7.5	135.490	0.3	0.9539	80.750	129.25	0.8097	13.99	0	63.	53.64
4	13.35	2.1	2.	0	5.5	113.260	0.4	0.9165	78.740	103.809	0.8097	14.56	0	50.96	42.79
5	13.35	2.1	2.	0	4	106.800	0.5	0.866	63.400	92.449	0.8097	15.41	0	46.23	37.45
6	6	2.1	2.	0	1	12.000	0.6	0.800	7.200	9.600	0.8097	7.5	0	3.75	4.73
Σ									257.202				119.86		191.92

$$K_s = 1.21$$

M-BISHOP (1^{ème} iteration) - R = 1335 talus amount (vidange à 0,4 H₀)

N _i	b _i	W _i	sin α _i	cos α _i	T _i	N _i	P _i	P _i b _i	C _i b _i	tg φ _i	(W _i ·P _i b _i) × tg φ _i	q _i
-2	6	12.600	-0.2	0.9797	-2.52	12.34	1	6.00	12	0.3639	2.4	15.66
-1	13.35	70.087	-0.1	0.9949	-7.008	69.73	2.5	37.37	26.70	0.3639	13.36	41.53
0	13.35	98.112	0	1	0	98.112	3.5	46.72	26.70	0.3639	18.69	45.40
1	13.35	70.087	0.1	0.9949	7.008	69.73	2.5	37.37	26.70	0.3639	13.36	39.08
2	13.35	107.330	0.2	0.9797	29.637	105.15	5.5	73.42	26.70	0.3639	12.33	47.41
3	13.35	135.490	0.3	0.9539	80.750	129.25	7.5	66	0	0.8097	56.26	38.77
4	13.35	113.260	0.4	0.9165	78.740	103.809	5.5	53.42	0	0.8097	60.09	48.66
5	13.35	106.800	0.5	0.866	63.400	92.448	4.5	50.40	0	0.8097	48.57	37.92
6	6	12.000	0.6	0.800	7.200	9.600	1	6	0	0.8097	45.66	4.03
Σ												318.24

$$K_s = 1.23$$

CHAPITRE IV

OUVRAGES ANNEXES

- IV.1 . . Dérivation provisoire et batardeau.
- IV.2 . . Conduite de prise d'eau.
- IV.3 . . Conduite de vidange de fond.
- IV.4 . . Evacuateur de crue.

IV.1. Galerie de dérivation et batardeau:

En raison de la durée de la construction de l'ouvrage et des risques d'être assumés en relation de l'occupation qui existe en aval. et comme critère du projet, on a admis pour le débit de la dérivation provisoire une période de retour de 50 ans (crue cinquanteennale)

Le batardeau sera intégré dans la digue et sera disposé au pied amont du barrage et cela offre un aspect plus économique du point de vue remblai ainsi que la longueur de la dérivation.

Pour la galerie de dérivation qui aura la forme d'un fer à cheval, nous avons opté à un diamètre de la section circulaire équivalente une valeur de 3m. et pour le batardeau prévu on choisit une hauteur de 10m.

Nous allons vérifier à l'aide d'un calcul hydraulique si le diamètre choisi sera suffisant pour que la vidange puisse se dérouler sous de bonnes conditions en tenant compte des hypothèses suivantes.

- dans la galerie l'écoulement est permanent
- la galerie est en charge.
- le débit de crue cinquanteennale $Q_{50ans}^{max} = 76 \text{ m}^3/\text{s}$

- Appliquant l'équation de BERNOULLI entre les (02) sections limitées (entrée et sortie de la galerie) qui sont à l'aire libre ($P_1 = P_2 = P_{atm}$).

$$H_b + I.L = \Delta H_T + H_a$$

I: pente géométrique dans l'axe de l'axe ($f = 3.5\%$)

L: longueur de la galerie suivant le tracé choisi ($L = 250\text{m}$)

H_a : hauteur d'eau à l'aval. $H_a = (\frac{D}{2} + 0.5)\text{m}$.

ΔH_T : perte de charge totale entre les (02) sections.

H_b : hauteur du batardeau.

la perte de charge totale est donnée par l'expression.

avec:
$$\Delta H_T = \frac{V^2}{2g} \left(\frac{fL}{D} + \sum \xi_i \right)$$

- V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s)

- ξ_i : coefficient de perte charge singulière.

- f : coefficient de perte de charge linéaire donné par la formule de NIKURADSE en supposant que le régime est turbulent rugueux (ce qui doit être vérifié par la suite).

$$f = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D_h} \right)^{-2}$$

ε : rugosité absolue de la conduite ($\varepsilon = 10^{-3}\text{m}$)

$\sum \xi_i = (\xi_{\text{entrée}} + \xi_{\text{sortie}} + \xi_{\text{coude}})$. cette valeur sera majoré par 1.5

et on prend $\sum \xi_i = 1.5$

- Après avoir pitué la galerie de dérivation et à partir de l'équation de BERNOLLI

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{H_b + IL - (D/2 + 0.5)}{1.5 + fL/D}$$

- pour

$$D_h = D = 3\text{m}$$

$$\varepsilon = 10^{-3}\text{m}$$

$$H_b = 10\text{m}$$

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

$$\rightarrow f = 0.0155$$

$$\rightarrow \frac{V^2}{2g} = 5.686 \rightarrow V = 10.56\text{m/s}$$

Le débit évacué sera $Q_e = V \cdot S$ S : section de la galerie (m^2)
 $Q_e = 74.62 \text{ m}^3/s \approx 76 \text{ m}^3/s$

Conclusion: Le diamètre choisi ($D = 3 \text{ m}$) pour la galerie de dérivation peut véhiculer le débit de crue cinquantennale Q_{50}

Verification du régime:

$$\varepsilon/Dh = 0.003/3 = 0.001$$

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{10.56 \cdot 3}{10^{-6}} = 3.17 \cdot 10^7$$

et d'après le diagramme de Moody le régime est turbulent rugueux.

Nous adoptons alors une galerie de 3 m de diamètre d'où une hauteur du batardeau de 10 m .

Le batardeau (-cote 30 m) constitue le pied amont de la digue, permet de créer la charge suffisante pour l'écrêtement de la crue du chantier (-crue cinquantennale).

VI.2. Prise d'eau:

La prise d'eau est une conduite en acier ou en béton armé destinée à satisfaire les besoins en eau au périmètre irrigué d'élimination des matières solides notamment les corps flottants dans la conduite de prise d'eau est indispensable, car leurs présences dans l'eau provoquent des obstructions entraînant la défaillance dans le système de commande des vannes de l'ouvrage.

pour cela une grille est placée à l'entrée de la prise.

