

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT :

GENIE HYDRAULIQUE
المعهد الوطني للدراسات والبحوث
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

SUJET

CALCUL D'UN MAILLON
D'aménagement Hydraulique

7 PLANCHES

Proposé Par :

M^r TAGUIZADE

Etudié par :

M^r HADJ-AHMED A

Dirigé par :

M^r TAGUIZADE

M^r BAHIDJ

PROMOTION : Juin 1988

EXTRA STRO

REMERCIEMENTS

Nos remerciements vont à l'endroit de nos promoteurs MM. TAGUIEZADE et BAHIDJ pour leur disponibilité et leurs conseils valeureux.

Nous tenons également à remercier M^r MOULOUDI et M^{lle} BEN MAMMAR pour leur soutien et leur étroite collaboration.

Enfin, que tous ceux qui, directement ou indirectement, ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce mémoire trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude et de notre sincère reconnaissance.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- La famille Ouled CHEIKH

- mon père

- ma mère

- mon frère Mohammed

- Bendahane Mohammed alias "BA-HAMOU"

- Mes amis .

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

4/5/76
Khan

LE MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
L'ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département: HYDRAULIQUE.....
Auteurs: Mrs. TAJULZADE, ...BAHLIDJ
Ingénieur: HADJ. AHMED. AEK...

المصلحة
الموجه
تلمية مهندس:

موضوع : حساب زريذة (شبكة) هيدرو تقنية .
ملخص : تتضمن هذه الأطروحة دراسة حلقة تهيئة هيدرو لكية لرى محيط زراعي مساحته حوالي 2800 هكتار
ولقد تم لهذا الغرض .
أولا : دراسة مسناة من الخرسانة لسد الحاجيات من المياه وتعلق به قناة تأخذ منبعا من صنوبر المياه
ثانيا : قنوات ذات مساحة حرة وتشتمل على القناة الرئيسية والقنوات المزروعة ، وأخيرا على
منظم .

Sujet: CALCUL D'UN MAILLON D'AMENAGEMENT HYDRAULIQUE.....

Résumé: Ce Projet consiste à l'Étude d'un maillon d'aménagement hydraulique pour irriguer un périmètre de 2800 hectares, et pour cela nous allons faire :

- Une étude hydrologique du bassin versant, et un barrage poids destiné à retenir ces besoins en eau.
- Dimensionnement des canaux à surface libre y compris le canal principal et le canal distributeur et en fin un régulateur.

Subject: EVALUATION OF AN IRRIGATION NETWORK.....

Abstract: This present work consists of designing an irrigation net work to, pronde irrigation to a command area of 2800 ha, and for this purpose we have studied :

- The hydrology of the water shed, and a reservoir for retaining the required water ; as well as
- The designing of the canel network including the mager canal, the distributerries and the régulator.

V.5	Calcul hydraulique du deversoir et du dissipateur d'énergie	49
VI	CALCUL DES CANAUX	
VI.1	L'écoulement uniforme dans les canaux	53
VI.2	L'écoulement non uniforme dans les canaux à surface libre .	64
VII	CALCUL DU RÉGULATEUR	78
VII.1	Détermination de la largeur utile du régulateur .	78
	CONCLUSION	81
	BIBLIOGRAPHIE	

Introduction :

L'eau est un élément indispensable à la vie et un facteur décisif d'une part pour la solution des problèmes sociaux des citoyens, et d'autre part pour le développement de l'économie nationale.

L'Aménagement hydraulique peut avoir différents buts de satisfaction agricoles ; urbains, production d'énergie et l'industrie.

Dans notre cas, on sera amené à l'étude d'un aménagement dont le but principale est d'assurer les eaux nécessaires à l'agriculture.

Les différents éléments du maillon qui sont destinés à l'amenée de l'eau vers le périmètre irrigable sont :

- Un barrage poids ;
- Une prise d'eau ;
- Un canal principal,
- Un canal de distribution ;
- Un canal de décharge .

Le choix de l'emplacement, ainsi que les caractéristiques d'un barrage dépendant de plusieurs conditions : Hydrologie ; Topographie ; géologie et économie .

Chapitre I

ETUDE
HYDROLOGIQUE

I-1] CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT:

I-1-1) Superficie du bassin versant: la surface du bassin versant est mesurée par planimétrage sur une carte topographique d'échelle convenable $1/1000$; elle est égale à 380 km^2 .

I-1-2) Perimètre du bassin versant: le périmètre du bassin versant est déterminé à l'aide d'un curvimètre sur une carte topographique d'échelle $1/1000$; Il est égal à: $P = 110 \text{ km}$.

I-1-3) Paramètres geomorphologiques du bassin versant:

I-1-3-a) Indice de compacité: d'après la formule de GRAVELIUS, l'indice de compacité K caractérise la forme du bassin versant qui s'exprime par la formule:

$$K = \frac{P}{2\sqrt{\pi}\sqrt{S}} \approx 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} = \frac{P}{P_c}$$

avec:

P : périmètre du bassin étudié

P_c : périmètre du cercle ayant la même surface que le bassin étudié.

on trouve $K = 1,58$

I-1-3-b) Rectangle équivalent: le rectangle équivalent est un paramètre de comparaison des bassins entre eux, du point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement. Il possède la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré. La longueur et la

largeur de ce rectangle sont donné par les expressions mathématiques suivantes :

$$\text{longueur équivalente : } L = \frac{K\sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K} \right)^2} \right]$$

largeur équivalente :

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

avec :

K : indice de compacité ($K = 1,58$).

S : superficie du bassin versant ($S = 380 \text{ km}^2$).

On trouve dans ce cas comme longueur $L = 47 \text{ km}$
et comme largeur $l = 8 \text{ km}$

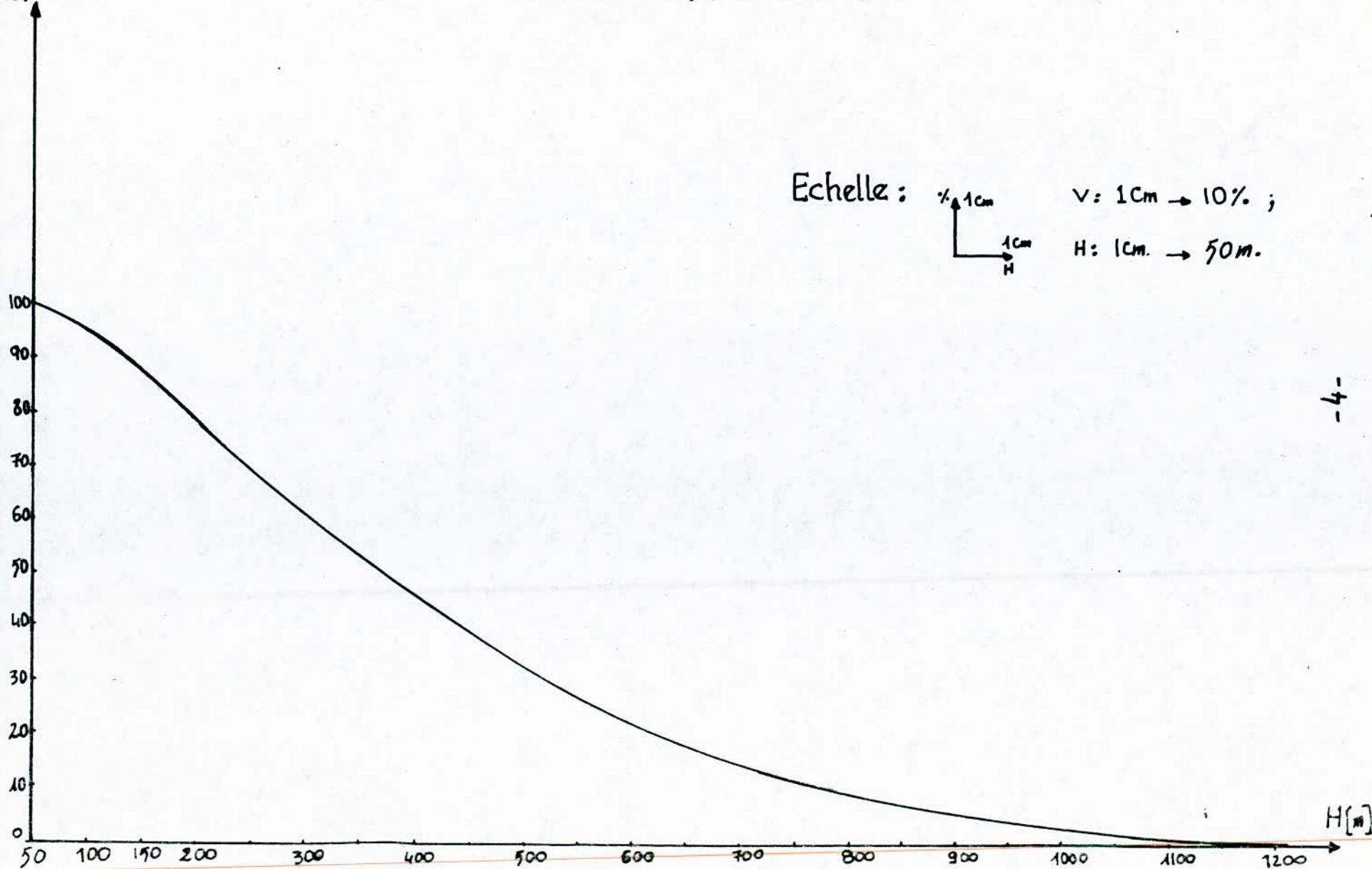
I-4-3- c) Courbe hypsométrique :

Les altitudes maximales et minimales sont respectivement 1268 et 40. La superficie du bassin versant est de 380 km^2 , son hypsométrie est déterminée par les données suivantes

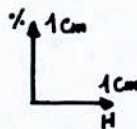
Altitude $c_1 - c_2$	Surface partielle km^2	Surface cumulée (km^2)	% partiel	% cumulé
50 - 100	17,5	17,5	4,60	100
100 - 200	70	87,5	18,45	95,4
200 - 350	89	176,5	23,45	76,95
350 - 500	73,5	250	19,38	53,5
500 - 700	77	327	20,29	34,12
700 - 900	27	354	7,12	13,83
900 - 1100	18,5	372,5	4,87	6,71
1100 - 1200	7	379,5	1,84	1,84

Courbe hypsometrique

S%



Echelle :



V: 1cm → 10% ;

H: 1cm → 50m.

