

76 F

12/87

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE - HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE DE FAISABILITE DU
BARRAGE DE BOUKOURDANE
SUR OUED-EL-HACHEM
Wilaya de Tipaza

11 PLANCHES

Proposé Par :
Mr BELBACHIR

Etudié par :
I. MEBARKI

Dirigé par :
Mr Y. MOULOUDI

PROMOTION : JANVIER 87

INTRODUCTION

PAGE

I - HYDROLOGIE

I - 1 : Introduction	.01.
I - 2 : Caractéristiques du bassin versant	.01.
I - 3 : Caractéristiques hydrologiques disponibles	.05.
I - 4 : Pluviométrie	06
I - 5 : Evaporation	08
I - 6 : Estimation des apports liquides	09.
I - 7 : Estimation des crues	16
I - 8 : Estimation des apports solides	27
I - 9 : Caractéristiques de la retenue	28
I - 10 Détermination du volume utile	29.
I - 11 Laminage des crues	.34.

II - GEOLOGIE

II - 1 : Situation géographique	37.
II - 2 : Reconnaissances effectuées	37.
II - 3 : Géologie	38
II - 4 : Conséquences pour le choix du type d'ouvrage	39.
II - 5 : Barrage en terre à noyau argileux.	41.

III - ETUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE

III - 1 : Conception de l'ouvrage	43
III - 2 : Réseau d'écoulement	47.
III - 3 : Dispositifs de protection contre les effets de l'eau	51.
III - 4 : Stabilité.	53.

IV - OUVRAGES ANNEXES

IV - 1 : Dérivation provisoire	58.
IV - 2 : Vidange de fond	60
IV - 3 : Evacuateur de crue	64.
IV - 4 : Prise d'eau	62

- CONCLUSION

- AGENCEMENT DES PLANCHES -

- PLANCHE N° 1 - Détermination de la lame deversée
- PLANCHE N° 2 - Coupe géologique
- PLANCHE N° 3 - Stabilité des talus
- PLANCHE N° 4 - Tracé de la ligne de saturation coupe type de la digue
- PLANCHE N° 5 - Vue en plan de la digue et des ouvrages annexes
- PLANCHE N° 6 - Profil longitudinal de la digue
- PLANCHE N° 7 - Coupes transversales de la digue
- PLANCHE N° 8 - Profil longitudinal de l'évacuateur de crue
- PLANCHE N° 9 - Coupe longitudinale de la dérivation
- PLANCHE N° 10 - Vue en plan de la tour de prise
- PLANCHE N° 11 - Coupes de la tour de prise.
-

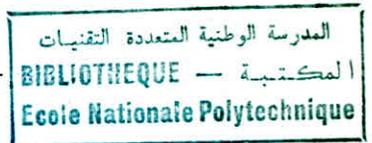
- D E C I C A C E S -

C'est avec plaisir que je dédie ce mémoire de fin d'études
en guise de reconnaissance et gratitude à :

- Mon très cher Père
- Mon adorable Mère
- Yasmina et Miloud
- Mes frères et soeurs
- Mon beau frère
- Mes neveux et nièces
- Tous mes amis (ies).

J Pham

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



La présente thèse a été dirigée par Monsieur MOULOUDI pour qui je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance et mes vifs remerciements.

Je m'adresse également à -

- MM. - BELBACHIR (ANB)
- LARBI (INRH)
- CHADI (A N B)
- SMATI (INRH)
- AHMED BRAHIMI

pour les précieux Conseils et l'aide qu'ils m'ont prodigués.

Tous les professeurs et responsables qui ont contribué à ma formation ainsi que tous ceux qui ont assisté à l'élaboration de cette thèse trouvent ici, l'expression de ma gratitude.

Mes respects aux membres du jury.

- I N T R O D U C T I O N -

Il ne fait aucun doute qu'à l'heure actuelle, une exploitation systématique et planifiée de nos ressources énergétiques est nécessaire

De ce fait, il a été mis l'accent sur le développement des différentes structures de l'économie nationale, notamment, celles de l'hydraulique à même d'assurer la prospérité et le développement socio-économique de la nation.

Aussi, devant les difficultés sans cesse croissantes - ayant pour cause l'augmentation des besoins liés à l'urbanisation et à l'industrialisation du territoire - rencontrées dans l'utilisation, l'exploitation et la gestion des ressources aquifères du pays, une politique cohérente de l'eau à l'échelle nationale s'avère indispensable.

Tel est donc l'impératif des grands ouvrages hydrauliques prévus, parmi lesquelles, la réalisation du barrage de BOUKOURDANE sur l'OUED EL HACHEM, dans la Wilaya de TIPAZA.

Cette réalisation pourvoiera au déficit en eaux d'irrigation que connaît cette région dont la vocation agricole est incontestable, contribuant ainsi à la politique de révalorisation des terres entrant dans le cadre des nouvelles directives gouvernementales en vigueur.

ÉTUDE HYDROLOGIQUE



I.- 1 - INTRODUCTION -
=====

L'étude sur le schéma général de l'aménagement hydraulique de la Mitidja renferme de nombreuses analyses hydrologiques et des comparaisons des divers oueds de la Mitidja dont en particulier, l'Oued El-Hachem et Nador.

L'étude du barrage de Boukourdane requiert la connaissance des valeurs hydrologiques au site du barrage ainsi qu'au site de la prise d'eau de l'oued Nador.

L'analyse de l'étude hydrologique est basée sur une série d'observation importante.

Elle permet la détermination des paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement de l'ouvrage, tels que :

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

Les eaux de la retenue sont destinées à alimenter en eau potable la ville de Cherchell et éventuellement celle de Nador et Tipasa et en eau d'irrigation, la vallée de l'Oued El-Hachem et les régions de Hadjout et du Sahel.

I.- 2 - CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT -
=====

Le bassin de l'Oued El-Hachem, bassin du "cotiers algérois" est situé à l'Ouest d'Alger, à proximité de Cherchell dans une zone montagneuse dominée par les monts du Braz.

Le site se situe à 11 Km de l'embouchure de l'Oued, à proximité du village de Sidi Amar, à 13 Km au Sud-Est de Cherchell.

Les coordonnées du site sont :

$$X = 464,9$$

$$Y = 359,4$$

$$Z = 70,0$$

L'Oued El-Hachem est contrôlé au niveau de la station hydrométrique de Bordj GHOBRINI.

I.2.1. - PARAMETRES GEOMORPHOLOGIQUES -

1.a - Indice de Compacité -

Il permet de déterminer la forme du bassin versant qui a une influence sur l'écoulement. Il est calculé d'après la formule de GRAVELIUS :

$$K_c = 0,28 \frac{P}{S}$$

P : Périmètre du bassin versant (Km)

S : Surface du bassin versant (Km)

1.b - Rectangle équivalent -

Ce paramètre sert à comparer les bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement.

Les dimensions se calculent d'après les formules de M. ROCHE.

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left[\frac{1,128}{K_c} \right]^2} \right]$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left[\frac{1,128}{K_c} \right]^2} \right]$$

Lr : Longueur du rectangle équivalent (Km)

lr : Largeur.

1.c - Indice de pente

Le relief joue un rôle capital dans l'aptitude au ruissellement des terrains. Son appréhension est faite à l'aide de l'indice de pente qui se détermine comme suit :

$$I_p = \frac{\Delta}{L_r}$$

$\Delta = \sum \Delta_i$ = dénivelée totale (m)

Lr = longueur du rectangle équivalent (Km).

I. 2 - 2- Paramètres Hydrographiques.

=====

2.a - Densité de drainage

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

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

2.b - Coefficient de drainage

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

N : Nombre de drains suivant la classification de MORTON

S : Superficie du bassin versant (Km²)

2.c - Coefficient de torrentialité

C'est le produit de la densité de drainage par le coefficient de drainage.

$$C_T = D_d F$$

2. d - Temps de concentration -

C'est le temps nécessaire à ce qu'une goutte d'eau tombant sur le point le plus éloigné arrive à l'exutoire.

Il est calculé d'après la formule de GIANDOTTI.

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

L : Longueur du thalweg principal (Km)

S : Superficie du bassin versant (Km²)

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

Les valeurs des paramètres du bassin versant sont les suivantes :

Tableau n° 1

Paramètres du BV	Notation	Unités	Bordj-Ghobrini	Site du barrage
Superficie	S	Km ²	216	156
Périmètre	P	Km	63	58
Indice de compacité	Kc		1,20	1,28
Long. du rect. équiv.	Lr	Km	21,5	21,6
Long. du thalweg prin.	L	Km	34	23
Indice de pente	Ip		0,22	0,20
Densité de drainage	Dd	Km/ Km ²	3,1	4,7
Coeff. de torrentialité	Ct		56	70,9
Temps de concentration	Tc	Heure	8	6
Altitudes maxi	Hmax	m	1417	1417
moy.	Hmoy	m	14	78
Mini	Hmin	m	387	420

I. 3 - CARACTERISTIQUES HYDROLOGIQUES DISPONIBLES

=====

Sur la carte de situation, nous avons reporté les postes pluviométriques dont l'information était prise sur l'oued El-Hachem.

Les stations utilisées sont les suivantes : *

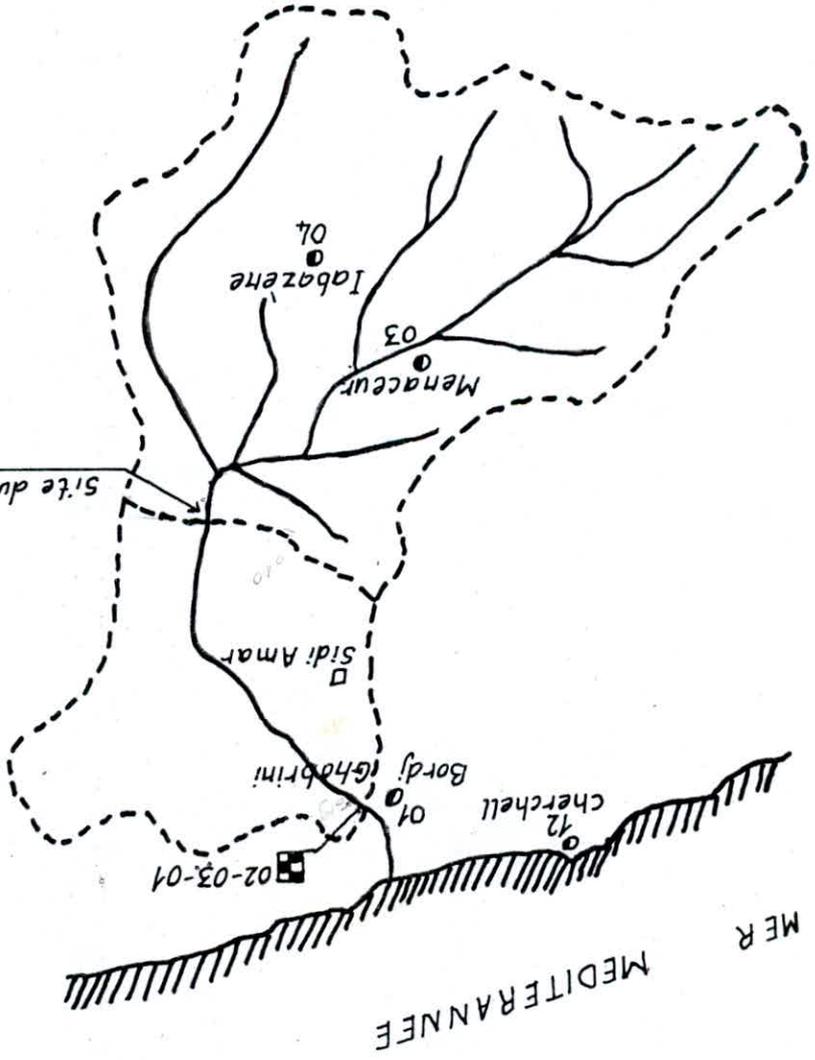
Tableau n° 2

Codes	Noms	Altitudes	Pan (mm)	période de fonct.	Durée d'obs.(ans)
02.03.01	Bordj-Ghobrini	10	578	1968-1985	17
02.03.04	Iabazène	420	588	1968-1985	17
02.03.03	Menaceur	170	702	1968-1985	17
02.03.05	Meurad Bge	8	661	1952-1962 1971-1985	24
02.03.12	Cherchell	16	601	1909-1918 1932-1939 1941-1967 1969-1985	58
01.18.01	Sidi MEDJAHED	850	560	1968-1985	17

* - Se référer à la carte de situation (graphique n°1)

GRAPHIQUE N°1

CARTE DE SITUATION



- 06 Meurad Bge
- 05 Meurad ville

LEGENDE

- 01 poste pluviométrique
 - pluviographe
- ECHELLE : 1:200000

Sidi Medjahed
01-18-03

I. 4 - PLUVIOMETRIE -
=====

I.4.1. - Pluviométrie moyenne annuelle -
=====

La pluviométrie annuelle sur l'oued El-Hachem est déterminée par trois méthodes :

- Carte des isohyètes de M. CHAUMONT.

D'après la carte pluviométrique de M. CHAUMONT disponible à l'INRH, nous avons déterminé la pluie moyenne annuelle basée sur une série de 50 années d'observations.

- Méthode de THIESSEN (X)

C'est une méthode géométrique qui découpe la zone d'étude en "polygone d'influence du pluviomètre".

L'aire d'influence de chaque P.V. est ensuite planimétrée. Cette méthode s'exprime par la relation :

$$\bar{P}_{an} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \bar{P}_i}{S}$$

\bar{P}_i : \bar{P}_{an} de chaque P.V. (mm)

S_i : aire d'influence des P.V. correspondants (Km²)

Trois stations ont été utilisées 02-03-01, 02-03-03, 02-03-04 et ce sur une période de 17 ans.

- Moyenne arithmétique

Les stations les plus proches du site d'étude sont prises en considération pour l'estimation de \bar{P}_{an} à l'aide de la moyenne arithmétique.

Tableau N° 3 -

Code de l'I.N.R.H.	\bar{P} an (mm)
02.03.01	578
02.03.03	702
02.03.04	588
02.03.05	661
02.03.12	601
01.18.01	560

✕ - Voir graphique n°2.

I. 4.2. - Estimation de la pluviométrie -
 =====

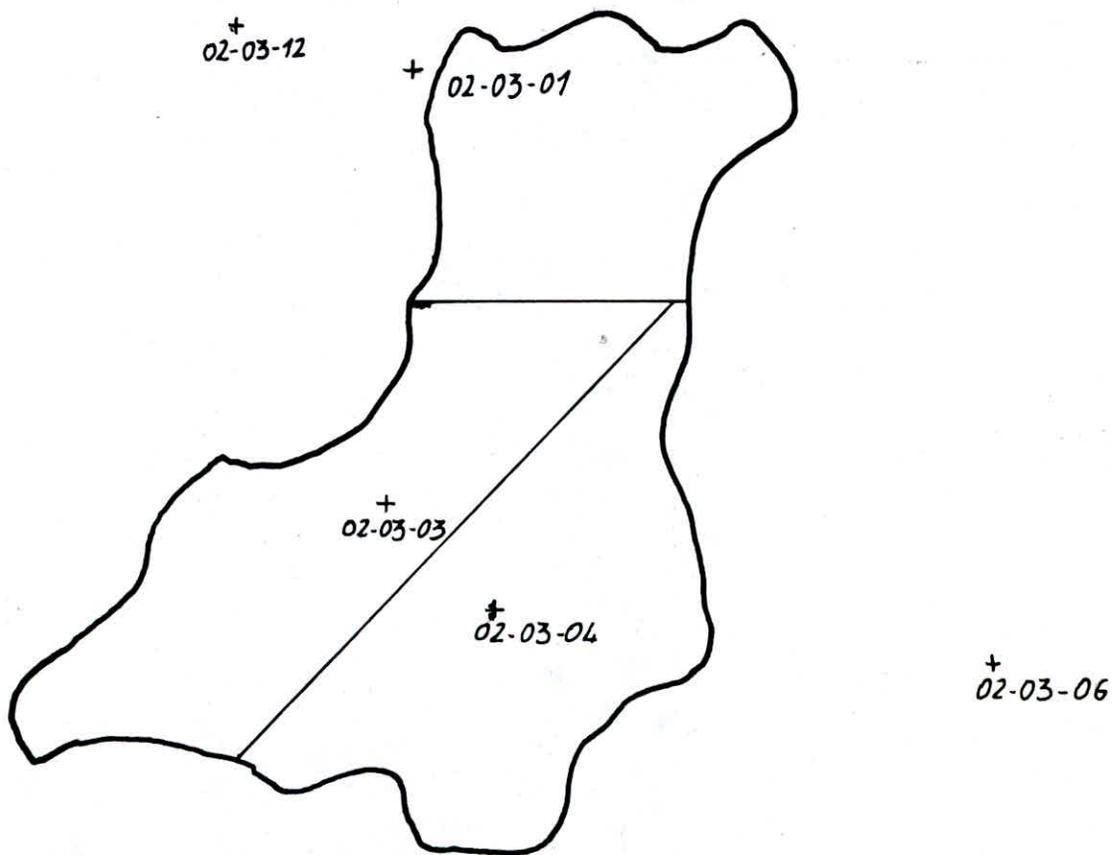
Les résultats obtenus par les différentes méthodes sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau n° 4 -

Méthode	\bar{P} (mm)	
	Bordj GHOBRIINI	Site du barrage
M. CHAUMONT	770	780
THIESSEN	630	645
Moy.Arithmétique	615	615

METHODE DE THIESSEN

Determination de \bar{P}_{an}



Nous constatons que les résultats sont différents, pour cela, nous adoptons $P = 780$ mm car la méthode de M. CHAUMONT recouvre une période d'observation importante (50 années)

$$\bar{P}_{an} = 780 \text{ mm}$$

I. 5 - EVAPORATION -

Il nous est impossible de déterminer une bonne relation évaporation-altitude du fait de l'indisponibilité des données d'évaporation d'eau au niveau ou à proximité du site du barrage de l'Oued El-HACHEM.

Pour cela, nous admettons les résultats de Bouzaréah (Altitude 301 m) et d'Alger (50 m).

La valeur de l'évaporation annuelle sur la retenue est de l'ordre de 623,2 mm.

Les évaporations mensuelles sur la retenue sont exprimées en mm.

Tableau n° 5 -

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
E mm	97,3	31,9	0	0	0	0	27,2	17	53,7	105,4	141,4	149

I. - 6 - ESTIMATION DES APPORTS LIQUIDES -
 =====

I.6.1. - Méthodes empiriques -
 =====

Le site étudié (S = 156 km², P = 780 mm) ne possédant pas de données d'observations suffisantes, nous nous retrouvons dans l'obligation d'utiliser les formules empiriques permettant d'effectuer différentes approches de l'apport moyen annuel.

- Formule de MEDINGER

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

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

S : Surface du site du barrage (Km²)

\bar{A} : Apport moyen annuel (10⁶ m³)

- Formule de SAMIE

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

- Formule de DERI

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

Résultats des formules empiriques -

Tableau n° 6

Méthode	Formule	\bar{A} 10 ⁶ m ³
MEDINGER	$\bar{A} = \bar{P}_{an}^2 (0,24 - 0,0014 \sqrt{S}) S$	21,12
SAMIE	$\bar{A} = \bar{P}_{an}^2 (293 - 2,2 \sqrt{S}) S$	25,20
DERI	$\bar{A} = 0,915 \bar{P}_{an}^{2,684} S^{0,842}$	32,99

I. 6 - 2 - Utilisation des apports observés -
 =====

Nous disposons des apports à la station de Bordj-GHOBRINI durant une période de 12 années, ce qui est pratiquement insuffisant pour la détermination de l'apport moyen annuel.

Tableau n°7 -

Année	67/68	68/69	69/70	70/71	71/72	72/73	73/74	74/75	75/76	76/77	77/78	78/79
Apports Hm ³	37,0	16,06	53,08	25,48	98,17	91,02	82,99	32,04	68,46	15,35	15,31	49,52

Pour cela, nous prolongeons la série d'observation à l'aide des données pluviométriques de la station de Cherchell qui s'étend sur une période de 58 ans.

Nous considérons les données pluviométriques de la station de Cherchell sur deux périodes de 1957 à 1967 et de 1979 à 1985 étant donné la disponibilité des apports de 1967 à 1979 à Bordj-Ghobrini, ainsi l'extension s'établira sur 16 années.

Nous étudions la corrélation qui pourrait exister entre Cherchell (pluviométrie) et Bordj-Ghobrini (apport).

Coefficient de corrélation -

Par définition le carré du coefficient de corrélation r est :

$$r^2 = \sqrt{a \cdot a'}^2$$

$$a = \frac{\sum x_i y_i - n \bar{x} \bar{y}}{\sum x_i^2 - n \bar{x}^2}$$

$$a' = \frac{\sum x_i y_i - n \bar{x} \bar{y}}{\sum y_i^2 - n \bar{y}^2}$$

$$r = \sqrt{a \cdot a'} = 0,98 = 1$$

x_i : pluviométrie

y_i : apport

\bar{x} : pluviométrie moyenne

\bar{y} : apport moyen

n : nombre d'observation = (11 ans).

Nous constatons qu'il existe une corrélation entre Cherchell et Bordj-Ghobrini.

- Ajustement linéaire (X)

La droite de regression $y = ax + b$ s'exprime comme suit :

$$a = r \frac{\sigma_y}{\sigma_x} \qquad b = \bar{y} - a \bar{x}$$

y : écart type des apports

x : écart type de la pluviométrie

r : coefficient de corrélation.

$$y = 0,17 x - 59$$

-Efficacité de l'extension.

$$E = 1 + \left(1 - \frac{K}{n}\right) \frac{(1 - (K-2) r^2)}{K-3}$$

E : efficacité (0,761)

r : coef. de corrélation

n : nombre d'années étendues (16 ans)

k : nombre d'années disponibles (12 ans)

n' : nombre d'années admissibles.

$$n' = \frac{K}{E} = 16 \text{ ans}$$

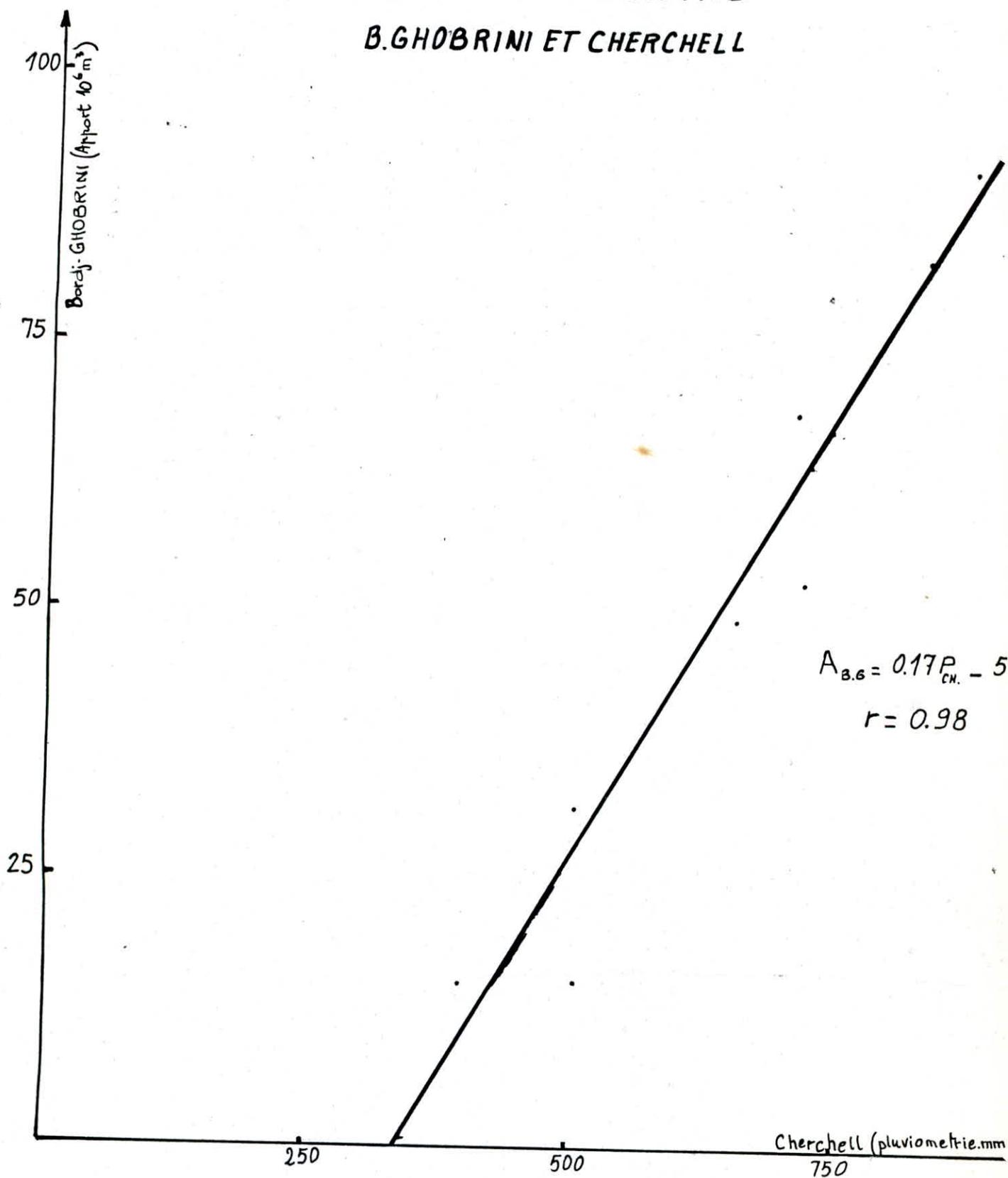
Nous pouvons étendre notre série sur 16 années.

(X) - Voir graphique n° 3.

L'extension de la série des apports à la station Bordj-Ghobrini est représentée sur le tableau n° 8.

Les valeurs entre parenthèses sont les années incomplètes calculées par corrélation.

CORRELATION ENTRE
B.GHOBRINI ET CHERCHELL



$$A_{3.6} = 0.17 P_{CN} - 5$$

$$r = 0.98$$

Echelle verticale : 1:500
Echelle horizontale : 1:5000

L'apport moyen annuel à la station de Bordj-Ghobrini est de 44 H m³, ce qui correspond à une lame d'eau écoulée
 $L_c = 204 \text{ mm}$

$$L_e = \frac{\bar{A}}{S}$$

\bar{A} : apport moyen annuel (Hm³)
 S : superficie (216 km²)

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

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

\bar{P}_{bge} : Pluviométrie annuelle majeure au site du barrage (780 mm)

\bar{P}_{st} : Pluviométrie annuelle majeure à la station (770 mm)

S_{bge} : Superficie du site du barrage (156 Km²)

S_{st} : Superficie de la station (216 km²)

\bar{A}_{st} : Apport moyen annuel à la station ($\bar{A}_{an} = 44 \text{ Hm}^3$)

\mathcal{L} : Coefficient régional déterminé par l'I.N.R.H.
 $= 0,8$ (côtiers algérois).

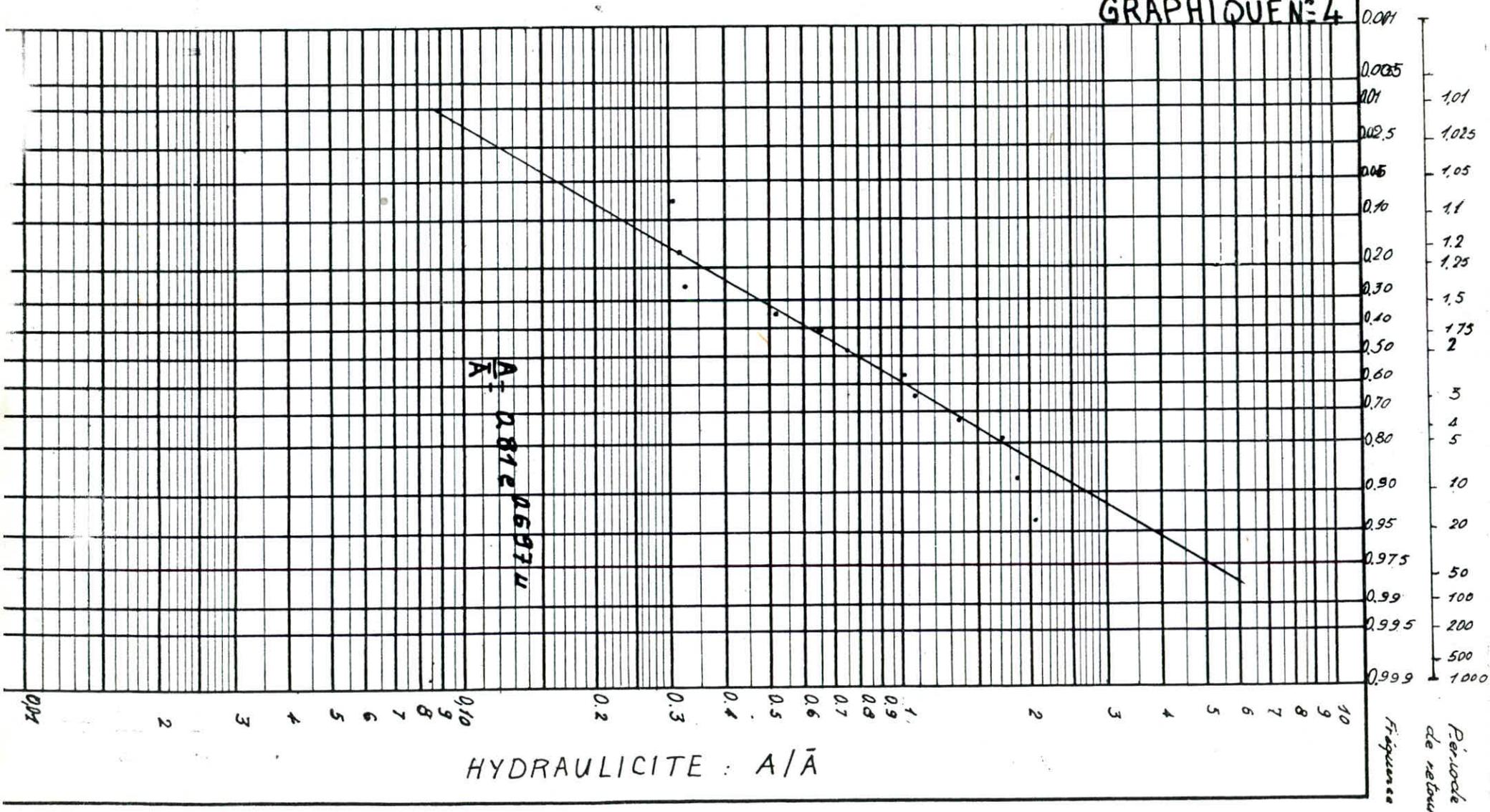
L'apport au site du barrage $\bar{A} = 35 \text{ Hm}^3$ ce qui correspond à $L_e = 225 \text{ mm}$.