Dimensionnement:a. niveau d'utilisation de la tour de prise.

d'entrée de la prise d'eau est à la cote minimale du réservoir qui correspond à une garde de vase de 50 cms.

le niveau de toutes les ouvertures sont au dessus du N.R.M

b. Critère de dimensionnement.

le dimensionnement de la prise d'eau est conçu de telle façon que le débit arrivant à l'utilisateur soit satisfait, et pour cela nous avons positionné (03) fenêtres d'alimentation situées à différents niveaux, au dessus de chaque fenêtre arrive à satisfaire ce débit demandé.

En cas ou la trauche située au dessus de la fenêtre n'arrive pas à satisfaire ce débit, nous agissons sur la vanne de réglage de la fenêtre inférieure de tel façon que le débit demandé soit atteint.

De chaque fenêtre part une conduite équipée de (02) Vannes (de réglage et de garde)

des conduites seront connectés à la conduite principale qui sera placée dans la conduite de dérivation

Remarque: L'écoulement dans la conduite de prise est en charge.

- Pour la détermination du diamètre de la prise, Il est nécessaire de connaître

-a- de débit maximal demandé:

demande mensuelle du mois de pointe (juillet)

$$V = 3.06 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

- temps d'arrosage par jour $T_a = 16$ heures.
- nombre de jours = 31
- de débit demandé sera $Q = \frac{V}{T_a} = 1.71 \text{ m}^3/\text{s}$

- Le diamètre de la prise sera évalué à l'aide de la formule suivante

$$Q_p = m \cdot S \sqrt{2gH_0}$$

$$S = \frac{\pi D^2}{4}$$

- H_0 : charge moyenne égale à 12 m.

- g : accélération de la pesanteur.

- m : coefficient du débit pris égal à 0.65

m est fonction du régime d'écoulement et la longueur de la conduite.

Application numérique pour $Q_p = 1.71 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$D = 0.467 \text{ m} \approx 500 \text{ mm}$$

- l'axe de la prise est placé au niveau mort à la cote (30.5 m) et la conduite de prise d'eau rejoindra la galerie voyant servi la dérivation provisoire.

VI.3 Vidange de fond:

La vidange de fond est destinée à assurer les fonctions suivantes

- A baisser le niveau de la retenue pour rendre possible la visite de l'entretien du barrage et ces ouvrages annexes.
- A évacuer des vases accumulés au fond de la retenue
- A évacuer une partie du débit pendant les crues.
- A vider rapidement la retenue en cas d'accident
- A baisser passer le débit courant de la rivière ou une petite crue éventuelle pendant la construction du barrage.

- Nous choisissons des diamètres de la conduite de vidange de telle que la vitesse d'écoulement à l'intérieur de celle-ci soit de l'ordre 2 à 4 m/s

- En fixant ces diamètres et à l'aide de la méthode précédente nous calculons le temps de vidange correspondant à notre ouvrage.

- on choisit un intervalle de cote Δh_i et nous déterminons le débit correspondant à la hauteur h_i

$$Q_i = m \omega \sqrt{2g h_i^3}$$

- m : coefficient du débit ($m = 0.65$)

- ω : section de la conduite de décharge.

- g : accélération de la pesanteur. ($g = 9.8 \text{ m/s}^2$)

- le volume correspondant à Δh_i sera

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot \Delta h_i$$

- les surfaces S_i, S_{i+1} seront déterminées à partir du graphique n° 07.

l'intervalle de temps qui correspond au volume ΔV_i est

$$t_i = \frac{\Delta V_i}{Q_i} = \frac{\Delta V_i}{m \cdot V \cdot \frac{2}{3} g H_i}$$

et le temps de vidange sera la somme des t_i

$$T = \sum t_i = \frac{\sum \Delta V_i}{Q_i}$$

les diamètres choisis sont. $D_1 = 600 \text{ mm}$, $D_2 = 800 \text{ mm}$, $D_3 = 1 \text{ m}$
tous les calculs seront représentés par les tableaux suivants

Conclusion:

D'après les résultats données par les (03) tableaux, on adoptera la valeur de $D = 800 \text{ mm} = 0.8 \text{ m}$ correspondant à un temps de vidange de $T = 18 \text{ jours}$

Remarque: on utilise la partie inférieure de la dérivation provisoire (qui a la forme d'un fen à cheval) comme vidange de fond

Tableau n° 31

$\Delta H(m)$	$H_i(m)$	$Q_i(m^3/s)$	$S_i(10^4 m^2)$	$\Delta V_i(10^4 m^3)$	$T_i(10^4 s)$
2	21	6.63	101.250	191.25	28.84
2	19	6.30	90.00	167.50	26.56
2	17	5.96	77.5	141.25	23.69
2	15	5.60	63.75	111.25	19.86
2	13	5.22	45.70	81.25	15.58
2	11	4.8	33.75	56.25	11.72
2	9	4.34	22.50	38.25	8.81
2	7	3.83	15.75	25.75	6.73
2	5	3.23	10	17.50	5.41
2	3	2.50	7.50	13.75	5.56
1	1	1.45	6.25	3.12	2.16
	0	0	0		

$D = 600 \text{ mm}$

$T = 32 \text{ J}$

$$T = \sum T_i = 275.28 \cdot 10^4 (s)$$

Tableau n° 32

ΔH (m)	H_i (m)	Q_i (m ³ /A)	S_i (10 ⁴ m ²)	ΔV_i (10 ⁴ m ³)	T_i (10 ⁴ s)
2	21	10.36	101.25	191.25	18.46
	19	9.85	90.00		
2	17	9.32	77.50	167.50	17.00
	15	8.75	63.75	141.25	15.16
2	13	8.15	47.50	111.25	12.71
	11	7.50	33.75	81.25	9.97
2	9	6.78	22.50	56.25	7.50
	7	5.98	15.75	38.25	5.64
2	5	5.05	10	25.75	4.31
	3	3.91	7.5	17.50	3.46
2	1	2.26	6.25	13.75	3.52
	0	0	0	3.12	1.38

$D = 800 \text{ mm}$

$T = 18 \text{ s}$

$T = \sum T_i = 154.86 \cdot 10^4 \text{ (s)}$

Tableau n° 33

$\Delta H (m)$	$H_i (m)$	$Q_i (m^3/s)$	$S_i (10^4 m^2)$	$\Delta V_i (10^6 m^3)$	$T_i (10^4 s)$
2	21	3.73	101.25	191.25	51.27
2	19	3.55	90.00	167.50	47.22
2	17	3.35	77.50	141.25	42.11
2	15	3.15	63.75	111.25	35.30
2	13	2.93	47.50	81.25	27.69
2	11	2.7	33.75	56.25	20.83
2	9	2.44	22.50	38.25	15.67
2	7	2.15	15.75	25.75	11.97
2	5	1.82	10	17.50	9.61
2	3	1.41	7.50	13.70	9.78
1	1	0.82	6.25	3.12	3.83
	0	0	0		

$D = 1m$

$T = 12 J$

$T = \sum T_i = 99.11 \cdot 10^4 (s)$

IV.4 Evacuateur de crue.