Courbe n°1

La courbe hypsométrique est représentée par un graphe qui suit :

$$\bar{H} = \frac{1}{S} \int h ds = \frac{\text{surface OAR}}{\text{OR}} = 426 \text{ m}$$

Surface OAR : planimétrie

OR : mesurée sur le graphe.

On caractérise souvent le relief par la courbe hypsométrique du bassin. (voir courbe 1).

I-1-3-d) Indice de pente : c'est le rapport entre la dénivellation des altitudes 5% et 90% et la longueur équivalente. Il est donné par la formule :

$$I_p = \frac{\Delta}{L} = \frac{AL_{5\%} - AL_{90\%}}{L}$$

$$\text{Alt } 5\% = 1045 \text{ m}$$

$$\text{Alt } 90\% = 155 \text{ m}$$

$$L = 47 \text{ km}$$

$$\text{d'où } I_p = \frac{1045 - 155}{47} = 19 \cdot 10^{-3}$$

I-1-4] Paramètres du réseau hydrographique :

I-1-4-a) Densité de drainage :

La densité de drainage D_d exprime la longueur moyenne du réseau hydrographique par kilomètre carré du bassin versant :

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

L_i : longueurs de TALweg unitaire.

S : superficie du bassin.

I-1-4-b) Temps de concentration :

Pour caractériser la dynamique du bassin versant, la

connaissance du temps de concentration est nécessaire.

On définit le temps de concentration d'un bassin versant, comme la durée nécessaire d'une goutte tombée au point le plus défavorable hydrologiquement, pour arriver à l'exutoire.

On le détermine à l'aide de la formule de GIANNOTTI.

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_0}{0,8\sqrt{\bar{H}} - H_{\min}}$$

T_c : temps de concentration

S : superficie du bassin versant (km^2); $S = 380 \text{ km}^2$

L_0 : longueur de Talweg principale (km); $L_0 = 36,75 \text{ km}$

\bar{H} : hauteur moyenne (m); $\bar{H} = 426 \text{ m}$

H_{\min} : hauteur minimum (m); $H_{\min} = 40 \text{ m}$

les calculs nous donnent $T_c = 9 \text{ heures}$

2.1.1. Les caractéristiques hydrologiques et morphologiques

Récapitulatif des caractéristiques hydrologiques et morphologiques

types de paramètres		symbole	Unité	valeurs
superficie du bassin versant		S	Km ²	380
perimetre du bassin versant		P	Km	110
Allitudes	moyenne	\bar{H}_{moy}	m	426
	minimale	H _{min}	m	40
rectangle équivalent	longueur	L	Km	47
	largeur	l	Km	8
Longueur de Talweg principale		L ₀	Km	36,75
densité de drainage		D _d	Km/Km ²	5,50
Indice de compacité		K		1,58
temps de concentration		T _c	h	9

Tableau n° 2

I-2] Estimation des apports liquides:

Pour la construction d'un barrage, la connaissance de l'apport liquide de l'oued primordial. Les répartitions mensuelles dans le tableau n° 3

Répartition mensuelle des apports liquides

mois	S	O	n	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Apports 10 ⁶ m ³	0,26	1,8	16,9	9	16	22	23,3	12	2,7	0,75	0,22	0,07

Tableau n° 3

I-3] Évaporation:

La construction d'un barrage réservoir exige la connais-

-sance de l'évaporation de l'eau en surface libre, afin de pouvoir calculer les pertes qu'elle engendre. . .

Repartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	S	O	n	D	J	F	M	A	M	J	J	A
évaporation en mm	125	80	60	59	57	60	65	70	98	125	150	160

Tableau n° 4

I-4] Etude des crues:

Une crue est un fort débit qui apparaît brusquement dans un cours d'eau grâce à une forte pluie (averse), ou à la fonte des neiges. Elle a une influence importante d'une part sur les conditions de vie des populations riveraines, d'autre part sur l'équipement et l'exploitation des ouvrages établis sur les cours d'eau.

La valeur du débit maximal de la crue intervient dans la détermination de la capacité du réservoir d'accumulation, du dimensionnement des ouvrages évacuateurs de la crue et des ouvrages de dérivation nécessaires à la construction du barrage. Donc sa connaissance nous est utile.

I-4.a) Prédetermination des crues:

Sans le but du dimensionnement des ouvrages, l'étude des crues des fréquences exceptionnelles s'est avérée nécessaire. Pour cela, on utilise plusieurs méthodes.

a-1) Formule de MAILLET-GAUTHIER:

$$Q_{\max p\%} = 2k \log(1 + AH) \frac{S}{UL} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}$$

avec :

$Q_{\max p\%}$: débit de crue de fréquence (P) m^3/s

H : hauteur de la pluie annuelle moyenne (m) ; $H = 1m$

T : période de retour > 50 ans

K : coefficient géomorphologique ; $K = 3$

A : coefficient climatologique ; $A = 20$

K varie de 0,5 pour grand bassin versant à faible pente ; à 5 pour petit bassin à forte pente.

Fréquence	0,1	0,01	0,001
$Q_{\max}(m^3/s)$	—	1256	1600

Tableau n°5

a-2) Formule de Giandotti:

$$Q_{\max p\%} = \frac{277 \cdot C \cdot r \cdot R_c \cdot S}{K_0 \cdot T_c}$$

avec :

$Q_{\max p\%}$: débit de crue de fréquence (P) m^3/s

S : surface du bassin versant

R_c : hauteur des précipitation en m pendant le temps de concentration.

T_c : temps de concentration en heure.

C, R_c , K_0 coefficients dépendent de la surface du bassin versant.

S (Km ²)	r	K	c
300	10	4	0,5
300 à 500	8	4	0,5

Tableau 6

Dans ce cas, $S = 380 \text{ Km}^2 \rightarrow r = 8; K = 4; c = 0,5$
 Les résultats sont donnés dans le tableau suivant (7)

Fréquence	0,1	0,01	0,001
Q_{\max} (m ³ /s)	919	1408	1877

Tableau 7

Tableau récapitulatif des débits $Q_{\max p\%}$

Fréquence Formule de	0,1	0,01	0,001
MAILLET- GAUTHIER	-	1256	1600
Giandotti	919	1408	1877
Méthode Synthétique	747	1277	1777

Tableau 8

Conclusion :

Les valeurs des débits maximaux des différentes fréquences adaptés sont $Q_{0,1} = 800 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_{0,01} = 1300 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_{0,001} = 1800 \text{ m}^3/\text{s}$

I-4-b) Hydrogramme des crues :

La détermination de l'hydrogramme de crue dépend du temps de base (t_b) qui est donné par l'expression

$$t_2 = 8 t_1$$

avec t_1 : temps de montée égal au temps de concentration.

δ : fonction de la taille des cours d'eau et du taux de boisement du bassin versant; $\delta = 2$

D'où $t_2 = 2 t_1 = 18$ heures.

La courbe résultante de cette formule comprend deux étapes, à savoir :

- une courbe de montée : Elle a pour expression

$$Q(t) = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_1} \right)^2$$

avec :

$Q(t)$: débit de montée

t : intervalle de temps de la crue en heure

t_1 : temps de montée en heure; $t_1 = t_c = 9$ heures

- une courbe de descente:

$$Q(t') = Q_{\max} \left(\frac{t_2 - t'}{t_2} \right)^3$$

avec :

$Q(t')$: débit à l'instant t' (en heure) après la pointe de la crue.