TABLEAU N° 8

Année	i	Pi mm	Ai Hm ³	Hi	Fi
1957 / 58	1	773,1	(72,42)	1,65	0,03
59	2	581,7	(39,90)	0,90	0,07
60	3	728,6	(64,86)	1,47	0,10
61	4	431,0	(14,27à	0,32	0,13
62	5	761,5	(70,45)	1,60	0,17
63	6	519,5	(29,31)	0,66	0,20
64	7	529,6	(31,03)	0,70	0,24
65	8	537,2	(32,32)	0,73	0,27
66	9	383,7	(6,23)	0,14	0,31
67	10	553,7	(35,13	0,78	0,34
68	11		37,0	0,84	0,38
69	12		16,06	0,36	0,41
70	13	712,6	53,08	1,20	0,45
71	14	490,3	25,48	0,58	0,48
72	15	894,5	98,17	2,23	0,51
73	16	869,4	91,02	2,06	0,55
74	17	829,0	82,99	1,88	0,58
75	18	498,1	32,04	0,72	0,62
76	19	705,3	68,46	1,55	0,65
77	20	503,5	15,35	0,35	0,69
78	21	393,5	15,31	0,34	0,72
79	22	651,2	49,52	1,12	0,76
80	23	643,2	(50,34)	1,14	0,79
81	24	612,3	(45,10)	1,02	0,82
82	25	378,5	(5,35)	0,12	0,86
83	26	563,0	(36,71)	0,83	0,89
84	27	514,3	(28,43)	0,63	0,93
85	28	732,4	565,50)	1,48	0,96
	n = 28	-13-	$\bar{A} = 44$		

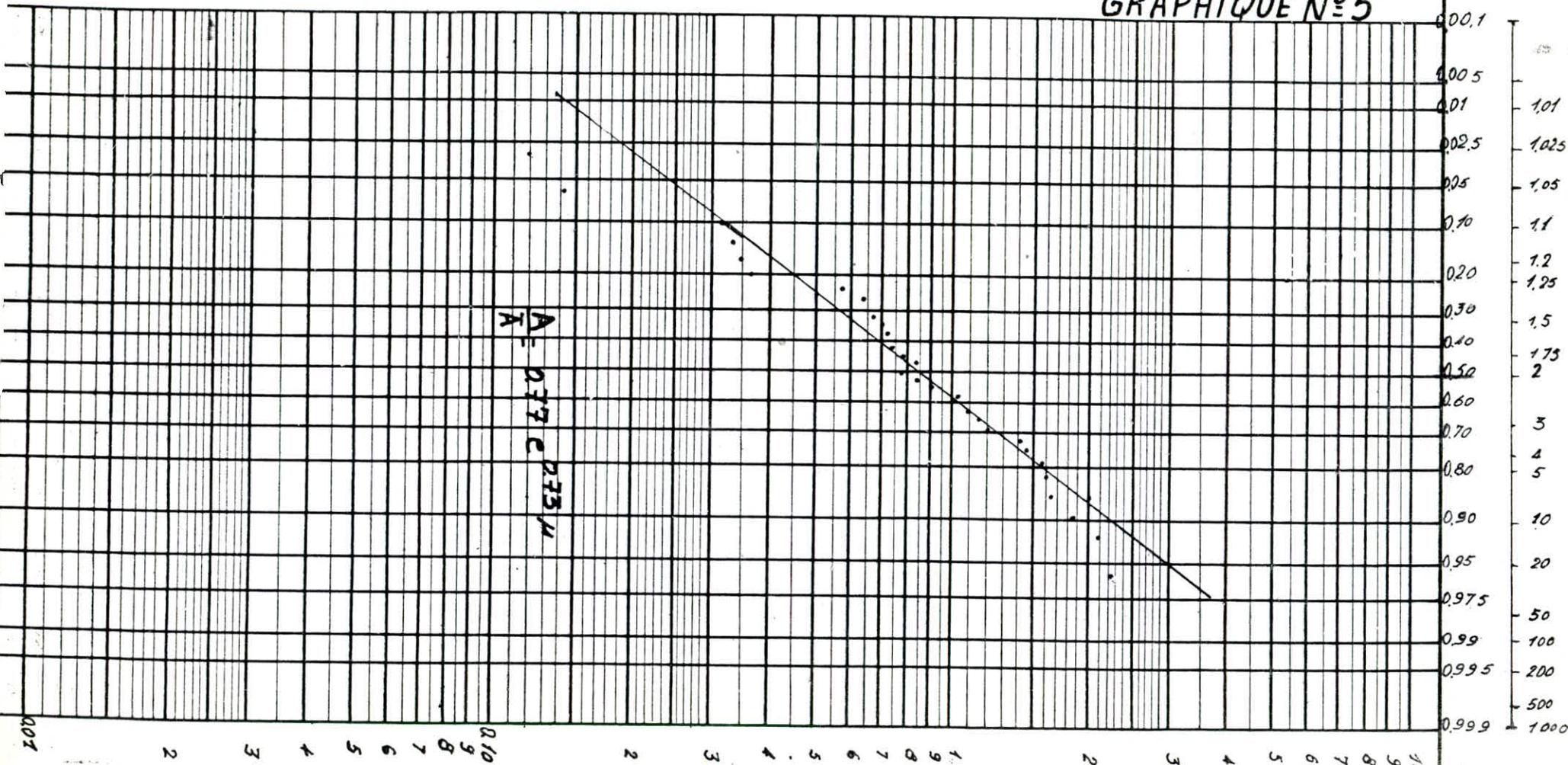
IRREGULARITE DES APPORTS

GRAPHIQUE N° 4



IRREGULARITE DES APPORTS

GRAPHIQUE N°5



$\frac{A}{\bar{A}} = 0.177 \cdot f^{0.235}$

HYDRAULICITE: A/\bar{A}

Fréquence
Période
de retour

0.01 0.02 0.05 0.1 0.2 0.5 1 2 5 10 20 50 100 200 500 1000

L'étude de la distribution statistique des apports de Bordj-Ghobrini est basée sur 12 valeurs observées.

La distribution statistique adoptée pour les valeurs de l'hydraulicité est :

$$(*) \frac{A}{\bar{A}} = 0,81 e^{0,697u}$$

u : variable de Gauss

Celle basée sur 28 valeurs dont 16 complétées se présente comme suit :

$$(*) \frac{A}{\bar{A}} = 0,77 e^{0,73 u}$$

La loi appliquée est la loi log-normale.

Nous adoptons l'irrégularité observée sur les 28 années -

Les calculs sont représentés sur le tableau 8.

L'apport moyen annuel sur l'Oued El-Hachem au site du barrage étant de 3,5 Hm³, nous obtenons les valeurs suivantes :

Tableau n° 9 -

Période de rebut	1000	100	50	10	Médian 50 %	10	50	100	1000	MOYEN
	SECHE					HUMIDE				
A/ \bar{A}	0,08	0,14	0,17	0,30	0,77	1,96	3,43	4,18	7,34	1
A Hm ³	2,8	4,90	5,95	10,50	26,95	68,60	120,05	146,30	256,90	35
Le mm/an	179	314	381	673	172	439	769	338	1646	225

(*) Se référer au graphique n° 4

(*) Se référer au graphique n°5.

I. 6 - 4 - Répartition mensuelle des apports annuels -
=====

Le tableau n° 10 représente la répartition mensuelle des apports annuels en pourcentage (%) de l'apport annuel en nous basant sur 17 années d'observation à la station Bordj-Ghobrini.

Cette répartition montre que 82 % de l'apport annuel a lieu dans le semestre hivernal.

TABLEAU N°10

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année %
1967-68	0.5	1.2	4.5	33.6	2.4	3.2	27.7	17.2	6.1	2.9	0.5	0.2	100
1968-69	0.1	0.3	1.0	11.9	10.3	15.0	15.2	15.0	21.5	8.2	1.2	0.3	100
1969-70	1.9	25.4	6.3	36.2	13.3	4.9	4.1	4.4	2.6	0.6	0.2	0.1	100
1970-71	0.2	1.0	0.7	8.1	31.4	7.3	17.9	24.9	6.2	1.9	0.3	0.1	100
1971-72	0.3	0.1	29.6	7.9	25.1	6.8	14.7	7.2	5.8	1.8	0.5	0.2	100
1972-73	3.0	3.4	1.3	4.3	17.4	28.1	23.7	11.3	4.3	2.2	0.8	0.2	100
1973-74	0.8	1.7	0.7	21.6	5.5	10.3	33.7	16.7	6.1	2.1	0.6	0.2	100
1974-75	0.7	15.0	15.6	7.5	7.3	7.7	17.4	14.4	11.0	2.6	0.4	0.4	100
1975-76	0.2	0.1	8.9	11.1	7.6	36.5	16.0	8.4	8.8	1.7	0.5	0.2	100
1976-77	2.4	11.3	11.6	16.1	25.8	8.8	7.3	9.4	5.0	2.3	0	0	100
1977-78	0	0	6.3	1.8	10.4	8.2	16.0	44.7	10.2	2.3	0.1	0	100
1978-79	0	8.5	5.4	4.5	3.7	25.2	42.0	6.5	2.7	1.1	0.3	0.1	100
1979-80	0	2.8	9.5	7.5	38.4	6.7	25.2	5.6	3.6	0.4	0.3	0	100
1980-81	0.1	0.1	2.7	25.2	10.2	28.3	14.7	8.2	8.9	0.7	0.3	0.7	100
1981-82	1.2	2.0	1.1	1.3	15.2	15.1	6.2	10.9	29.3	2.7	7.5	7.5	100
1982-83	4.7	25.2	27.9	23.5	5.4	5.3	4.3	2.0	1.7	0	0	0	100
1983-84	0	0	2.0	5.3	28.3	24.8	14.9	8.8	10.9	4.9	0.1	0	100
Moyenne	1.0	5.8	7.9	13.4	15.2	14.3	17.2	12.8	8.6	2.3	0.9	0.6	100

I. - 7 - ESTIMATION DE LA CRUE DE PROJET -
=====

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer. Le passage de cette crue doit se faire sans causer à l'ouvrage de dommage qui pourrait avoir des conséquences graves pour l'aval. En outre le laminage de la crue par la retenue ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l'amont.

Nous disposons d'éléments suffisants pour apprécier avec une bonne approximation les débits de crue du bassin étudié.

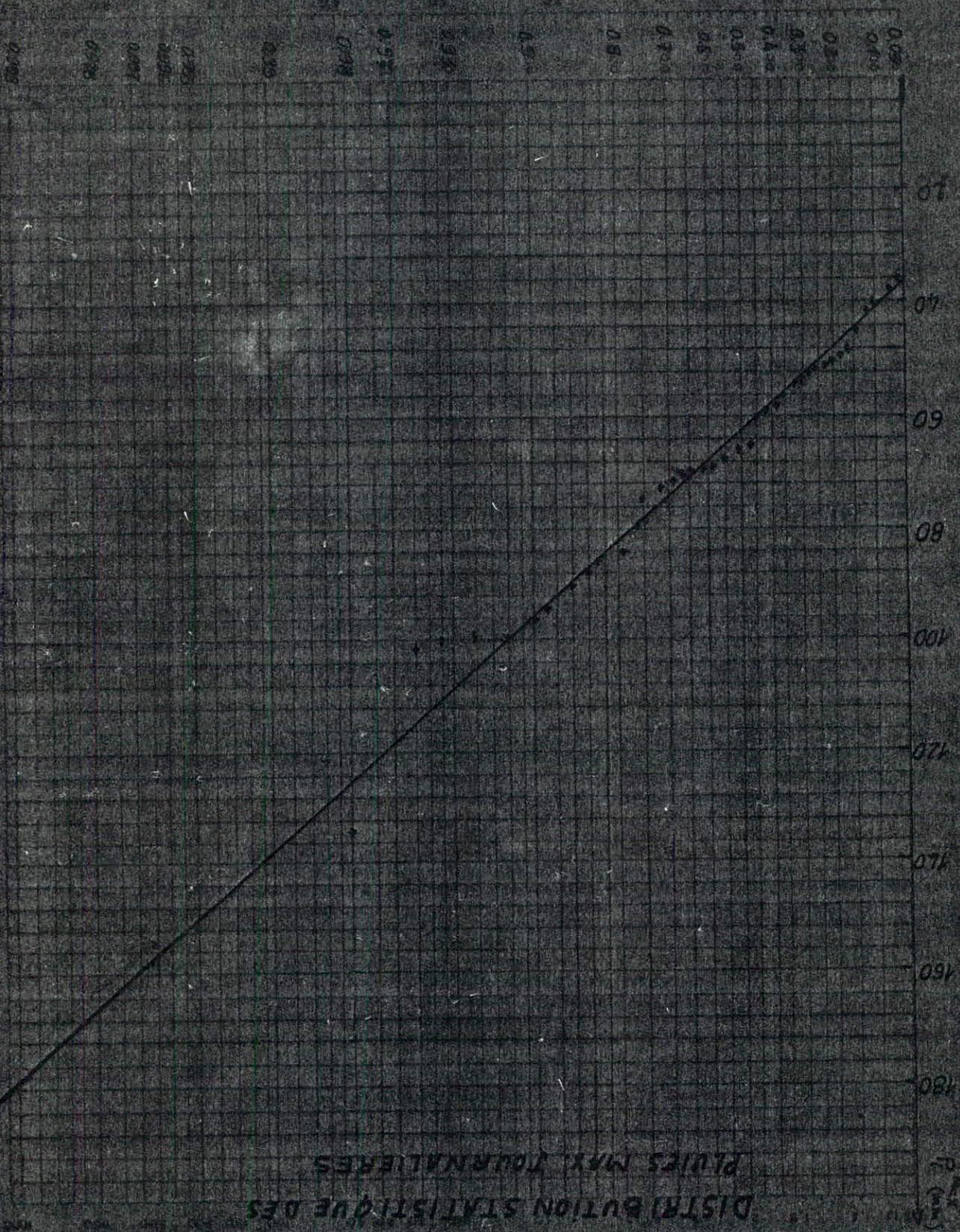
I. 7.1. - Pluies journalières maximales moyennes -
=====

Comme la station de Cherchell (02.03.12) recouvre la série d'observation la plus longue, nous l'utilisons pour la détermination des pluies journalières maximales moyennes pour une fréquence P.

L'échantillon des 58 valeurs de pluies journalières maximales observées sur 58 années suit une loi de distribution de Gumbel.

D'après le graphique n° 6, nous obtenons les résultats suivants :

- période de retour décennale $P_{10}^{\max} = 96 \text{ mm}$
- période de retour centennale $P_{100 \text{ ans}}^{\max} = 138 \text{ mm}$
- période de retour millénale $P_{1000 \text{ ans}}^{\max} = 180 \text{ mm}$



CHASSE VÉLOCITÉ 1-2000

I. 7 - 2 - Pluies de courte durée -
 =====

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

$$P^t \% = \frac{1}{3} P_j \% t^{0,4}$$

P_j % : pluie journalière max. de fréquence P.

t : durée de la pluie.

Les résultats sont représentés sur le tableau n° 11.

Tableau n° 11 -

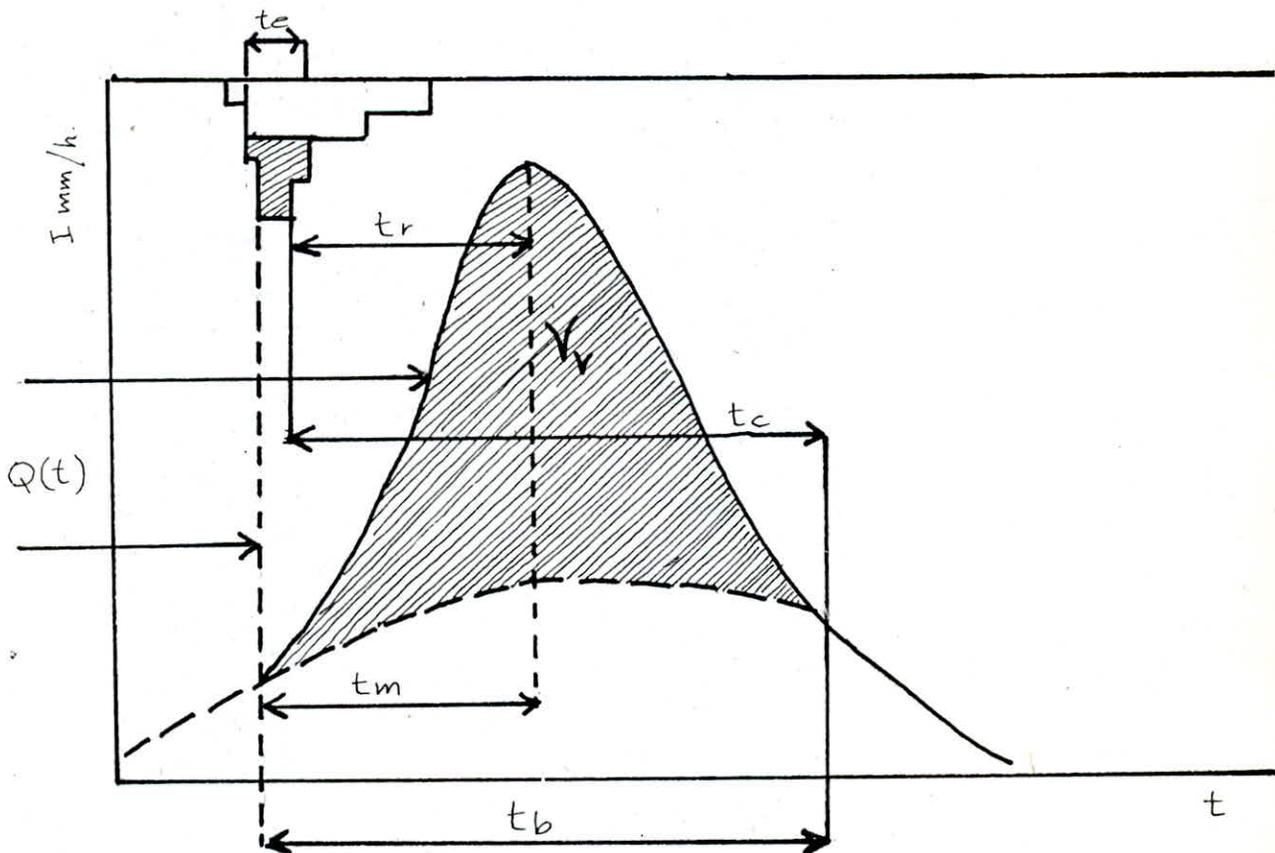
Durée de l'averse (heure)	P + (mm)		
	10 %	1 %	0,1 %
1	31,9	46,0	60,0
2	42,2	60,7	79,2
4	55,7	80,1	104,5
6	65,5	94,2	122,8
8	73,5	105,7	137,8
10	80,4	115,5	150,7
12	86,5	124,3	162,1
14	92,0	132,2	172,4
16	97,0	139,4	181,9
18	101,7	146,2	190,7
20	106,1	152,5	198,9
22	110,2	158,4	206,6
24	114,1	164,0	214,0

I. 7 - 3 - Méthode d'hydrogramme unitaire -
=====

La méthode de l'hydrogramme unitaire proposée par L.K. SHERMAN permet de déterminer l'hydrogramme de ruissellement.

Sa technique n'est applicable que sur un bassin pour lequel nous avons suffisamment de données pluviographiques avec enregistrements hydrométriques correspondants.

Le graphique de l'hydrogramme unitaire avec le htyogramme correspondant nous permettent de déterminer les paramètres suivants :



- Le débit de crue correspondant au ruissellement.
- Pluie efficace, c'est la pluie qui n'a pas été totalement infiltrée ou évaporée. Elle a donné lieu à un ruissellement de durée t_e .
- Pluie nette : c'est la partie de la pluie efficace qui a ruisselé.
- Volume de ruissellement : c'est le volume de la pluie nette.
- Temps de base $\overline{t_b}$ durée de la base de l'hydrogramme de ruissellement.
- Temps de montée $\overline{t_m}$ durée entre l'arrivée à l'exutoire du ruissellement apparent et le max de l'hydrogramme de ruissellement.
- Temps de réponse $\overline{t_r}$ intervalle de temps entre le centre de gravité de la pluie efficace et le temps de gravité de l'hydrogramme observé.
- Temps de concentration $\overline{t_c}$ temps que met une particule d'eau provenant de la partie du bassin la plus éloignée de l'exutoire pour parvenir à celui-ci $t_c = t_b - t_e$.

I.7.3.1.- Construction de l'hydrogramme unitaire à la station Bordj-Ghobrini -

Nous avons analysé toutes les crues dont les débits de pointe sont supérieurs à 70 m³/s. Elles sont au nombre de 10 crues ayant une forme utilisable pour construire l'hydrogramme unitaire.

$Q_{ar\max}$ - débit max. observé.

$Q_{r\max}$ - débit max. ruisselé.

Q_{armoy} - débit moyen ruisselé.

T_m et T_b : Temps de montée et base.

V_r : volume ruisselé.

L_p : lame d'eau précipitée.

K_r : coefficient de ruissellement.

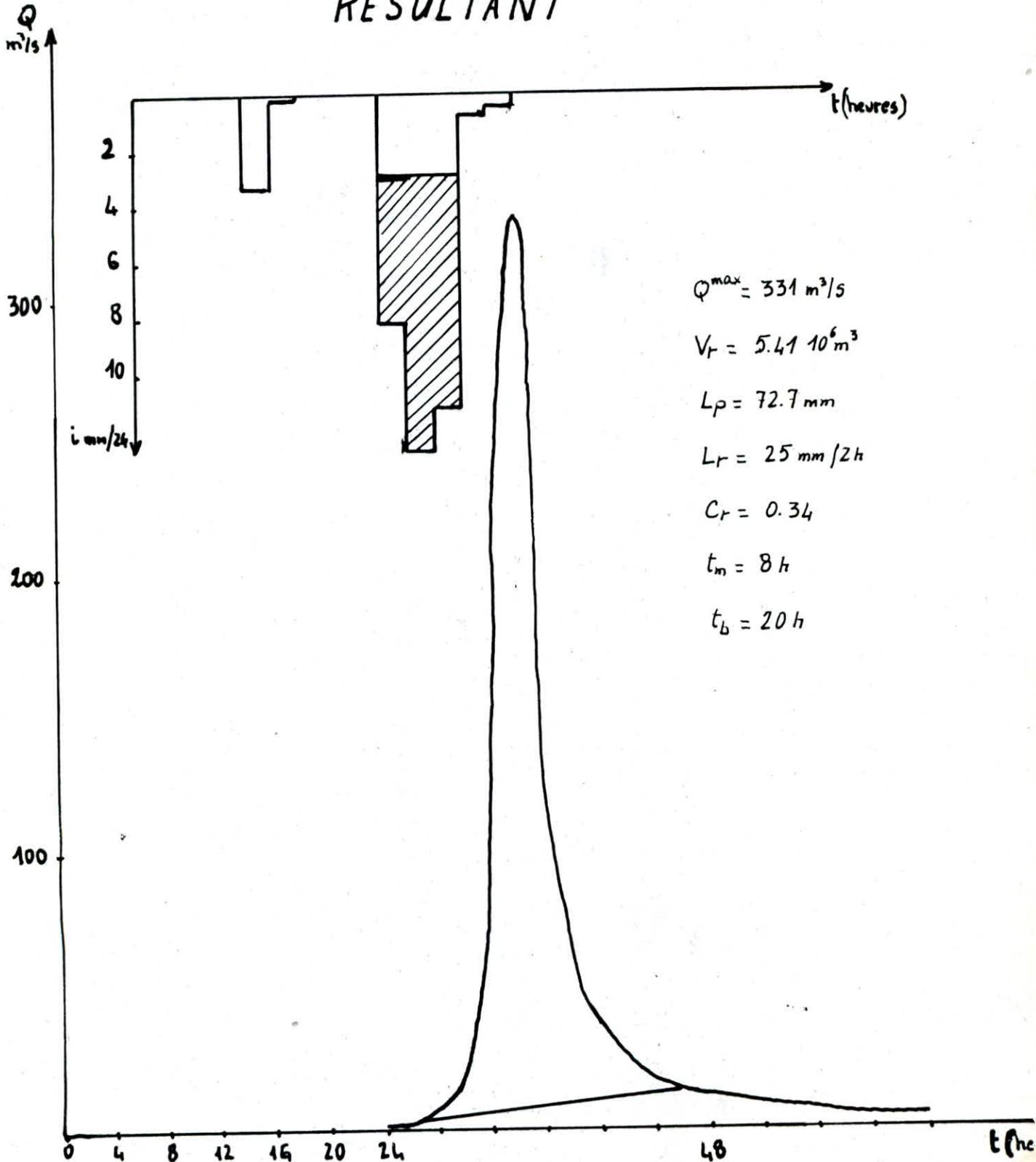
P_e : durée de la pluie efficace.

Tableau n° 12 -

DATE	$Q_{ar\max}$	$Q_{r\max}$	Q_{armoy}	T_m	T_b	V_r	L_p	K_r	T_e
	m ³ / S			Heures		Hm ³	mm	%	Heures
26.10.69	331	323	86,1	8	20	5,41	72,5	34	2
27.11.71	555	548	223,1	8	23	18,47	129	67	8
24.03.72	96,4	90	21,5	5,5	18	1,47	37	19	3
27.09.72	170	167	31,8	3,5	15	1,60	25	30	1
04.02.73	162	148	49	4,5	14	2,47	39,5	29	3
27.09.73	225	217,5	43,3	3	9	1,40	86	7	4
07/02/76	170	118	41,5	4	13	1,94	8,9	22,5	3
02.03.79	181	150	56,1	5	17	3,43	22	73	5
11.01.80	120	112	44,4	5	16	2,56	31,1	32	5
17.0.81	115	107	38,8	4	18	2,52	33,0	35	5

Ainsi, nous avons calculé l'hydrogramme unitaire résultant correspondant à 25 mm/ 2 h de ruissellement.

HYDROGRAMME UNITAIRE RESULTANT



GRAPHIQUE N° 7

Tableau n° 13 -

T heure	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
q m ³ /s 25 mm/2 h	2	4	17,4	94	322	119	56	24	13	4
q m ³ /s 1mm/2 h	0,08	0,16	0,70	3,76	12,88	4,76	2,24	0,96	0,52	0,16

L'hydrogramme unitaire est représenté sur le graphique n°7.

I. 7.3.2. - Vérification de l'hydrogramme unitaire (X)

Pour vérifier l'hydrogramme unitaire résultant, nous avons construit une crue complexe à partir du hyëtogramme de la pluie enregistrée par la pluviographie de Sidi-Amar.

A partir des ordonnées de H.U. correspondant à une intensité de précipitation unité (2 heures) et des intensités constantes connues des averses élémentaires, nous avons reconstitué la crue complexe qui présente une concordance satisfaisante avec la crue initiale.

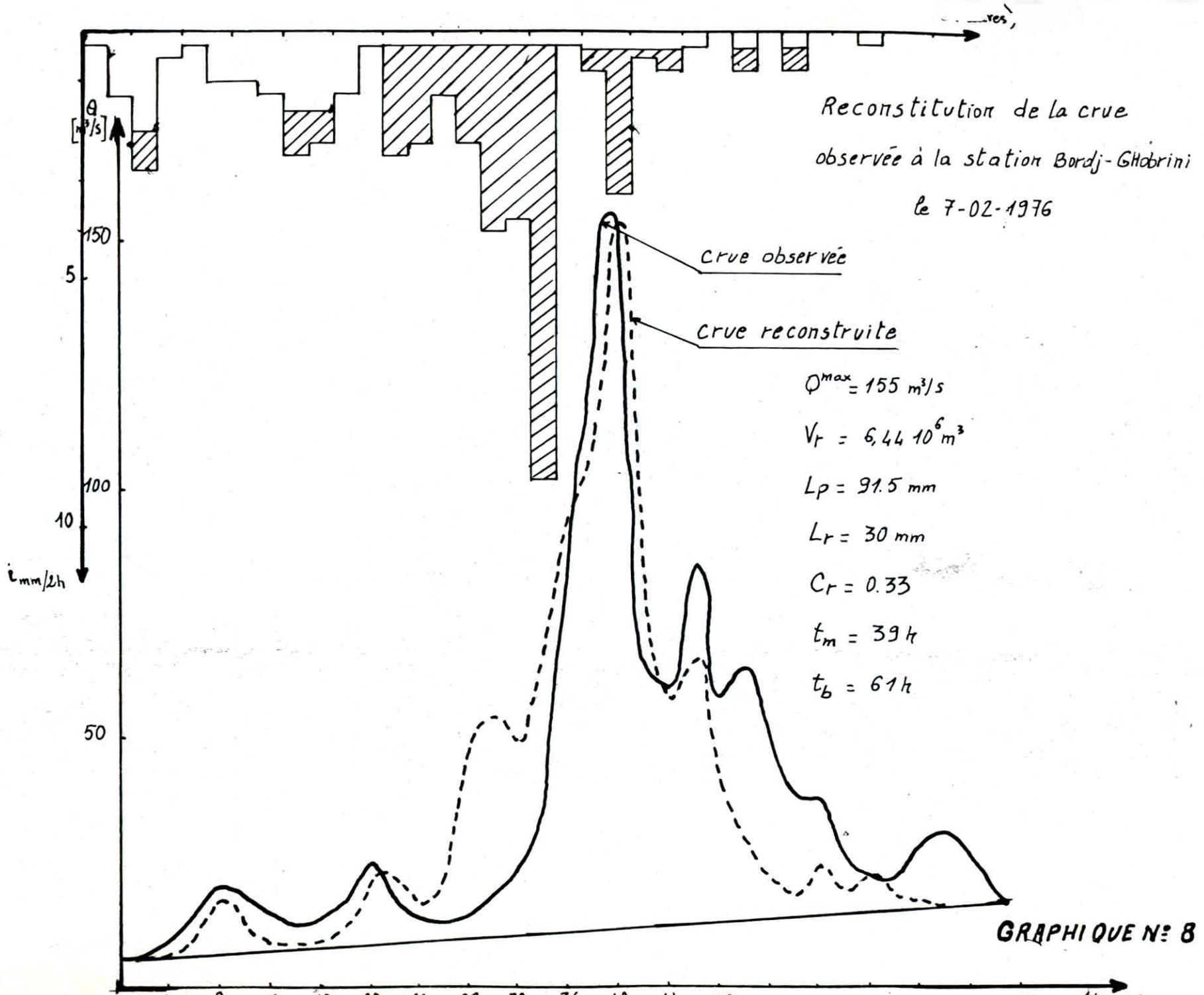
(X) - Voir graphique n° 8.

I. 7.3.3. - Débits max. instantanés -

Dans le chapitre précédent, nous avons calculé les pluies de différentes durées et fréquences.

Pour calculer la pluie nette, nous avons tenu compte de la capacité d'infiltration qui est de 6 mm. Nous considérons un pas de temps de 2 heures.

Les résultats sont représentés ci-dessous.



I. 7.3.3. - Débits max. instantanés -

Dans le chapitre précédent, nous avons calculé les pluies de différentes durées et fréquences.

Pour calculer la pluie nette, nous avons tenue compte de la capacité d'infiltration qui est de 6 mm. Nous considérons un pas de temps de 2 heures.

Les résultats sont représentés ci-dessous.

Tableau n° 14.

Durée de l'averse heure	P efficace (mm)			DEFI CIT mm	Pluie nette (mm)			Averse de projet (mm)			Cr		
	10	100	1000		10	100	1000	10	100	1000	10	100	1000
2	42,2	60,7	79,2	6	32,2	54,7	73,2	36,2	54,7	73,2	0,85	0,90	0,92
4	55,7	80,1	104,5	6	49,7	74,1	98,5	13,5	19,4	25,3	0,89	0,92	0,94
6	65,5	94,2	122,8	6	59,5	88,2	116,8	9,8	14,1	18,3	0,90	0,93	0,95
8	73,5	105,7	137,8	6	67,5	99,7	131,8	4	11,5	15,0	0,91	0,94	0,96

Nous établissons alors le produit rectoriel u.v.

u : ordonnée de H.U.

v : averse de projet pour une crue maximale de fréquence p et durée t - le vecteur V est arrangé comme suit :

Tableau n° 15.