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

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

L'ouvrage évacuateur comprend essentiellement.

1. un déversoir assurout le guidage du débit
2. un canal trapezoidal dans lequel le débit s'écoule.
3. un dissipateur d'énergie

IV.4.1. Choix et emplacement de l'évacuateur de crue.

L'étude topographique, hydrologique et géologique de la cuvette et de la tête nous a conduit à placer l'évacuateur de crue sur la rive gauche en raison du fait que la quantité de déblai est moins importante, de plus la longueur de l'évacuateur de crue est minimale ainsi que la pente du terrain est douce. ce qui diminue le volume du terrassement.

L'évacuateur de crue est consolidé avec deux murs encastrés dans la semelle de la fondation. Ces deux murs assurent la stabilité de l'ouvrage évacuateur et protègent la rive qui risque d'être endommagés par submersion ou par affouillement

IV.4.2. profil type du déversoir:

Le déversoir sera à profil pratique type GREAGER qui s'adapte mieux à la lame d'eau de sorte que celle-ci ne puisse se décoller.

Ce profil est obtenu d'après le profil correspondant à la charge unitaire ($H_1 = 1\text{m}$)

pour notre cas ($H = 1.4\text{m}$) nous appliquons la loi de Similitude de RECH. FROUDE en admettant que les forces d'inertie et de pesanteur sont relativement importantes par rapport aux forces de viscosité dans les écoulements à ciel ouvert.

En tenant compte du coursier correspondant à ($H_1 = 1\text{m}$) le rapport des dimensions linéaires étout constant, nous obtenons.

$$\frac{H_1}{H} = \frac{x_1}{x} \quad \rightarrow \quad x = H \cdot x_1$$

$$\frac{H_1}{H} = \frac{y_1}{y} \quad \rightarrow \quad y = H \cdot y_1$$

En utilisant les coordonnées (x_1, y_1) de la charge $H_1 = 1\text{m}$ nous déterminons les coordonnées de la charge $H = 1.4\text{m}$. d'où on pourra tracer le profil du coursier point par point. le résultat est présenté sur le tableau n° (34)

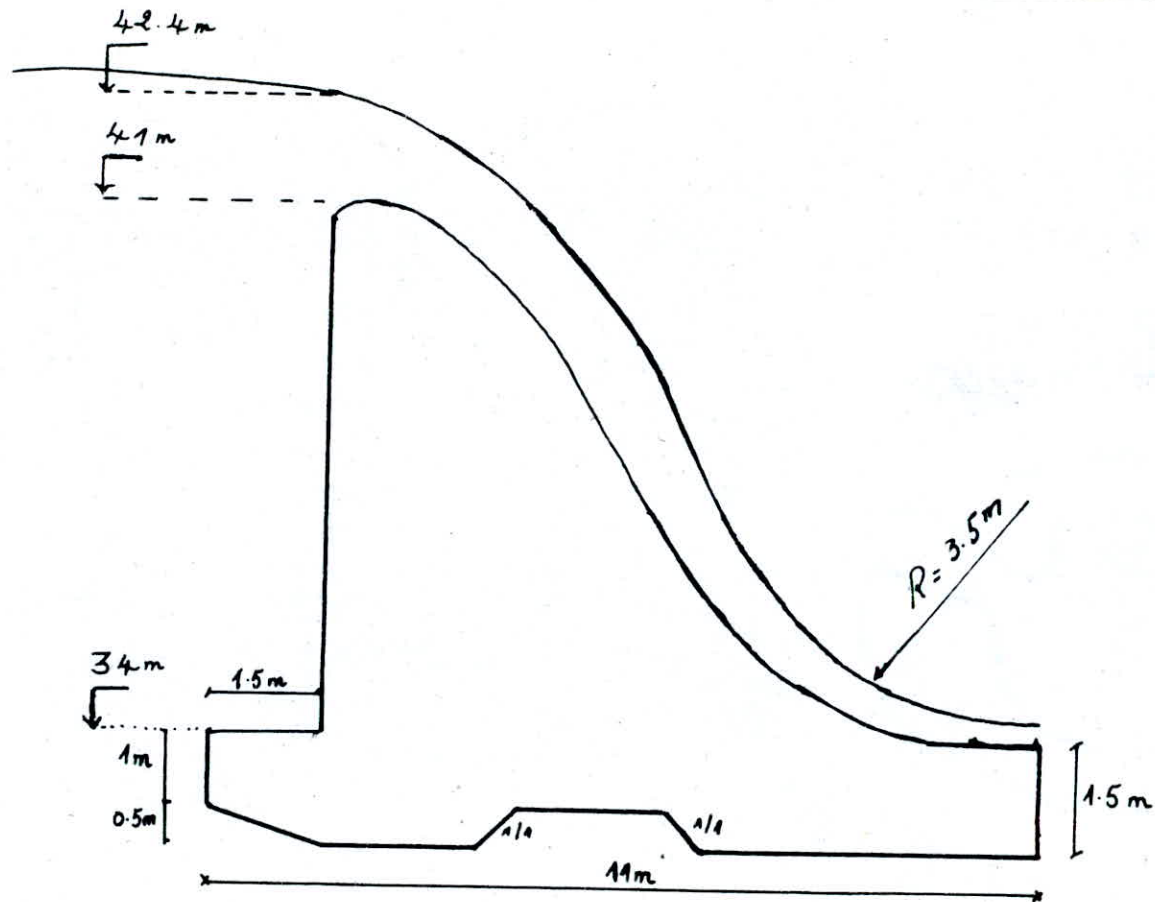
IV.4.3. Stabilité du déversoir:

durant l'exploitation du barrage l'évacuateur des crues est soumis à plusieurs sollicitations, et pour cela nous prévoyons son comportement pour plusieurs cas de charges, mais dans la présente étude nous vérifierons seulement la stabilité contre le glissement, le renversement et le soulèvement.

Tableau n° 34.