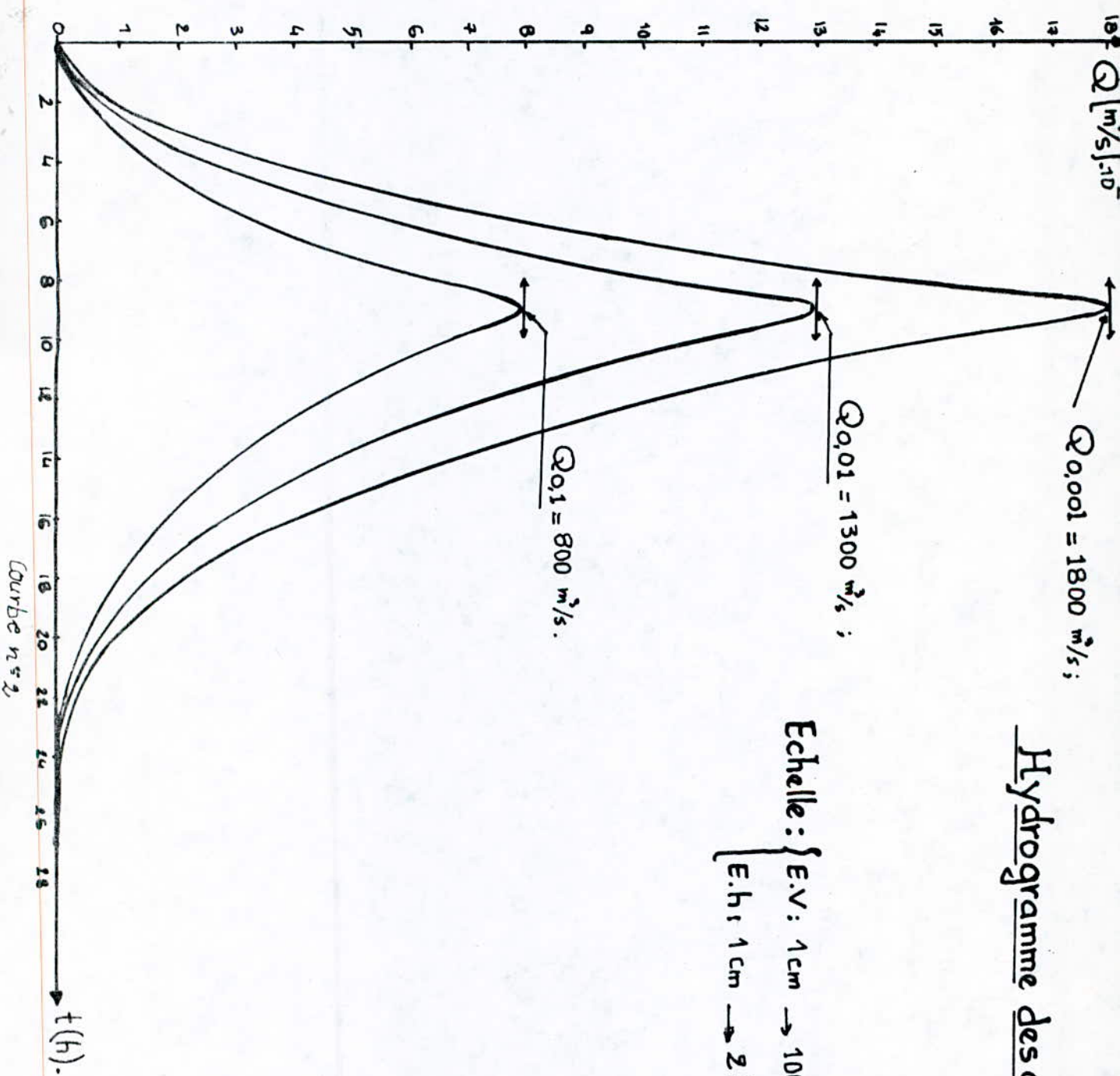
t_2 : temps de baisse en heure; $t_2 = 18$ heures

Les différents paramètres de l'hydrogramme de crue sont donnés par le tableau suivant : (N-9)

t (heure)	Q_i/Q_{max}	$Q_{0,1}$ (m ³ /s)	$Q_{0,01}$ (m ³ /s)	$Q_{0,001}$ (m ³ /s)
1	0,012	9,88	16,05	22,22
2	0,049	39,51	64,20	88,89
3	0,111	88,89	144,44	200,00
4	0,197	158,02	256,79	355,55
5	0,308	246,91	401,23	555,55
6	0,444	355,55	577,78	800,00
7	0,609	483,95	786,42	1088,89
8	0,790	632,10	1025,16	1422,22
9	1,000	800	1300	1800
10	0,842	673,93	1095,15	1516,36
11	0,702	561,86	913,03	1264,20
12	0,578	462,96	752,13	1041,66
13	0,470	376,41	611,66	846,91
14	0,377	301,37	489,73	678,09
15	0,296	237,04	385,18	533,33
16	0,228	182,58	296,69	410,80
17	0,171	137,17	222,19	308,64
18	0,125	100,00	162,50	225,00
19	0,088	70,23	114,13	158,02
20	0,059	47,05	76,46	105,86
21	0,037	29,63	48,15	66,66
22	0,021	17,14	27,86	38,75
23	0,011	8,78	14,26	19,75
24	0,004	3,78	6,02	8,33
25	0,0014	1,10	1,78	2,47
26	0,0002	0,14	0,22	0,31
27	0,000	0,000	0,000	0,000

Tableau N-9

Hydrogramme des crues



I-5] DETERMINATION DU TAUX DE SEDIMENTATION.

I-5-a) Introduction

Les caractères lithographiques et topographiques se complètent pour favoriser un ruissellement avec une érosion importante qui entraîne la dégradation du sol.

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, et d'autre part, d'éléments fins, transportés en suspension et qui se déposent par décantation sur le fond du réservoir.

La connaissance de ces transports solides est nécessaire dans les études concernant les aménagements hydrauliques et hydro-électriques.

Un taux d'abrasion est estimé sur la base des données de mesure pris égal à :

$$T_a = 300 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

I-5-b) Apport solide (détermination du volume mort de la retenue)

Représente la plus basse partie de la retenue contenant des matériaux solides ; elle est donnée par :

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

Avec :

une durée de vie pour le barrage de 30 ans, une superficie du bassin versant de 380 km^2 , un taux d'abrasion de $300 \text{ t/km}^2/\text{an}$ et un poids spécifique des alluvions pris égal

à $1,6 \text{ t/m}^3$.

Le volume mort est égal à $7,55 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

CONCLUSION

Vu que le volume mort après 30 ans d'exploitation serait au maximum $7,55 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, en supposant que tous les sédiments soient retenus par le barrage, ce volume correspond à une hauteur de 13 m d'après la courbe capacité-surface.

I-6] CARACTERISTIQUES VOLUMETRIQUES DE LA RETENUE.

Sans le but d'établir les courbes caractéristiques de la retenue qui seront utilisés pour le calcul du remplissage de la cuvette, la superficie du réservoir a été planimétrée pour différentes altitudes à partir des relevés topographiques.

- Les surfaces élémentaires correspondantes à chaque couche sont:

$$S_{e_i} = \frac{2}{3} S_{p_i}$$

$$S_{e_{i+1}} = \frac{S_{p_i} + S_{p_{i+1}}}{2}$$

avec:

S_{p_i} : surface entre deux couches.

- Les volumes élémentaires sont obtenus par:

$$\Delta V_i = S_{e_i} \cdot \Delta H_i$$

$$\Delta V_{i+1} = S_{e_{i+1}} \cdot \Delta H_{i+1}$$

ΔH_i : Différence entre deux courbes successives

Le volume retenu pour chaque couche est déterminé

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

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau N°10

Côtes	hauteur (m)	S_{pi} Surface (km^2)	Surface (S_e en Km^2) élémentaire	Volume élémentaire ΔV ($10^6 m^3$)	Volumes Retenus (V_r en $10^6 m^3$)
40	0	0,00			0,00
45	5	0,30	0,20	1,00	1,00
50	10	0,90	0,60	3,00	4,00
55	15	1,80	1,30	6,75	10,75
60	20	2,80	2,30	11,50	22,25
65	25	3,90	3,35	16,75	39,00
70	30	5,20	4,55	21,75	61,75
75	35	6,60	5,90	29,50	91,25
80	40	8,20	7,40	37,00	128,25
85	45	10,20	9,20	46,00	174,25
90	50	12,70	11,45	57,25	231,50
95	55	15,40	14,05	70,25	301,75
100	60	18,70	17,05	85,25	387,00
105	65	22,30	20,50	102,50	489,50

Tableau n°10

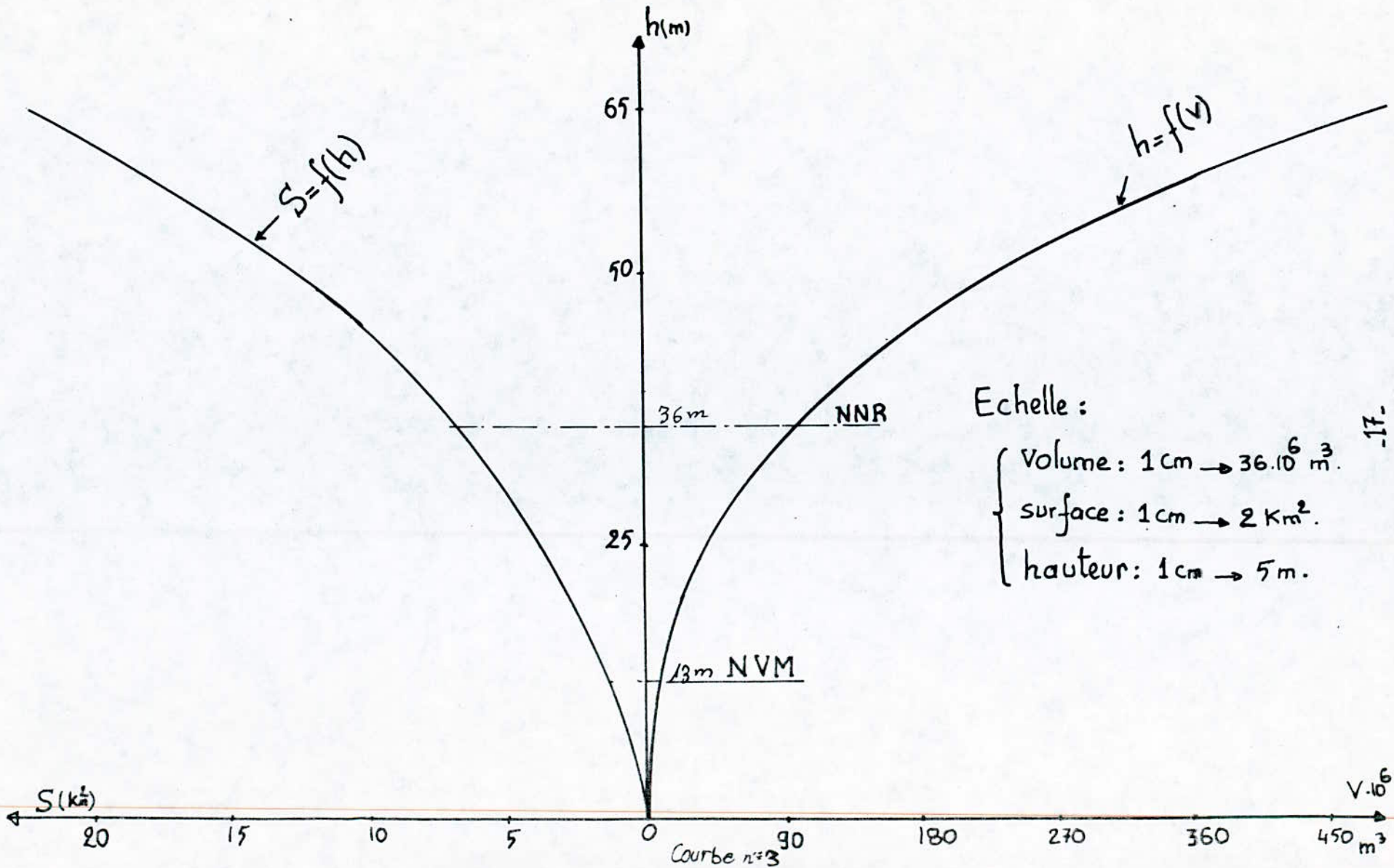
A partir de ces résultats, on trace les courbes "capacité-surface" que nous allons utiliser pour la détermination des surfaces inondées. (Voir courbe n°3)

I- 7] DETERMINATION DU VOLUME UTILE

Le volume utile est la quantité d'eau pouvant être emmagasinée dans une retenue, et répondant à des besoins multiples (A.E.P d'une agglomération, irrigation etc...).