Durée de l'averse	Averse de projet		
	10	100	1000
2	4	11,4	15
4	9,8	14,1	18,3
6	36,2	54,7	73,2
8	13,5	19,4	25,3

Les résultats sont représentés sur le graphique 9.

Q
 m^3/s

1200

1000

500

HYDROGRAMMES DE CRUES

des différentes fréquences à la station

bordj - Ghobrini

crue millénaire

$$Q = 1175.4 \text{ m}^3/s$$

$$V_r = 27 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

crue centennale

$$Q = 882.6 \text{ m}^3/s$$

$$V_r = 19.3 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

crue décennale

$$Q = 580.84 \text{ m}^3/s$$

$$V_r = 12.6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

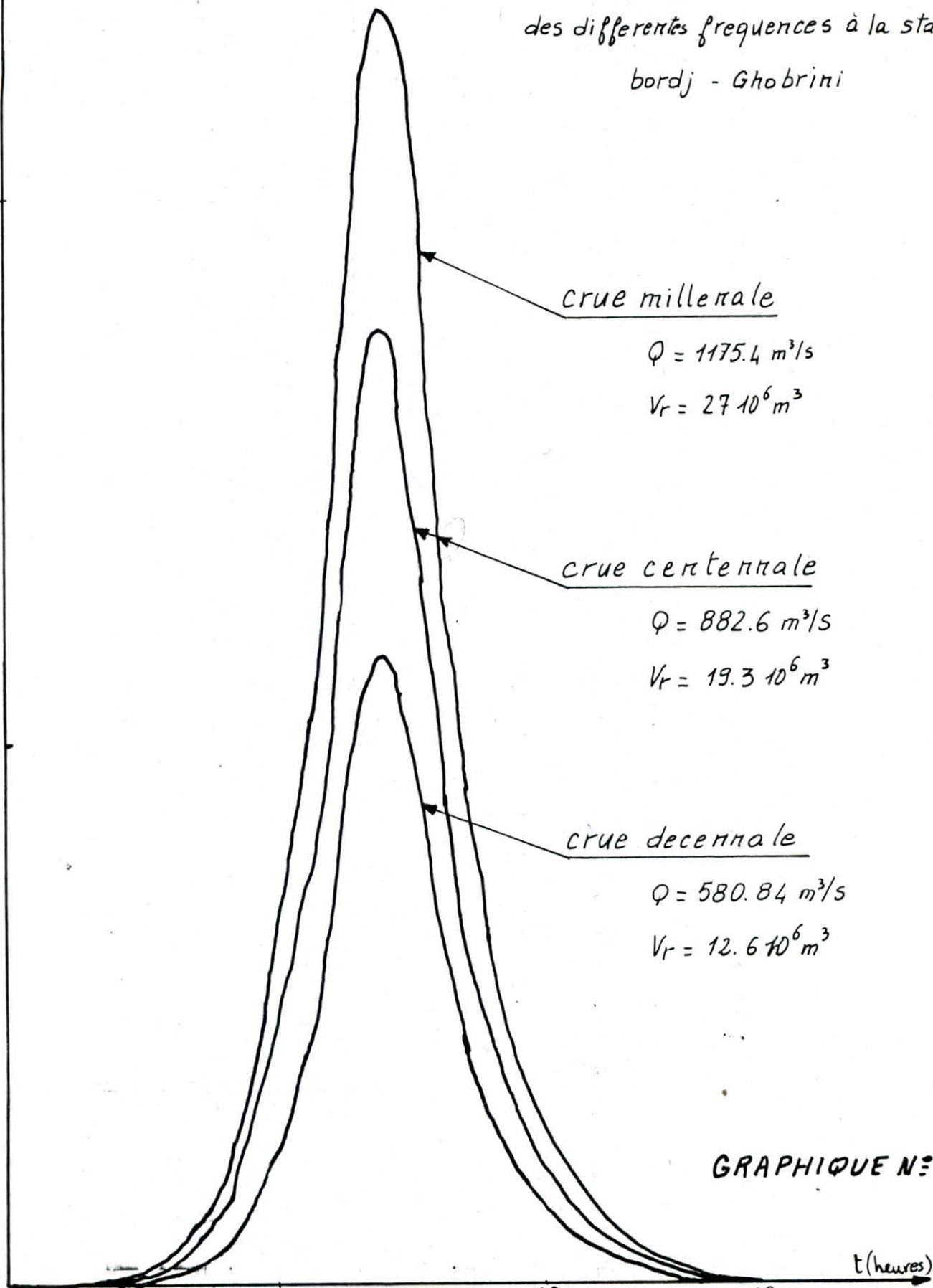
GRAPHIQUE N° 9

t (heures)

10

20

28



A la station Bordj-Ghobrin, nous obtenons :

Tableau n° 16 -

Q max m ³ /s			Vr		10 ⁶ m ³
10	100	1000	10	100	1000
580,84	882,6	1175,14	12,6	19,3	27,0

La détermination des débits de crue de fréquence p, au site du barrage s'exprime par la formule suivante :

$$\frac{Q_{\text{site}}^{\text{max}}}{Q_{\text{B.G}}^{\text{max}}} = \left[\frac{S_{\text{site}}}{S_{\text{B.G}}} \right]^{\beta}$$

$Q_{\text{site}}^{\text{max}}$: débit max. au site du barrage de fréquence p.

$Q_{\text{B.G}}^{\text{max}}$: débit max. à la station Bordj-Ghobrin de fréquence p.

S_s : Surface du site du barrage (156 km²)

S_B : Surface à la station B. (216 km²)

B : Coefficient régional dépendant de la période de retour

T = 10 ans B = 0,75

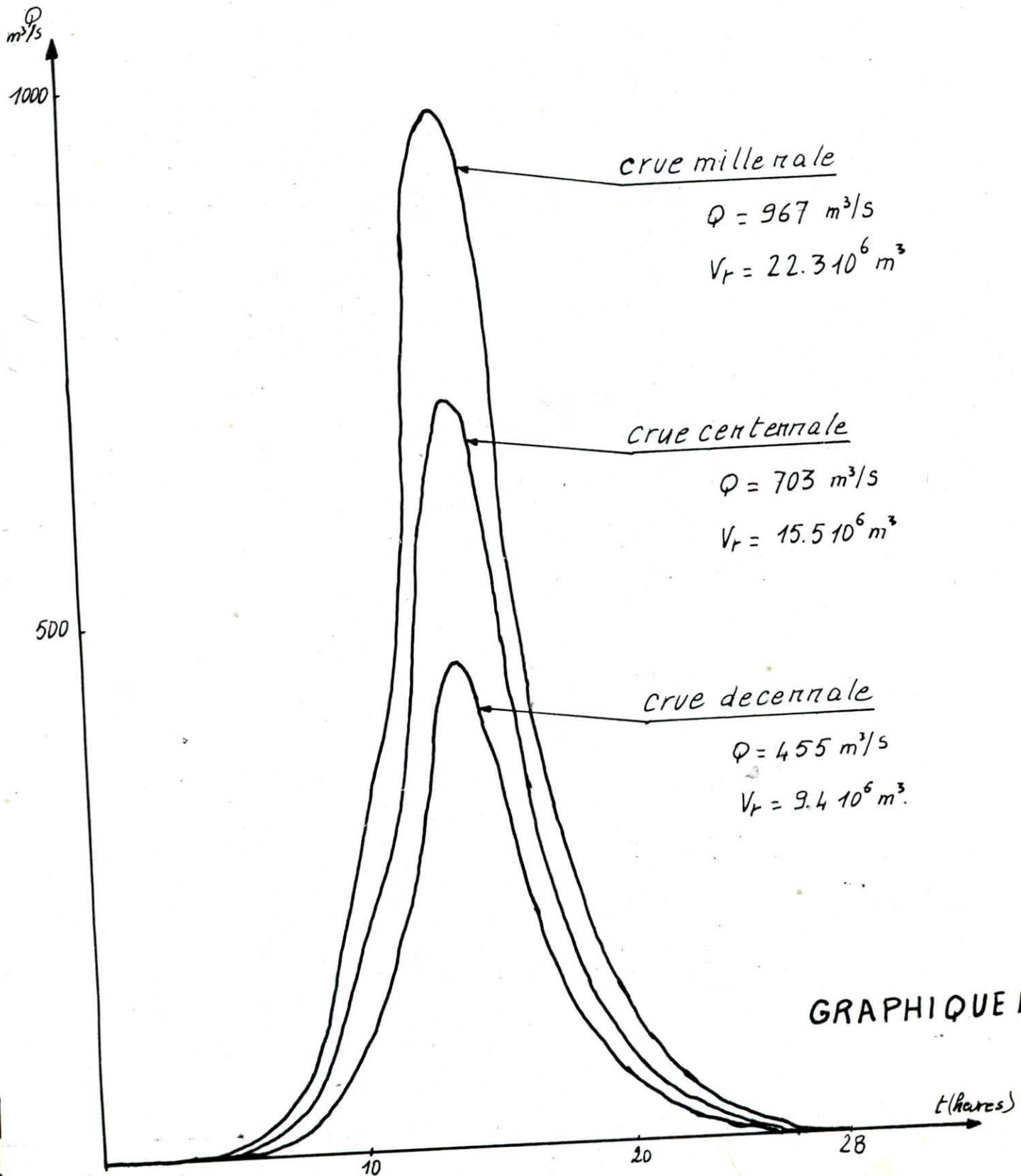
T = 100 ans B = 0,70

T = 1000 ans B = 0,60

Au site du barrage, nous obtenons les valeurs suivantes en se référant au graphique n° 10.

HYDROGRAMMES DE CRUES

de différentes fréquences au site
du barrage prévu



GRAPHIQUE N°10

-Tableau n° 17 -

Q max m3/s			Volume ruisselé (106 m3)		
10	100	1000	10		1000
455	703	967	9,4	5	22,3

I.7.4. - Méthodes empiriques -
=====

I.7.4.1. - Débit journalier maximal-

Le débit journalier max correspond à une fréquence p est déterminé d'après la formule de SAMIE qui s'exprime :

$$Q_j \text{ max} = \frac{P_j \% (Cr/100) S \cdot 10^{-4} \cdot Ka}{86.400}$$

Ka : Coefficient d'amortissement de la crue (Ka = 0,80)

S : Superficie du bassin versant (21 km2)

Cr : Coefficient de ruissellement global de la crue en %

Pj % : pluie journalière moyenne max. de fréquence P.

Tableau n° 18 -

Période de retour (année)	Cr %	Pj % mm	Qj max m3/s
10	90	96	173,0
100	93	138	256,7
1000	94	180	338,4

I.7.4.2. - Formule de GIANDOTTI -

$$\frac{Q \text{ pointe}}{Q \text{ j max}} = \frac{Ptc \times 24}{Pj \% tc} = K$$

Tableau n° 19 -

Période de retour	P+c mm	Pj %	K	Qj max (m3/s)	Q pointe m3/s
10	73,5	96	2,30	173,0	400,0
100	105,7	138	2,30	256,7	590,0
1000	137,8	180	2,30	338,4	800,0

I.7.4.3. - Formule de POSSENTI -

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

$$Q \text{ max} = \frac{\lambda H_{24}}{L} \left(S_m + \frac{S_p}{3} \right)$$

: Coefficient qui varie en sens inverse de L (800)

Sp : Superficie de la plaine

Sm : Superficie montagneuse

L : Longueur du thalweg

H24 : hauteur max de la pluie de 24 heures.

Tableau n° 20-

Période de retour	Q MAX	
	Bordj-Ghobrini	Site du barrage
10	580	644
100	881	986
1000	1196	1346

Cette méthode part d'une pluie de projet d'intensité sensiblement constante. Elle postule d'autre part que la pluie qui génèrera le débit max est celle de durée Tc.

$$Q \text{ pointe} = \frac{1}{3,6 Tc} \text{ Ce P.S.}$$

Ce : coefficient d'écoulement (ruissellement)

P : Hauteur de pluie en mm de durée Tc

S : Superficie du bassin versant.

Tableau n° 21 -

Période de retour	Ce %	P/c mm	Q pointe m ³ /S
10	90	73,5	500,0
100	93	105,7	750,0
1000	94	137,8	975,5

Tableau récapitulatif des différentes méthodes.

Tableau n° 22 -

Période de retour	débit maximum m ³ /s			
	GIANDOTTI	POSSENTI	TURAZZA	HYDROGRAMME UNITAIRE
10	400	580	500	455
100	590	881	750	703
1000	800	1196	975,5	967

Nous constatons que les résultats obtenus sont légèrement différents. Nous adoptons les valeurs des débits de crue max. déterminés à partir de l'hydrogramme unitaire.

$$Q_{\text{max}} \text{ 10 ans} = 455 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{max}} \text{ 100 ans} = 703 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{max}} \text{ 1000 ans} = 967 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les apports solides dépendent de l'étendue et du relief du bassin qui est dans notre cas dégradé.

Ils dépendent aussi de la résistance à l'érosion du sol, liée elle même à la couverture végétale, à la nature géologique des roches, aux régimes des pluies et des températures.

Les dépôts solides sont constitués d'une part de 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.

L'observation des lits des oueds a montré que le transport des éléments fins ainsi que le charriage sont très importants car le bassin versant est fortement montagneux d'où le taux d'abrasion est de 2000 t/km²/an, cela correspond à un volume moyen de transport total de :

$$T_s = S \cdot t_a = 156 \cdot 2000 = 321103 \text{ t/an} = 0,32 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{an}$$

La garde du volume d'envasement pour une période d'exploitation de 30 ans sera : $30 \times 0,32 = 9,6 \cdot 10^6 \text{ m}^3 = 10 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

L'évolution de l'envasement sera donnée par la valeur du volume mort.

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

- Ta : Taux d'abrasion (t/km² /an)
- T : Temps de fonctionnement (années)
- S : Surface du bassin versant (km²)
- γ : Poids spécifique (t/m³)

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

- La hauteur correspondant au volume mort :

$$V_m \cdot h = 20 \text{ m}$$

- Niveau du volume mort :

$$NV_m \quad \text{---} \quad 90 \text{ m}$$

I. 9 - CARACTERISTIQUES VOLUMETRIQUES DE LA RETENUE -
=====

- Variation du volume et de la surface en fonction de la hauteur.
- Les surfaces correspondantes à chaque altitude sont déterminées par planimétrage " pi".
- Les surfaces élémentaires correspondantes à chaque couche sont :

$$N_{ei} = \frac{2}{3} N_{pi}$$

$$N_{ei+1} = \frac{N_{pi} + N_{pi+1}}{2}$$

- Les volumes élémentaires sont déterminés comme suit :

$$V_i = N_{ei} \Delta H_i$$

$$V_{i+1} = N_{ei+1} \Delta H_{i+1}$$

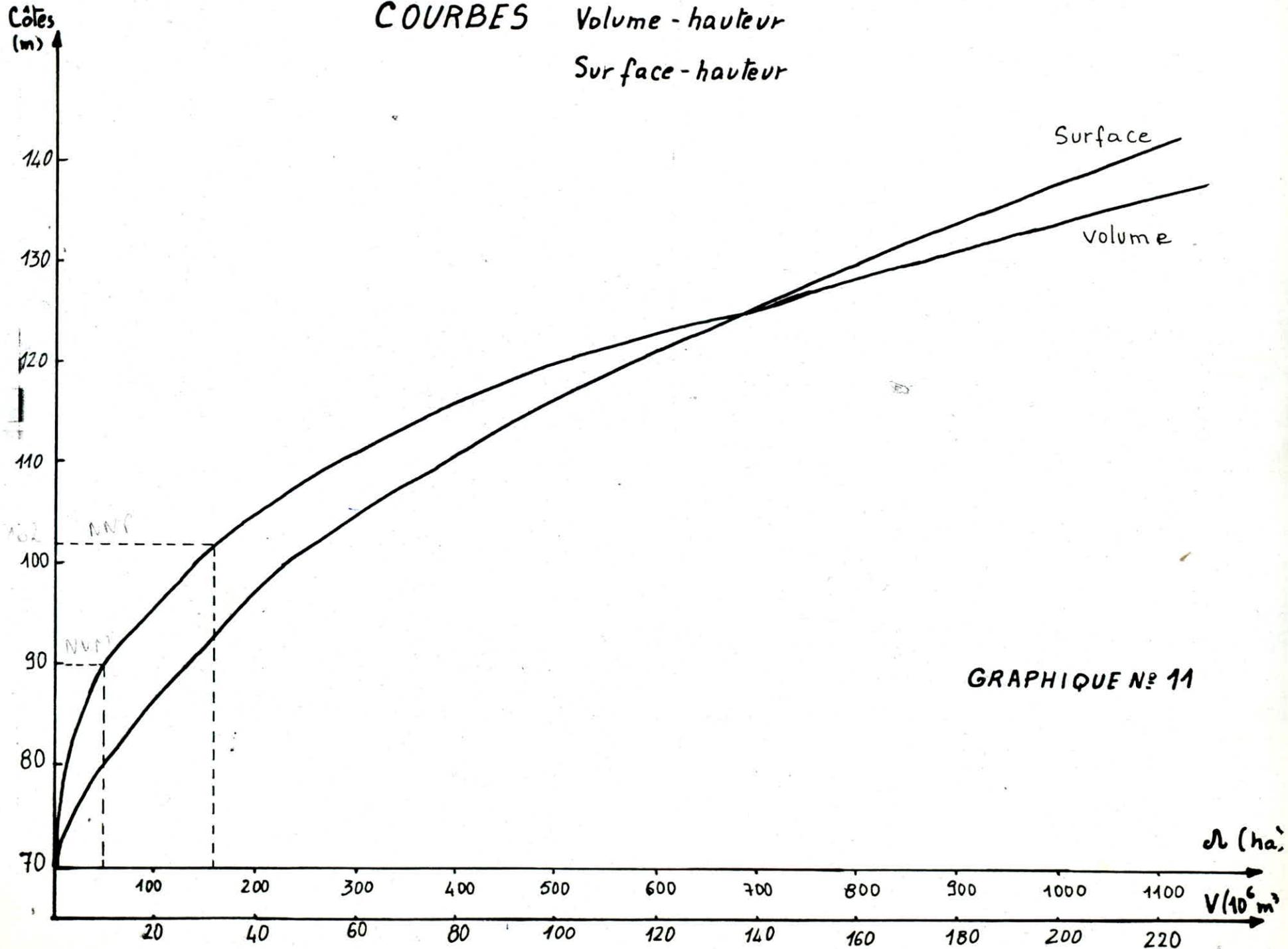
ΔH_i : Différence de côtes entre 2 courbes.

- Le volume retenu dans chaque couche est :

$$V = v_i + v_{i+1}$$

Les courbes capacité - surface sont représentées sur le graphique n° 11.

COURBES Volume - hauteur
Surface - hauteur



GRAPHIQUE N° 11

Tableau n° 23 -

Côtes (m)	hauteur (m)	Surface (km ²)		DH (m)	Volume (10 ⁶ m ³)	
		S_p *	S_e		vi	vr *
70	0,00	0,00	0,333	0,00	3,33	0,00
80	10,00	0,50	0,925	10,00	9,25	3,33
90	20,00	1,35	1,825	10,00	18,25	12,58
100	30,00	2,30	3,100	10,00	31,00	30,83
110	40,00	3,90	4,825	10,00	48,25	61,83
120	50,00	5,75	6,875	10,00	68,75	110,08
130	60,00	8,00		10,00		178,83

I. 10 - DETERMINATION DU VOLUME UTILE -
=====

Le barrage de Boukourdane est destiné au besoin spécifique d'irrigation qui se trouve à l'aval du site étudié.

Nous prenons en considération les eaux de transfert de l'oued Nador vers l'oued El-Hachem.

L'estimation de la consommation est comprise dans la fourchette de 8 $\frac{H}{m^3}$. Nous adoptons cette valeur pour les calculs.

Nous utilisons deux méthodes pour la détermination du volume utile :

- méthode de dimensionnement
- méthode analytique de régularisation.

I. 10. 1 - Détermination de la surface inondée -
 =====

En se basant sur les résultats du tableau n° 23,
 nous obtenons le graphique n° 12 -

où h : hauteur de la digue
 v : volume retenu en (10^6 m^3)
 : surface correspondante à chaque altitude (km²).

Données de base-

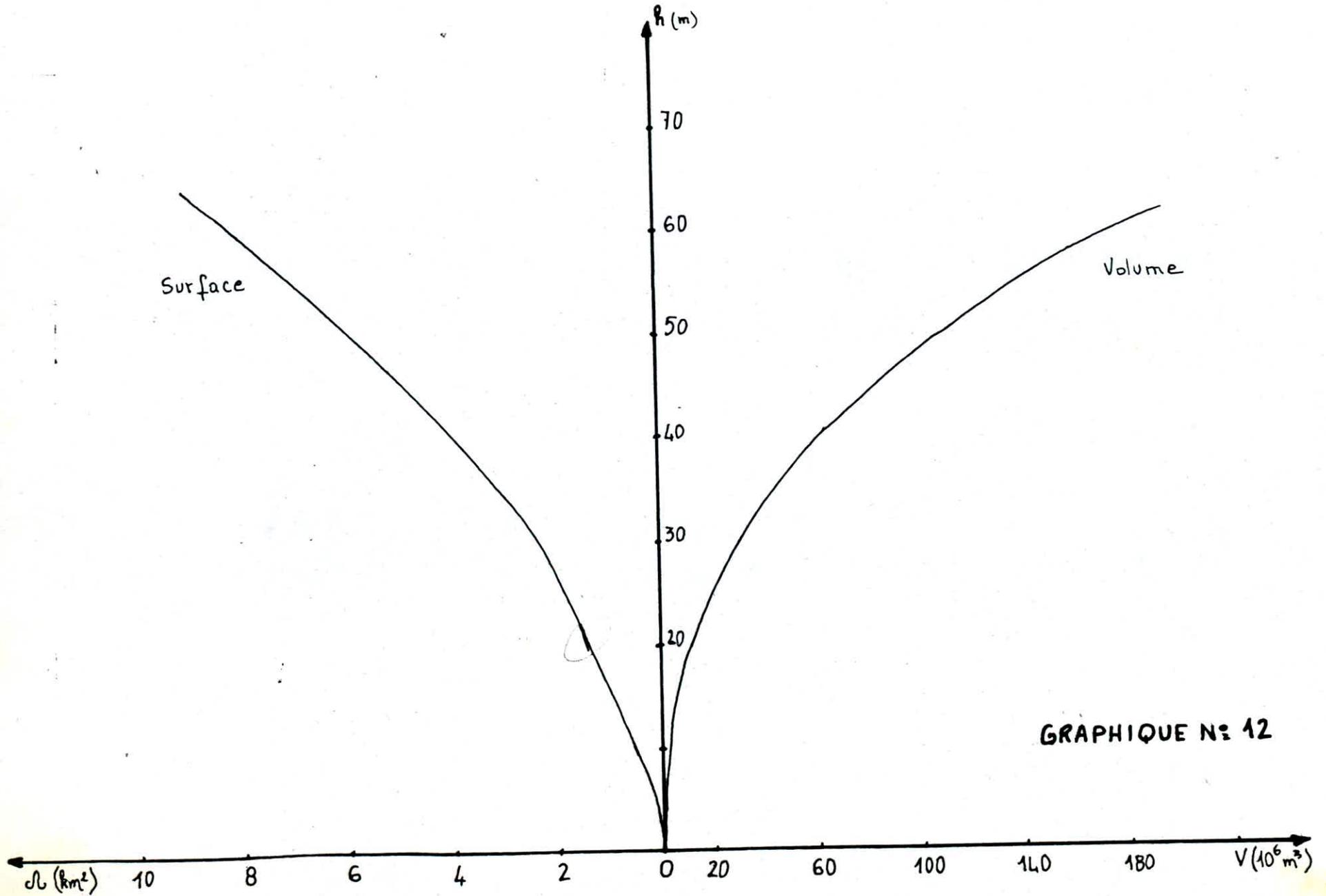
Tableau n° 24-

Mois	Apport (10^6 m^3)	Evaporation (mm)	Infiltration (mm)	Consommation 10^6 m^3
5	3,27	97,3	16,2	0,74
O	4,95	31,9	24,7	0,67
N	5,68	0	28,4	0,66
D	7,62	0	38,1	0,62
J	8,24	0	41,2	0,60
F	7,92	0	39,2	0,60
M	8,94	27,2	44,7	0,62
A	7,40	17,0	37,0	0,63
M	5,93	53,7	29,6	0,66
J	3,72	105,4	18,6	0,70
J	3,23	141,4	16,1	0,76
A	3,14	149,3	15,7	0,74

I. 10.2. - Méthode de dimensionnement -
 =====

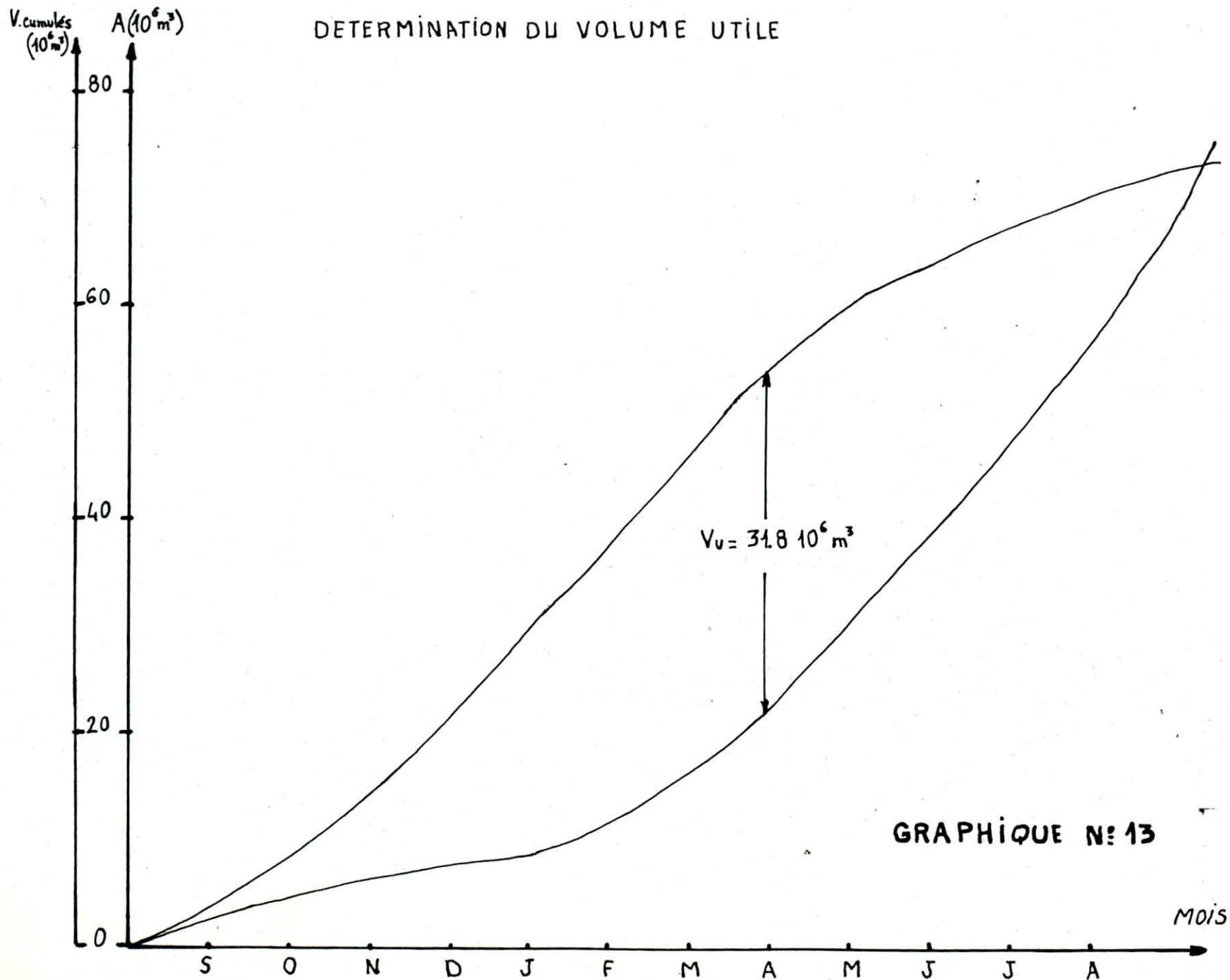
(Graphique n° 13)

DETERMINATION DE LA SURFACE INNONDEE



GRAPHIQUE N° 12

DETERMINATION DU VOLUME UTILE



GRAPHIQUE N° 13

I. 10.3. - Méthode de régularisation -
=====

La méthode de la régularisation permet de déterminer le volume que l'on peut stocker dans la retenue d'où le volume régularisé.

Nous avons procédé à différents taux (60, 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95) % et ce pour évaluer le taux optimal annuel en fonction des besoins.