$H_1 = 1m$		$H = 1.4$		$H_1 = 1m$		$H = 1.4$		$H_1 = 1m$		$H = 1.4$	
X_1	Y_1	X	Y	X_1	Y_1	X	Y	X_1	Y_1	X	Y
0.00	0.126	0	0.1760	1.1	0.321	1.54	0.4494	2.2	1.508	3.08	2.1112
0.1	0.036	0.14	0.0500	1.2	0.394	1.68	0.5516	2.3	1.653	3.22	2.3142
0.2	0.007	0.28	0.0098	1.3	0.475	1.82	0.6650	2.4	1.804	3.36	2.5256
0.3	0	0.42	0	1.4	0.564	1.96	0.7896	2.5	1.980	3.50	2.7720
0.4	0.006	0.56	0.0084	1.5	0.661	2.1	0.9254	2.6	2.122	3.64	2.9708
0.5	0.027	0.7	0.0378	1.6	0.764	2.24	1.0696	2.7	2.289	3.78	3.2046
0.6	0.06	0.84	0.0840	1.7	0.873	2.38	1.2222	2.8	2.462	3.92	3.4468
0.7	0.1	0.98	0.1400	1.8	0.987	2.52	1.3818	2.9	2.640	4.06	3.6960
0.8	0.146	1.12	0.2044	1.9	1.108	2.66	1.5512	3	2.824	4.2	3.9536
0.9	0.198	1.26	0.2772	2	1.235	2.8	1.7290	-	-	-	-
1.0	0.256	1.4	0.3584	2.1	1.369	2.94	1.9166	-	-	-	-

PROFIL DE L'EVACUATEUR DES CRUES



Echelle: $\frac{1}{100}$

Graphique n° 10.

3.1. Stabilité Contre Le glissement:

$$K_g = \frac{\Sigma \text{forces stabilisatrices}}{\Sigma \text{forces d'entraînement}} = \frac{f(G-w)}{P}$$

G: poids de l'ouvrage par mètre linéaire.

W: pression de l'eau d'infiltration (sous pression).

P: poussée de l'eau sur le parement amont.

f: coefficient de frottement ($f = 0.65 \div 0.75$)

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

$$W = \frac{1}{2} \gamma h^2 b$$

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

γ_b : poids spécifique du béton ($\gamma_b = 2.4 \text{ t/m}^3$)

b: base de l'ouvrage ($b = 11 \text{ m}$).

h: hauteur totale du tirant d'eau ($h = 8.4 \text{ m}$).

f = 0.7: valeur moyenne. ($\alpha = 1$).

Et pour cela on trouve: $h_1 = 7 \text{ m}$.

$$K_g = \frac{0.7(92.4 - 33.5)}{55.28} = 1.07$$

donc la stabilité contre le glissement est assurée car les forces stabilisatrices sont plus grandes que les forces d'entraînement.

3.2 Stabilité Contre le renversement:

$$K_r = \frac{\Sigma \text{moments stabilisants}}{\Sigma \text{moments renversants}}$$

Par rapport au pt A.

$$\text{d'us nous} \quad K_r = \frac{\frac{2}{3} b \cdot G}{\frac{1}{3} P \cdot h + \frac{2}{3} W \cdot b}$$

$$K_r = 1.92$$

3.3 : Stabilité contre le soulèvement.

$$K_s = \frac{\Sigma \text{forces dirigées vers le bas}}{\Sigma \text{forces dirigées vers le haut}} = \frac{G + P_1}{W}$$

- P_1 : poids de l'eau se trouvant par le déversoir

$P_1 = b_1 \cdot h$: b_1 : la largeur de la console à la base du déversoir.

$$P_1 = 1.5 \cdot 8.4 = 12.6 \text{ k.}$$

$$K_s = \frac{92.4 + 12.6}{58.5} = 2.75$$

IV.4.4. Calcul hydraulique du déversoir.

* débit unitaire passant par le seuil

$$q = \frac{Q^{\text{Lam}}}{b} \quad : \quad Q^{\text{Lam}}: \text{débit Laminé} = 55 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q = 2.75 \text{ m}^2/\text{s} \quad b: \text{largeur du déversoir} = 20 \text{ m.}$$

* hauteur critique au dessus du déversoir:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 0.92 \text{ m.}$$

* charge critique (énergie spécifique).

$$H_c = \frac{3}{2} h_c = 1.38 \text{ m.}$$

* charge à l'amont du déversoir

$$H_1 = H_c + h \quad h = \text{côte de la crête} - \text{côte du radier}$$

$$H_1 = 8.38 \text{ m.} \quad h = 7 \text{ m}$$

* charge au pied aval du déversoir

$$\text{Le paramètre additionnel } H_t = \frac{H_1}{h_c} = 9.11.$$

en appliquant la théorie de la fluidodynamique de Lapry et sur l'abaque 18 on tire $h_t = 0.22$.

$$H_2 = h_t \cdot h_c = 0.22 \cdot 0.92 = 0.20 \text{ m (profondeur à l'aval).}$$

Remarque:

Le caniveau est conçu en béton. Sa section est trapézoïdale. Sa longueur et sa pente sont déterminées suivant la carte topographique à l'échelle.

$$L = 310 \text{ m.} \quad P = i = 6\%$$

IV.4.5 : Le dissipateur d'énergie.

- Afin de protéger le pied aval de l'ouvrage évacuateur contre les affouillements, nous utilisons un deflecteur en (saut de sky) qui sera disposé à la partie inférieure du caniveau avec.
- à l'extrémité inférieure du caniveau à concavité tournée vers le haut
- de deflecteur (Cuillère) qui redresse vers le haut la lame liquide.
- La dissipation d'énergie est produite par frottement de l'eau par l'air et par le choc de la lame par le matelas d'eau à l'aval de l'évacuateur sous forme d'une cuvette.
- Dans notre cas l'eau sera réfléchi d'un angle de 30° et pour cela le jet retombe par la cuvette à une distance X

$$X = 1.8 \left(h + \frac{v^2}{2g} \right) \sin 2\theta$$

h : hauteur du tirant d'eau au niveau du saut de sky

v : vitesse au départ du saut de sky. $v = \frac{Q_L}{A} = \frac{Q_L}{b \cdot h} \text{ (m/s)}$

Application numérique:

$$\theta = 30^\circ$$

$$h = 0.20 \text{ m}$$

$$v = 13.75 \text{ m/s}$$

$$Q_L: \text{débit laminaire} = 55 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\longrightarrow X = 15 \text{ m}$$

CONCLUSION

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons traité les principaux axes nécessaires à la faisabilité du Barrage de Bouadjoul dont la réalisation servira à l'irrigation des terres à proximité de site dans la wilaya de JIJEL.

Et d'après nos résultats, on peut conclure que.

- du point de vue hydrologique, les apports assurent le débit demandé à l'irrigation pendant la saison sèche.
- du point de vue géologie nous pourrions une étude géologique plus poussée pour que le barrage contribuera à la mise en valeur des terres
- Nous avons proposé, compte tenu de la disponibilité des matériaux, un barrage en terre homogène.
- Enfin on doit prévoir une lutte efficace et planifiée contre l'érosion (relativement grande dans notre site) et qui peut en découler essentiellement la diminution de la capacité utile du réservoir

INTITULE DES PLANCHES

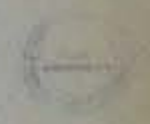
1. Vue en plan de la digue et des ouvrages annexes.
2. Coupe géologique.
3. Détermination de la lame déversée.
4. Réseau d'écoulement - parabole de KOZENY.
5. Coupe type de la digue.
6. Coupe longitudinale de la digue et la fondation.
7. Stabilité des talus.
8. Evénement des crues.
9. Prise d'eau.