Ce volume couvre en principe, la quantité d'eau demandée et la quantité d'eau perdue par évaporation et par infiltration. Dans notre étude, le but principal de la construction du

COURBE DE VOLUME ET SURFACE



barrage est la satisfaction des besoins d'irrigation d'un périmètre dont la superficie est 2800 ha, avec une dotation de $500 \text{ m}^3/\text{ha}/\text{an}$. Ceci demande donc un volume de $14 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{an}$.

- Modulation de la demande:

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Σ
%	14	1	0	0	0	0	0	1	15	21	25	23	100

I - 7 - a) Détermination des surfaces inondées.

D'après la courbe "Capacité-surface" en fonction de la hauteur et à partir des apports mensuels, on détermine les surfaces inondées mensuelles. Les résultats sont donnés par le tableau (11)

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
apport 10^6 m^3	0,26	1,8	6,9	9	16	22	23,3	12	2,7	0,75	0,22	0,07
Surfaces inondées km^2	0,15	0,38	0,85	1,25	1,86	2,29	2,525	1,52	0,425	0,19	0,09	0,05

Tableau n° 11

I - 7 - b) Procédé de calcul.

1) Méthode analytique.

Ayant les apports cumulés et les consommations cumulées, la somme du déficit maximum et l'excès maximum est égale au volume utile (voir tableau n° 12).

2) Méthode graphique.

On trace les courbes Apports cumulés = $f(t)$ et consommations cumulées = $f'(t)$
(voir graphique n° 4)

mois	Apport 10^6 m^3	Surface inondée Km^2	Evaporation en mm	Volume évaporé 10^6 m^3	Apport ? Apport - V évaporé 10^6 m^3	Consom- -mation mensuelle 10^6 m^3	Consom- -mation cumulée 10^6 m^3	Apport ? Cumulé 10^6 m^3	différence ⊕	différence ⊖
S	0,26	0,75	125	0,019	0,421	1,96	1,96	0,241		1,719
O	1,8	0,35	80	0,028	1,772	0,14	2,152	2,013		0,139
N	6,9	0,85	60	0,051	6,849	1	2,152	8,862	6,750	
D	9,0	1,25	59	0,076	8,926	1	2,152	17,788	15,636	
J	16,0	1,85	57	0,107	15,895	1	2,152	33,683	31,531	
F	22,0	2,29	60	0,137	21,863	1	2,152	55,546	53,394	
M	23,3	2,33	65	0,151	23,149	1	2,152	78,695	76,543	
A	12,0	1,52	70	0,106	11,894	0,14	2,292	90,589	88,297	
M	2,7	0,42	98	0,042	2,658	2,1	4,392	93,247	88,855	
J	0,75	0,19	125	0,042	0,726	2,94	7,332	93,973	86,641	
J	0,12	0,09	150	0,144	0,076	3,50	10,832	94,049	83,217	
A	0,07	0,05	160	0,008	0,062	3,22	14,052	94,111	80,059	

TABLEAU n° 12

D'après le tableau, le volume utile est égal à

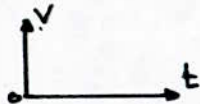
$$V_{\text{utile}} = |\Delta V^+|_{\text{max}} + |\Delta V^-|_{\text{max}} = 1,719 + 88,297 = 90,016 \cdot 10^6 \text{ m}^3 \quad * h_{\text{utile}} = 34,74 \text{ m}$$

le volume brut est égal donc à :

$$V_{\text{brut}} = V_{\text{utile}} + V_{\text{mort}} = 90,016 \cdot 10^6 + 7,55 \cdot 10^6 = 97,566 \cdot 10^6 \quad * \text{NHR} = 36 \text{ m}$$

[m³]

Courbes : apport en fonction de temps ;
consommation en fonction de temps.

Echelle: 
{ V: 1 cm → 5 · 10⁶ m³
{ t: 2 cm → 1 mois

$A_p = f(t)$

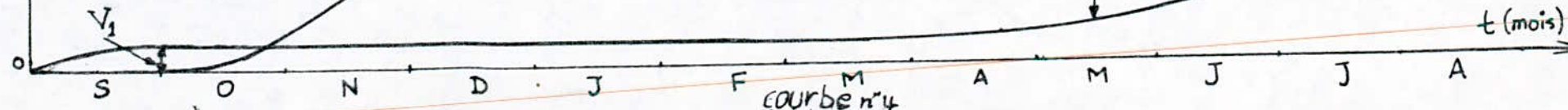
V_2

$$V_{\text{utile}} = V_1 + V_2$$
$$V_u = 90,574 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

-20-

Cons = f(t)

t (mois)



courbe n°4

I- 8] LAMINAGE DES CRUES

L'étude du laminage des crues consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue N.P.H.E (Niveau des plus Hautes Eaux).

Toutversement par dessus la crête du barrage entraînerait la force aval et le couronnement de l'ouvrage. De ce fait, un deversoir est nécessaire. Son dimensionnement doit être bien étudié, tout en tenant compte des deux critères suivants :

- Critère économique (éviter le surdimensionnement de l'ouvrage)
- Critère de sécurité (éviter tout incident pendant la mise en service).

Nous opterons pour un deversoir à profil parfait.

a) Hypothèses de calcul

- On a étudié la crue millénaire ayant comme hydrogramme de crues défini précédemment. (voir courbe n° 2)
- un deversoir à profil pratique (profil GREGER), dont le débit est donné par la formule suivante :

$$Q = mb \sqrt{2g} h^{3/2}$$

avec: Q : débit deversant en m^3/s .

b : largeur du deversoir choisi = 90 m.

h : hauteur de la lame deversante en m.

m : coefficient du débit du deversoir pris égal à 0,50
(profil Greger parfait)

Pour déterminer la valeur du débit nous prenons une variation

constante de $f_r(0,5 \text{ m})$ et en considérant un intervalle de temps constant (1 heure), on obtient la valeur de la variation du volume donnée par l'expression $\frac{\Delta V}{2} = \frac{Q}{2} \cdot \Delta t$. Les résultats de calcul sont représentés ci-dessous:

$h_d \text{ (m)}$	$Q_d \text{ (m}^3/\text{s)}$	$\frac{\Delta V}{2} = \frac{Q_d \Delta t}{2} \text{ (10}^6 \text{ m}^3)$	$V \text{ (10}^6 \text{ m}^3)$	$V + \frac{\Delta V}{2} \text{ (10}^6 \text{ m}^3)$	$V - \frac{\Delta V}{2} \text{ (10}^6 \text{ m}^3)$
0,5	70,47	0,13	4,00	4,13	3,87
1,0	199,32	0,36	7,00	7,36	6,64
1,5	366,18	0,66	12,00	12,66	11,34
2,0	563,77	1,01	15,80	16,81	14,79
2,5	787,90	1,42	17,40	18,82	15,98
3,0	1035,72	1,86	21,00	22,86	19,14
3,5	1205,16	2,35	26,00	28,35	23,64
4,0	1594,60	2,87	30,00	32,87	27,13
4,5	1902,74	3,42	33,40	36,82	29,98

Tableau 13

Le niveau du seuil coïncide avec la cote normale du réservoir. La crue se produit au moment où le niveau de la retenue atteint sa cote normale.

- b) Détermination de la hauteur de versée maximale:

- En utilisant la méthode de Gregor comme base de calcul qui consiste à tracer les courbes $V = f(h)$ à partir de la cote du NNR (niveau normal de retenue), les courbes $V + \frac{\Delta V}{2} = f(h)$ et $V - \frac{\Delta V}{2} = f(h)$ et la courbe $Q = f(h)$.

- Ensuite, on fait le bilan des volumes affluents et évacués dans la retenue pendant la durée de la crue. Ce bilan est fait d'heure en heure, afin de connaître la variation du plan

d'eau.