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 suivant sont sous forme de tableaux :

- Taux de régularisation : Tx = 60 %
- Apport utilisable = A. Tx = $70,10^6 \cdot 0,60 = 4210^6 \text{ m}^3$
- Volume utilisé par hectare = $0,45 \times 365 \times 24 \times 3600$
 $= 14,210^3 \text{ m}^3/\text{ha}$ avec 0,45 dose
d'irrigation (l/s/ha) étendue sur 12 mois.
- Surface irriguée = $\frac{\text{app.utile}}{v_{ut} / \text{ha}} = \frac{42 \cdot 10^6}{14,210^3} = 2957 \text{ ha}$
- Volume des besoins pour l'irrigation :

$$V_b = \frac{\text{App.ut}}{12} = \frac{42 \cdot 10^6}{12} = 3,510^6 \text{ m}^3$$

* - Remarque :

Sur la base d'une étude de corrélation menée entre les débits moyens mensuels des oueds Nador et El-Hachem, l'apport moyen annuel de l'Oued Nador, au site de la prise d'eau est évalué à 35 Hm^3 . C'est la même valeur que celle de l'Oued El-Hachem, au site du barrage.

$$\text{Apport total} = \overline{A} \text{ El-Hachem} + \overline{A} \text{ Nador.}$$

. Taux de régularisation Tx = 65 %

- Apport utilisable = $45,510^6 \text{ m}^3$

- Vut:/ha = $14,210^3 \text{ m}^3$

- Si = 3169 ha

- Vb = $3,810^6 \text{ m}^3$

. Taux de régularisation Tx = 70 %

- Apport utilisable : 4910^6 m^3

- Vut:/ha = $14,2 \cdot 10^3 \text{ m}^3$

- Si = 3450 ha

- Vb = $4,110^6 \text{ m}^3$

. Taux de régularisation Tx = 75 %

- Apport utilisable : $52,510^6 \text{ m}^3$

- Vut :/ha = $14,210^3 \text{ m}^3$

- Si = 3697 ha

- Vb = $4,3 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

. Taux de régularisation Tx = 80 %

- Apport utilisable 5610^6 m^3

- Vut:/ha = $14,210^3 \text{ m}^3$

- Si = 3943 ha

- Vb = $4,610^6 \text{ m}^3$

. Taux de régularisation Tx = 85 %

- Apport utilisable = $59,510^6 \text{ m}^3$

- Vut :/ha = $14,210^3 \text{ m}^3$

- Si = 4190 ha

- Vb = $4,910^6 \text{ m}^3$

. Taux de régularisation Tx = 90 %

- Apport utilisable : 6310^6 m^3

- Vut/ha = $14,210^3 \text{ m}^3$

- Si = 4436 ha

- Vb = $5,210^6 \text{ m}^3$

TAUX DE REGULARISATION 60%

mois	Apports ($10^6 m^3$)	Surfaces (km^2)	Evaporation (mm)	Infiltration (mm)	V. évaporé ($10^6 m^3$)	V. infiltré ($10^6 m^3$)	V. consommé ($10^6 m^3$)	Consomma- tion ($10^6 m^3$)	V. besoin ($10^6 m^3$)	$\Delta V = \text{app} - \sum V_{\text{cons}}$ ($10^6 m^3$)	V. fin du mois ($10^6 m^3$)
S	3.27	0.50	37.3	16.2	0.048	0.008	0.74	0.79	3.5	- 1.02	8.98
O	4.95	1.10	31.9	24.7	0.035	0.027	0.67	0.73	3.5	0.72	9.70
N	5.68	1.40	0	28.4	0	0.039	0.66	0.69	3.5	1.49	11.19
D	7.62	1.77	0	38.1	0	0.067	0.62	0.68	3.5	3.44	14.63
J	8.24	2.20	0	41.2	0	0.090	0.60	0.71	3.5	4.03	18.66
F	7.92	2.52	0	39.6	0	0.099	0.60	0.69	3.5	3.73	22.39
M	8.94	3.00	27.2	44.7	0.081	0.134	0.62	0.83	3.5	4.61	27.00
A	7.40	3.42	17.0	37.0	0.058	0.126	0.63	0.81	3.5	3.09	30.09
M	5.93	3.68	53.7	29.6	0.197	0.108	0.66	0.96	3.5	1.47	31.56 *
J	3.72	3.90	105.4	18.6	0.411	0.072	0.70	1.18	3.5	- 0.96	30.60
J	3.23	4.10	141.4	16.1	0.579	0.066	0.76	1.40	3.5	- 1.67	28.93
A	3.10	4.20	149.3	15.7	0.627	0.066	0.74	1.43	3.5	- 1.83	27.10

TAUX DE REGULARISATION 65 %

mois	Apports ($10^6 m^3$)	Surfaces (km^2)	Evaporation (mm)	Infiltration (mm)	V. évaporé ($10^6 m^3$)	V. infiltré ($10^6 m^3$)	V. consommé ($10^6 m^3$)	Consomma- tion ($10^6 m^3$)	V. besoin ($10^6 m^3$)	$\Delta V = app - \Sigma V_{com}$ ($10^6 m^3$)	V. fin du mois ($10^6 m^3$)
S	3.27	0.50	97.3	16.2	0.048	0.008	0.74	0.79	3.8	-1.32	8.68
O	4.95	1.10	31.9	24.7	0.035	0.027	0.67	0.73	3.8	0.42	9.10
N	5.68	1.40	0	28.4	0	0.039	0.66	0.69	3.8	1.19	10.29
D	7.62	1.77	0	38.1	0	0.067	0.62	0.68	3.8	3.14	13.43
J	8.24	2.20	0	41.2	0	0.090	0.60	0.71	3.8	3.73	17.16
F	7.92	2.52	0	39.6	0	0.099	0.60	0.69	3.8	3.43	20.59
M	8.94	3.00	27.2	44.7	0.081	0.134	0.62	0.83	3.8	4.31	24.90
A	7.40	3.42	17.0	37.0	0.058	0.126	0.63	0.81	3.8	2.79	27.69
M	5.93	3.68	53.7	29.6	0.197	0.108	0.66	0.96	3.8	1.17	28.86 *
J	3.72	3.90	105.4	18.6	0.411	0.072	0.70	1.18	3.8	-1.26	27.60
J	3.23	4.10	141.4	16.1	0.579	0.066	0.76	1.40	3.8	-1.97	25.63
A	3.10	4.20	149.3	15.7	0.627	0.066	0.74	1.43	3.8	-2.13	23.50

TAUX DE REGULARISATION 70%

mois	Apports ($10^6 m^3$)	Surfaces (km^2)	Evaporation (mm)	Infiltration (mm)	V. évaporé ($10^6 m^3$)	V. infiltré ($10^6 m^3$)	V. consommé ($10^6 m^3$)	Consomma- tion ($10^6 m^3$)	V. besoin ($10^6 m^3$)	$\Delta V = app - \Sigma V_{cons}$ ($10^6 m^3$)	V. fin du mois
S	3.27	0.50	97.3	16.2	0.048	0.008	0.74	0.79	4.1	-1.62	8.38
O	4.95	1.10	31.9	24.7	0.035	0.027	0.67	0.73	4.1	0.12	8.50
N	5.68	1.40	0	28.4	0	0.039	0.66	0.69	4.1	0.89	9.39
D	7.62	1.77	0	38.1	0	0.067	0.62	0.68	4.1	2.84	12.23
J	8.24	2.20	0	41.2	0	0.090	0.60	0.71	4.1	3.43	15.66
F	7.92	2.52	0	39.6	0	0.099	0.60	0.69	4.1	3.13	18.79
M	8.94	3.00	27.2	44.7	0.081	0.134	0.62	0.83	4.1	4.01	22.80
A	7.40	3.42	17.0	37.0	0.058	0.126	0.63	0.81	4.1	2.49	25.29
M	5.93	3.68	53.7	29.6	0.197	0.108	0.66	0.96	4.1	0.87	26.16*
J	3.72	3.90	105.4	18.6	0.411	0.072	0.70	1.18	4.1	-1.56	24.60
J	3.23	4.10	141.4	16.1	0.579	0.066	0.76	1.40	4.1	-2.27	22.33
A	3.10	4.20	149.3	15.7	0.627	0.060	0.74	1.43	4.1	-2.43	19.90

TAUX DE REGULARISATION 75%

mois	Apports ($10^6 m^3$)	Surfaces (km^2)	Evaporation (mm)	Infiltration (mm)	V. évaporé ($10^6 m^3$)	V. infiltré ($10^6 m^3$)	V. consommé ($10^6 m^3$)	Consommation ($10^6 m^3$)	V. besoin ($10^6 m^3$)	$\Delta V = \text{app.} - \text{Ev.} - \text{cons.}$ ($10^6 m^3$)	V. fin du mois ($10^6 m^3$)
S	3.27	0.50	97.3	16.2	0.048	0.008	0.74	0.79	4.3	- 1.82	8.18 ¹
O	4.95	1.10	31.9	24.7	0.035	0.027	0.67	0.73	4.3	- 0.08	8.10
N	5.68	1.40	0	28.4	0	0.039	0.66	0.69	4.3	0.69	8.79
D	7.62	1.77	0	38.1	0	0.067	0.62	0.68	4.3	2.64	11.43
J	8.24	2.20	0	41.2	0	0.090	0.60	0.71	4.3	3.23	14.66
F	7.92	2.52	0	39.6	0	0.099	0.60	0.69	4.3	2.93	17.59
M	8.94	3.00	27.2	44.7	0.081	0.134	0.62	0.83	4.3	3.81	21.40
A	7.40	3.42	17.0	37.0	0.058	0.126	0.63	0.81	4.3	2.29	23.69
M	5.93	3.68	53.7	29.6	0.197	0.108	0.66	0.96	4.3	0.67	24.36*
J	3.72	3.90	105.4	18.6	0.411	0.072	0.70	1.18	4.3	- 1.76	22.60
J	3.23	4.10	141.4	16.1	0.579	0.066	0.76	1.40	4.3	- 2.47	20.13
A	3.10	4.20	149.3	15.7	0.627	0.066	0.74	1.43	4.3	- 2.63	17.50

TAUX DE REGULARISATION 80%

Mois	Apports ($10^6 m^3$)	Surfaces (km^2)	Evaporation (mm)	Infiltration (mm)	V. évaporé ($10^6 m^3$)	V. infiltré ($10^6 m^3$)	V. consommé ($10^6 m^3$)	Consommation ($10^6 m^3$)	V. besoin ($10^6 m^3$)	$\Delta V = app. - \sum V_{cons}$ ($10^6 m^3$)	V_{pin} du mois ($10^6 m^3$)
S	3.27	0.50	97.3	16.2	0.048	0.008	0.74	0.79	4.6	- 2.12	7.88
O	4.95	1.10	31.9	24.7	0.035	0.027	0.67	0.73	4.6	- 0.38	7.50
N	5.68	1.40	0	28.4	0	0.039	0.66	0.69	4.6	0.39	7.89
D	7.62	1.77	0	38.1	0	0.067	0.62	0.68	4.6	2.34	10.23
J	8.24	2.20	0	41.2	0	0.090	0.60	0.71	4.6	2.93	13.16
F	7.92	2.52	0	39.6	0	0.099	0.60	0.69	4.6	2.63	15.79
M	8.94	3.00	27.2	44.7	0.081	0.134	0.62	0.83	4.6	3.51	19.30
A	7.40	3.42	17.0	37.0	0.058	0.126	0.63	0.81	4.6	1.99	21.29
M	5.93	3.68	53.7	29.6	0.197	0.108	0.66	0.96	4.6	0.37	21.66 *
J	3.72	3.90	105.4	18.6	0.411	0.072	0.70	1.18	4.6	- 2.06	19.60
J	3.23	4.10	141.4	16.1	0.579	0.066	0.76	1.40	4.6	- 2.77	16.83
A	3.10	4.20	149.3	15.7	0.627	0.066	0.74	1.43	4.6	- 2.93	13.90

TAUX DE REGULARISATION

85%

Mois	Apports ($10^6 m^3$)	Surfaces (km^2)	Evaporation (mm)	Infiltration (mm)	V. évaporé ($10^6 m^3$)	V. infiltré ($10^6 m^3$)	V. consommé ($10^6 m^3$)	Consomma- tion ($10^6 m^3$)	V. besoin ($10^6 m^3$)	$\Delta V = app - \sum V_{cons}$ ($10^6 m^3$)	V. fin du mois ($10^6 m^3$)
S	3.27	0.50	97.3	16.2	0.048	0.008	0.74	0.79	4.9	-2.42	7.58
O	4.95	1.10	31.9	24.7	0.035	0.027	0.67	0.73	4.9	-0.68	6.90
N	5.68	1.40	0	28.4	0	0.039	0.66	0.69	4.9	0.09	6.99
D	7.62	1.77	0	38.1	0	0.067	0.62	0.68	4.9	2.04	9.03
J	8.24	2.20	0	41.2	0	0.090	0.60	0.71	4.9	2.63	11.66
F	7.92	2.52	0	39.6	0	0.099	0.60	0.69	4.9	2.33	13.99
M	8.94	3.00	27.2	44.7	0.081	0.134	0.62	0.83	4.9	3.21	17.20
A	7.40	3.42	17.0	37.0	0.058	0.126	0.63	0.81	4.9	1.69	18.89
M	5.93	3.68	53.7	29.6	0.197	0.108	0.66	0.96	4.9	0.07	18.96 *
J	3.72	3.90	105.4	18.6	0.411	0.072	0.70	1.18	4.9	-2.36	16.60
J	3.23	4.10	141.4	16.1	0.579	0.066	0.76	1.40	4.9	-3.07	13.53
A	3.10	4.20	149.3	15.7	0.627	0.066	0.74	1.43	4.9	-3.23	10.30

TAUX DE REGULARISATION 90%

Mois	Apports ($10^6 m^3$)	Surfaces (km^2)	Evaporation (mm)	Infiltration (mm)	V. évaporé ($10^6 m^3$)	V. infiltré ($10^6 m^3$)	V. consommé ($10^6 m^3$)	Consomma- tion ($10^6 m^3$)	V. besoin ($10^6 m^3$)	$\Delta V = app - \sum V_{cond}$ ($10^6 m^3$)	V. fin du mois ($10^6 m^3$)
S	3.27	0.50	97.3	16.2	0.048	0.008	0.74	0.79	5.2	- 2.72	7.28
O	4.95	1.10	31.9	24.7	0.035	0.027	0.67	0.73	5.2	- 0.98	6.30
N	5.68	1.40	0	28.4	0	0.039	0.66	0.69	5.2	- 0.21	6.09
D	7.62	1.77	0	38.1	0	0.067	0.62	0.68	5.2	1.74	7.83
J	8.24	2.20	0	41.2	0	0.090	0.60	0.71	5.2	2.33	10.16
F	7.92	2.52	0	39.6	0	0.099	0.60	0.69	5.2	2.03	12.19
M	8.94	3.00	27.2	44.7	0.081	0.134	0.62	0.83	5.2	2.91	15.10
A	7.40	3.42	17.0	37.0	0.058	0.126	0.63	0.81	5.2	1.39	16.49*
M	5.93	3.68	53.7	29.6	0.197	0.108	0.66	0.96	5.2	- 0.23	16.26
J	3.72	3.90	105.4	18.6	0.411	0.072	0.70	1.18	5.2	- 2.66	13.60
J	3.23	4.10	141.4	16.1	0.579	0.066	0.76	1.40	5.2	- 3.37	10.23
A	3.10	4.20	149.3	15.7	0.627	0.066	0.74	1.43	5.2	- 3.53	6.7

TAUX DE REGULARISATION 95 %

Mois	Apports ($10^6 m^3$)	Surfaces (km^2)	Evaporation (mm)	Infiltration (mm)	V. évaporé ($10^6 m^3$)	V. infiltré ($10^6 m^3$)	V. consommé ($10^6 m^3$)	Consomma- tion ($10^6 m^3$)	V. besoin ($10^6 m^3$)	$\Delta V = app - \Sigma V_{cons}$ ($10^6 m^3$)	V. fin du mois ($10^6 m^3$)
S	3.27	0.50	97.3	16.2	0.048	0.008	0.74	0.79	5.5	-3.02	6.98
O	4.95	1.10	31.9	24.7	0.035	0.027	0.67	0.73	5.5	-1.28	5.70
N	5.68	1.40	0	28.4	0	0.039	0.66	0.69	5.5	-0.51	5.19
D	7.62	1.77	0	38.1	0	0.067	0.62	0.68	5.5	1.44	6.63
J	8.24	2.20	0	41.2	0	0.090	0.60	0.71	5.5	2.03	8.66
F	7.92	2.52	0	39.6	0	0.099	0.60	0.69	5.5	1.73	10.39
M	8.94	3.00	27.2	44.7	0.081	0.134	0.62	0.83	5.5	2.61	13.00
A	7.40	3.42	17.0	37.0	0.058	0.126	0.63	0.81	5.5	1.09	14.09 *
M	5.93	3.68	53.7	29.6	0.197	0.108	0.66	0.96	5.5	-0.53	13.56
J	3.72	3.90	105.4	18.6	0.411	0.072	0.70	1.18	5.5	-2.96	10.60
J	3.23	4.10	141.4	16.1	0.579	0.066	0.76	1.40	5.5	-3.67	6.93
A	3.10	4.20	149.3	15.7	0.627	0.066	0.74	1.43	5.5	-3.83	3.10

- . Taux de régularisation Tx = 95 %
- Apport utilisable = $66,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
- Vut:/ha = $14,2 \cdot 10^3 \text{ m}^3$
- Si = 4683 ha
- Vb = $5,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Nous obtenons un taux optimal de 60 % - correspondant à un volume utile de $31,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

Récapitulation des deux méthodes -

Tableau n° 25-

Méthode	V utile 10^6 m^3
Dimensionnement graphique	31.8
Analytique de régularisation	31.5.

Nous adoptons la valeur Vu = $31,8 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Niveau normal de la retenue.

$$\text{Vu} = 31,8 \cdot 10^6 \text{ m}^3 \quad \text{NNR} = 102,00 \text{ m.}$$

I. 11.- LAMINAGE DES CRUES -
=====

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

La méthode utilisée pour le laminage est une méthode graphique. Son principe est basé par le bilan des volumes affluents évacués dans la retenue pendant la durée de la crue qui se fait d'heure en heure, afin de connaître les variations du plan d'eau.

Enfin, 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.

I. 11.1 - Choix de la crue de projet -
=====

Compte tenu du laminage important dans la retenue, le débit évacué correspondant à la crue de projet de fréquence millénaire est de l'ordre de $967 \text{ m}^3 / \text{s}$ et ce, pour offrir la sécurité nécessaire à l'ouvrage projeté.

I.11.2. - Détermination de la hauteur de la lame deversante -
=====

-Méthode de CREAGER

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 $V + \frac{A}{2}$ et $V - \frac{DV}{2}$ avec une longueur de déversoir choisie arbitrairement.

A partir de la formule : $Q_d = mL \sqrt[3/2]{2g} H_d$

L : longueur du déversoir (m)

m : coefficient de corrélation du débit = 0,5

Hd : hauteur de la lame deversante (m)

Qj : débit déversé (m^3 / s) X

Nous traçons la courbe du débit laminé en fonction des hauteurs des lames deversantes $Q_d = f(h_d)$

X - Intervalle de temps est d'une heure.

TABLEAU N° 26

hd (m)	Qd (m ³ /s)	$\frac{Qd}{2}$ (m ³ /s)	$\frac{DV=sQd}{2} \frac{st}{2(10 \text{ m}^3)}$
0,5	23,49	11,74	0,04
1	66,44	33,22	0,12
1,5	122,06	61,03	0,22
2	187,92	93,96	0,34
2,5	262,63	131,31	0,47
3	345,24	172,62	0,62

- Tableau n° 27. -

Q m^3 / s	$V = \frac{Q_i + Q_{i+1} Dt}{2}$ $(10^6 m^3)$	hd (m)	Qd (m)
5,0	0,009	0,003	0,5
10,0	0,027	0,005	0,8
17,5	0,049	0,025	1,6
43,0	0,109	0,070	4,0
75,0	0,212	0,16	7,2
163,5	0,430	0,35	16
267,0	0,775	0,68	48
365,0	1,137	1,13	120
510,0	1,575	1,69	288
900	2,539	2,57	712
967,0	3,360	2,90	765
900	3,360	2,68	719
606,0	2,710	2,15	477
375,0	1,765	1,76	195
260,0	1,143	0,88	86
183,0	0,800	0,74	52
120,0	0,545	0,60	32
88,0	0,374	0,29	10,1
55,0	0,257	0,12	6,5
36,0	0,164	0,067	3,1
25,0	0,110	0,056	2,4
14,0	0,070	0,02	1,1
5,0	0,034		
0	0,009		

CHAPITRE SECOND

ÉTUDE GÉOLOGIQUE

II. 1 - SITUATION GEOGRAPHIQUE -

=====

Le barrage de retenue de Boukourdane sera réalisé sur l'oued El-Hachem, dans la Wilaya de Tipasa.

Le site choisi se trouve à l'amont de Sidi-Amar, à 13 Km au Sud-Est de Cherchell, au point de coordonnées :

X = 464,9 Y = 359,4 Z = 70,00

Le barrage régularise les eaux des divers oues, qui par leur confluence, donnent naissance à l'oued El-Hachem.

Il est prévu, de plus, d'alimenter ce barrage par des prélèvements effectués par pompage sur l'oued Nador au point de coordonnées :

X = 473,29 Y = 361,55 Z = 25,0

à 9 km environ du site du barrage dans la direction Est-Nord-Est.

II. 2 - RECONNAISSANCES EFFECTUEES -

=====

En l'état actuel de l'étude existent :

- Levée géologique au 1 : 4000 de la retenue.
- Levée géologique au 1 : 1000 du site du barrage.
- Campagne de sondages sur 80 m de profondeur, S₁ à S₄ sur l'axe du barrage et S₅ au sud de cet axe.

- Campagne complémentaire de 20 sondages carottés.
- Campagne de géophysique : sismique sur le site du barrage et sondages électriques à l'amont du site et en quelques secteurs voisins pour la recherche des matériaux.
- Campagne de 18 puits pour la recherche et l'analyse des matériaux.
- Reconnaissance du terrain, site du barrage et retenue.

II. 3 - GEOLOGIE - =====

L'oued El-Hachem, produit de la confluence de l'Oued Boukadir, de l'Oued Tegdza, de l'oued Nachef et de l'oued Fedjana, traverse du Sud au Nord un massif de roches hypovolcaniques basiques surmonté de coulées basaltiques très altérées.

Ces roches paraissent appartenir en majeure partie à la famille des Dolérites. Rencontrées saines, alors extrêmement dures, elles sont à la cassure esquilleuse, de couleur gris foncé.

Des marnes gris-verdâtres reposent sur ce massif en aval du site et sur sa rive gauche. Elles sont surmontées de marnes gris-bleuté à intercalations de marnes silicifiées, de grés argileux, de ciments, de graviers.

II. 3-1 - GEOLOGIE DU SITE - =====

Le site retenu pour le barrage orienté de E.W, environ 1300 m au Sud du centre de Sidi-Amar et environ 900 m au Nord du pont de l'oued Fedjana repose entièrement sur un massif de roches hypovolcaniques de type doléritique.

Des accidents, d'origine en partie tectonique, ne devraient pas poser de problèmes pour le barrage projeté, étant donné que la roche est pratiquement imperméable.

II. 3-2 - GEOLOGIE DE LA RETENUE -
=====

L'étanchéité de la retenue paraît tout à fait assurée à la fois par la structure synclinale dans laquelle elle se développe et aussi par la nature, le plus souvent argileuse et donc très peu perméable des divers niveaux pliocènes qui seront baignés.

Comme toujours, des injections seront cependant nécessaires à proximité du barrage.

II. 3-3 - GEOLOGIE TECHNIQUE -
=====

Des sondages à la pelle rétro ont été réalisés rencontrant une fondation hétérogène du massif de dolérites et des alluvions.

Il existe plusieurs zones d'emprunt et ce en raison de l'hétérogénéité des matériaux.

II. 4 - CONSEQUENCE POUR LE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE -
=====

Les trois éléments qui paraissent prédominants à ce sujet sont :

- Hétérogénéité foncière et généralisée du massif de dolérite.
- La grande altération en argile qui l'affecte assez souvent.
- L'épaisseur des alluvions et leur nature argileuse.

II. 4-1 - HETEROGENEITE ET ALTERATION DES DOLERITES -
=====

Les carottes et les affleurements montrent des hétérogénéités extrêmement serrés qui débitent la roche en fragments juxtaposés et imbriqués, mais qui d'une part se dissocient facilement et, d'autre part, favorisent l'altération ultérieure et la transformation en argile.

Pour un barrage en béton, ces caractéristiques présenteraient plusieurs inconvénients majeurs :

- Des qualités mécaniques souvent très médiocres en moyenne.
- Une résistance au cisaillement souvent faible.
- Des difficultés d'exécution des fouilles non négligeables avec ces roches très hétérogènes et des zones fiables où l'on ne saurait guère où arrêter l'excavation.

II. - 4.2 - LES ALLUVIONS - =====

Nous avons vu que les terrains meubles sont souvent assez épais, ce qui poserait un problème difficile pour excaver une pareille épaisseur d'alluvions argileuses (8 m) puis d'argile (11 m) avant d'atteindre le rocher.

II. - 4.3 - CONCLUSIONS - =====

Devant ces conditions géologiques qui sont toutes peu favorables ou même nettement défavorables, il est préférable de s'orienter maintenant et plus spécialement vers le barrage en terre.

Une digue en terre à noyau argileux est le parti le mieux adapté, non seulement aux conditions géologiques et topographiques mais aussi en raison de la possibilité de trouver à proximité raisonnable, ses trois constituants principaux.

II. 5 - BARRAGE EN TERRE A NOYAU ARGILEUX -
 =====

II. 5.1 - AVANTAGES DE CE TYPE D'OUVRAGE -
 =====

Un ouvrage de ce genre est tout à fait adapté à une fondation hétérogène, puisqu'il peut subir des déformations plus importantes que celles que l'on peut attendre ici des hétérogénéités du massif de dolérites et des alluvions du thalweg.

Il est 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.

II. 5.2 - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES MATERIAUX -
 =====

Matériaux	Alluvions	Argile	Unité
Angle de frottement	35°	22°	degré
Perméabilité	10 ⁻⁴	10 ⁻⁸	m/s
Cohésion	0	2	t/m ²
Densité saturée	2,2	2,12	t/m ³
Densité sèche	1,94	2,00	t/m ³

Les alluvions présentent une résistance au cisaillement assez élevée quant à l'argile elle présente une bonne résistance au cisaillement.

II. 5 - 3 - ZONES D'EMPRUNT -
=====

L'étude des matériaux d'emprunt est effectuée sur des échantillons prélevés dans les zones présumées favorables à la fourniture des matériaux.

Dans notre cas, nous disposons de plusieurs zones d'emprunt variant sur une distance de 0,5 à 8 km susceptibles de fournir les matériaux de construction nécessaires à l'ouvrage, transportés par le réseau routier existant.

Enfin, pour éviter tout mécompte au moment de la réalisation, il est indispensable de rechercher un volume de matériaux aptes à la construction du barrage égal à 1,5 à 2 fois le volume du barrage.

ETUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE

I - CONCEPTION DE LA DIGUE :

1.1. Dimensionnement de la digue :

* Hauteur du barrage :

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

- Niveau normal de retenue :

La hauteur normale de retenue est calculée compte tenu de la capacité utile à stocker, de la tranche morte prévue en fond de retenue pour emmagasiner les dépôts, et de la tranche correspondant aux pertes par évaporation et par infiltration.

- Niveau des plus hautes eaux :

La charge maximale au dessus du déversoir de crues dépend des caractéristiques de l'évacuateur de crue définies en fonction de l'hydrologie du bassin versant de la retenue et du laminage des crues par la retenue.

Le niveau des plus hautes eaux est le niveau normal de la retenue majoré de la charge sur le déversoir de crue.

- Revanche :

La revanche représente une hauteur de sécurité contre les effets de vent et de propagation des vagues lorsque celles-ci rencontrent le barrage.

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

- Formule de **STEVENSON** :

$$R = 0,75 H + \frac{v^2}{2g}$$

$$H = 0,76 + 0,032 \sqrt{W.F} - 0,26 \sqrt{F}$$

H : hauteur des vagues (m).

W : vitesse du vent maximale (28 m/s).

F : Fetch (4,8 Km).

$\frac{v^2}{2g}$: effet de projection des vagues vers le haut du parement.

$$V = 1,5 + 2 H.$$

- Formule de MALLET ET PACQUANT

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

a : coefficient de sécurité (a = 0,5)

$$V = 1,5 + 0,66 H$$

$$H = 0,5 + 0,33 \sqrt{F}$$

H exprimée en m et F en Km.

- Formule simplifiée

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

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau n° 28

Formules	Revanche (m)
- STEVENSON	1,01
- MALLET ET PACQUANT	2,00
- Simplifiée	1,65

Nous adoptons une valeur de R = 1,5 m.

* Détermination de la hauteur du barrage.

$$H_b = H_c + H_e$$

H_b = hauteur du barrage (m)

H_c = hauteur de couronnement du barrage (m)

$$H_c = H + H_d + H_s$$

H = hauteur normale de retenue (32 m)

H_d = hauteur déversée (2,9 m)

H_s = hauteur de sécurité $H_s = R + 1,5$

H_e = hauteur d'évacuation (m)

Les résultats obtenus sont :

$$H_c = 38 \text{ m}$$

$$H_b = 43 \text{ m.}$$

* Largeur en crête du barrage :

La largeur en crête d'un barrage doit être suffisante pour qu'il n'y ait pas de circulation d'eau importante dans l'ouvrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine.

La largeur se détermine comme suit :

$$L = 1,65 \sqrt{H} \quad (1)$$

$$L = 3,6 \sqrt[3]{H} - 3 \quad (2)$$

$$L = 1 + 1,1\sqrt{H} \quad (3)$$

H étant la hauteur du barrage exprimée en (m) et L en (m).

Tableau n° 29

Formules	Largeur (m)
(1) KNAPPEN	10,80
(2)	9,45
(3) E.F. PREECE	8,21

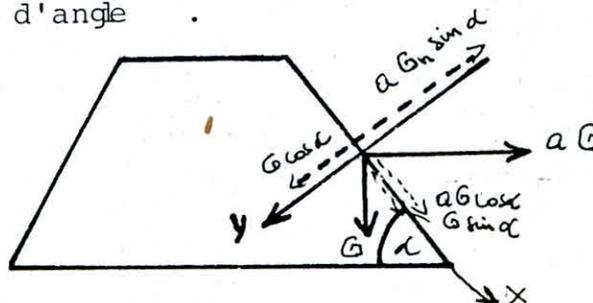
Nous adoptons la valeur de $L = 10$ m.

* Pente des TALUS

La pente des talus du barrage en terre est fixée par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations

Nous nous proposons des pentes qui paraissent optimales, selon la nature des matériaux 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 .



- Inventaire des forces :

- suivant l'axe X : $\sum F_a = G [\sin \alpha + a \cos \alpha]$
- suivant l'axe Y : $\sum F_p = G [\cos \alpha + a \sin \alpha]$

α : angle du talus.

pour qu'il y ait stabilité de la particule :

$$\sum F_p > \sum F_a.$$

pour assurer la stabilité de la particule :

$$\frac{\sum F_p}{\sum F_a} = \frac{K}{f}$$

K : coef. de sécurité qui dépend des matériaux (K = 1,05)

f : coef. de frottement : $f = \operatorname{tg} \varphi$

φ : angle de frottement de la pierre avec le talus.

Après transformations mathématiques, nous obtenons :

$$m = \operatorname{ctg} \alpha \frac{1 + a \operatorname{Tg} \varphi}{\operatorname{Tg} \varphi - a}$$

m : étant le fruit aval.

a : coefficient sismique (0,12)

* Valeurs numériques

- talus aval : m = 2

- talus amont : $m_1 = 1,1$ m = 2,17.

* Valeurs déduites

D'après le tableau donnant les pentes en fonction des hauteurs et type de barrages, nous obtenons :

- talus aval : m = 2

- talus amont $m_1 = 2,5$

* Risberme :

Pour contribuer à la stabilité du barrage et pour servir d'accès, une risberme de 4 m à la côte 93 et une autre de 20 m à la côte 85 ont été prévues à l'aval de l'ouvrage.

1.2. Dimensionnement du noyau :

En réalité, il n'y a pas de règles générales pour dimensionner le noyau, on procède alors à un prédimensionnement, ensuite, on vérifie la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \leq I \text{ adm}$$

I : gradient hydraulique du noyau:

ΔH : différence de charge du noyau

ΔL : largeur moyenne du noyau

$$\Delta L = \frac{l_1 + l_2}{2}$$

l_1 : largeur à la crête du noyau (6 m)

l_2 : largeur à la base du noyau (26 m)

m : talus du noyau (0,25)

H : hauteur du noyau (40 m).

Nous adoptons une hauteur du noyau supérieure au niveau des plus hautes eaux ainsi, nous éviterons le siphonnage dû à l'effet de capillarité par dessus de la crête du noyau.

II - RESEAU D'ECOULEMENT :

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 de la digue.

Lorsque la capacité d'infiltration augmente, elle provoque le phénomène de "renard" d'où la destruction de l'ouvrage.

2.2. Ligne de saturation :

La ligne de saturation du massif du barrage est, en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Son allure dépend des caractéristiques de perméabilité des matériaux de construction.