BIBLIOGRAPHIE

1. REMENIERAS.G
Hydrologie de l'ingénieur.
PARIS .EyROLLES - 1976 -
2. M ROCHE
Hydrologie de surface.
3. G SCHNEEBELI
Hydraulique souterraine
PARIS .EyROLLES 1978.
- 4 - F. BELAKONEV
Barrages en matériaux locaux
- 1981 -
- 5 - M. CARLIER
Hydraulique générale et appliquée
PARIS EyROLLES - 1980 -
- 6 - G. COSTET et
G. SANGLERAT
Cours pratiques des mécaniques
des sols (Tome 2) Ed. DUNOD
7. G. PHILLIPPONAT
Fondations et ouvrages en
terre PARIS EyROLLES 1979.
- 8 - M. BOUYARD
Barrages mobiles
PARIS EyROLLES - 1960 -
- 9 - R. GINOCHIO
Énergie hydraulique
PARIS EyROLES - 1978 -
- 10 - E.N.P.A
thèses de fin d'études.

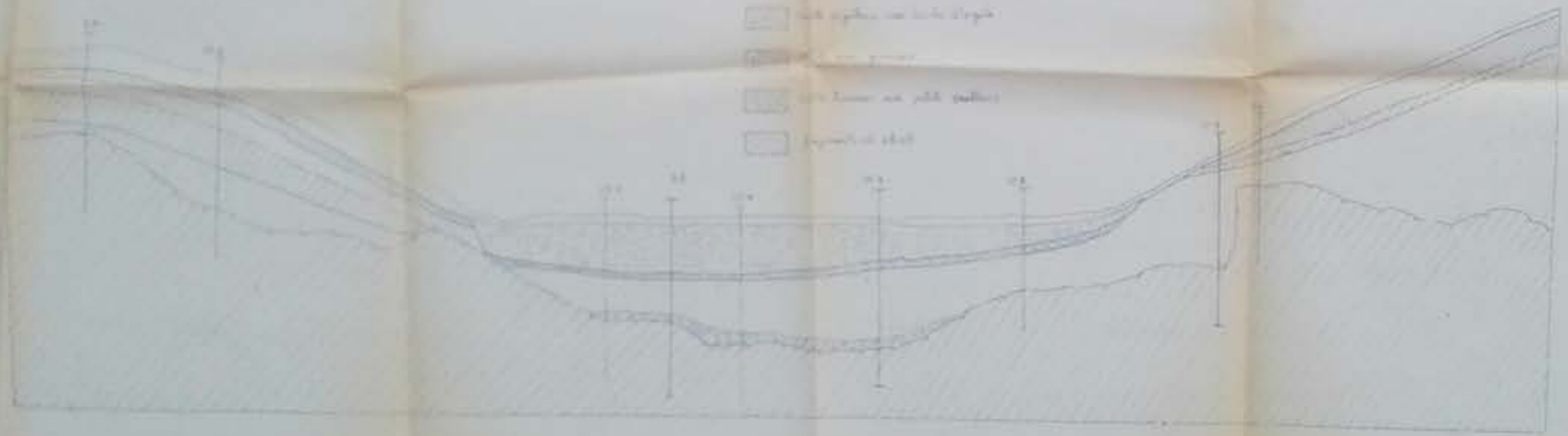


U.S. NATIONAL ARCHIVES
COLLECTIONS
SERIALS
1917-1918
SERIALS
1917-1918
SERIALS
1917-1918



101

-  terrain naturel
-  terrain en fragments de schiste
-  schiste de base
-  schiste argileux au nord de la ligne
-  schiste de base
-  schiste de base au sud de la ligne
-  fragments de schiste



ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE
 DES MINES DE
 MONTRÉAL
 DÉPARTEMENT DE GÉOLOGIE
 GÉOLOGIE GÉNÉRALE