Soit Q_i le débit affluent à t_i

et Q_{i+1} à t_{i+1}

L'apport en volume de la vée entre l'instant t_i et t_{i+1} sera donc :

$$V_{\text{ent}} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t \quad \text{tel que } \Delta t = t_{i+1} - t_i$$

Le volume entrant entre l'instant t_i et t_{i+1} n'est pas évacué systématiquement, une partie est déversé et une partie reste à contribuer à la surélévation du plan d'eau dans la retenue. Les résultats de calcul sont représentés sur le tableau n°14

Conclusion

D'après la présentation graphique de ces résultats obtenus, on trouve la hauteur déversé maximale égale à 2,82 m et un débit maximal correspondant de 945 m³/s.

$$H_{d\text{max}} = 2,82 \text{ m}$$

$$Q_{d\text{max}} = 945 \text{ m}^3/\text{s}.$$

temps en heure	criste millénaire (m ³ /s)	Δt (h)	$V = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \cdot \Delta t$ (10 ⁶ m ³)	GRAPHIQUEMENT	
				hauteur deversee hd (m)	debit deversee Qd (m ³ /s)
0	00,00				
1	22,22	0-1	0,04	0,04	5
2	88,89	1-2	0,20	0,12	12,5
3	200,00	2-3	0,52	0,20	20
4	355,55	3-4	1,00	0,32	37,5
5	555,55	4-5	1,64	0,50	70
6	800,00	5-6	2,44	0,76	135
7	1088,89	6-7	3,40	1,12	237,5
8	1422,22	7-8	4,52	1,54	380
9	1800,00	8-9	5,80	2,08	600
10	1516,36	9-10	5,97	2,50	790
11	1264,20	10-11	5,00	2,73	900
12	1041,66	11-12	4,15	2,82	945
13	846,91	12-13	3,40	2,80	930
14	678,09	13-14	2,74	2,74	905
15	533,33	14-15	2,18	2,62	850
16	410,80	15-16	1,70	2,47	790
17	308,64	16-17	1,29	2,29	690
18	225,00	17-18	0,96	2,12	615
19	158,02	18-19	0,69	1,93	532
20	105,86	19-20	0,47	1,75	460
21	66,66	20-21	0,31	1,58	400
22	38,58	21-22	0,19	1,41	330
23	19,75	22-23	0,10	1,26	280
24	08,33	23-24	0,05	1,14	240
25	02,47	24-25	0,02	1,03	205
26	00,31	25-26	0,005	0,92	177
27	00,00	26-27	—	0,82	147

Tableau n°11

Chapitre II

ETUDE
GEOLOGIQUE

II ETUDE GEOLOGIQUE

Dans la réalisation d'un barrage, l'étude géologique est importante dans la mesure où elle permet l'étude de la fondation.

Dans cette étude, les travaux se scindent en deux phases :

— Travaux de reconnaissance :

Les roches ou les sols de la zone de fondation d'un barrage et de la cuvette doivent présenter les caractéristiques satisfaisantes en ce qui concerne la stabilité de l'ouvrage et l'étanchéité de la retenue. Ces travaux ont montré l'existence de la bonne roche à 6 m de profondeur sur la rivière et à 4 m sur les versants.

— Procédés géophysiques :

Ils permettent de mesurer certaines caractéristiques physiques des roches et des sols, telle que : vitesse du son, résistivité ohmique à partir desquelles on peut déterminer les grandeurs caractérisant la déformabilité et la résistance mécanique des roches de fondation.

Chapitre III

DIMENSIONNEMENT
DU
BARRAGE

III - 1] DIMENSIONS DU BARRAGE

III - 1 - a) la hauteur

La hauteur du barrage sera prise égale à la hauteur correspondant au volume maximal de la retenue majorée d'une revanche qu'on déterminera en fonction de plusieurs paramètres tels que (la propagation des vagues, hauteur de vagues, balancement du plan d'eau).

Pour la détermination de la hauteur de revanche, il existe plusieurs formules empiriques. Nous pouvons en citer :

- LA FORMULE DE STEVENSON

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

R: hauteur de la revanche

V: vitesse des vagues en (m/s) donnée par l'expression

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

avec h_v : hauteur des vagues en m donnée par :

$$h_v = 0,76 + 0,032 \sqrt{WL} - 0,26 \sqrt{L}$$

avec, L: longueur de la retenue (km) égale à 0,5 km

W: vitesse du vent, prise égale à 90 km/h

- LA FORMULE SIMPLIFIEE

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

avec R: hauteur de la revanche.

L: longueur de la retenue (Fetch) égale à 500 m

- LA FORMULE MALLET-PACQUANT

$$h_v = 0,5 + 0,33 L^{\frac{1}{2}}$$

avec :

h_v : hauteur de la revanche

L : longueur de la retenue (Fetch)

La vitesse des vagues est donnée par l'expression suivante :

$$V = 3/2 + 2/3 h_v$$

La revanche R est donc calculée d'après la formule

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

avec R : hauteur de la revanche

a : hauteur initiale de la revanche prise égale à 0,5 m.

Les résultats des 3 méthodes sont récapitulés dans le tableau

suivant :

Formules	hauteur des vagues h_v (m)	Revanche R (m)
Simplifiée	/	1,21
Dallet-Pacquant	0,73	1,43
Stevenson	1,09	1,38

Conclusion

On adopte pour des raisons de sécurité une hauteur de revanche égale à 1,50 m.

III-1-5) DETERMINATION DE LA HAUTEUR Totale du barrage.

La hauteur totale du barrage est donnée par la relation suivante:

$$H_b = H_c + H_e$$

H_b : hauteur du barrage.

H_e : hauteur excavé prise égale à 6 m

H_c : hauteur du couronnement du barrage donnée par

l'expression suivante: $H_c = H_1 + H_2 + H_3$

avec, H : hauteur correspondante au niveau normal de retenue égale à 36 m.

H_d : hauteur deversée maximale égale à 1,82.

la hauteur deversée totale est $H_d' = H_d + \frac{v^2}{2g}$

avec v : vitesse sur le seuil du deversoir.

H_s : hauteur de sécurité qui est donnée par l'expression

suivante: $H_s = 1,5 + R$

avec R : hauteur de revanche

Après les calculs, on trouve:

$$H_s = 3 \text{ m}$$

$$H_c = 42,55 \text{ m}$$

$$H_b = 48,55 \text{ m} \quad \text{côte } 82,55$$

Conclusion La hauteur totale du barrage sera donc de 48,55 m à la côte de 82,55

III-1-c) Longueur de la crête du barrage.

La longueur de la crête du barrage est directement mesurée sur le plan à l'échelle 1/1000. On trouve $L = 278$.

III-1-d) Largeur de la crête du barrage.

La largeur de la crête du barrage dépend de la hauteur de celui-ci. Elle est donnée par plusieurs formules empiriques:

1) Formule de KNAPPEN

$$b = 1,65 H_b^{1/2}$$

b : largeur de la crête du barrage (m).

H_b : hauteur du barrage, égale à 48,55 m

2) Formule de PREECE

$$b = 1,1 H_b^{1/4} + 1$$

b : largeur de la crête du barrage en m.

H_b : Hauteur du barrage.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Formules	KNAPPEN	PREECE
longueur de la crête du barrage	11,31	8,54

Conclusion On opte pour une largeur moyenne égale à 10 m.

III-2] DETERMINATION DE L'INCLINAISON DES PAREMENTS.

III-2-a) Choix du profil de calcul.

Le profil de calcul qui sera adopté est un triangle.

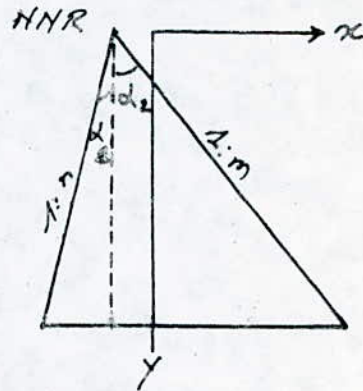
Considérons une tranche verticale du barrage d'épaisseur égale à l'unité de longueur (1 m).

$$n = \text{tg } \alpha_1$$

$$m = \text{tg } \alpha_2$$

n : fruit de parement amont

m : fruit de parement aval



III-2-b) Parement amont.

L'inclinaison (n) du parement amont est prise très faible pour des raisons économiques et, dans un souci de standardisation, on prend pour n les valeurs de 0,05.

III-2-c) Parement aval.

Les forces qui s'appliquent sur le profil considéré sont :

1) Poussée horizontale de l'eau (W_H)

$$W_H = \frac{1}{2} \gamma H^2$$

H: hauteur d'eau en m

γ : poids spécifique de l'eau en t/m^3

2) Poussée verticale de l'eau (W_V)

$$W_V = \frac{1}{2} n \gamma H^2$$

n: l'inclinaison du parement amont.

3) Poids propre du barrage (P)

$$P = \frac{1}{2} (m+n) \gamma_b H_b^2$$

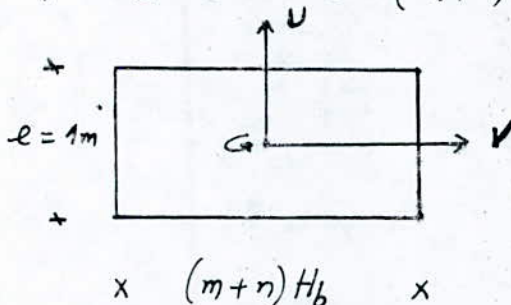
H_b : Hauteur du barrage (48,55 m)

γ_b : poids spécifique du béton ($2,4 t/m^3$)

m: l'inclinaison du parement aval.

— Calcul des contraintes à la base du barrage:

C'est la section la plus dangereuse. La section de base a pour dimension $e = 1$ et $b = (m+n) H_b$



En un point donné de la section, la contrainte est donnée par

$$\sigma = \frac{\Sigma N}{(m+n)H} + \frac{\Sigma M}{I} V$$

ΣN : efforts normaux.

ΣM : Somme des moments par rapport au centre de gravité G .