D'après KOZENY, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer "O" est situé au pied du parement aval du barrage et ce, par l'équation suivante :

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

X, Y : coordonnées de la parabole

Y_0 : ordonnée de la parabole.

$$Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d \text{ [m]}$$

H : hauteur d'eau correspondant au NNR [32 m]

$$d = l_2 - 0,7 l \text{ [m]}$$

l_2 : largeur à la base du noyau [26 m]

l : Hm

m : fruit du talus du noyau (0,25)

* Application numérique :

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

$$d = 21,1 \text{ m}$$

$$Y_0 = 17,2 \text{ m.}$$

- Tracé de la ligne de saturation :

Tableau n° 30

X	-8,6	-4	-2	0	3	7	10	15	20
Y	0	12,58	15,06	17,20	19,97	23,16	25,30	28,50	31,36

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

$$a + a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha}$$

l : angle du noyau

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

$m(\alpha)$: fonction de l'angle du noyau.

$$\alpha = 74,5 \text{ ----} \rightarrow m(\alpha) = 0,294$$

$$\text{nous obtenons : } a + \Delta a = 23,47$$

$$a = 6,90$$

$$a = 16,57.$$

L'ordonnée à la sortie du noyau :

$$h_1 = \sqrt{2 L y_0 \frac{K_1}{K} + H_0^2}$$

L : longueur du massif aval (100 m)

h_0 : niveau d'eau à l'aval (1,0 m)

K_1 : perméabilité du noyau $[10^{-8} \text{ m/s}]$

K : perméabilité de la recharge $[10^{-4} \text{ m/s}]$

d'où $h_1 = 1,16 \text{ m.}$

2.3. Débit de fuite :

Nous évaluons le débit de fuite dû aux infiltrations, en appliquant la loi de DARCY.

$$Q = K_1 \cdot I \cdot S.$$

K_1 : coefficient de perméabilité du noyau 10^{-8} m/s

S : aire soumise à l'infiltration.

$$\text{d'où } q dx = K_1 Y dy$$

$$q = K_1 \frac{dy}{dx} Y$$

$$I = \frac{dY}{dX} : \text{gradient hydraulique}$$

Après intégration, nous obtenons :

$$q = K_1 \frac{h_1 - h_0}{2 L} = 1,7210^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

2.4. Phénomène de "renard" :

La circulation d'eau d'infiltration au sein du barrage et de ses fondations peut mettre en danger la stabilité de l'ouvrage en amorçant 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, sont entraînés à leur tour.

Il se forme ainsi un tunnel où la circulation d'eau est aisée.

La distance de percolation à travers le terrain diminue, le gradient hydraulique augmente, le phénomène a donc tendance à s'amplifier jusqu'à ce que le "renard" débouche dans la retenue amont.

A ce moment là, il se forme une fuite brutale et importante causant un accident grave et pouvant même amener la ruine complète de l'ouvrage.

Ce genre de rupture peut se produire au bout de plusieurs années d'exploitation apparemment normale.

Nous constatons que le danger est d'autant plus grand que le risque d'entraînement des grains est élevé.

Plus les grains sont de petit diamètre, plus ils sont facilement entraînés 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 :

$$L_V + \frac{1}{3} L_H \gg C H.$$

L_V : cheminement vertical

L_H : cheminement horizontal

H : Hauteur du barrage

C : coefficient dépendant de la nature du terrain.

Dans notre cas, afin d'éviter le phénomène de "renard", on prévoit un voile d'étanchéité dont le but principal est de traiter la perméabilité des fissures des dolérites.

Le voile pénètre sous le terrain naturel, tant sous le couronnement de la digue, qu'au large, sur chacune des rives.

Le traitement s'effectue en créant des obstructions par lesquelles nous procédons à des injections de coulis.

Des forages de contrôle, situés dans le plan du voile, seront, systématiquement réalisés pour juger de l'efficacité des injections.

2.5. Vérification des dimensions du noyau :

Les dimensions adoptées doivent satisfaire la condition suivante :

$$J = \frac{\Delta}{\Delta} \frac{H}{L} \leq J \text{ adm} = (6 - 12)$$

H : différence de charge à l'entrée et à la sortie du noyau
16 m

L : largeur moyenne du noyau 16 m

$$J = 1 < J \text{ adm.}$$

Le gradient hydraulique étant faible, alors les dimensions considérées sont satisfaisantes.

III - DISPOSITIFS DE PROTECTION CONTRE LES EFFETS DE L'EAU :

3.1. Drains et filtres :

* Rôle :

Du fait de la charge hydraulique, à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif même du barrage et dans ses fondations, bien que le choix des matériaux de construction et de l'implantation de l'ouvrage aient été faits de manière à limiter les débits d'infiltration.

Un danger pourrait alors subsister avec une roche aussi intimement fracturée, à savoir la progression ultérieure des sous-pressions pouvant finalement nuire à la stabilité de l'ouvrage : c'est pourquoi un important réseau de drainage est prévue, afin de pouvoir rabattre efficacement toute sous-pression intempestive qui pourrait se manifester. Ce réseau de drainage est composé de drains et filtres.

* Constitution :

Les drains sont constitués de graviers perméables quant aux filtres, ils sont constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines, assurant la transition entre le drain et les éléments des terres drainées.

Un filtre ne doit ni se dégrader par entrainement de ses éléments, ni se colmater. Pour cela, nous utilisons des sables dont le coefficient d'uniformité $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ est inférieur à 2.

D_{10}

* Dimensions :

. Les filtres amont séparant les différents constituants sont :

- un filtre fin sur toute la hauteur du noyau [e = 3 m]
- un filtre grossier séparant les alluvions grossières [e = 3 m]

. la recharge aval est séparée du noyau par un filtre fin 3 m et un filtre grossier [e = 3 m]

. le tapis drainant aval (e = 3 m) réalisé sous la recharge aval.

3.2. Organes d'étanchéité :

La terre du remblai n'est pas suffisamment imperméable pour constituer un barrage homogène, pour cela nous équipons le barrage d'un organe d'étanchéité spécial.

La technique la plus couramment mise en oeuvre est le noyau en matériaux argileux compactés.

A sa partie supérieure, sa protection est assurée en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée en enrobé bitumineux. Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau, un drain filtre, vers l'aval pour recueillir les eaux de percolation, vers l'amont pour absorber les eaux de ressuyage après vidange. Vers le bas, nous assurons la continuité de l'étanchéité en raccordant celle-ci à la fondation imperméable.

Dans notre cas, le noyau est constitué de limons argileux et l'épaisseur des filtres est de 6 m de part et d'autre de celui-ci.

3.3. Protection des talus :

Les talus d'un barrage en terre sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluies, aux "renards" provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage et, en ce qui concerne le parement amont, à l'attaque des vagues. Il y a donc lieu de prévoir une protection des talus.

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

Le talus amont est protégé contre le batillage par un enrochement en vrac, rangé à la main, et ce du fait de sa facilité et son économie.

L'épaisseur des rip-rap amont et aval est de 1 m et recouvre l'ensemble de la digue.

IV - ETUDE DE LA STABILITE :

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

Il n'existe pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un tel système sans faire d'hypothèse. Pour arriver à un résultat, nous sommes obligé de se donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement.

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 mais celle qui est la plus couramment utilisée est celle de **Fellenius** perfectionnement par **Bishop**.

Principe de la méthode utilisée :

Nous admettons que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire, et qu'elle se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface.

Inventaire des forces :

G_n : poids de la tranche ;

N_n : composante normale de G ;

T_n : composante tangentielle de G de la tranche ramenée au niveau du cercle de glissement ;

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.

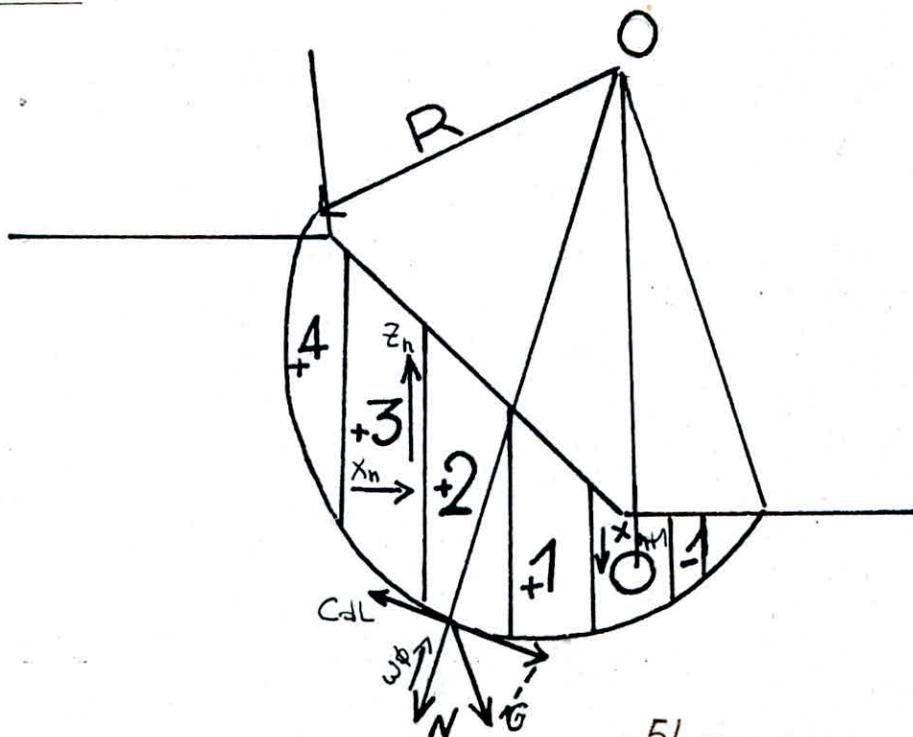
$$X_{n+1} = X_n$$

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

b : étant la largeur de chaque tranche due au glissement.

On considère $b = 10$ m.

Schéma :



La tranche interceptée par la verticale menée du centre du cercle \bar{O} portera le numéro 0. Les tranches du talus amont seront numérotées positivement et celles du talus aval négativement.

* les forces résistantes sont :

- force de frottement $(N - P dl) \operatorname{tg} \varphi$

N : composante normale de G.

P : pression intersticielle.

dl : portion de cercle de glissement interceptée par la tranche considérée.

- force de cohésion C dl

C : cohésion.

- force motrice : T

T : composante tangentielle de G.

Le coefficient de sécurité contre le glissement :

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

$$K_s = \frac{R \sum (N - pdl) \operatorname{tg} \varphi + \sum (cdl) R}{R \sum T} = \frac{\sum (N - pdl) \operatorname{tg} \varphi + \sum cdl}{\sum T}$$

$$K_s = \frac{\sum (N - pdl) \operatorname{tg} \varphi + cl}{\sum T}$$

l : longueur de l'arc de cercle situé dans la partie saturée.

le poids de la tranche "n" se détermine comme suit :

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

b : largeur d'une tranche (m).

γ_1 : Densité de la zone du massif situé au dessus de la ligne de saturation (densité sèche).

γ_2 : Densité de la zone du massif situé au dessous de la ligne phréatique (densité saturée).

γ_3 : densité de l'assise.

h'_n : hauteur moyenne de la partie de la tranche non saturée.

h''_n : hauteur moyenne de la partie de la tranche saturée.

h'''_n : hauteur moyenne de la partie de la tranche appartenant à l'assise.

Comme l'assise est imperméable, h''_n est nulle alors nous obtenons :

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

Nous déterminons les forces considérées d'après le schéma précédent :

- force tangentielle T :

$$T_n = G_n \sin \alpha_n$$

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

n : numéro de la tranche

n_t : nombre des tranches

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

- composante normale N :

$$N_n = G_n \cos \alpha_n$$

$$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{n_t}\right)^2} \quad \text{d'où } N_n = G_n \sqrt{1 - \left(\frac{n}{n_t}\right)^2}$$

- Pression intersticielle P :

$$Pd_l = \gamma h_p d_l \quad d_l = \frac{b}{\cos \alpha_n}$$

γ : poids spécifique de l'eau $[1 \text{ t/m}^3]$

d'où :

$$K_s = \frac{\sum (G_n \sqrt{1 - \left(\frac{n}{n_t}\right)^2} - \gamma h_p \frac{b}{\cos \alpha_n}) \operatorname{tg} \varphi + \sum \left\{ c \frac{b}{\cos \alpha_n} \right\}}{\sum (G_n \sin \alpha_n)}$$

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

- talus amont :

. fin de construction (réservoir vide)

. vidange rapide.

Tc...s mon' d. Fir d. Construction.

$$R = 80 \text{ m.}$$

N° b.	b	h'	γ'	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	σ_n	$\sigma_n \cdot \sin \alpha$	$\sigma_n \cdot \cos \alpha$	$\tan \varphi$	$\sigma_n \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi$	d_n	T_{Tn}	$d_n \cdot T_{Tn}$
-2	10	4,00	1,94	-0,25	0,97	77,6	-19,40	75,27	0,7	52,69	74,50	9,31	693,74
-1	10	8,50	"	-0,14	0,99	164,90	23,09	163,25	"	114,27	75,00	19,78	1484,10
0	10	9,50	"	0,18	0,98	184,30	0	184,30	"	129,00	75,50	22,11	1669,75
1	10	8,50	1,94	0,29	0,98	164,90	29,70	162,20	"	113,54	75,00	19,78	1484,10
2	10	9,00	"	0,29	0,95	174,60	50,63	167,08	0,7	116,96	72,50	20,95	1519,02
3	10	9,50	"	0,40	0,91	184,30	73,72	167,71	"	121,26	69,50	22,11	1531,06
4	10	8,25	"	0,55	0,84	160,05	84,82	131,24	"	91,86	64,50	19,20	1238,80
5	10	5,00	"	0,65	0,76	97,00	63,05	73,72	"	51,60	59,00	11,64	686,76
6	4,50	2,00	1,94	0,72	0,69	17,46	12,60	12,04	0,7	8,43	55,00	2,09	115,23

$$\Sigma = 272,03$$

$$\Sigma = 799,61$$

$$\Sigma = 10428,56$$

$$K_s = \frac{799,61}{272,03} = 2,90$$

$$K_s = 2,90.$$

$$K_{s.s} = 1,97.$$

$$K_{s.s} = \frac{799,61}{272,03 + \frac{1}{80} \cdot 10428,56} = 1,97.$$

Talus Amont . Fin de construction.

R : 86 m.

N°	b	h'	δ'	Sin α	Cos α	G _n	G _n · Sin α	G _n · Cos α	tg φ	G _n · Cos α · tg φ	d _n	T _{Tn}	d _n · T _{Tn}
-3	10,00	4,50	1,94	-0,34	0,94	87,30	-29,68	82,06	0,7	57,44	78,50	10,47	822,36
-2	"	11,00	"	-0,24	0,97	213,40	-51,21	207,00	"	144,90	78,25	25,60	2003,82
-1	"	15,00	"	-0,12	0,99	291,00	-34,92	288,90	"	201,23	78,00	34,92	2723,76
0	"	15,50	"	0	1	300,70	0	300,70	"	210,49	79,00	36,08	2850,63
1	"	15,00	"	0,14	0,99	291,00	40,74	288,90	"	201,69	78,00	34,92	2723,76
2	"	16,00	1,94	0,26	0,96	310,40	80,70	297,98	"	208,58	76,00	37,25	2830,85
3	"	17,00	"	0,39	0,92	329,80	128,62	303,41	"	212,39	72,50	39,57	2869,26
4	"	16,00	"	0,50	0,86	310,40	155,20	266,94	"	186,86	68,00	37,25	2532,86
5	"	13,50	"	0,62	0,78	261,90	162,38	204,28	"	143,00	63,25	31,42	1987,82
6	10,00	8,75	"	0,72	0,68	169,75	122,20	115,43	"	80,80	57,00	20,37	1161,09
7	6,50	4,50	1,94	0,80	0,60	56,75	45,40	34,04	0,7	23,83	51,50	6,80	350,65

Σ = 619,45

Σ = 1672,21

Σ = 22856,86

$$K_s = \frac{1672,21}{619,45} = 2,69.$$

$$K_s = 2,69.$$

$$K_{s,s} = 1,88.$$

$$K_{s,s} = \frac{1672,21}{619,45 + \frac{22856,86}{86}} = 1,88.$$

Talus Amont. Fin de Construction.

$R = 90\text{m.}$

N°	b	h'	δ'	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b_n	$b_n \sin \alpha$	$b_n \cos \alpha$	$tg \varphi$	$b_n \cos \alpha \cdot tg \varphi$	d_n	T_{Tn}	$d_n \cdot T_{Tn}$
-4	5,00	3,00	1,94	-0,40	0,91	19,40	-7,76	17,65	0,7	12,35	81,00	2,32	188,56.
-3	10,00	9,00	"	-0,34	0,94	174,60	-59,36	164,20	"	114,93	80,50	20,95	1686,63.
-2	"	15,00	"	-0,24	0,97	291,00	-69,84	282,49	"	197,74	80,25	34,92	2802,33.
-1	10,00	19,00	1,94	-0,12	0,99	368,60	-44,23	365,93	0,7	256,15	80,00	44,23	3538,56.
0	10,00	19,50	"	0	1	378,30	0	378,30	"	264,81	80,50	45,39	3654,37.
1	"	19,00	"	0,12	0,99	368,60	44,23	365,93	"	256,15	80,00	44,23	2538,56.
2	"	20,00	"	0,25	0,97	388,00	97,00	375,68	"	262,97	77,00	46,56	3585,12.
3	"	21,00	"	0,39	0,92	407,40	158,88	375,14	"	262,59	74,50	48,88	3642,15.
4	"	21,50	"	0,50	0,86	417,10	208,85	361,22	"	252,85	70,50	50,05	3528,66.
5	"	18,50	"	0,61	0,79	358,90	218,93	284,39	0,7	199,07	66,00	43,07	2842,50.
6	"	15,00	"	0,72	0,69	291,00	209,52	201,94	"	141,36	59,50	34,92	2077,74.
7	"	8,00	"	0,81	0,58	155,20	125,71	91,13	"	63,70	52,50	18,62	977,76.

$\Sigma = 881,93.$

$\Sigma = 2284,67.$

$\Sigma = 32062,94.$

$K_s = 2,59.$

$K_{s,s} = 1,84.$

Vidange Kapiše ... $K = 87,50$ m.

N ^o	b	h"	γ"	Sin α	Cos α	σ _n	σ _n Sin α	N-Pde	tg α	(N-Pde) tg α	d _n	T _n	d _n · T _n
-2	4,00	2,00	2,20	-0,19	0,98	17,60	-3,34	9,40	0,7	6,58	85,00	2,11	179,52
-1	10,00	5,00	"	-0,13	0,99	110,00	-14,30	59,40	"	41,58	84,00	13,20	1108,80
0	"	9,50	"	0	1	209,00	0	114,00	"	79,80	82,25	25,08	2062,83
1	"	11,00	"	0,15	0,98	242,00	36,30	129,36	"	90,55	81,00	29,04	2352,24
2	"	9,50	"	0,27	0,96	209,00	56,43	109,44	"	76,60	80,25	25,08	2012,67
3	"	6,25	"	0,38	0,92	137,50	52,25	69,00	"	48,30	78,75	16,50	1299,37
4	"	4,50	"	0,50	0,86	99,00	49,50	46,44	"	32,50	75,50	11,88	896,94
5	10,00	2,00	2,20	0,62	0,78	44,00	27,28	18,72	0,7	13,10	71,00	5,28	374,88

$$\Sigma = 204,12$$

$$\Sigma = 389,01$$

$$\Sigma = 10287,25$$

$$K_s = \frac{389,01}{204,12} = 1,90$$

$$K_{s,s} = \frac{389,01}{204,12 + \frac{10287,25}{87,50}} = 1,20$$

$$\underline{K_s = 1,90}$$

$$\underline{K_{s,s} = 1,20}$$

Vidange Rapide ... R = 90 m.

N°	b	h"	δ°	Sin α	Cos α	b _n	b _n · Sin α	N · Pdl	tg φ	(N · Pdl) tg φ	d _n	T _{Tn}	d _n · T _{Tn}
-2	8,00	3,50	2,20	-0,20	0,98	61,16	-12,32	32,92	0,7	23,05	86,75	7,33	636,67
-1	10,00	7,00	"	-0,11	0,99	154,00	-16,94	83,16	"	58,21	85,50	18,48	1580,04
0	"	12,25	"	0	1	269,50	0	147,00	"	102,90	84,00	32,34	2716,56
1	"	14,00	"	0,11	0,99	308,00	33,88	166,32	"	116,42	82,50	36,96	3049,20
2	"	12,00	"	0,23	0,97	264,00	60,72	139,68	"	97,77	82,00	31,68	2597,76
3	"	9,50	"	0,35	0,93	209,00	73,15	106,02	"	74,21	80,25	25,08	2012,67
4	"	7,50	"	0,46	0,88	165,00	75,90	79,20	"	55,44	77,25	19,80	1529,55
5	"	5,50	"	0,57	0,82	121,00	68,97	54,12	"	37,88	72,25	14,52	1049,07
6.	10,00	3,00	2,20	0,65	0,78	66,00	42,90	28,08	0,7	19,65	67,50	7,92	534,60

$$\Sigma = 326,26.$$

$$\Sigma = 585,53.$$

$$\Sigma = 15706,12.$$

$$K_S = \frac{585,53}{326,26} = 1,79$$

$$K_{S,S} = \frac{585,53}{326,26 + \frac{15706,12}{90}} = 1,16$$

$$\underline{K_S = 1,79}$$

$$\underline{K_{S,S} = 1,16.}$$

Vidange Rapide n. R = 95 m.

N°	b	h"	δ"	Sind	Cosa	b _n	b _n ·Sind	(N-PdL)	tg φ	(N-PdL)tg φ	d _n	T _n	d _n ·T _n
-3	5,0	2,50	2,20	-0,28	0,96	27,50	-7,70	14,40	0,7	10,08	89,50	3,30	295,35
-2	10,00	8,00	"	-0,20	0,98	176,00	-35,20	94,08	"	65,85	89,00	21,12	1879,68
-1	"	13,00	"	-0,12	0,99	286,00	-34,32	154,44	"	108,10	88,25	34,32	3028,74
0	"	19,50	"	0	1	429,00	0	234,00	"	163,80	86,25	51,48	4449,15
1	"	19,00	"	0,12	0,99	418,00	50,16	225,72	"	158,00	85,00	50,16	4263,60
2	"	17,50	"	0,22	0,97	385,00	84,70	203,70	"	142,54	84,25	46,20	3892,35
3	"	14,50	"	0,34	0,94	319,00	108,46	163,56	"	114,49	83,00	38,28	3177,24
4	"	13,00	"	0,37	0,92	286,00	105,82	143,52	"	100,46	79,56	34,32	2728,44
5	"	11,50	"	0,56	0,82	253,00	141,70	113,16	"	79,21	75,00	30,36	2277,00
6	"	8,50	"	0,65	0,76	187,00	121,55	77,52	"	54,26	69,50	22,44	1559,58
7	10,00	2,75	2,20	0,73	0,52	60,50	44,16	17,16	0,7	12,01	63,50	7,26	461,01

$$\Sigma = 579,33$$

$$\Sigma = 1008,85$$

$$\Sigma = 28003,14$$

$$K_S = \frac{1008,85}{579,33} = 1,74$$

$$K_{SS} = 1,15$$

$$K_S = 1,74$$

$$K_{SS} = 1,15$$

Talus Aval . Fin de Construction

$R = 75 \text{ m.}$

N°	b	h'	γ'	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	G_n	$G_n \cdot \sin \alpha$	$G_n \cdot \cos \alpha$	$t_g \varphi$	$G_n \cdot \cos \alpha \cdot t_g \varphi$	d_n	T_{Tn}	$d_n \cdot T_{Tn}$
-1	10,00	2,00	1,94	-0,10	0,99	38,80	-3,88	38,41	0,70	26,88	73,00	4,65	339,40
0	"	2,50	"	0	1	48,50	0	48,50	"	33,95	73,50	5,82	427,77
1	"	4,00	"	0,13	0,99	77,60	10,08	76,82	"	53,77	72,00	9,31	670,32
2	"	7,00	"	0,27	0,96	135,80	36,66	122,22	0,70	85,55	68,00	16,30	1108,40
3	10,00	8,50	1,94	0,41	0,91	164,90	67,61	67,60	"	47,32	63,25	19,78	1251,08
4	"	8,00	"	0,56	0,82	155,20	86,92	127,26	"	89,08	57,00	18,62	1061,34
5	"	4,00	"	0,67	0,75	77,60	52,00	58,20	"	40,72	50,00	9,31	465,50
						$\Sigma = 301,40$				$\Sigma = 377,30$			$\Sigma = 4323,83$

$$K_s = \frac{377,30}{301,40} = 1,25$$

$$K_{s.s} = \frac{377,30}{301,40 + \frac{4323,83}{75}} = 1,05$$

$$\underline{K_s = 1,25.}$$

$$\underline{K_{s.s} = 1,05.}$$

Talus Aval. Fin de Construction.

$$R = 79,50.$$

Nº	b	h'	γ'	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	σ_n	$\sigma_n \cdot \sin \alpha$	$\sigma_n \cdot \cos \alpha$	$T_g \varphi$	$\sigma_n \cdot \cos \alpha \cdot t_g \varphi$	T_{Tn}	d_n	$d_n \cdot T_{Tn}$
-2	6,50	2,50	1,94	-0,22	0,97	31,52	-6,93	30,57	0,70	21,40	3,78	75,75	286,51
-1	10,00	6,00	"	-0,13	0,99	116,40	-15,13	115,23	"	80,66	13,98	75,50	1055,49.
0	"	7,00	"	0	1,00	135,80	0	135,80	"	95,06	16,29	76,00	1238,50
1	"	8,25	"	0,13	0,99	160,05	20,80	158,44	0,70	110,91	19,20	74,50	1430,84
2	10,00	11,50	"	0,27	0,96	223,10	60,24	214,17	"	149,92.	26,77	70,75	1894,12.
3	"	13,00	1,94	0,40	0,91	252,20	100,94	229,50	"	160,65	30,26	66,75	2012,55
4	"	12,75	"	0,54	0,84	247,35	133,60	207,77	"	145,44	29,68	61,50	1829,44
5	"	10,00	"	0,66	0,75	194,00	128,04	145,74	"	102,02.	23,20	56,50	1315,32.
6	"	5,00	"	0,76	0,65	97,00	73,72.	63,05	"	44,13	11,64	50,50	587,82.

$$\Sigma = 495,24$$

$$\Sigma = 910,19.$$

$$\Sigma = 11646,60.$$

$$K_s = \frac{910,19}{495,24} = 1,83.$$

$$K_{s,s} = \frac{910,19}{495,24 + \frac{11646,60}{79,50}} = 1,41$$

$$\underline{K_s = 1,83}$$

$$\underline{K_{s,s} = 1,41}$$

Talus Aval. Fin de Construction.

$R = 83 \text{ m.}$

N°	b	h'	γ'	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	σ_n	$\sigma_n \cdot \sin \alpha$	$\sigma_n \cdot \cos \alpha$	$Tg \varphi$	$\sigma_n \cdot \cos \alpha \cdot Tg \varphi$	d_n	T_{Tn}	$d_n \cdot T_{Tn}$
-2	10,00	5,00	1,94	-0,23	0,97	97,00	-22,31	94,39	0,70	66,07	77,75	11,64	905,00
-1	"	9,50	"	-0,13	0,99	184,30	-23,96	182,73	"	127,91	77,50	22,11	1714,00
0	"	10,00	"	0	1	194,00	0	194,00	"	135,80	77,25	23,28	1798,38
1	10,00	12,25	1,94	0,13	0,99	237,65	30,90	235,27	0,70	164,69	76,00	28,51	2167,36
2	"	15,00	"	0,26	0,96	291,00	75,66	281,00	"	196,70	72,50	34,92	2531,70
3	"	17,00	"	0,32	0,94	328,80	105,53	312,45	"	218,72	68,50	39,57	2710,95
4	"	17,50	"	0,53	0,84	339,50	179,93	287,90	"	201,52	63,75	40,74	2591,17
5	"	14,50	"	0,64	0,76	281,30	180,03	216,14	0,70	151,30	58,75	33,75	1983,16
6	10,00	10,00	1,94	0,75	0,66	194,00	145,50	128,31	"	89,82	51,50	23,28	1198,92
7	7,00	5,00	"	0,83	0,55	67,90	56,35	37,87	"	26,51	45,00	8,14	366,66

$$\Sigma = 727,64$$

$$\Sigma = 1379,04$$

$$\Sigma = 17967,30$$

$$K_s = \frac{1379,04}{727,64} = 1,89.$$

$$\underline{K_s = 1,89}$$

$$\underline{K_{s.s} = 1,46.}$$

$$K_{s.s} = \frac{1379,04}{727,64 + \frac{17967,30}{83}} = 1,46.$$

Fonctionnement Normal. $R = 82,50m.$

N°	b	h'	h''	δ'	δ''	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	σ_n	$\sigma_n \cdot \sin \alpha$	$\sigma_n \cdot \cos \alpha$	P _{de}	tg φ	(N-P _{de}) tg φ	d _n	T _{Tn}	d _{n} \cdot T_{Tn}}
-2	5,60	2,75	-	1,94	2,2	-0,20	0,98	29,34	-5,86	28,74	-	0,70	-	79,50	3,52	279,90
-1	10,00	4,00	0,35	"	"	-0,13	0,99	85,30	-11,09	84,57	3,53	"	20,12	80,00	11,94	955,36
0	"	5,00	1,02	"	"	0	1	119,40	0	119,40	10,20	"	56,72	80,50	19,10	1537,87
1	"	7,75	0,50	"	"	0,13	0,99	161,50	20,97	159,73	5,05	"	109,20	78,75	29,04	2287,13
2	"	10,50	-	"	"	0,25	0,96	203,70	50,92	197,23	-	0,70	154,68	75,25	40,74	3065,68
3	"	12,00	-	"	"	0,38	0,92	232,50	88,46	215,33	-	"	138,06	71,00	51,21	3636,33
4	"	12,50	-	"	"	0,51	0,86	242,50	123,67	208,59	-	"	150,73	66,25	55,77	3695,10
5	"	9,50	-	"	"	0,63	0,77	184,30	116,30	143,12	-	"	146,01	61,25	44,23	2709,21
6	"	5,50	-	"	"	0,74	0,67	106,70	78,96	71,76	-	"	100,18	54,25	26,67	1447,11
7	2,50	1,50	-	1,94	2,2	0,79	0,61	7,27	5,74	4,45	-	0,70	3,12	49,25	1,89	93,09

$$\Sigma = 468,07$$

$$\Sigma = 929,05$$

$$\Sigma = 19706,78$$

$$K_S = \frac{929,05}{468,07} = 1,98$$

$$K_S = 1,98$$

$$K_{S,S} = 1,31$$

$$K_{S,S} = \frac{929,05}{468,07 + \frac{19706,78}{82,50}} = 1,31$$

Fonctionnement Normal. $R = 83,50 \text{ m.}$

N°	b	h'	h''	δ'	δ''	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	σ_n	$\sigma_n \cdot \sin \alpha$ (T)	$\sigma_n \cdot \cos \alpha$ (N)	P.de	$\tan \varphi$	$(N - P.de) \tan \varphi$	d_n	T_n	$d_n \cdot T_n$
-2	6,00	2,50	-	1,94	2,20	-0,24	0,97	29,10	-6,98	28,25	-	0,70	19,77	80,50	3,49	280,94
-1	10,00	4,00	0,60	"	"	-0,14	0,99	90,80	-12,71	89,90	6,06	"	58,68	80,00	10,89	879,68
0	"	"	1,25	"	"	0	1	105,10	0	105,10	12,50	"	64,82	80,00	14,71	1177,12
1	"	7,25	0,70	"	"	0,13	0,99	156,05	20,30	154,49	7,07	"	103,19	78,75	24,96	1966,23
2	"	11,00	-	"	"	0,25	0,96	213,40	53,35	206,62	-	"	144,63	75,50	38,41	2900,10
3	"	13,00	-	"	"	0,39	0,92	252,20	98,35	232,22	-	"	162,55	71,50	50,40	3603,60
4	"	"	-	"	"	0,51	0,86	252,20	128,62	216,93	-	"	151,85	66,50	55,48	3689,68
5	"	10,00	-	"	"	0,64	0,77	194,00	124,16	149,06	-	"	104,34	61,50	46,56	3863,44
6	10,00	6,00	-	"	"	0,72	0,69	116,40	83,80	80,77	-	"	56,54	56,00	29,10	1629,60
7	3,50	2,00	-	1,94	2,20	0,79	0,61	13,58	10,73	8,32	-	0,70	5,82	50,00	3,53	176,54

$$\Sigma = 499,62$$

$$\Sigma = 872,19$$

$$\Sigma = 19158,93$$

$$K_S = \frac{872,19}{499,62} = 1,74$$

$$K_{SS} = \frac{872,19}{499,62 + \frac{19158,93}{13,5}} = 1,19$$

$$K_S = 1,74$$

$$K_{SS} = 1,19$$

Fonctionnement Normal. ~ R=85 m.