PROFESSEUR: M. J. BÉGIN
 ÉLÈVE: M. J. BÉGIN
 DATE: 1910

CHIFFRE N° 2
 100000
 1:500

1910
 -2-



COUPE BB



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

GENIE HYDRAULIQUE

ETUDE FAISABILITE D'UN BARRAGE

SUR OUED BOU ADJOUJ

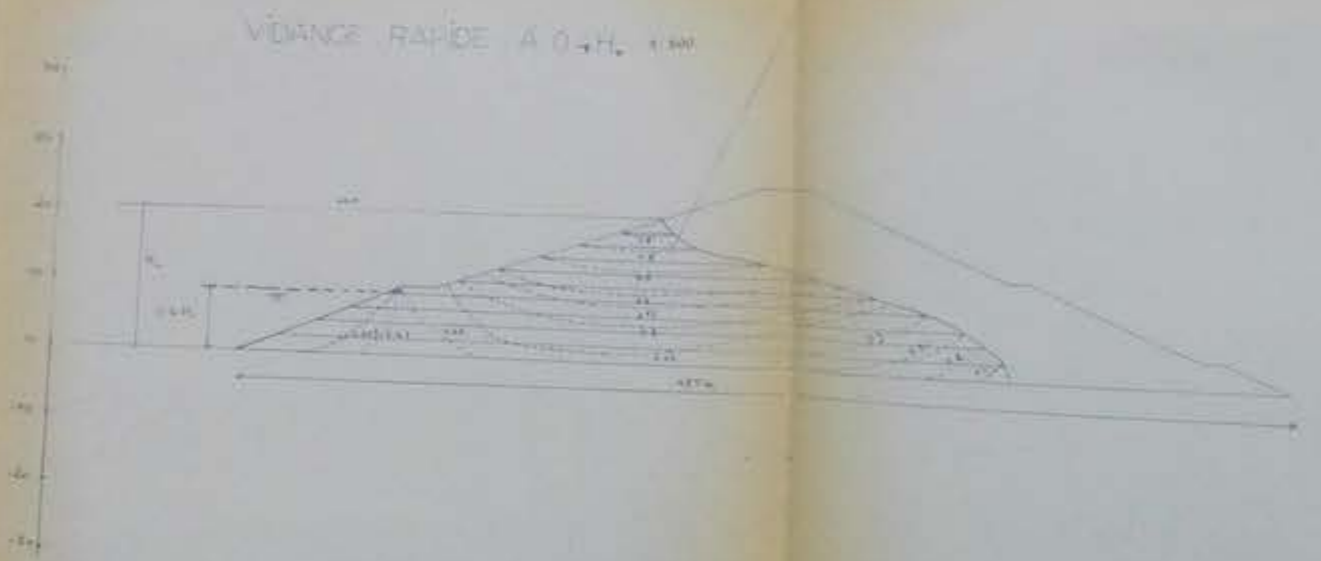
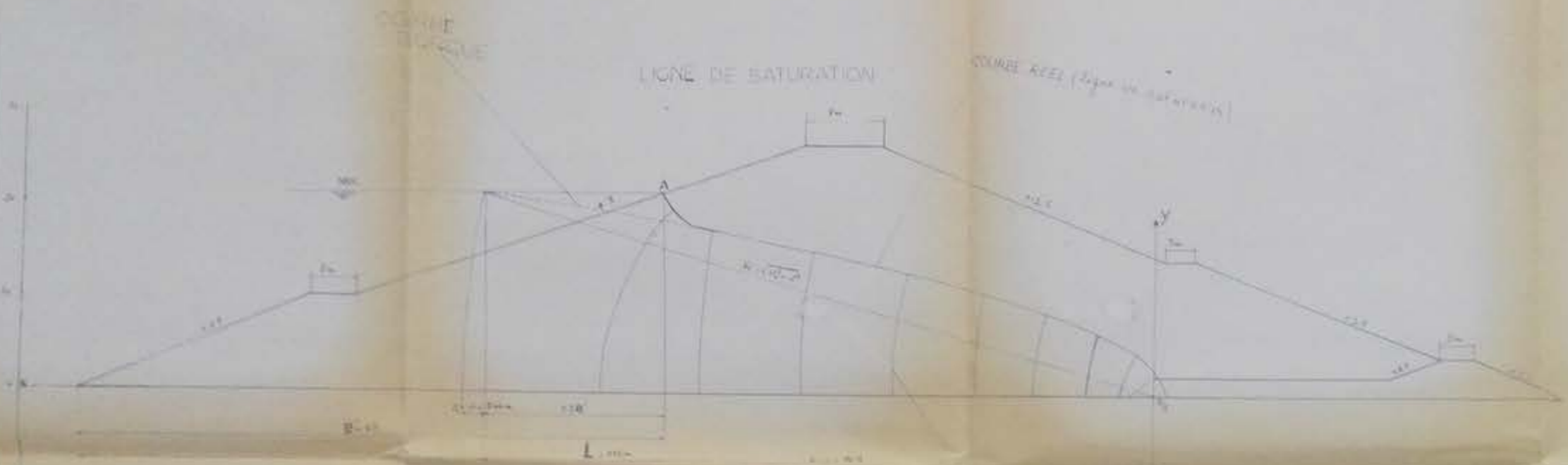
PROFIL LONGITUDINALE DE L'EVACUATEUR
DE CRUE

DIRIGE PAR	BEL BACHIR - K ABDERRAHIM - D	PLANCHE N°3
------------	----------------------------------	-------------

ETUDE PAR	HOUARI - D KOUINI - A	ECHELLE 1:200
-----------	--------------------------	---------------

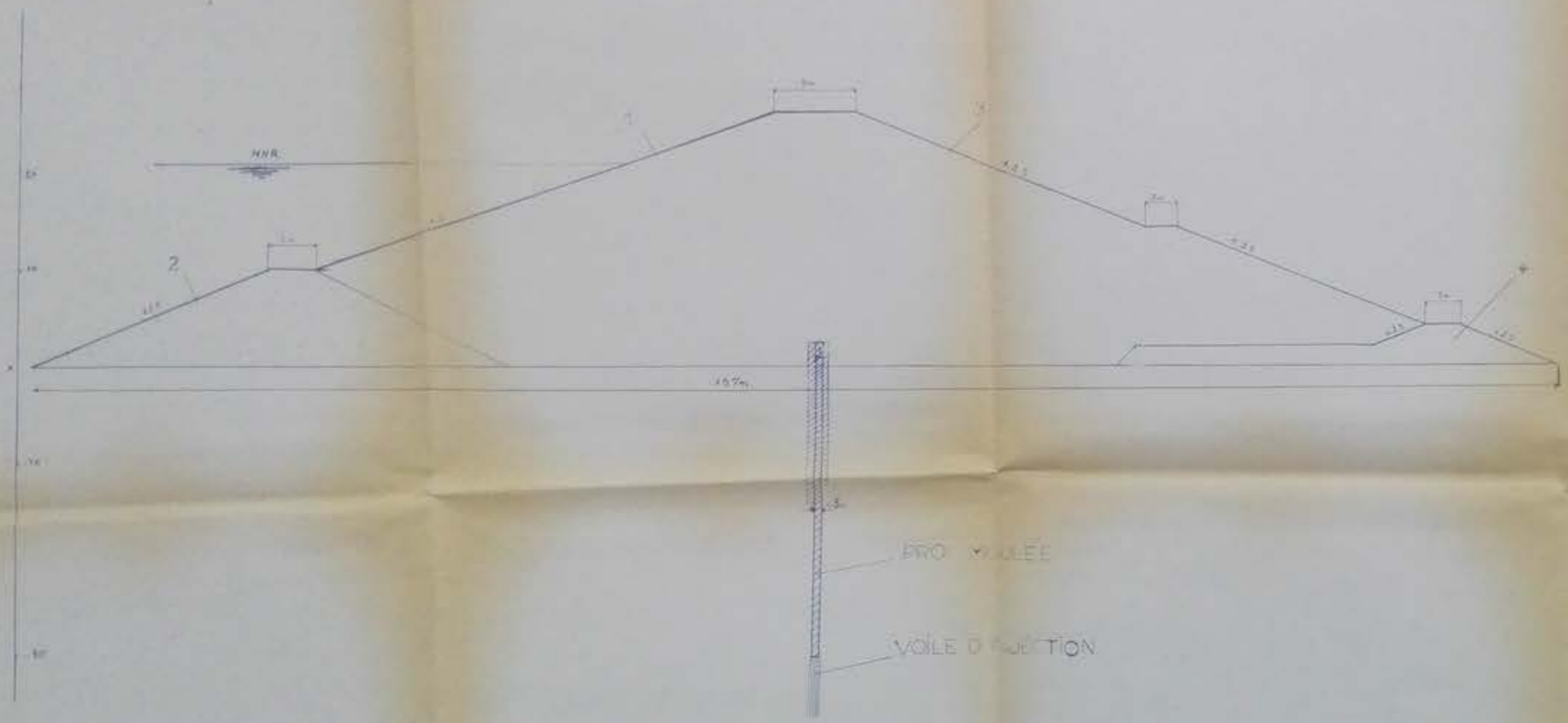
PROMOTION JUIN 87



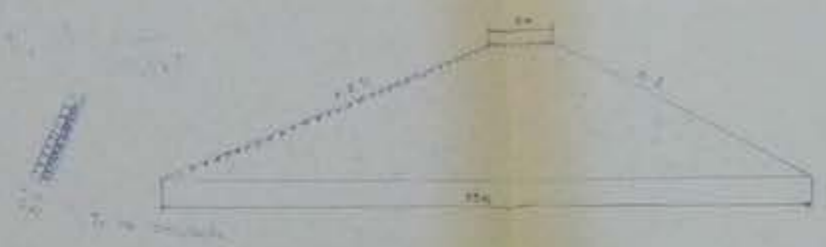


N° 2177
1957

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		
GENIE HYDRAULIQUE		
ETUDE DE STABILITE D'UN BARRAGE SUR OUEB BOU ADJOUJ		
RESEAU D'ECOLEMENT		
PREPARE PAR	BELBAOUI K ABERRAHOUCHE J	PLANCHE N° 4
ET DEVEILLÉ PAR	NOLIN A BOUAFIA D	ÉCHELLE 1/250
PROMOTION JUN 1957		



2. BATARDON



3.