I : moment d'inertie de la section par rapport à U .

$$I = \frac{1}{12} (m+n)^3 H^3 \cdot e \quad \bar{I} = \frac{1}{12} h^3 b$$

Les fibres les plus sollicitées sont les plus éloignées du centre de gravité G . C'est -à- dire $V = \frac{(m+n)}{2} H$

$$\text{d'où } \bar{V} = \frac{\Sigma N}{(m+n)H} \pm \frac{6 \Sigma M}{(m+n)^2 H^2}$$

- Condition de Taurice - Levy :

Taurice - Levy préconise que la contrainte en un point A du parement amont doit être supérieure à la pression hydrostatique qui règne en ce point c'est -à- dire : $\bar{V}_A > \gamma \cdot H$.

Cette condition impliquant des coûts très élevés (augmentation du volume du béton) ne sera pas totalement respectée.

$$\text{on aura } \bar{V}_A = r \gamma H$$

avec r compris entre 0 et 1

Pour raison d'économie, on choisira $r = 0,5$.

$$\frac{\Sigma N}{(m+n)H} \pm \frac{6 \Sigma M}{(m+n)^2 H^2} > r \gamma H \quad (1)$$

Calcul ΣN et ΣM

forces	bras de levier / G	Moment par rapport à G
$W_H = \frac{1}{2} \delta H^2$	$\frac{1}{3} H$	$\frac{1}{6} \delta H^3$
$P = \frac{1}{2} \delta_b (n+m) H_b^2$	$\left(\frac{m-n}{6}\right) H_b$	$\frac{1}{12} (m^2 - n^2) \delta_b H_b^3$
$W_V = \frac{1}{2} n \delta H^2$	$\frac{(3m+n)}{6} H$	$\frac{1}{12} (n+3m) n \delta H^3$

$$\Sigma M = \frac{1}{12} (m^2 - n^2) \delta_b H_b^3 + \frac{1}{12} n (n+3m) \delta H^3 - \frac{1}{6} \delta H^3$$

$$\Sigma N = \frac{1}{2} (n+m) \delta_b H_b^2 + \frac{1}{2} n \delta H^2$$

En remplaçant dans l'équation et après transformation, on obtient l'équation du second degré en m .

$$2 \delta_b (m^2 + nm) + \delta [2n^2 + 4nm - 2 - \frac{1}{2} r (m+n)^2] = 0$$

on remplace n, r, δ et δ_b par leurs valeurs, on aura :

$$m^2 + 0,1m - 0,6658 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne la valeur de l'inclinaison du parement aval

$$m = 0,767 \approx 0,77$$

donc m est égal à 0,77.

Chapitre IV

STABILITE
DU
BARRAGE

IV] STABILITE DU BARRAGE

IV-1] Forces agissantes sur le barrage.

IV-1-a) Poussée horizontale de l'eau: W_H

C'est la pression horizontale qui s'exerce sur le parement amont du barrage; elle est donnée par la formule suivante:

$$W_H = \frac{1}{2} \delta H^2$$

H: hauteur d'eau dans la retenue (m)

δ : poids spécifique de l'eau pris égal à 1 t/m^3

le point d'application est à $H/3$ au dessus de la base AB du massif.

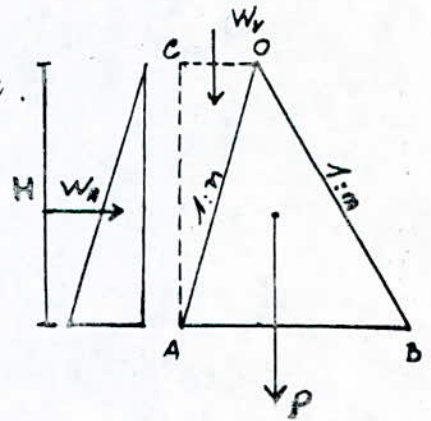
IV-1-b) Poussée verticale de l'eau W_V

Elle est égale au poids du coin d'eau OAC et donnée par:

$$W_V = \frac{1}{2} n \delta H^2$$

n: inclinaison du parement amont.

son point d'application est à $(\frac{2}{3}n + m) \cdot H$ du point B.



IV-1-c) Poids propre du barrage: P

Il est donné par:

$$P = \frac{1}{2} (n+m) H_b^2 \delta_b$$

H_b : hauteur du barrage $H_b = 48,55 \text{ m}$

m: inclinaison du parement aval

Son point d'application est à $\frac{1}{3}(2m+n)H_b$ du point B.

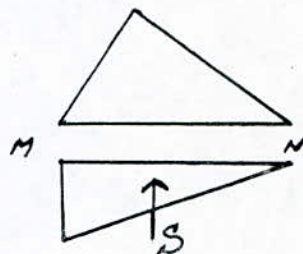
IV-1-d) Forces due aux sous-pressions : S

On suppose que l'eau s'introduit dans la fissure MN. On admet que les sous-pressions se répartissent linéairement suivant une droite MN (voir schéma) qui couvrirait les courbes de répartition rectangulaire. En pratique, avec cette hypothèse S sera égale à :

$$S = \frac{1}{2} m_s (m+n) \delta H^2$$

m_s : Coefficient de sous-pression ; ($m_s = 0,7$).

Sa direction passe à $\frac{2}{3}(n+m)H$.



IV-1-e) Poussée des vases W_s

Elle est due à la vase qui se dépose au fond du réservoir et donnée par :

$$W_s = \frac{1}{2} \xi_s \delta_s H_s^2$$

H_s : hauteur des vases ($H_s = 13$ m)

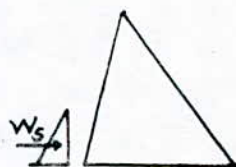
δ_s : poids spécifique des vases ($\delta_s = 1,6$ t/m³)

ξ_s : coefficient des poussées actives des vases donnée par

$$\xi_s = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho_s}{2} \right)$$

ρ_s : angle de frottement interne des vases ($\rho_s = 18^\circ$)

Son point d'application est à $\frac{H_s}{3} + 6$ (m).



IV-1-f) Force d'inertie

Elle est due à un séisme et peut provoquer de grands dégâts

On suppose qu'elle agit horizontalement dans la direction la plus défavorable selon les cas à considérer ; elle est donnée par la formule $P_e = P k_s \alpha$

P : poids du barrage

k_s : Coefficient de similitude, il est en fonction de l'intensité

du séisme et de la classe de l'ouvrage.

Pour une intensité du séisme de 7 degrés sur l'échelle Richter

$$K_S = 0,025.$$

α : coefficient donné par la formule:

$$\alpha = 1 + 0,5 \frac{h}{H_b}$$

h : hauteur de la section considéré en m.

H_b : hauteur du barrage en mètres.

La direction de la force est à $\frac{1}{3} H_b$ à partir de la base.

Remarque la force d'inertie P_e agit de l'amont vers l'aval dans le cas du réservoir plein et de l'aval vers l'amont dans le cas du réservoir vide.

IV-1-g) Poussée sismique de l'eau: P_s

Dans le cas d'un séisme, l'eau s'éloigne et s'approche alternativement du massif; ce qui présente une poussée supplémentaire sur le parement amont du barrage.

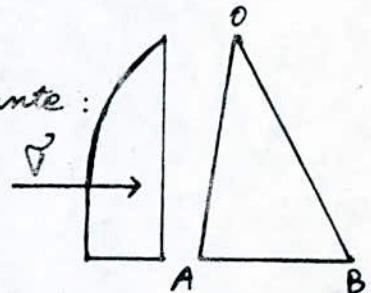
Selon WESTERGAARD, la répartition des pressions est donnée par

$$P = K_e C_e K_S \gamma \sqrt{H} h$$

h : hauteur entre le niveau d'eau dans le réservoir et la section considéré en m.

C_e : Coefficient donné par la formule suivante:

$$C_e = \frac{0,817}{\sqrt{1 - 7,75 \left(\frac{H}{1000 T} \right)^2}}$$



T : période du phénomène généralement admise entre 0,5 et 1,5 (Celle hypothèse n'influence pas beaucoup le résultat)

K_e : coefficient dépendant de l'inclinaison du parement amont.

Il est donné par un abaque.

la force P_s est donnée par l'expression suivante :

$$P_s = \frac{2}{3} K_e C_e K_s \delta H^2$$

Sa direction passe à $\frac{2}{5} H$ de la base du barrage.

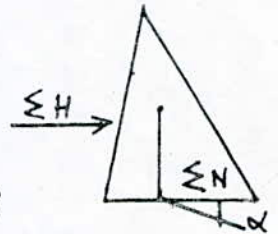
IV - 2] STABILITE AU GLISSEMENT

Etant donné l'homothétie par rapport au sommet O du barrage réalisée par toutes les forces, la section la plus sollicitée est la fondation. C'est pourquoi on ne s'intéresse qu'à cette dernière. Pour favoriser la stabilité vis-à-vis du glissement, la fondation sera inclinée de 5%.

La condition de non glissement est qu'il va falloir que le rapport des forces agissant horizontalement aux forces agissant verticalement sur la fondation reste inférieur à un coefficient de sécurité g , qui dépend de la nature du frottement entre le béton de l'ouvrage et le sol de la fondation pris égal à 0,75.

Autrement dit on a

$$K_g = \frac{\frac{\sum H}{\sum N} - \operatorname{tg} \alpha}{1 + \frac{\sum H}{\sum N} \operatorname{tg} \alpha} < g$$



IV - 3] STABILITE AU RENVERSEMENT

Le point autour duquel l'ouvrage est susceptible de se renverser est le pied aval du massif (point B). Les moments qui tendront à renverser l'ouvrage sont les moments

renversants (M_R). Ceux qui tendront à le maintenir en équilibre sont les moments stabilisants (M_S).

L'ouvrage sera stable vis à vis du renversement, si le rapport des moments stabilisants aux moments renversants est supérieur à un coefficient de sécurité R pris égal à 1,3.

Autrement dit, il faut vérifier que :

$$K_p = \frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1,3.$$

Nous aurons à considérer la stabilité de l'ouvrage dans trois cas.