N°	b	h'	h''	γ'	γ''	sin α	cos α	σ _n	σ _n · sin α	σ _n · cos α	P · dl	tg φ	(N-P · dl) · tg φ	d _n	T _n	d _n · T _n
-2	8,00	3,50	1,00	1,94	2,20	-0,22	0,97	71,92	-15,82	69,74	8,24	0,7	43,06	80,75	8,63	696,90
-1	10,00	5,00	1,25	"	"	-0,13	0,99	124,50	-16,18	123,25	10,62	"	77,44	80,00	14,94	1195,20
0	"	5,00	1,60	"	"	0	1	132,20	0	132,20	16,00	"	81,34	"	15,86	1269,12
1	"	7,50	1,35	"	"	0,13	0,99	175,20	22,77	175,45	13,60	"	111,89	78,75	21,02	1655,32
2	"	12,00	0,50	"	"	0,25	0,96	243,80	60,95	234,05	5,20	"	160,19	76,00	29,25	2223,45
3	"	13,75	-	"	"	0,38	0,92	266,75	101,36	246,74	-	"	172,71	72,00	32,00	2304,72
4	"	14,00	-	"	"	0,51	0,86	271,60	138,51	233,57	-	"	163,50	64,00	32,59	2183,66
5	"	11,60	-	"	"	0,63	0,77	223,10	140,55	173,25	-	"	121,27	62,25	26,77	1666,55
6	"	8,00	-	"	"	0,67	0,74	155,20	104,00	115,21	-	"	80,64	55,50	18,62	1033,63
7	6,00	2,50	-	1,94	2,20	0,80	0,60	13,00	10,40	7,80	-	0,7	5,46	45,00	1,56	70,20

$$\Sigma = 546,54$$

$$\Sigma = 1017,50$$

$$\Sigma = 25436,55$$

$$K_s = \frac{1017,50}{546,54} = 1,86$$

$$K_{s.s} = \frac{1017,50}{546,54 + \frac{25436,55}{85}} = 1,20$$

$$K_s = 1,86$$

$$K_{s.s} = 1,20$$

- C H A P I T R E I V -
=====

OUVRAGES ANNEXES
=====

Les barrages sont équipés d'ouvrages annexes qui sont les ouvrages de prise, de vidange et évacuateurs de crue.

IV-1 Derivation provisoire

Le dimensionnement du batardeau a été effectué sur la base de la crue décennale et ce durant les mois d'etiage. Il devra supporter la crue durant cette période pendant laquelle s'effectueront les remblaiements de la digue.

Le batardeau est disposé au pied de la digue et ce offre un aspect plus économique du point de vue remblai et longueur de la dérivation provisoire.

Pour déterminer la hauteur du batardeau et le diamètre de la galerie, nous nous basons sur le débit de la crue décennale : $455 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le principe consiste en la détermination du diamètre économiques basé sur le prix de revient du batardeau et celui de la galerie.

Nous appliquons la méthode suivante après avoir supposé des diamètres :

- L'équation de Bernoulli entre 2 sections s'exprime :

$$H_{\text{bat}} + IL = DH_t + H_r$$

I : pente du terrain naturel (2,2 %)

L : longueur de la galerie suivant le tracé choisi (310 m)

H_r : hauteur d'eau à l'aval (m)

DH_t : p. d. c totales (m)

$$\Delta H_t = \frac{V^2}{2g} \left(\frac{f L}{D} + \sum \gamma_i \right)$$

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

γ_i : Coefficient des p.d.c singulières.

g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)

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

E : Rugosité absolue (10⁻³ m)

Après avoir situé la galerie de dérivation, nous obtenons :

$$H_{bat} = \left(\frac{D}{2} + 0,5 \right) + 1L + \left(1,5 + \frac{f \cdot L}{D} \right) \frac{V^2}{2g}$$

Les calculs sont représentés sur le tableau n° 31.

En appliquant les prix ci-dessous, nous obtenons le graphique N° 14

- Prix de remblai du batardeau : 50 DA/m³
- Prix de l'excavation : 200 DA/m³
- Prix du bétonnage y compris ferrailage : 5000 DA/m³

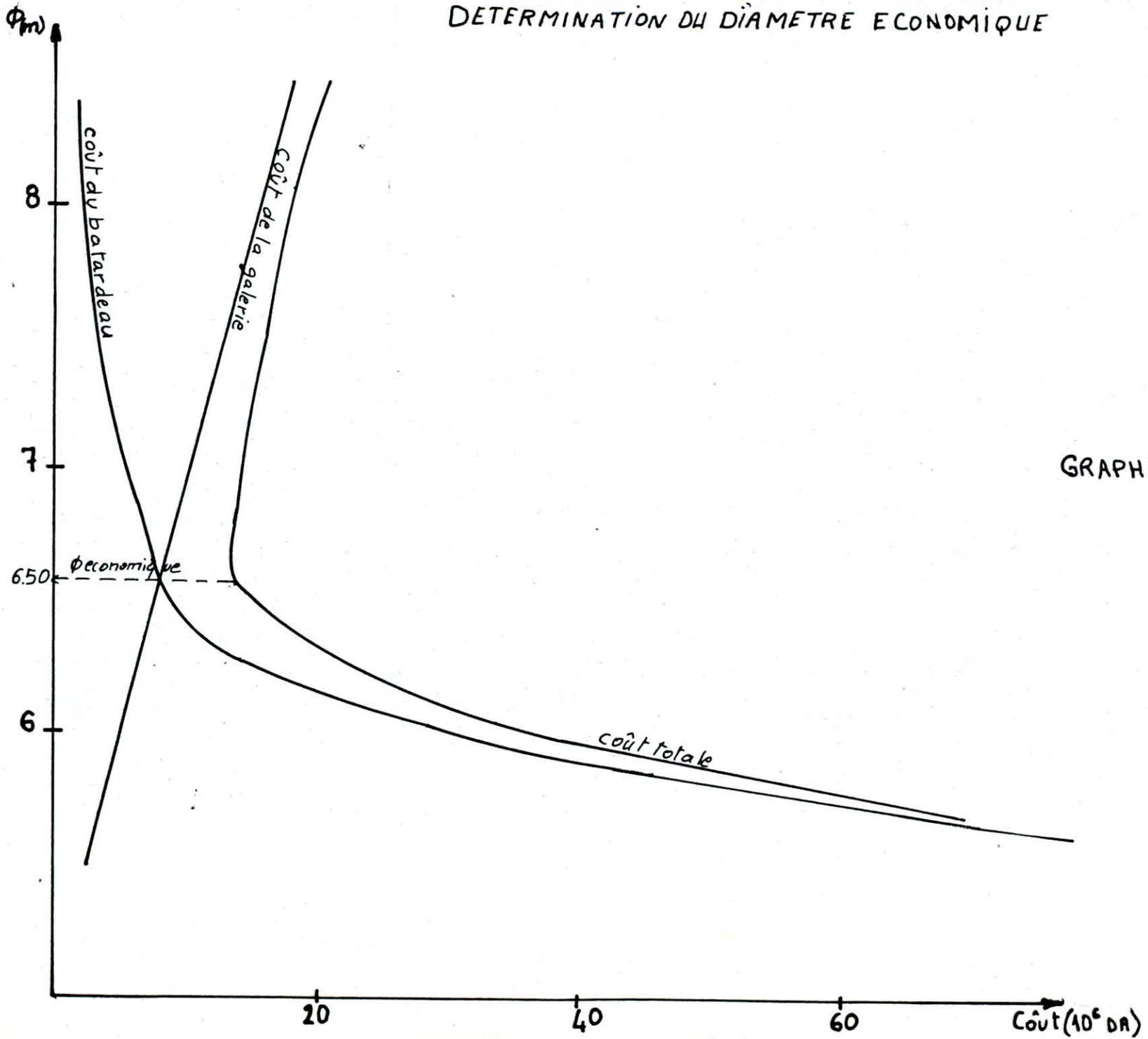
Nous adoptons alors une galerie de 6,50 m de diamètre d'où une hauteur de batardeau égale à 15 m et une longueur de 120 m.

Le batardeau (côte 85) qui constitue le pied amont de la digue, permet de créer la charge suffisante pour l'écoulement de la crue de chantier.

Tableau N°31

Diametre m	β	V m/s	Hauteur du batardeau m	Volume du batardeau $10^6 m^3$	Volume de l'excavation $10^4 m^3$	Volume du betonnage $10^4 m^3$	Coût du batardeau $10^6 DA$	Coût de l'excavation $10^6 DA$	Coût du betonnage $10^6 DA$	Coût de la galerie $10^6 DA$	Coût Total $10^6 DA$
6	0.0134	16.09	24.89	0.62	0.9389	0.0666	31.00	1.87	3.33	5.20	36.20
7	0.0130	11.82	11.50	0.08	1.2600	0.1576	4.00	2.52	7.88	10.40	14.40
8	0.0127	9.05	5.65	0.048	1.6400	0.2384	2.40	3.28	11.92	15.20	17.60

DETERMINATION DU DIAMETRE ECONOMIQUE



GRAPHIQUE N° 14

IV - 2 : Vidange de fond

Le dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage de retenue représentant un investissement notable.

Les rôles de cet organe (conduite de vidange) sont les suivants :

- Laisser passer le débit courant de la rivière ou une petite crue éventuelle, pendant la construction du barrage.
- Vider la retenue pour la surveillance, l'entretien et les réparations du barrage et de ses ouvrages annexes, ou en cas de danger.
- Accessoirement, remplacer la prise d'eau ou permettre sa réparation en cas de défaillance.

Nous déterminons le diamètre de la conduite de vidange de telle sorte que la vitesse d'écoulement à l'intérieur de celle-ci soit de l'ordre de 2 à 4 m/s.

Nous fixons des diamètres et à l'aide de la méthode suivante, nous calculons le temps de vidange correspondant à notre ouvrage.

Ayant choisi un intervalle de cote ΔH , nous déterminons :

- le débit correspondant à la hauteur H_i :

$$Q_i = m \omega \sqrt{2g H_i}$$

Nous déterminons le diamètre de la conduite de vidange de telle sorte que la vitesse d'écoulement à l'intérieur de celle-ci soit de l'ordre de 2 à 4 m/s.

Nous fixons des diamètres et à l'aide de la méthode suivante, nous calculons le temps de vidange correspondant à notre ouvrage.

Ayant choisi un intervalle de côte DH, nous déterminons :

- le débit correspondant à la hauteur H_i :

$$Q_i = m \omega \sqrt{2 g H_i}$$

m : coefficient de débit $[0,5]$

ω : section de la conduite de décharge

g : accélération de la pesanteur $[9,81 \text{ m/s}^2]$

- Le volume correspondant à :

$$\Delta v_i = \frac{S_i + S_i + 1}{2} \Delta H$$

S_i : Surface correspondant à H_i , déterminée à partir du graphique n° 11.

- L'intervalle de temps correspondant au volume Δv_i .

$$t_i = \frac{\Delta v_i}{Q_i} = \frac{\Delta v_i}{m \omega \sqrt{2 g H_i}}$$

- Le temps de vidange sera :

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

Les calculs sont représentés ci-dessous.

Nous adoptons $T = 20$ jours d'où $\emptyset = 1500$ mm.

TABLEAU N°32

ΔH (m)	H_i (m)	Q_i (m ³ /s)	S_i (10 ⁴ .m ²)	ΔV_i (10 ⁴ .m ³)	T_i (10 ⁴ .s)
2.00	30.00	9.46	230.00	435.00	45.98
2.00	28.00	9.14	205.00	395.00	43.21
2.00	26.00	8.80	190.00	362.50	41.19
2.00	24.00	8.46	172.50	327.50	38.71
2.00	22.00	8.10	155.00	290.00	35.80
2.00	20.00	7.72	135.00	250.00	32.38
2.00	18.00	7.33	115.00	215.00	29.33
2.00	16.00	6.90	100.00	180.00	26.08
2.00	14.00	6.46	80.00	145.00	22.44
2.00	12.00	5.98	65.00	115.00	19.23
2.00	10.00	5.46	50.00	90.00	16.48
2.00	8.00	4.88	40.00	67.50	13.83
2.00	6.00	4.23	27.50	42.50	10.04
2.00	4.00	3.45	15.00	23.00	6.66
2.00	2.00	2.44	8.00	08.00	3.27
2.00	0.00		0.00		

$\Sigma T_i = 384.63 \cdot 10^4 \text{ s}$

$\phi = 1 \text{ m}$

$T = 45 \text{ jours}$

TABLEAU N° 33

ΔH (m)	H_i (m)	Q_i (m ³ /s)	S_i (10 ⁴ .m ²)	ΔV_i (10 ⁴ .m ³)	T_i (10 ⁴ .s)
2.00	30.00	21.35	230.00	435.00	20.37
	28.00	20.62	205.00		
2.00	26.00	19.87	190.00	395.00	19.15
2.00	24.00	19.10	172.50	362.50	18.24
2.00	22.00	18.28	155.00	327.50	17.14
2.00	20.00	17.43	135.00	290.00	15.86
2.00	18.00	16.53	115.00	250.00	14.34
2.00	16.00	15.60	100.00	215.00	13.00
2.00	14.00	14.58	80.00	180.00	11.53
2.00	12.00	13.50	65.00	145.00	09.94
2.00	10.00	12.32	50.00	115.00	08.51
2.00	08.00	11.02	40.00	90.00	07.30
2.00	06.00	09.54	27.50	67.50	06.12
2.00	04.00	07.80	15.00	42.50	04.45
2.00	02.00	05.51	08.00	23.00	02.94
2.00	0.00	0.00	0.00	08.00	0.53

$\Sigma T_i = 169.42.10$

$\phi = 1.50$ m

$T = 20$ jours

TABLEAU N° 34

ΔH (m)	H_i (m)	Q_i (m ³ /s)	S_i (10 ⁴ .m ²)	ΔV_i (10 ⁴ .m ³)	T_i (10 ⁴ .s)
2.00	30.00	38.08	230.00	435.00	11.42
2.00	28.00	36.80	205.00	395.00	10.73
2.00	26.00	35.45	190.00	362.50	10.22
2.00	24.00	34.00	172.50	327.50	09.63
2.00	22.00	32.62	155.00	290.00	08.89
2.00	20.00	31.10	135.00	250.00	08.03
2.00	18.00	29.50	115.00	215.00	07.28
2.00	16.00	27.81	100.00	180.00	06.47
2.00	14.00	26.02	80.00	145.00	05.57
2.00	12.00	24.10	65.00	115.00	04.77
2.00	10.00	22.00	50.00	90.00	04.10
2.00	08.00	19.66	40.00	67.50	03.43
2.00	06.00	17.03	27.50	42.50	02.50
2.00	04.00	13.90	15.00	23.00	01.65
2.00	02.00	09.83	08.00	08.00	0.81
2.00	0.00		0.00		

$$\sum T_i = 95.50 \cdot 10^4 \text{ s}$$

$$\phi = 2.00 \text{ m}$$

$$T = 11 \text{ jours}$$

D'après les données relatives à l'apport, le volume de vidange est de 25 % du volume utile et le temps de vidange est de 20 Jours.

- Le débit de vidange

$$Q_v = \frac{V_v}{T} = \frac{0,25 V_u}{T} = \frac{810^6}{1,72 \cdot 10^6} = 4,65 \text{ m}^3/\text{s}$$

- La vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{Q_v}{\omega} = \frac{4,65}{1,76} = 2,64 \text{ m/s}$$

En fixant $\varnothing = 1\ 500$ mm, $T = 20$ j, nous obtenons $V = 2,64$ m/s (admissible).

La conduite de vidange ($\varnothing = 1\ 500$ mm) sera en acier et protégée par des couches de peinture afin d'éviter la corrosion. Le tracé de la vidange de fond empruntera celui de la galerie de la dérivation provisoire.

IV - 3 Prise d'eau

Les ouvrages de prises d'eau ont pour but de prélever à chaque instant, dans le réservoir, le débit nécessaire à l'irrigation et l'alimentation en eau potable, en éliminant les matières solides transportées par les cours d'eau notamment les corps flottants.

L'élimination des matières solides est indispensable car leur présence dans l'eau provoque 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.

IV- 3.1. DIMENSIONNEMENT

a- Niveau d'utilisation de la Tour de prise :

L'entrée de la prise d'eau est à la côte minimale du réservoir correspondant à une garde d'envasement de 30 ans.

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.

Pour cela, nous avons positionné quatre fenêtres d'alimentation situées à différents niveaux telle que la Tranche supérieure, au dessus de chaque fenêtre arrive à satisfaire le débit demandé. Si la tranche située au dessus de la fenêtre n'arrive pas à satisfaire ce débit, nous agissons sur la Vanne de réglage de la conduite de fenêtre inférieure de telle sorte que le débit de l'utilisateur soit atteint..

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

Les conduites seront connectées à la conduite principale qui sera placée dans la conduite de dérivation.

L'écoulement dans la conduite sera en charge.

Nous adoptons un diamètre de 500 mm pour la conduite d'alimentation et 1500 mm pour la conduite d'irrigation.

IV- 4. EVACUATEUR DE CRUE.

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

Ceci nous conduit à la conception d'un ouvrage d'évacuation qui permet d'évacuer les débits de crue sans endommager d'autres ouvrages.

IV- 4.1. CHOIX DE L'EVACUATEUR.

D'après les résultats hydrologiques, les conditions topographiques et géologiques, nous avons opté à la réalisation d'un évacuateur latéral de surface à seuil libre, pour évacuer la crue du projet sur la rive gauche de l'oued.

Le choix est porté sur la rive gauche car elle ne présente aucune faille et la pente du terrain est douce.

L'évacuateur est constitué par un deversoir latéral suivi d'un coursier se terminant par un saut de sky.

IV- 4.2. PROFIL TYPE DU DEVERSOIR.

Le deversoir 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 ($H = 1$ m).

Pour notre cas ($H = 3$ m), nous appliquons la loi de Similitude de RECH - FROUD. Pour justifier la Validité de cette loi, nous admettons que les forces d'inertie et de pesanteur sont relativement importantes par rapport aux forces de Viscosité dans les écoulements à ciel ouvert.

TABLEAU N° 35

Profil Creager : H=100m		Profil Creager : H=3.00m	
X	Y	X	Y
0.00	0.126	0.00	0.378
0.10	0.036	0.30	0.108
0.20	0.007	0.60	0.021
0.30	0.000	0.90	0.000
0.40	0.006	1.20	0.018
0.50	0.027	1.50	0.081
0.60	0.060	1.80	0.180
0.70	0.100	2.10	0.300
0.80	0.146	2.40	0.438
0.90	0.198	2.70	0.594
1.00	0.256	3.00	0.768
1.10	0.321	3.30	0.963
1.20	0.394	3.60	1.182
1.30	0.475	3.90	1.425
1.40	0.564	4.20	1.692
1.50	0.661	4.50	1.983
1.60	0.764	4.80	2.292
1.70	0.873	5.10	2.619
1.80	0.987	5.40	2.961
1.90	1.108	5.70	3.324
2.00	1.235	6.00	3.705
2.10	1.369	6.30	4.107
2.20	1.508	6.60	4.524
2.30	1.653	6.90	4.959
2.40	1.804	7.20	5.412
2.50	1.980	7.50	5.940

En tenant compte du coursier correspondant à $H = 1$ m, le rapport des dimensions linéaires étant constant, nous obtenons :

$$\frac{H_1}{H} = \frac{X_1}{X} \quad X_1 H = H_1 X$$

$$X_1 = H_1 \frac{X}{H}$$

$$\frac{H_1}{H} = \frac{Y_1}{Y} \quad Y_1 H = H_1 Y$$

$$Y_1 = H_1 \frac{Y}{H}$$

En utilisant les coordonnées (X, Y) de la charge ($H = 1$ m), nous déterminons les coordonnées de la charge $H = 3$ m et nous traçons le profil du coursier point par point.

Les résultats sont au tableau n° 35

IV- 4.3. CARACTERISTIQUES DE L'EVACUATEUR.

a- Calcul hydraulique (Voir graphique n° 15).

Les pertes de charge sont négligeables, la longueur de l'ouvrage influe peu sur les résultats.

Cette hypothèse simplificatrice n'a généralement pas influé sur les résultats obtenus.

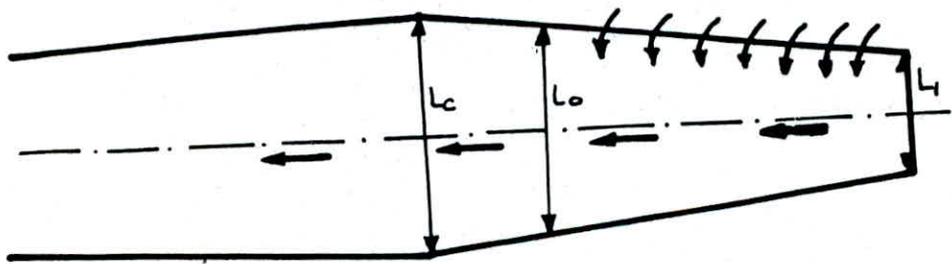
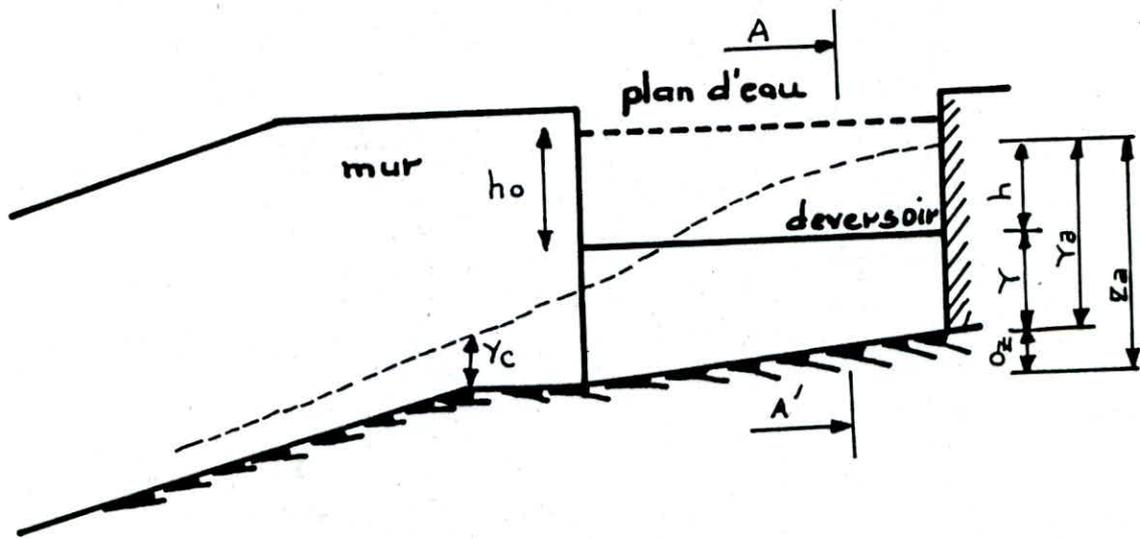
Dans le cas où la section critique est rectangulaire de largeur L_c , le tirant d'eau critique.

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g L_c}}$$

$$H_c = 1,5 Y_c.$$

Q étant le débit deversé $[765 \text{ m}^3/\text{s}]$

H_c . énergie spécifique $[m.]$



GRAPHIQUE N°15

Dans le cas d'une section critique trapézoïdale, nous commençons par calculer Y_c puis H_c on définira alors une section rectangulaire équivalente par les formules ci-dessous :

$$Y'_c = \frac{2}{3} H_c$$

$$L'_c = \frac{Q}{g Y'_c^3}$$

Y'_c est L'_c étant respectivement le tirant d'eau et la largeur pour cette section équivalente. Dans la pratique si la section critique est rectangulaire $Y'_c = Y_c$ et $L'_c = L_c$, si elle n'est pas rectangulaire il faut calculer Y_c et H_c puis Y'_c et L'_c .

Dans abaques permettent alors de calculer T_a connaissant Q , L'_c , L_o , L_i , DZ , m avec 4 variable réduite et le rapport $\frac{L_o}{L_c} = Cte.$

Propre à chaque évacuation conçue.

$$U = \frac{m Y'_c}{L'_c}$$

Connaissant les valeurs citées précédemment, par simple lecteur sur l'abaque en interpolant entre les courbes on obtient Z_a et Y_a . Il est possible de positionner la cote du radier de l'évacuateur, nous pourrions admettre dans la pratique que l'écculement sur le déversoir reste dénoyé tant que l'on a $h < \frac{2}{3} h_b$.

L'évacuateur est alors entièrement calculé, mais il y a fallu donner arbitrairement les valeurs L_0 , L_1 , L_c , DZ .

Il est ainsi possible d'envisager plusieurs possibilités de façon à comparer des solutions différentes. Il est alors intéressant de minimiser le volume de béton.

Dans le cas où l'on n'est pas limité par des contraintes topographiques, on peut faire des calculs systématiques pour déterminer une zone optimale pour les différents paramètres (économie et diminution de la quantité du béton).

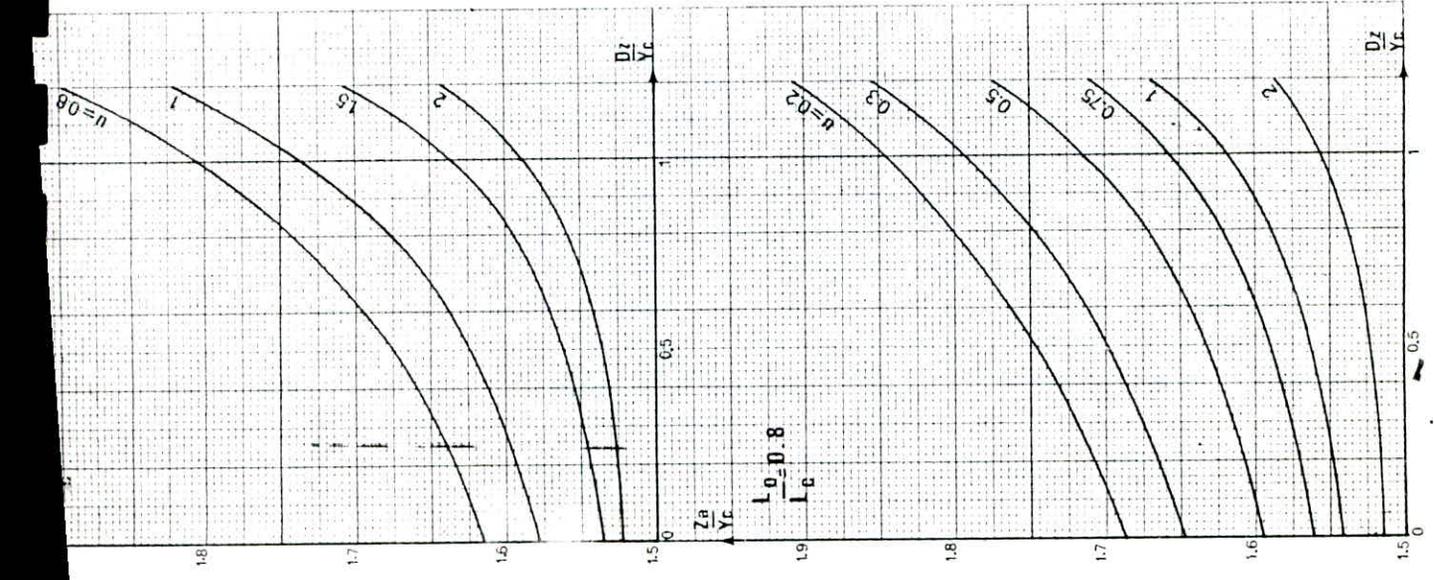
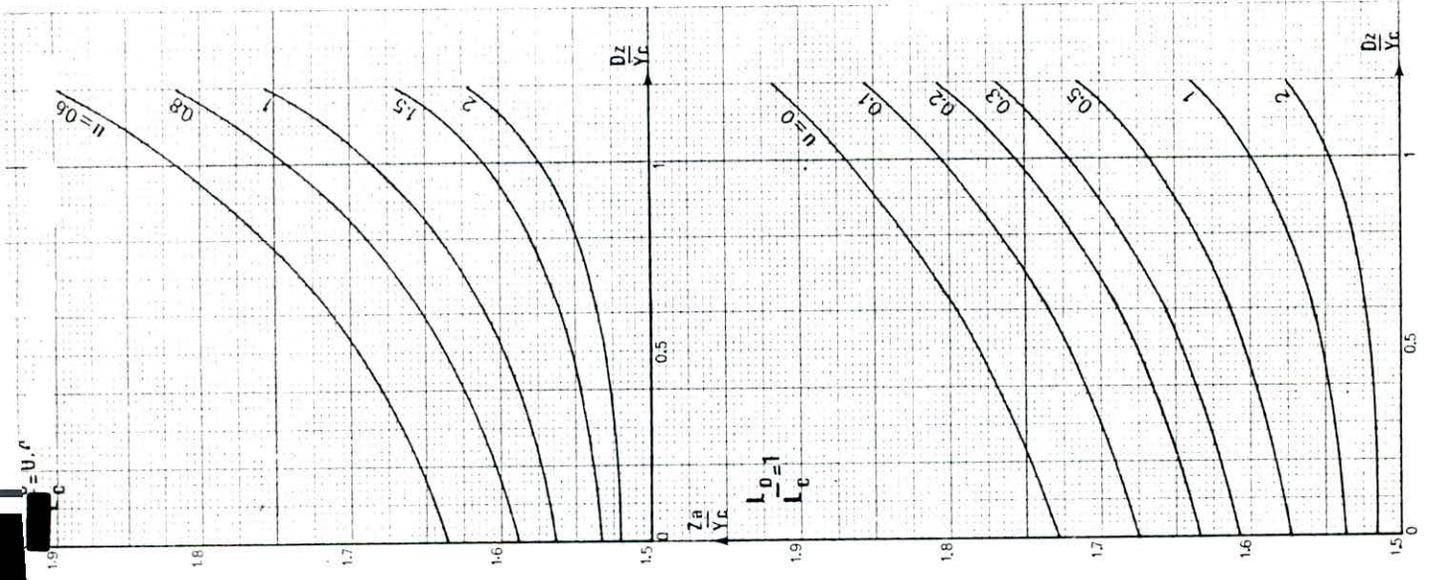
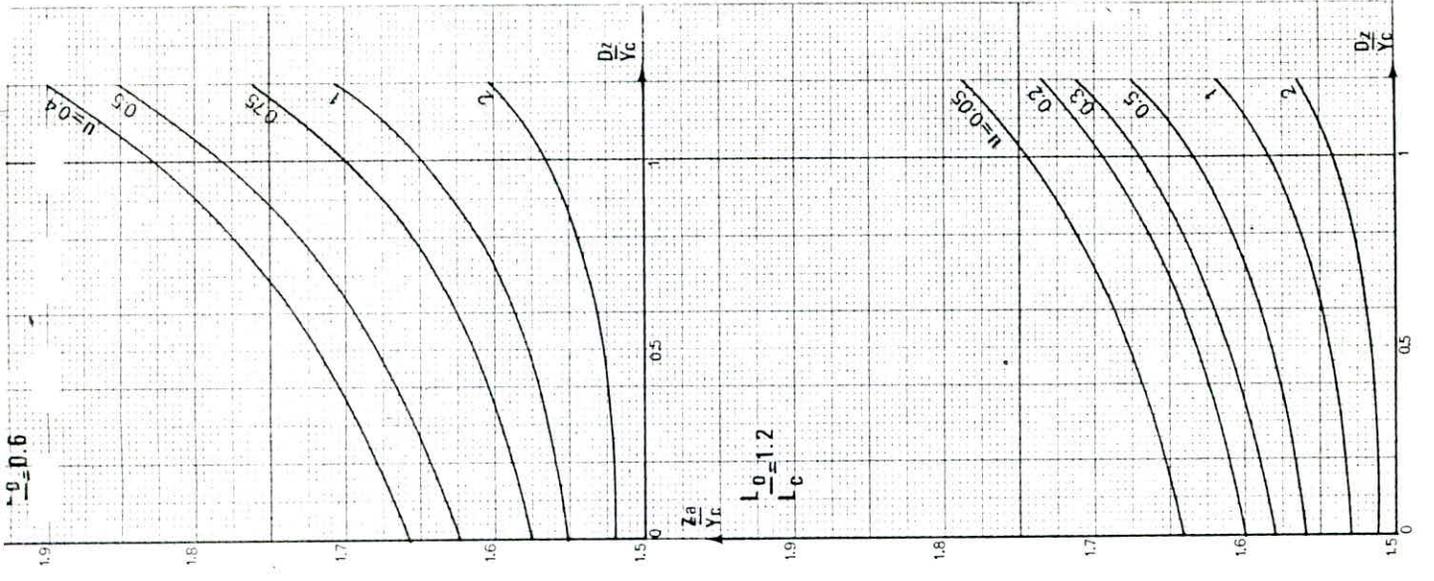
Les résultats obtenus sont :