4. TAPIS DRAIN



PROF 27
-15-

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		
GÉNIE HYDRAULIQUE		
ÉTUDE DE FAISABILITÉ D'UN BARRAGE		
SUR L'OUED BOU ADJOUJ W. DJIDEL		
COUPE TRANSVERSALE DE LA DIGUE		
DRESSÉ PAR	BELBAOHR K ABDERRAHIM J	PLANCHE N° 5
ÉTUDE PAR	HOUARI B KOUH A	ÉCHELLE 1/250
ÉLABORATION JUIN 1937		



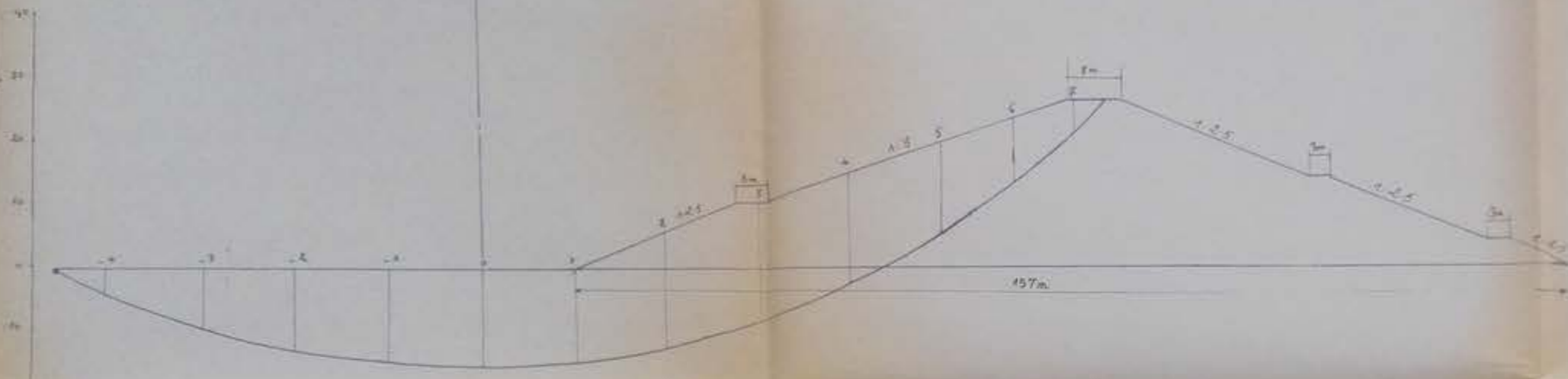
PROJET N° 67

1967

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		
CENTRE HYDRAULIQUE		
ETUDE PRÉLIMINAIRE D'UN PÉLAGÉE		
SOUS-OUVREMENT		
COUPE LONGITUDINALE DE LA		
DAM		
TRAILLÉ PAR	A. LEAUFER	PLANCHE N° 6
	ABDERRAHMANI	
ÉLUSÉ PAR	M. AN D	ÉCHELLE 1/100
	POUR	
PROMOTION OUP 67		