1) Cas d'une crue millénaire : la hauteur de l'eau atteindra le niveau $H = 45,55$ m.

2) Cas du réservoir normal : l'eau est au niveau normal du réservoir ($H = 42$ m)

3) Cas du réservoir vide : la hauteur d'eau considérée est celle correspondante à la hauteur excavée ($H = 6$ m)

On fait la vérification de la stabilité au glissement et au renversement pour chaque cas. (voir tableaux 15, 16, 17)

Les résultats.

Cas considéré	Crue millénaire	Réservoir au niveau normal	Réservoir vide
K_g	0,66	0,54	0,05
K_r	1,63	1,97	19,15

La stabilité au glissement et au renversement est donc assurée.

Crue millinaire H = 45,55 m.

FORCE	INTENSITÉ (t/m)		BRAS DE LEVIER/B	INTENSITÉ m	moment/B	Intensité t.m/m.L	
	HORIZONTAL FH	VERTICAL FV				Stabilisant Ms	Renversant Ma.
$W_H = \frac{1}{2} \gamma H^2$	1037,4		$\frac{1}{3} H$	15,18	$\frac{1}{6} \gamma H^3$		15747,73
$W_V = \frac{1}{2} n \gamma H^2$		51,87	$(\frac{2}{3} n+m) H$	36,59	$\frac{1}{2} (\frac{2}{3} n+m) \gamma H^3$	1897,92	
$P = \frac{1}{2} (n+m) \gamma H^2$		2041,60	$\frac{1}{3} (n+2m) H$	24,14	$\frac{1}{6} (n+m)(n+2m) \gamma H^3$	49284,22	
$W_S = \frac{1}{2} \sum_s \gamma_s H_s^2$	71,37		$\frac{H_s}{3} + 6$	10,33	$\frac{1}{2} \sum_s \gamma_s (\frac{H_s}{3} + 6) H_s^2$		737,25
$S = \frac{1}{2} m_s (n+m) H^2$		595,47	$\frac{2}{3} (n+m) H_b$	24,90	$\frac{1}{3} (n+m)^2 m_s \gamma H^3$		14827,20
Σ	1108,77	1498				51182,14	31312,18
	Kg = 0,66					Kr = 1,63	

tableau n° 15

Reservoir normal H = 42 m.

Force	Intensité (t/m.L)		Bras de levier / B	Intensité (m)	Moment / B	Intensité t.m/m.L	
	Horizontal F _H	Verticale F _V				stabilisant M _s	Renversant M _R
$W_H = \frac{1}{2} \gamma H^2$	882		$\frac{1}{3} H$	14	$\frac{1}{6} \gamma H^3$		12348
$W_V = \frac{1}{2} n \gamma H^2$		44,1	$(\frac{2}{3} n + m) H$	33,74	$\frac{1}{2} n (\frac{2}{3} n + m) \gamma H^3$	1487,93	
$P = \frac{1}{2} (n+m) \gamma H^2$		204,60	$\frac{1}{3} (n+2m) H$	24,14	$\frac{1}{6} (n+m)(n+2m) \gamma H^3$	49284,22	
$W_s = \frac{1}{2} \sum \gamma_s H_s^2$	71,37		$\frac{H_s}{3} + G$	10,33	$\frac{1}{2} \sum \gamma_s (\frac{H_s}{3} + G) H_s^2$		737,25
$S = \frac{1}{2} m_s (n+m) \gamma H^2$		506,27	$\frac{2}{3} (n+m) H_b$	24,90	$\frac{1}{3} (n+m)^2 m_s \gamma H^2 H_b$		12606,12
Σ	953,37	1579,43				50772,15	13085,25
	Kg = 0,54					Kr = 1,97	

tableau n° 16

Reservoir vide H = 6m.

FORCE	Intensité t/mL		Bras de levier /B	Intensité (kg)	Moment /B	Intensité (kg/mL)	
	Horizontal F _H	vertical F _V				stabilisant M _S	Renversant M _R
$P = \frac{1}{2}(n+m)\gamma_b H_b$		2041,60	$\frac{1}{3}(n+2m)H_b$	24,14	$\frac{1}{6}(n+m)(n+2m)\gamma_b H_b^3$	49284,22	
$S = \frac{1}{2} m_s (n+m) \gamma H_b^2$		103,32	$\frac{2}{3}(n+m)H_b$	24,90	$\frac{1}{3}(n+m)^2 m_s \gamma H_b^2 H_b$		2572,27
Σ		1938,19				49284,22	2572,67
	Kg = 0,05					Kr = 19,15	

tableau n° 17

-40-

Conclusion

$$K_r > R = 1,3$$

$$K_g < g = 0,75$$

La stabilité au glissement et au renversement est assurée.

Chapitre V

OUVRAGES ANNEXES

V-1] PRISE D'EAU

La prise d'eau est destinée au prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation; elle sera constituée d'une tour à différents étages de prises et d'une canalisation qui traversera le corps du barrage.

V-1-a) Calcul hydraulique

D'après la répartition mensuelle des apports, on voit que pendant quatre mois, l'apport est faible. Par conséquent, pendant cette période, la demande se fera plus sentir. La valeur retenue pour le volume de prise est de 25% du volume utile du réservoir par mois.

Le débit de la prise donné par l'expression.

$$Q_p = \frac{V_p}{t} = \frac{25\% V_u}{t}$$

où Q_p = débit de prise

T = période de 01 mois

V_p = Volume de prise

V_u = volume utile

Les calculs donnent $25,5 \text{ m}^3/\text{s}$

V-1-b) Dimensionnement du canal de prise.

Le débit Q_p sortant et la surface submergée du réservoir $S(H)$ sont liés par la relation suivante.

$$Q dt = S(H) dH$$

$S(H)$: surface submergée correspondante à la cote H (tirée de la courbe hauteur - surface à l'instant dt).

dH : variation de la hauteur pendant le temps dt
le débit sortant est donné par :

$$Q = m \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gH}$$

m : coefficient de débit égal à 0,5.

D : diamètre de la conduite en m.

en égalisant les 2 relations, on aura :

$$S(H) dH = m \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gH} dt$$

$$dt = \frac{S(H) \cdot dH}{\frac{m \pi D^2}{4} \sqrt{2gH}}$$

Le temps nécessaire à la satisfaction de la demande est la somme des temps dt :

$$\int_0^t dt = \frac{1}{\frac{m \pi D^2}{4} \sqrt{2g}} \int_0^H \frac{S(H)}{\sqrt{H}} dH$$

D'après l'intégration, on aura la forme suivante

$$t = \frac{1}{\frac{m \pi D^2}{4} \sqrt{2g}} \sum_{i=1}^n \frac{S(H_i) \Delta H_i}{\sqrt{H_i}}$$

D'où on tire le diamètre

$$D^2 = \frac{4}{m \pi \sqrt{2g} t} \sum_{i=1}^n \frac{S(H_i) \Delta H_i}{\sqrt{H_i}}$$

La satisfaction des besoins en eau pendant un mois correspond à une diminution de 3,5 m d'eau à partir du niveau normal de retenue. C'est pourquoi la première fenêtre de prise sera placée à une profondeur au moins égale à 3,5 m. On se fixe une profondeur $R = 3,6$ m et l'on

dresse le tableau suivant: (18)

scanda

hauteur d'eau (m)	Charge H_i (m)	DH_i (m)	$S(H_i)$ Km^2	$S(H_i) DH_i$ $10^6 m^3$	$S(H_i) DH_i / \sqrt{H_i}$ 10^6
36,00	3,6	0,50	5,58	2,79	1,47
35,50	3,10	0,50	5,40	2,70	1,53
35,00	2,60	0,50	5,31	2,65	1,64
34,50	2,10	0,50	5,13	2,56	1,76
34,00	1,60	0,50	5,04	2,52	1,99
33,50	1,10	0,50	4,86	2,43	2,31
33,00	0,60	0,50	4,77	2,38	3,07
32,50	0,10	0,50	4,63	2,31	7,30

tableau 18

$$\Sigma = 21,07 \cdot 10^6$$

$D = 6,528$ m avec une vitesse de $0,76$ m/s

Conclusion Pour de meilleures conditions d'écoulement, le diamètre sera fixé à la valeur de $4,75$ m avec une vitesse de $1,30$ m/s. La tour de prise comprendra trois fenêtres dont la première sera placée à la profondeur de $3,6$ m, la deuxième à $10,10$ m et la troisième à $16,6$ m

V-2] DERIVATION PROVISOIRE

Pour la construction d'un barrage, il est nécessaire de dériver le cours de l'ouest, afin de pouvoir édifier l'ouvrage à l'abri de l'eau. Il faut donc capter dans la zone amont tous les débits pouvant passer dans le cours d'eau pendant la période de construction de l'ouvrage.

Un batardeau amont est nécessaire pour barrer la rivière et en tourner les eaux dans la galerie.

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

V-3] VIDANGE DU FOND

La vidange de fond aura pour fonction de :

- vider rapidement la retenue en cas d'accident.
- évacuer une partie de l'apport solide.
- évacuer une partie du débit pendant les crues exceptionnelles.

V-3-a) Dimensionnement

La conduite devra évacuer le volume utile du réservoir ($90,574 \times 10^6 \text{ m}^3$) en un temps t (pour l'Algérie, 21 jours).

La méthode de dimensionnement est la même que celle de la prise d'eau.

Les calculs sont récapitulés dans le tableau n° 19.

Le diamètre est donné par

$$D^2 = \frac{4}{\pi \cdot m \cdot \sqrt{2g}} \frac{S(H_i) \Delta H_i}{t} \leq \frac{S(H_i) \Delta H_i}{\sqrt{H_i}}$$

Les calculs donnent $D = 2600 \text{ mm} = 2,6 \text{ m}$

La conduite de vidange a un diamètre de 2,6 m qui traverse le corps du barrage.