- $Y'_c = 3,28 \text{ m}$
- $L'_c = 40 \text{ m}$
- $DZ = 3 \text{ m}$
- $\frac{L_0}{L'_c} = 0,98 = 1$
- $\frac{L_1}{L_b} = 1$
- $\frac{DZ}{Y'_c} = 0,91$
- $4 \neq 0,04$
- $\frac{Z_a}{Y'_c} = 1,85$
- $Z_a = 6,10 \text{ m}$
- $Y_a = 3,10 \text{ m}$
- $Y \neq 1,10$

EVACUATEUR LATERAL $L_1/L_0 = 1$

30

IX-1
suite



b - Saut de Sky

Il sert à transformer l'énergie cinétique de l'eau en énergie potentielle et ce afin d'éviter les affouillements à l'aval de celui-ci

Le principe consiste à installer, en bas du canal, un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle $Q = 30^\circ$

Le Jet se desintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance :

$$X = 1,8 \left(h + \frac{v^2}{2g} \right) \sin 2\theta$$

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

v : vitesse au départ du saut de sky (m/s)

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{b \cdot h} = \frac{765}{16,2295 \times 1,701} = 27,71 \text{ m/s}$$

$$\text{d'où } x = 1,8 \left(1,701 + \left(\frac{27,71}{19,62} \right)^2 \right) \sin 60^\circ = 63,75 \text{ m.}$$

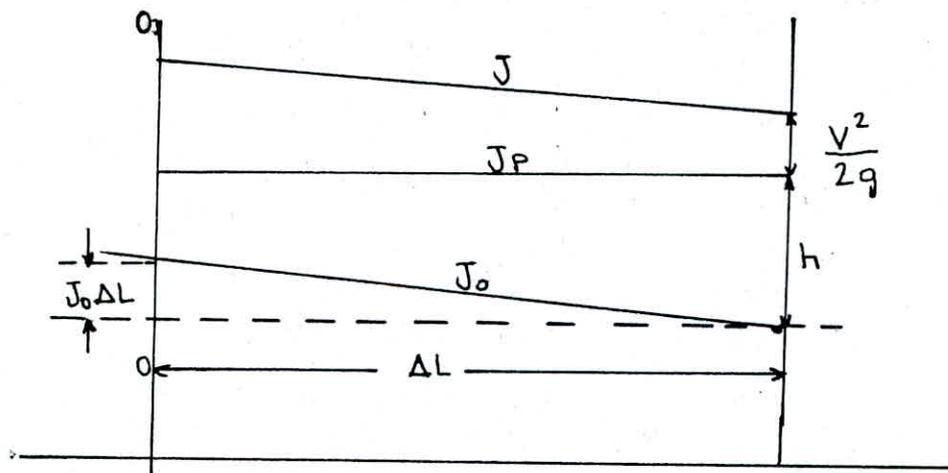
IV - 4.4 - Canal d'évacuation

Son rôle est de véhiculer vers l'Oued le débit de crue passant par le déversoir. Le canal est trapézoïdal et linéairement convergent, sa pente géométrique, déterminée par les conditions topographiques est de 6 %

a/ - Etude de l'écoulement dans le canal

L'écoulement ayant lieu dans le canal est graduellement varié. Dans un tel écoulement les différents paramètres hydrauliques sont variables et son profil en long est dit Courbe de remous.

Equation différentielle du mouvement graduellement varié



En faisant tendre S_1 vers zéro (voir schéma ci-dessus) la variation de la charge totale par unité de longueur se confond avec le gradient J de la perte de charge, c'est à dire

$$J = - \frac{d}{dL} (V^2/2g + Z_0 - J_0L + h) \quad (1)$$

Z_0 désignant la cote du fond du canal dans la section déterminé par $L = 0$

$$J = - \frac{v}{g} \frac{dv}{dL} = J_0 - \frac{dh}{dL} \quad (2)$$

l'équation de continuité pour un écoulement permanent est :

$$V.A = C^{ste} \quad (3)$$

en dérivant (3) suivant L on tire :

$$A \frac{dv}{dL} + v \frac{dA}{dL} = 0 \quad (4)$$

En posant $dA = e dh$

e désignant la largeur du plan d'eau, (4) devient :

$$\frac{dv}{dl} = -\frac{V.e}{A} \frac{dh}{dl} = -\frac{Qe}{A^2} \frac{dh}{dl} \quad (5)$$

En éliminant $\frac{dv}{dl}$ entre (2) et (5) et en exprimant v par l'équation de continuité il ressort :

$$\frac{Q^2 e}{g A^3} \frac{dh}{dl} + J_0 - \frac{dh}{dl} = J \quad (6)$$

En exprimant dl de (6) on a :

$$dl = \frac{1 - Q^2 e / g A^3}{J_0 - J} dh \quad (7)$$

L'équation (7) est l'équation différentielle du mouvement graduellement varié.

- AVEC
- L - distance entre deux sections consécutives (m)
 - Q - débit véhiculé (m^3/s)
 - e - largeur du plan d'eau (m)
 - g - accélération de la pesanteur (m/s^2)
 - A - section mouillée (m^2)
 - J_0 - Pente géométrique du Canal
 - J - gradient de perte de charge
 - $J_0 - J$ - différence des profondeurs d'eau des deux sections (m)

b- Profil en long de l'écoulement -

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

Les calculs sont effectués au moyen d'un calculateur "texas instruments" 59.

Le programme établi par G. LAPRAY (ex. Maître de conférence à l'ENP) est basé sur les formules suivantes :

$$b_i^{i-1} = b_0 + \frac{b_n - b_0}{l_n} \left(l_i + \frac{\Delta l}{2} \right) \quad (m)$$

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

b_0 - largeur initiale du canal (m).

b_n - largeur finale du canal (m).

l_n - longueur du canal (m)

l_i - Longueur développée jusqu'au début du tronçon (m).

Δl - distance entre les sections initiales et finale du tronçon (m).

$$A_i = \left(h_i + \frac{\Delta h_i}{2} \right) \left[b_i^{i-1} + \mathcal{L}^2 \left(h_i - \frac{\Delta h_i}{2} \right) \right]$$

A_i - section mouillée moyenne du tronçon (m²)

h_i - profondeur d'eau au début du tronçon (m)

Δh_i - décroissement du plan d'eau entre les section initiales et finale du tronçon (m).

\mathcal{L} - Inclinaison des talus = ctg

$$P_i = b_i^{i-1} + \mathcal{L} \left(h_i + \frac{\Delta h_i}{2} \right)$$

P_i - périmètre mouillé moyen du tronçon (m)

$= 2 \sqrt{1 + \mathcal{L}^2}$ paramètre des talus égal au rapport entre la longueur de l'ensemble du talus et la profondeur moyenne du tronçon.

$f_r = \left(1,14 - 0,86/n \frac{\Sigma}{D_n} \right)^{-2}$ Coefficient de frottement selon nikuradse avec $\Sigma = 0,005$ m rugosité absolue

$D_h = \frac{A_i}{P_i}$ diamètre hydraulique

gradient de perte de charge.

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

1/ Introduire -

= 10^6	STO.00	Q = 765	STO. 01
= 510^3	STO.02	JU= 0,06	STO.03
Lo = 0	STO.06	Ho= 3,28	STO.08
bo = 40	STO.18	Ln= 260	STO.20
ko = 3,28	STO.27	Huo=1,115	STO.37
=0,5	STO.05	bn = 20	STO.16
		Al = 3	

0,01 x t Ah variee par tranche STO.17

2/ Appuyer -

"A" hu + $\frac{DH}{2}$ STO.07

RCL 09 = 2 1 + 2

"B" Lo-1 = 0,11 STO.06

RCL 08 hi = 3,28

RCL 04 bi = 39,99

RCL 29 $\frac{\quad}{Dh} = 0,000\ 45$

RCL 19 R = $6,595 \cdot 10^7$ - Régime turbulent rugueux

RCL 12 f = fr = 0,01657

"C" K& = 3,26 STO 27

"D" hu = 1,176 STO 37

Les tableaux ci-dessous représentent les types de remous, nous devons appuyer uniquement sur "B", "C", "D" tout en faisant varier DH quand il est nécessaire.

PROGRAMME DONNANT LE PROFIL EN LONG DE LA SURFACE

LIBRE ENCANAL TRAPEZOÏDAL LINEAIREMENT CONVERGENT

LRN 2nd LBLA RCL^x05 x²+1 = $\sqrt{x} \times 2 = \text{STO } 09 \text{ RCL } 08 + \text{RCL } 17 \div 2 = \text{STO } 07 \text{ R/S}$

025 2nd LBLB RCL^{ΔL}15 STO^{ΔL'}14 ÷ 2 + RCL^{Li}06 = ÷ RCL^{Ln}20 × (RCL^{b_n}16 - RCL^{b₀}18) + RCL^{b₀}18 = STO^{b_{i-1}}04

054 × RCL^{h_i}07 + RCL^I05 × RCL^{b_i}07 x² = STO^{Al_x}10 × 4 + (RCL^{b_i⁻¹}04 + RCL^{h_i}09 × RCL^{h_i}07) = STO^{Dh_x}11

083 1/x × RCL^ε02 = STO^{E/D_n}29 ln x × .86 - 1.14 = x² 1/x STO^{f_r}121 - RCL^φ01 x² × (RCL^{b_i⁻¹}04 + 2 × RCL^I05)

119 × RCL^{h_x}07) ÷ 9.8 ÷ RCL^{Al_x}10 y³ = STO^{Num}13 ÷ (RCL^{J_v}03 - RCL^{f_r}12 × (RCL^φ01 + RCL^{A_i}10) x² ÷ RCL^{Dh_x}11 ÷

155 19.6) × RCL^{ΔL}17 = STO^{ΔL'}15 - RCL^{ΔL'}14 = 2nd |x| 2nd x > LBRCL^{ΔL}15 2nd |x| SUM^{Li}06 RCL^{ΔL}17 SUM

181 08 RCL^{h_i}08 + RCL^{ΔL}17 ÷ 2 = STO^{h_i}07 RCL^φ01 ÷ RCL^{A_i}10 × RCL^{Dh_i}11 ÷ RCL^J00 = STO^R19

206 RCL^{Li}06 R/S

* ALLURE DE LA PROFONDEUR CRITIQUE HYPOTHÉTIQUE

209 2nd LBL C RCL^{b_k}04 + 2 × RCL^I05 × RCL^(k)27 = STO^{e_k}31 RCL^{b_k}04 + RCL^I05 × RCL^(k)27 =

233 × RCL^(k)27 = STO^{A_k}30 1/x y³ × RCL^{e_k}31 × RCL^φ01 x² ÷ 9.8 = STO^{φ²/gA³}28 y³ × 3

259 × RCL^(k)27 = STO^{k'}27 RCL^{φ²/gA³}28 - 1 = 2nd |x| 2nd x > t C RCL^x09 × RCL^k27 + RCL^{b_k}04

281 = STO^{P_k}26 1/x × RCL^{A_k}30 × 4 = STO^{Dh_k}23 1/x × RCL^ε02 = STO^{E/Dh_k}21 ln x × .86 -

306 1.14 = x² 1/x STO^{f_r}24 ÷ RCL^{Dh_k}23 × RCL^φ01 x² ÷ RCL^{A_k}30 x² ÷ 19.6 = STO^{J_k}22

334 + RCL^{J_v}03 = 1/x STO^L25 RCL^k27 R/S

* ALLURE DE LA PROFONDEUR NORMALE HYPOTHÉTIQUE

344 2nd LBL D RCL^b04 + RCL^x05 × RCL^(h_v)37 = x RCL^(h_v)37 = STO^A40 RCL^b04 + RCL^(h_v)37 × RCL^x09

369 = STO^P36 1/x × 4 × RCL^A40 = STO^{Dh}33 ÷ RCL^ε02 = 1/x STO^{E/D_h}39 ln x × .86 - 1.14

398 = x² 1/x STO^{f_r}35 ÷ RCL^{Dh}33 × RCL^φ01 x² ÷ RCL^A40 x² ÷ 19.6 = STO^J32 ÷ RCL^J03 =

426 y³ × 3 × RCL^{h_v}37 = STO^{h_v}37 RCL^J32 - RCL^J03 = 2nd |x| 2nd x > t OR RCL^φ01 ÷ RCL^A40 =

450 STO^v34 × RCL^{Dh}33 ÷ RCL^J00 = STO^R38 RCL^{h_v}37 R/S

Calcul de remous dans le canal évacuateur

remous descendant type P₂ régime turbulent rugueux torrentiel supernormal

TABLEAU N° 36

L_i (m)	H_i (m)	b_i^{-1} (m)	K_i (m)	h_{ui} (m)	Δh (m)
0.00	3.28		3.26	1.150	- 0.10
		39.99			
0.11	3.18		3.29	1.176	- 0.10
		39.97			
0.41	3.08		3.2967	1.1761	- 0.10
		39.94			
0.92	2.98		3.2988	1.1768	- 0.10
		39.88			
1.69	2.88		3.3000	1.1780	- 0.10
		39.79			
2.77	2.78		3.3066	1.1796	- 0.10
		39.67			
4.20	2.68		3.3129	1.1817	- 0.10
		39.52			
6.07	2.58		3.3212	1.1846	- 0.10
		39.32			
8.47	2.48		3.3320	1.1884	- 0.10
		39.06			
11.52	2.38		3.3460	1.1933	- 0.10
		38.74			
15.40	2.28		3.3640	1.1977	- 0.10
		38.32			
20.36	2.18		3.3873	1.2079	- 0.10
		37.79			
26.78	2.08		3.4178	1.2186	- 0.10
		37.10			
35.25	1.98		3.4500	1.2330	- 0.10
		36.16			
46.79	1.88		3.5200	1.2500	- 0.10
		34.83			
63.54	1.78		3.6000	1.2800	- 0.10
		32.74			
91.58	1.68		3.7455	1.3348	- 0.10
		31.04			
99.76	1.67		3.8700	1.5246	- 0.01
		30.42			
104.67	1.66		3.9228	1.3988	- 0.01
		29.63			
116.80	1.64		3.9889	1.4225	- 0.02
		28.18			
135.49	1.62		4.1156	1.4686	- 0.02

Calcul de remous dans le canal évacuateur

remous ascendant type P₃ régime turbulent rugueux torrentiel subnormal

TABLERAU N° 37

L_i	H_i	b_i^{-1}	K_i	h_{vi}	Δh
144.18	1.610	27.72	4.1589	1.5842	- 0.01
146.12	1.611	26.5895	4.1682	1.5848	+ 0.001
161.25	1.621	27.0249	4.2253	1.6091	+ 0.01
183.45	1.631	25.9402	4.3341	1.6492	+ 0.01
205.34	1.641	21.7973	4.8210	1.7339	+ 0.01
218.54	1.651	20.1543	5.0530	1.8245	+ 0.01
229.14	1.661	19.0399	5.2261	1.8936	+ 0.01
238.32	1.671	18.1138	5.3810	1.9566	+ 0.01
246.56	1.681	17.2940	5.5267	2.0107	+ 0.01
261.15	1.701	16.2295	5.7322	2.1032	+ 0.02

DESIGNATION	UNITE	QUANTITE
<u>A/-Digue</u>		
.Décapage	m ³	13.523,20
.Recharge	m ³	15.108,60
.Enrochement	m ³	2.875,35
.Drain + filtre	m ³	11.785,33
.Rip-rap	m ³	2.428,22
<u>B/-Noyau</u>		
. Argile	m ³	16.846,55
<u>C/-Evacuateur de crue</u>		
.Déblais	m ³	10.865,42
.Béton armé	m ³	5.000,00
- <u>Canal évacuateur</u>		
. Déblai	m ³	1.462,50
. Béton armé	m ³	2.098,12

- C O N C L U S I O N -

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons traité les principaux axes nécessaires à la faisabilité du barrage de BOUKOURDANE dont la réalisation servira à l'alimentation et l'irrigation des terres à proximité des villes de CHERCHELL, TIPAZA et HADJOUT.

Nous estimons que ce projet est techniquement réalisable si toutefois les données recueillies se confirment sur le terrain.

Enfin, une fois réalisé, cet ouvrage qui constitue l'un des maillons du schéma général de l'aménagement des ressources en eau de l'Oued, contribuera sans aucun doute au développement agricole de la région.

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

- Rémenièras (G) - Hydrologie et l'ingénieur, PARIS, EYROLLES 1976
 - GRISONI (M) - DECROUX (J) - Cours d'hydrologie superficielle Décembre 1972
 - TERZAGHI (K) PECK (R.B) - Mécanique des sols en ingénierie Pratique
PARIS - DUNOD 1965.
 - Schneebeli (G) - Hydraulique souterraine - PARIS EYROLLES 1978
 - I NAOUMENKO - Hydraulique Générale et appliquée URSS 1975/76
 - CARLIER (M) - Hydraulique Générale et appliquée PARIS EYROLLES 1980
 - E. BELAKONEV - Barrages en matériaux locaux 1981
 - Comité de rédaction du Ministère de l'Agriculture -
Techniques des barrages en aménagement rural - PARIS 1974.

 - TRACTIONEL - STUCKY - Aménagements hydraulique (BRUXELLES-LAUSANNE.)
références
 - A. KOUZNETSOV - Constructions Hydrauliques URSS 1975

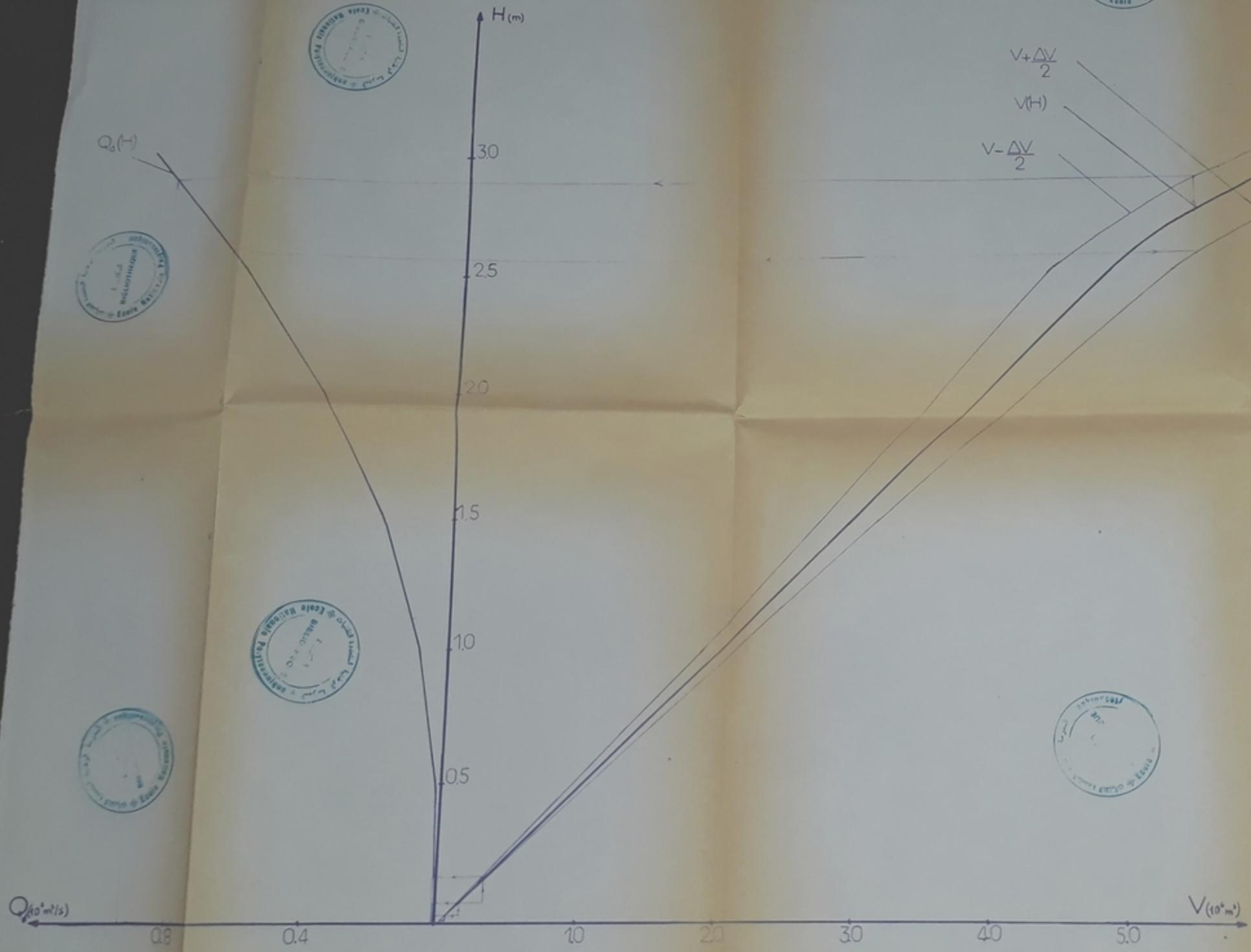
 - H VARLET ! Usines de retenue, usines de plaines - PARIS EYROLLES 1962

 - H VARLET - Barrages - Réservoirs - PARIS EYROLLES 1966
TOME II
 - H VARLET - Usines de dérivation - PARIS EYROLLES 1964
 - H VARLET - Usines de dérivation - PARIS EYROLLES 1979

 - ABAQUES de calcul d'hydraulique à surface libre - CTGRETF
Mai 1979.
-



PH 012 B7
-1-



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

GENIE-HYDRAULIQUE

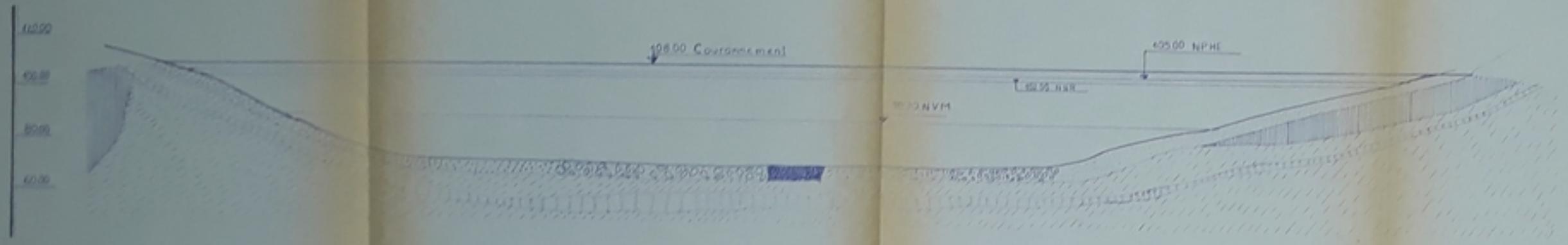
PROJET DE FIN D'ÉTUDES

ÉTUDE DE FAISABILITÉ DU BARRAGE DE BOU-KOURDANE SUR OUED EL-HACHEM, W. TIPASA

détermination de la lame déversée

dirigé par.	M. y. mouloudi		échelles. 1/1000 1/2000
étudié par.	i. mebarki		date. 09.02.87. planche n°]

PROMOTION JANVIER 87



- legende
- alluvions argileuses
 - colluvions fines
 - gravier de l'oued
 - alluvions torrentielles
 - alluvions sable-graveleuses
 - alluvions
 - alluvions grossieres
 - marnes
 - dolerites



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

GENIE-HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE BOU-KOURDANE SUR OUED EL-HACHEM, W. TIPASA

coupe géologique

dirigé par	M. y. mouloudi		Echelle 1/1000
étudié par	i. mebarki		date: 02.01.87
			planche n° 2

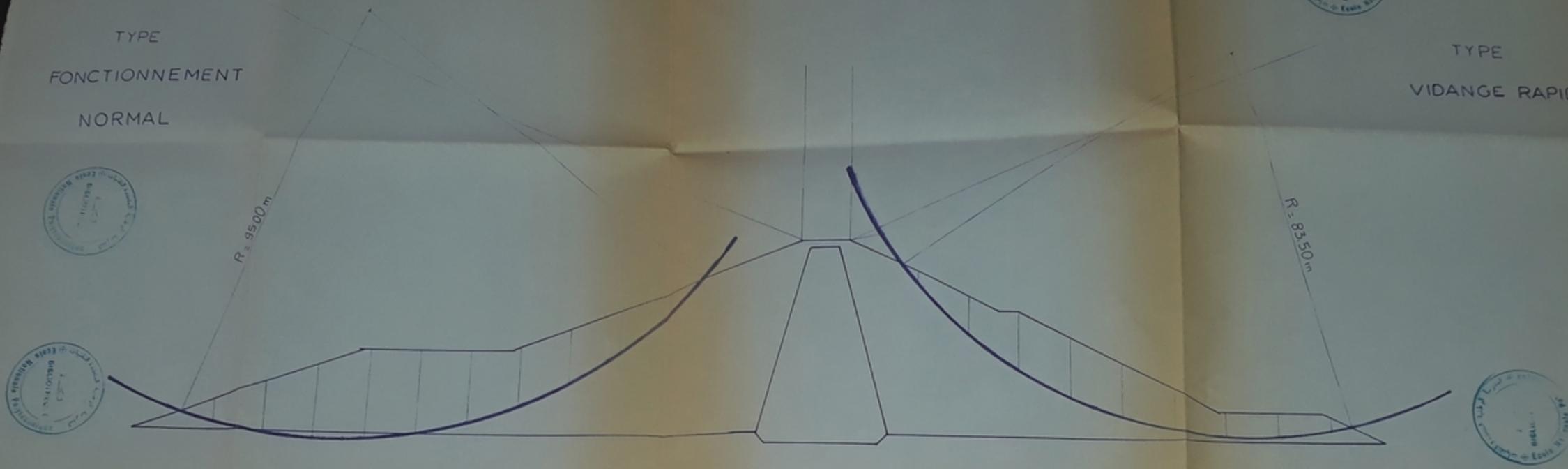
PROMOTION JANVIER 87

TALUS AMONT

TALUS AVAL

TYPE
FONCTIONNEMENT
NORMAL

TYPE
VIDANGE RAPIDE



PH01257
- 3 -

TALUS	TYPE DE FONCTIONNEMENT	COEFFICIENT DE STABILITE	
		SANS SEISME	AVEC SEISME
AVAL	FIN DE CONSTRUCTION	1.25	1.05
	NORMAL	1.74	1.19
AMONT	FIN DE CONSTRUCTION	2.59	1.84
	VIDANGE RAPIDE	1.74	1.15

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

GENIE-HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

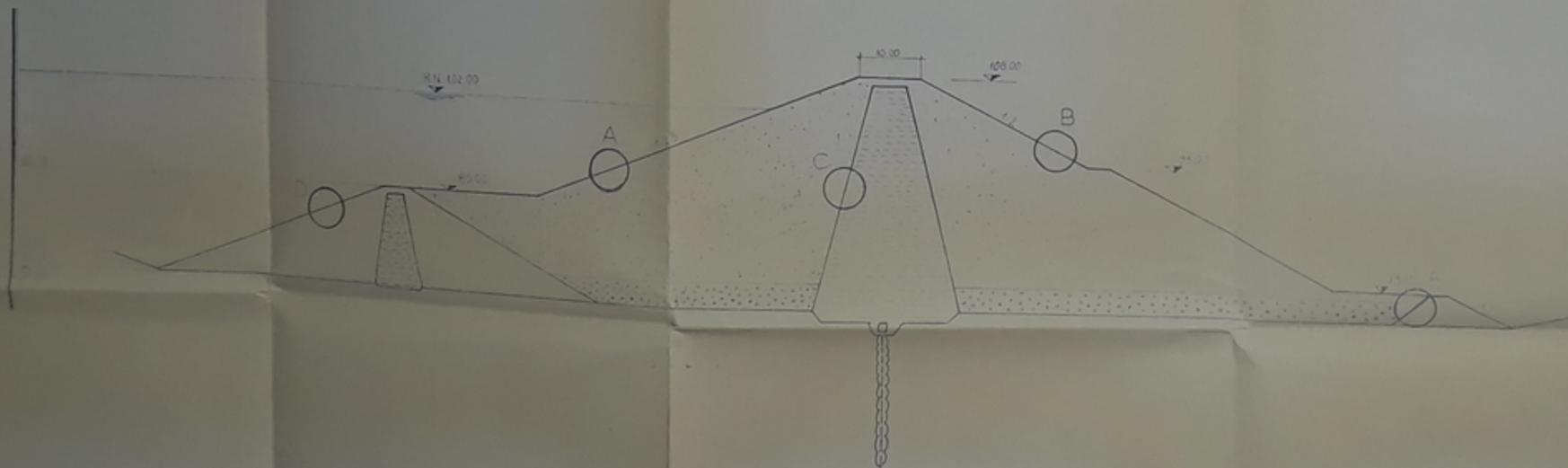
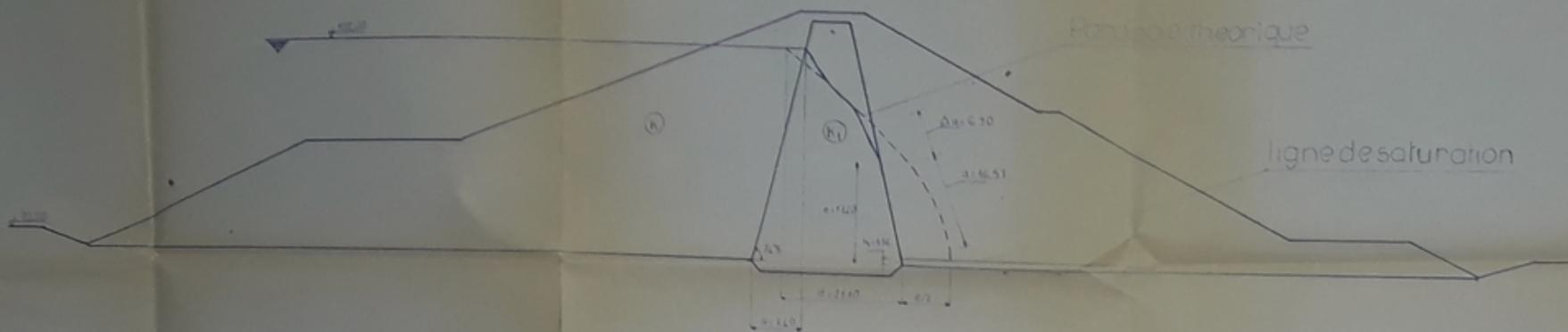
ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE BOU-KOURDANE SUROUED EL-HACHEM : W. TIPASA

stabilite de la digue

dirigé par:	M. y. mouloudi	<i>[Signature]</i>	échelle: 1:500
étudié par:	i. mebarki	<i>[Signature]</i>	date: 02.02.87
			planche N° 3