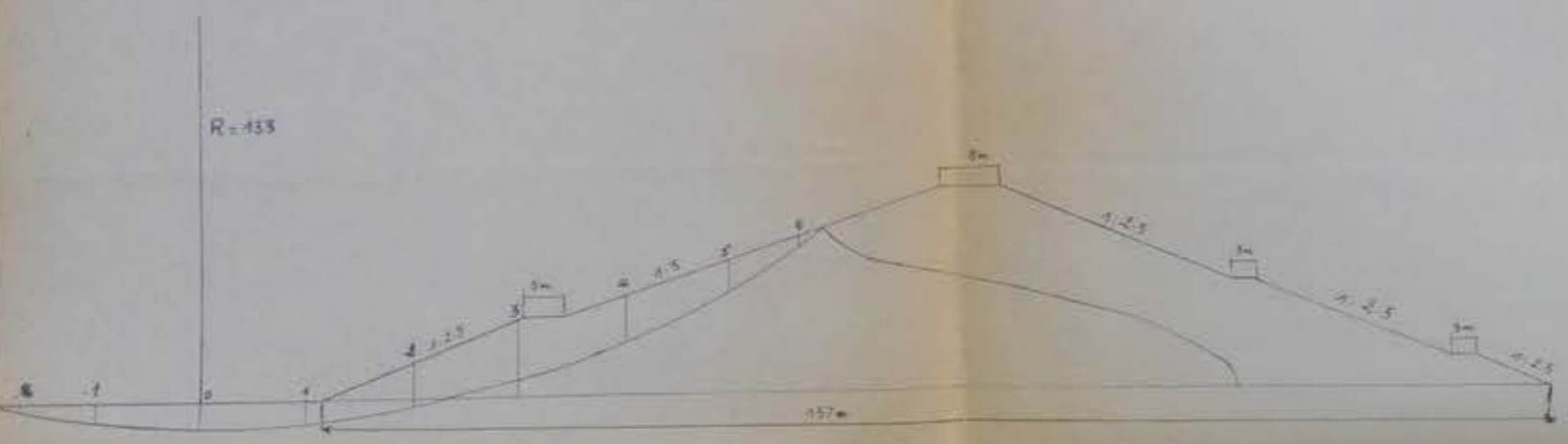
FIN DE CONSTRUCTION

$R = 145m$



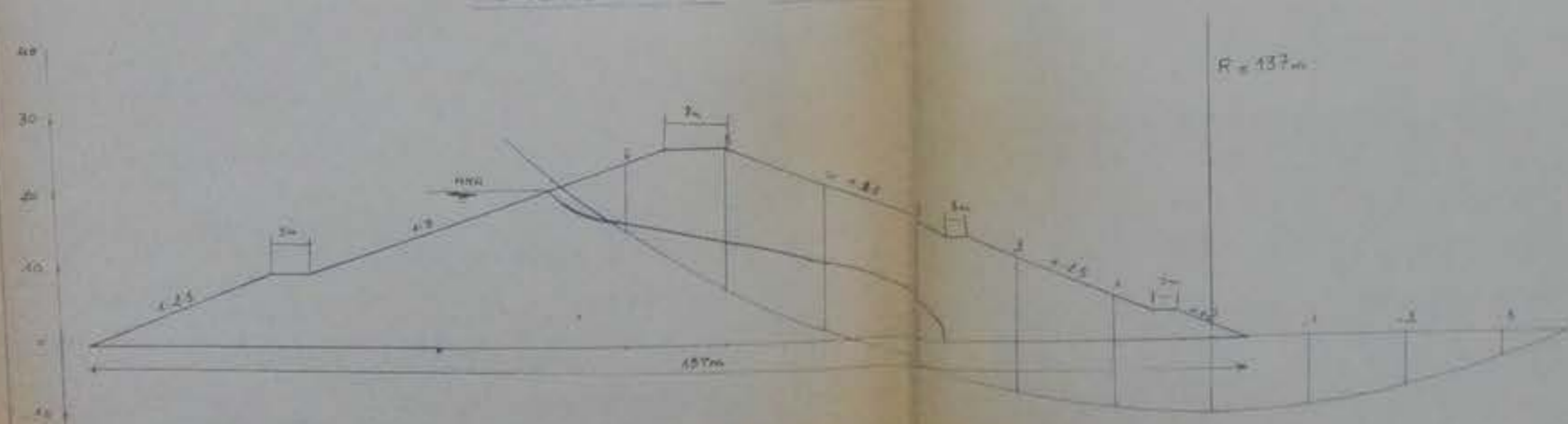
VIDANGE - RAPIDE

$R = 133$



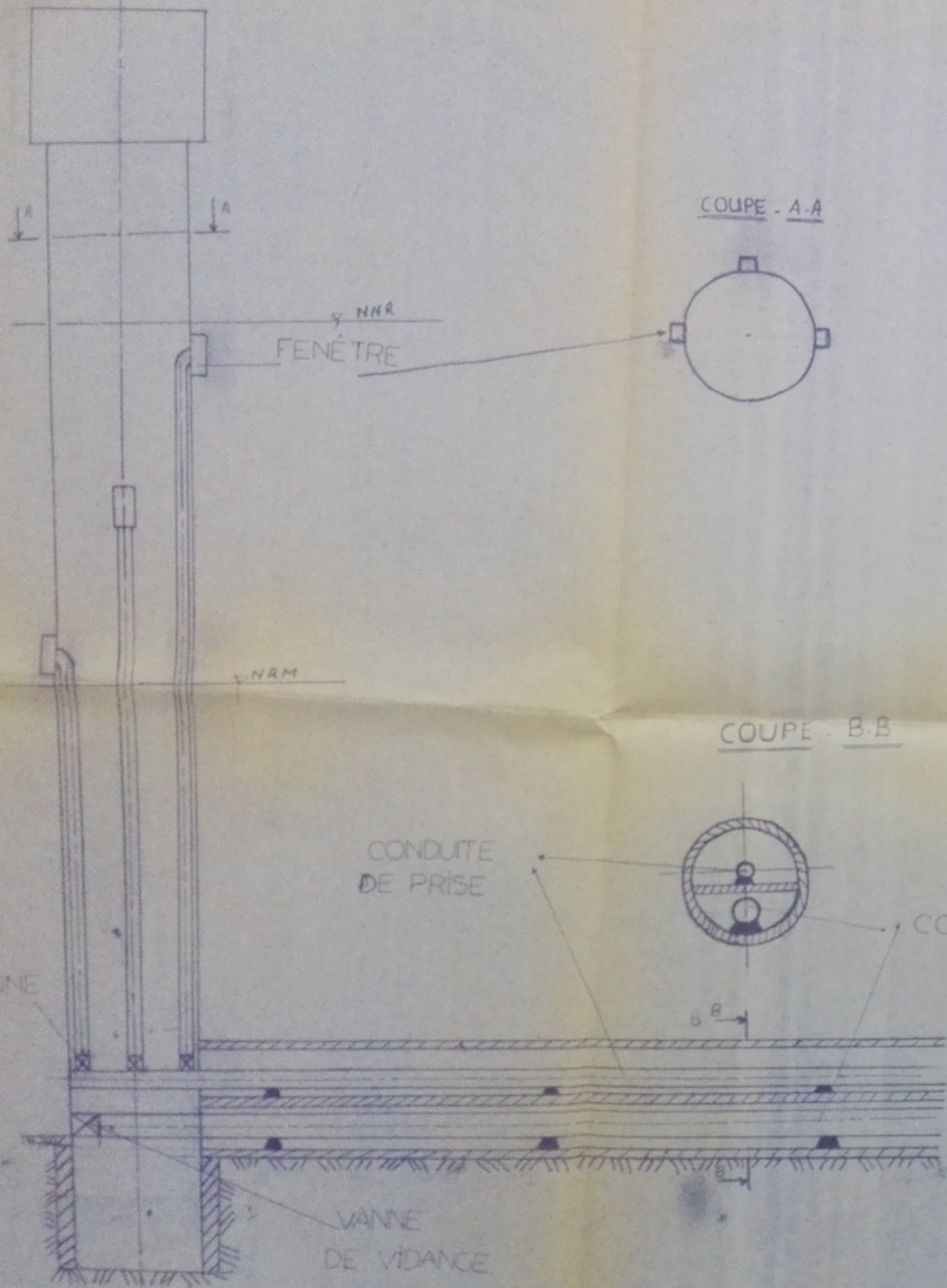
FONCTIONNEMENT NORMAL

$R = 137m$



PH027 53
- 07 -

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		
GENIE HYDRAULIQUE		
ETUDE DE FASABILITE D'UN BARRAGE SUR OUED BOU ABOU		
STABILITE DES TALUS		
DIRIGE PAR	BELBACHIR K ABDEBRAM D	PLANCHER F
ETUDE PAR	ROUJ A HOUARI D	ELHILLE MBOU
PROMOTION JUIN 87		



PA02787
-09-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

GENIE HYDRAULIQUE

ETUDE FAISABILITE D'UN BARRAGE
SUR OUED BOU ADJOUJ

COUPE TRANSVERSAL DE
LA PRISE D'EAU



DIRIGÉ PAR	BELBACHIR, K. ABDERRAHIM, D.	PLANCHE N: 9
---------------	---------------------------------	--------------

ETUDIÉ PAR	KOUNI, A. HOUARI, D.	ECHELLE, 1:100
---------------	-------------------------	----------------

PROMOTION JUN 1937