PROMOTION JANVIER 87

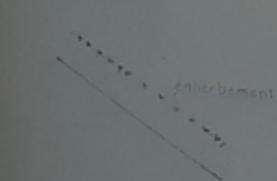




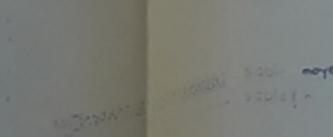
detail A
amont



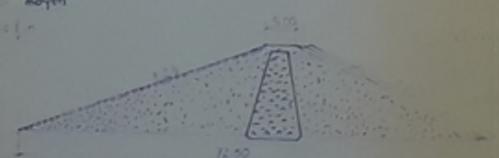
detail B
aval



detail C
noyau



detail D
barrage



detail E
drain tapis



PH01287
-4-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

GENIE-HYDRAULIQUE



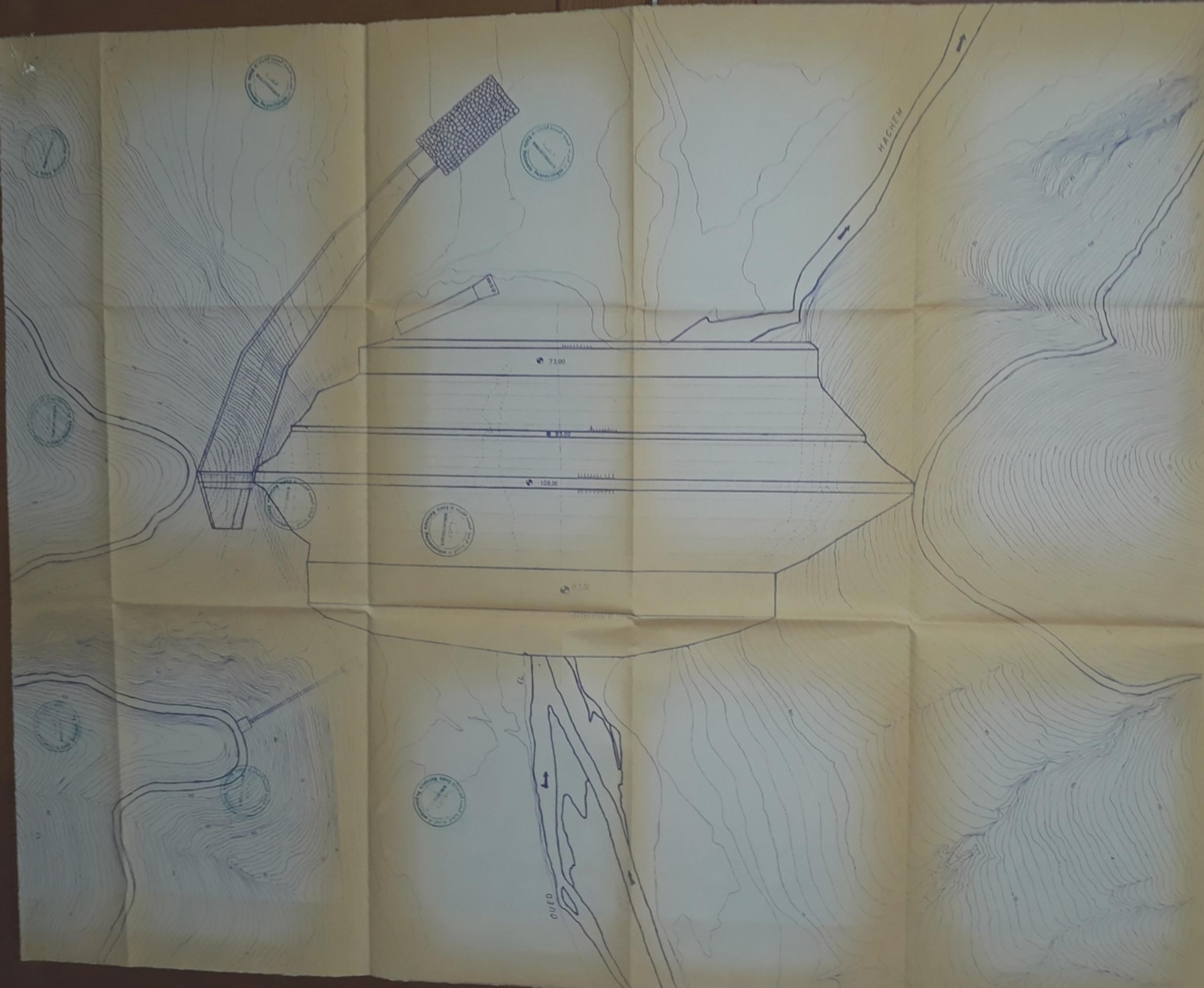
PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE BOUKOURDANE SUR OUED EL-HACHEM. W. TEPAN

coupe type de la digue et trace de la ligne de saturation

dirigé par	M: y. mouloud		date: 12/01/87
étudié par	I. mebarki		planche: 4

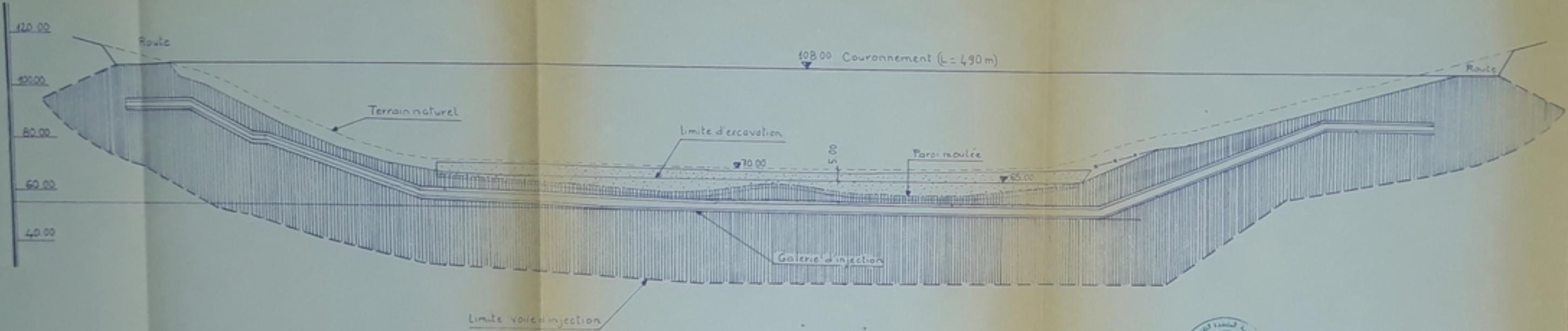
PROMOTION JANVIER 87



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 GENIE-HYDRAULIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE BOU-KOURDANE SUR OUED EL-HACHEM, W. TIPASA
 vue en plan de la digue
 et des ouvrages annexes
 corrigé par: M. y. moufoud
 étudié par: I. mebarki
 PROMOTION JANVIER 87

P11 012 87
 - 5 -

PH 012 87
-06-



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

GENIE-HYDRAULIQUE



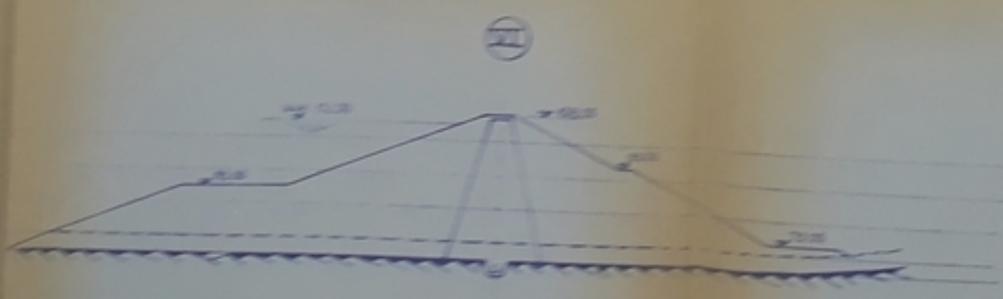
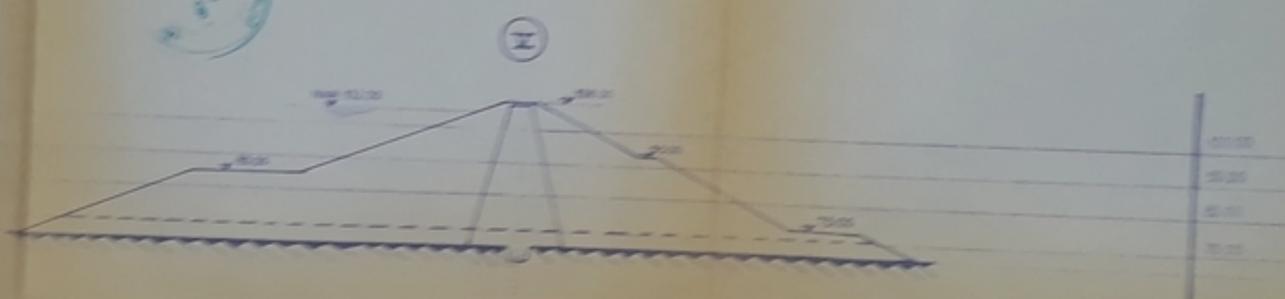
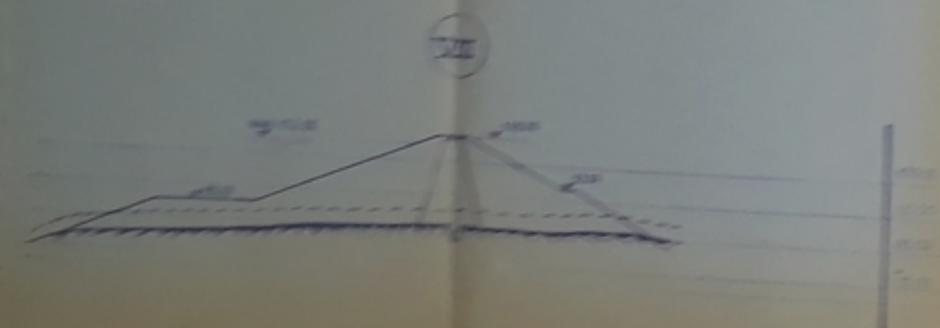
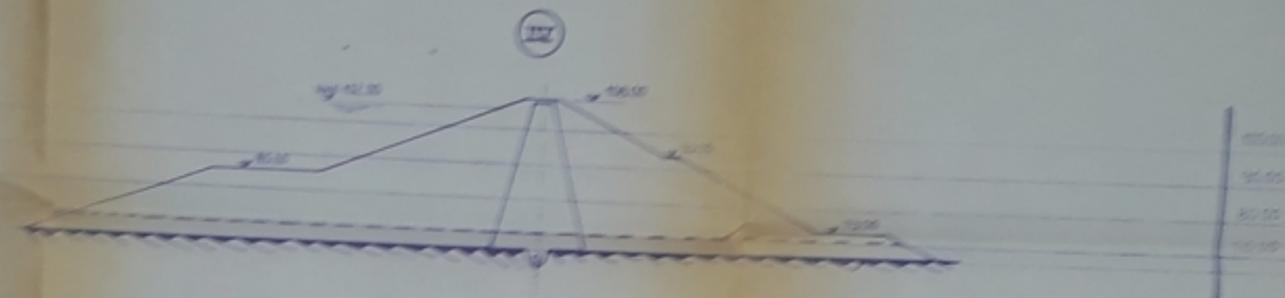
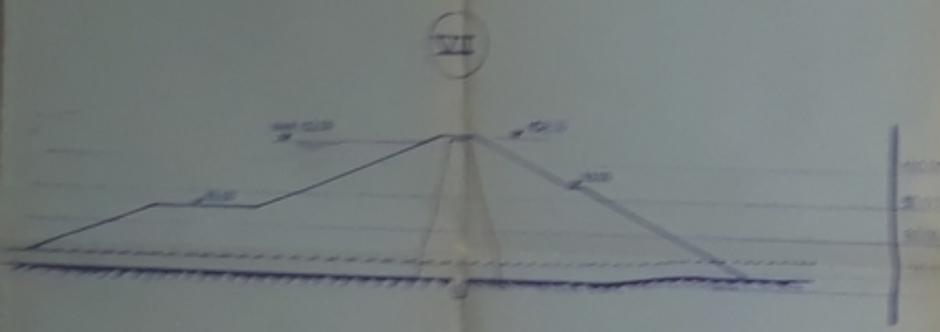
PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE BOU-KOURDANE SUR OUED EL-HACHEM, W. TIPASA

coupe longitudinale de la digue

dirigé par:	M. y. mouloudi		échelle 1/1000
étudié par:	i. mebarki		date: 23.12.87
			planche n° 6

PROMOTION JANVIER 87



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
GENÈVE-ÉVRYVALE

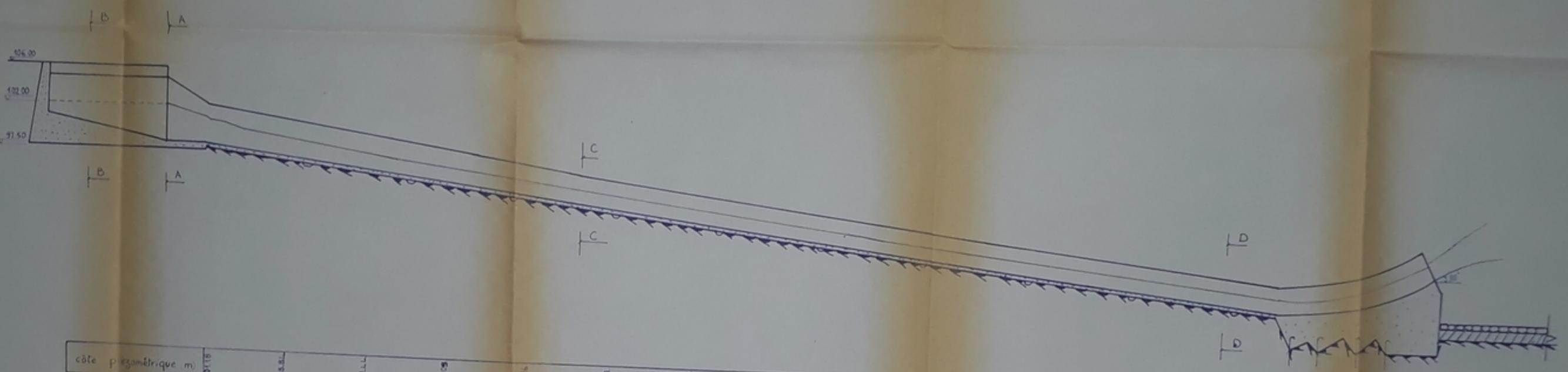
PROJET DE FIN D'ÉTUDES

ÉTUDE PRÉLIMINAIRE DU BARRAGE DE BOUT-
MOURDANE SUR OUD EL-SATHEN - M. SUDAN

coupes transversales
de la digue

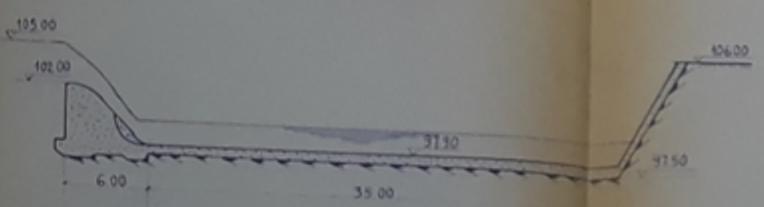
dirigé par	M. K. Moujoud		
révisé par	I. Mebarki		

PROJET JANVIER 57

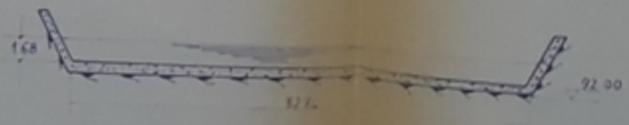


côte piézométrique m	37.00	38.81	39.44	40.09	41.86	43.53	45.33	47.12	48.92	50.75	52.53	54.25	56.00	57.80
profondeur d'eau (m)	0.70	2.14	1.94	1.39	1.14	1.67	1.63	1.62	1.62	1.63	1.63	1.65	1.68	1.68
Altitudes m	97.30	94.70	95.50	94.30	95.40	91.50	90.70	89.50	88.30	87.10	85.90	84.70	83.50	82.30
Distance partielles m	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
Distance cumulée m	0.00	20.00	40.00	60.00	80.00	100.00	120.00	140.00	160.00	180.00	200.00	220.00	240.00	260.00

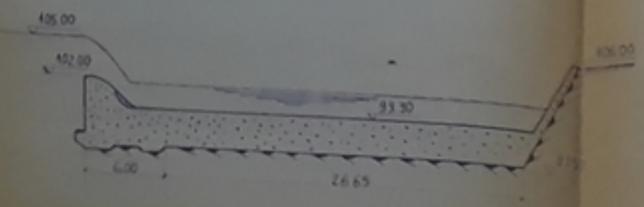
SECTION A-A



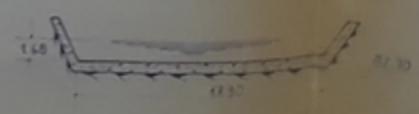
SECTION C-C



SECTION B-B



SECTION D-D



PH 01232
-08-

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

GENIE-HYDRAULIQUE

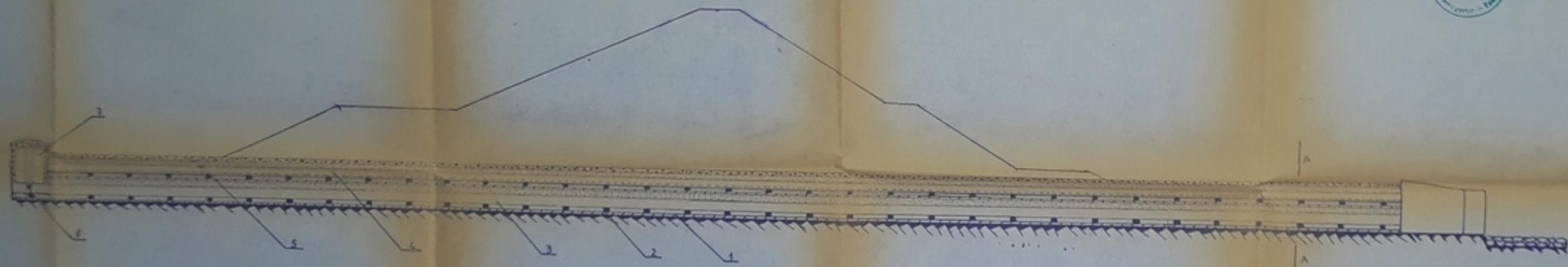
PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE BOU-KOURDANE SUR OUED EL-HACHEM, W. TIPASA

profil longitudinal de l'évacuateur de crue

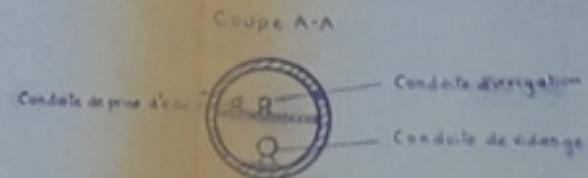
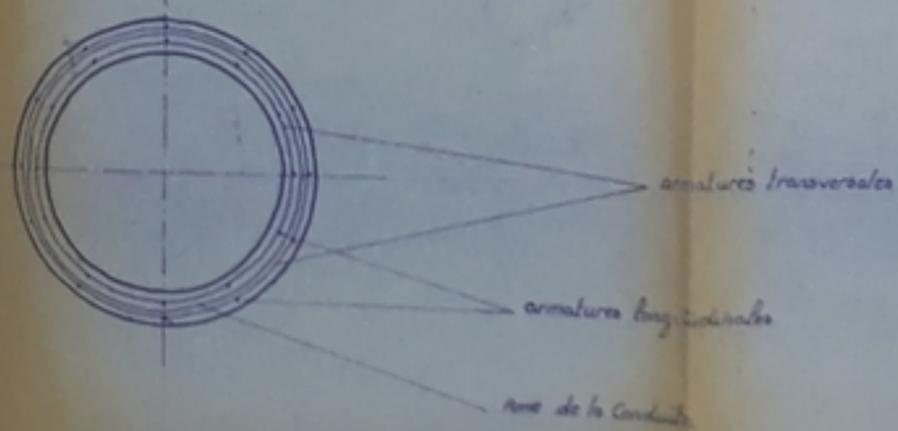
Elaboré par	M. y. mouloud	<i>[Signature]</i>	Echelle
Étudié par	I. mebarki	<i>[Signature]</i>	Date
			feuille n° 8

PROMOTION JANVIER 87



- 1 dalle en béton
- 2 vanne en béton
- 3 Conduite de vidange
- 4 Conduite d'irrigation
- 5 Conduite de prise d'air
- 6 vanne
- 7 Chambre de porte

Coupe transversale de la galerie de dérivation - E : 1/100



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

GENIE-HYDRAULIQUE

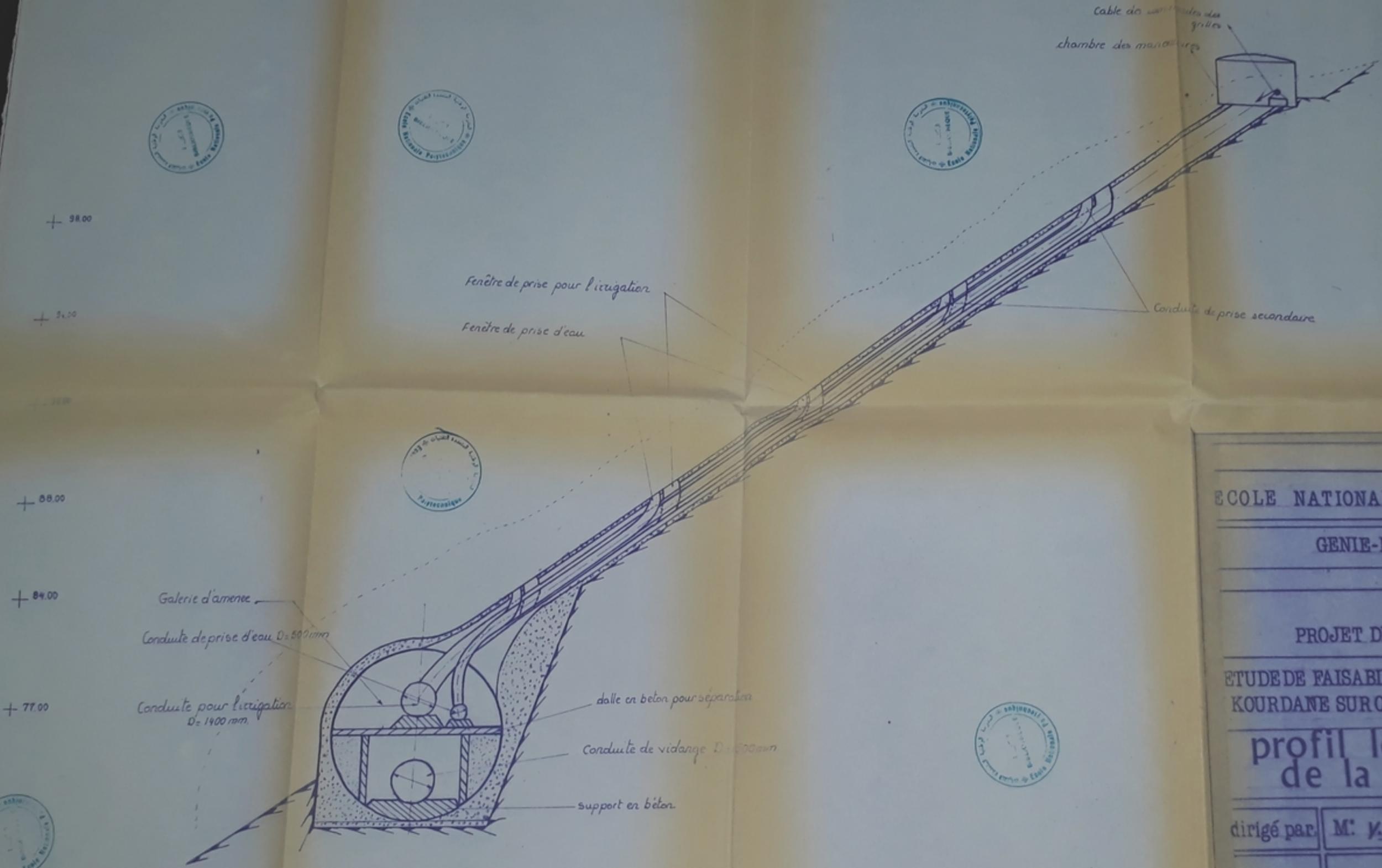
PROJET DE FIN D'ÉTUDES

ÉTUDE DE FAISABILITÉ DU BARRAGE DE BOU-KOURDANE SUR OUED EL-HACHEM - W. TIER

coupe longitudinale
de la dérivation p.

dirigé par	M. y. mouloud		
étudié par	I. mebarki		

PROMOTION JANVIER 87



+ 98.00

+ 94.00

+ 88.00

+ 84.00

+ 77.00

PH 012 87
10

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

GENIE-HYDRAULIQUE

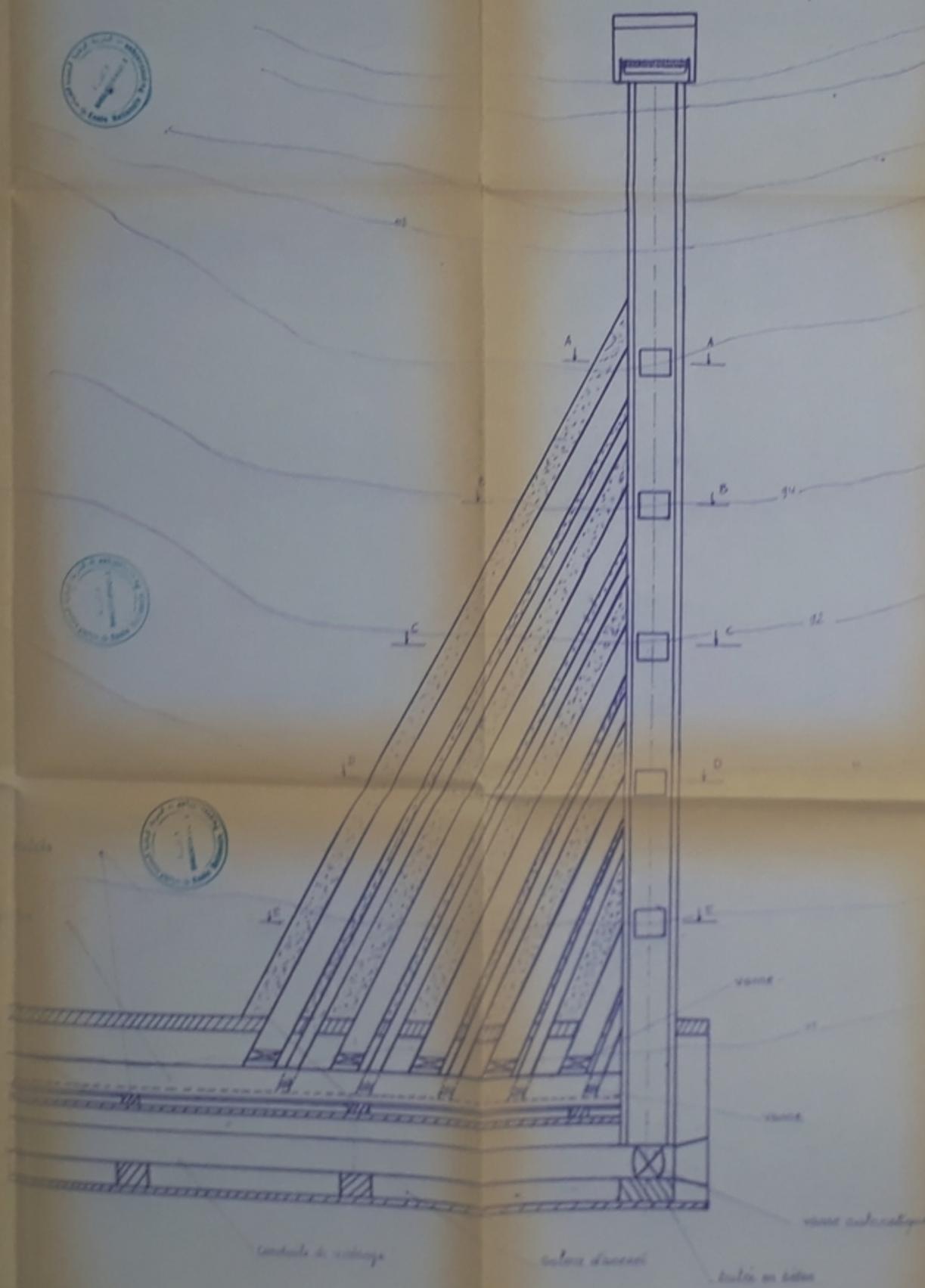
PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE BOU-KOURDANE SUROUED EL-HACHEM, W. TIPASA

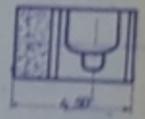
profil longitudinale de la prise d'eau

dirigé par	M. y. mouloudi	échelle	1:100
étudié par	I. mebarki	date	03.02.87
		planche	N° 10

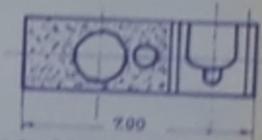
PROMOTION JANVIER 87



COUPE 1 A-A



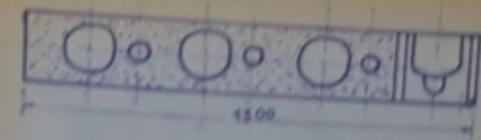
COUPE 1 B-B



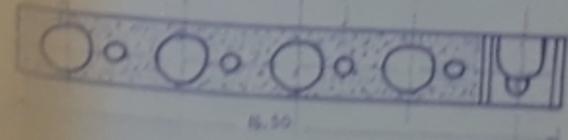
COUPE 1 C-C



COUPE 1 D-D



COUPE 1 E-E



projet 87
16

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
GENIE-HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

STUDIUM DE FAIABILITE DU BARRAGE DE BOU
MOURDANE SUR OUED EL-HACHEM - W. TUNISIE

coupe transversale
de la prise d'eau

dirigé par	M. y. moukoudi	M. S. A.
révisé par	I. mebaraki	M. S. A.

PROMOTION JANVIER 87