$H_i (m)$	$\Delta H_i (m)$	$S (H_i) \text{ km}^2$	$S (H_i) \cdot \Delta H_i^{10^6 m^3}$	$S (H_i) \cdot \Delta H_i^{9/10} / \sqrt{H_i}$
36	1	6,8	6,8	1,13
35	1	6,6	6,6	1,11
34	1	6,3	6,3	1,08
33	1	6,0	6,0	1,04
32	2	5,7	11,4	2,01
30	2	5,2	10,4	1,90
38	2	4,6	9,2	1,74
26	2	4,1	8,2	1,61
24	2	3,6	7,2	1,47
22	2	3,3	6,6	1,41
20	2	2,8	5,6	1,25
18	2	2,4	4,8	1,13
16	2	2,0	4,0	1,00
14	2	1,6	3,2	0,85
12	3	1,2	3,6	1,04
9	3	0,8	2,4	0,8
6	3	0,4	1,2	0,49
3	3	0,2	0,6	0,37

$\Sigma 21,4390$

Tableau n° 19

V-4] EVACUATEUR DE CRUES.

V-4-a) But.

La submersion est un danger permanent pour les barrages en période de crues. Pour que l'ouvrage soit garanti contre un tel danger, la projection d'un ouvrage d'évacuation est indispensable.

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

V-4-b) Choix de l'emplacement de l'évacuateur.

Dans le cas d'un barrage poids, le site idéal de l'évacuateur est le milieu du barrage.

L'évacuateur consiste en un déversoir frontal avec un profil de type CREAGER.

V-4-c) Profil type du déversoir

Le déversoir envisagé est à profil pratique de "CREAGER". On l'obtient à partir du profil correspondant à la charge unitaire ($H = 1 \text{ m}$).

En tenant compte du coursier correspondant à $H = 1 \text{ m}$, on déduit le profil correspondant à une charge H . Nous allons appliquer la loi de similitude de "RECH-FROUDE". Les forces d'inertie et de pesanteur sont prépondérantes devant les forces de viscosité. Le rapport des dimensions linéaires étant constant, on peut écrire:

$$\frac{H_1}{H} = \frac{x_1}{X} \implies x_1 = \frac{H_1}{H} X$$

$$\text{avec } H = 1 \text{ m} \implies x_1 = H_1 X$$

$$\text{de même } \frac{H_2}{H} = \frac{y_1}{Y} \implies y_1 = \frac{H_2}{H} Y$$

$$\text{avec } H = 1 \text{ m} \implies y_1 = H_2 Y$$

En se servant des coordonnées x, y correspondant à la charge $H = 1 \text{ m}$. On détermine les coordonnées de la charge

$$H_1 = H_d + \frac{v^2}{2g} = H_d + \frac{Q^2}{S^2 \cdot 2g} = 2,82 + \frac{(945)^2}{(90 \cdot 2,82)^2 \cdot 2 \cdot 9,81} = 3,55 \text{ m}$$

$H = 3,55 \text{ m}$; à partir de ces coordonnées, on peut tracer le profil

PROFIL $H=1 \text{ m}$		PROFIL $H=3,55 \text{ m}$	
x	y	x_1	y_1
0,00	0,126	0,00	0,447
0,10	0,036	0,355	0,128
0,20	0,007	0,71	0,025
0,30	0,000	1,06	0,000
0,40	0,006	1,42	0,021
0,50	0,027	1,77	0,096
0,60	0,060	2,13	0,213
0,80	0,146	2,84	0,518
1,00	0,256	3,55	0,909
1,20	0,393	4,26	1,395
1,40	0,564	4,97	2,002
1,60	0,764	5,68	2,712
1,80	0,987	6,39	3,504

PROFIL $H=1 \text{ m}$		PROFIL $H=3,55 \text{ m}$	
x	y	x_1	y_1
2,00	1,235	7,10	4,384
2,40	1,804	8,52	6,404
2,80	2,462	9,94	8,740
3,00	2,824	10,65	10,025
3,50	3,818	12,42	13,575
4,00	4,930	14,20	17,501
4,50	6,220	15,97	22,081

Le raccordement du profil au radier est un arc de rayon égal à 11,3 m. Déterminé en fonction de $\frac{H}{P}$

V-5] CALCUL HYDRAULIQUE DU DEVERSOIR ET DU DISSIPATEUR D'ENERGIE.

V-5-a) debit deversé:

Le débit à travers un pertuis est donné par l'expression :

$$Q_1 = E m b \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

m : coefficient de débit pris égal à 0,49

b : la largeur d'un pertuis = 22,5 m (4 pertuis)

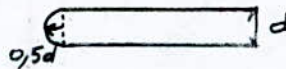
H_0 : la charge deversante est donnée par:

$$H_0 = H_d + \frac{dV^2}{2g}$$

H_d : hauteur d'eau deversante $H_d = 2,82$ m

V : vitesse au seuil du deversoir $V = \frac{Q}{b \cdot h_d}$

E : coefficient dépendant de la forme des piles, pour celle schématisée ci-dessous $a = 0,11$



d'où le débit à travers un pertuis est:

$$Q_1 = 236,25 \text{ m}^3/\text{s}$$

V-5-b) Profondeur contractée h_{ct} à l'aval

La profondeur contractée h_{ct} est donnée par la formule suivante

$$h_{ct} = \frac{9}{S \sqrt{2g(E_0 - h_{ct})}}$$

$$E_0 = H_0 + P_0$$

S : elle est donnée par $S = 0,97 + 0,19 \lg\left(\frac{E_0}{P_0}\right)$

P_0 : hauteur du deversoir = 36 m

H_0 : hauteur au dessus du seuil $H_0 = 3,55$ m

Après les calculs, on tire $h_{ct} = 0,38$ m.

La deuxième profondeur contractée h_{ct}'' est déterminée par la formule suivante

$$h_{cr} = \sqrt{\frac{29^2}{g}} = 2,24 \text{ m}$$

$$h_{ct}'' = \frac{h_{ct}}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{cr}}{h_{ct}} \right)^3} - 1 \right]$$

Les calculs donnent $h_{ct}'' = 7,5 \text{ m}$.

V-5-c) calcul de la profondeur h_{av} au bief aval

L'eau, une fois dépassant le bassin d'amortissement sera évacuée par le cours de l'oued dont les caractéristiques sont les suivantes : $i = 0,0020$, talus $m = 5/2$, rugosité $n = 0,030$
largeur $b = 47 \text{ m}$.

La section de l'oued est supposée trapézoïdale.

Le débit évacué est donné par l'expression suivante.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \frac{S^{5/3}}{P^{2/3}} \sqrt{i}$$

S : section mouillée ; $S = b h_{av} + m h_{av}^2$

P : périmètre mouillé ; $P = b + 2 \sqrt{1+m^2} h_{av}$

après remplacement du débit dans l'expression, on obtiendra

$$\frac{nQ}{\sqrt{i}} = \frac{(b h_{av} + m h_{av}^2)^{5/3}}{(b + 2 \sqrt{1+m^2} h_{av})^{2/3}}$$

La résolution de cette équation donne

$$h_{av} = 4,64 \text{ m}$$

CONCLUSION La hauteur contractée h_{ct}'' est supérieure à h_{av} .

Le ressaut est donc éloigné. Il est nécessaire de construire un dissipateur d'énergie pour inonder le ressaut.

V-5-d) Dimensionnement du bassin d'amortissement

La profondeur du bassin est donnée par la formule suivante:

$$d = \sqrt{h_{ct}} - (h_{av} + \Delta z)$$

d : profondeur du bassin

$\sqrt{}$: Coefficient de reserve pris égal à 1,05

Δz : la chute à la sortie du bassin est donnée par l'expression

$$\text{suivante: } \Delta z = \frac{q^2}{2g\varphi^2 h_{av}^2} - \frac{\alpha v_0^2}{2g}$$

$$\text{avec } v_0 = \frac{q}{\sqrt{h_{ct}}}$$

h_{ct} : la deuxième profondeur contractée; $h_{ct}'' = 7,5 \text{ m}$

Les calculs donnent $\Delta z = 0,21 \text{ m}$.

V-5-e) Détermination de la profondeur du bassin.

1^{ere} approximation: $d_1 = \sqrt{h_{ct}} - (h_{av} + \Delta z) = 3,17 \text{ m}$

$$\text{d'où } E_0' = 36 + 3,55 + 3,17 = 42,72 \text{ m}$$

$$\Phi(z_{ct}) = \frac{q}{\varphi(E_0')^{3/2}} = \frac{10,5}{0,95(42,72)^{3/2}} = 0,04$$

$$\text{annex. N}^{\circ} \downarrow \quad z_{ct} = 0,0089 \quad h_{ct} = 0,089 \cdot E_0 = 0,374 \text{ m}$$

$$z_{ct}'' = 0,1780 \quad h_{ct}'' = 0,1780 \cdot E_0 = 7,49 \text{ m}$$

Après la 3^e approximation, on trouve $d = 2,99$

donc $d = 3 \text{ m}$.

$$\Delta z = 0,19 \text{ m}; \quad h_{ct} = 0,38; \quad h_{ct}'' = 7,45$$

la longueur du bassin d'amortissement est déterminée

$$\text{d'après la formule } l_{bas} = 3 h_{ct}'' = 3 \cdot 7,45 = 22,5 \text{ m}.$$

donc la profondeur du bassin est $d = 3 \text{ m}$.

$$\text{la longueur du bassin } l_{bas} = 22,5 \text{ m}.$$

- La largeur du bassin d'amortissement est déterminée par la formule suivante :

$$L = nL_1 + (n-1)L_2$$

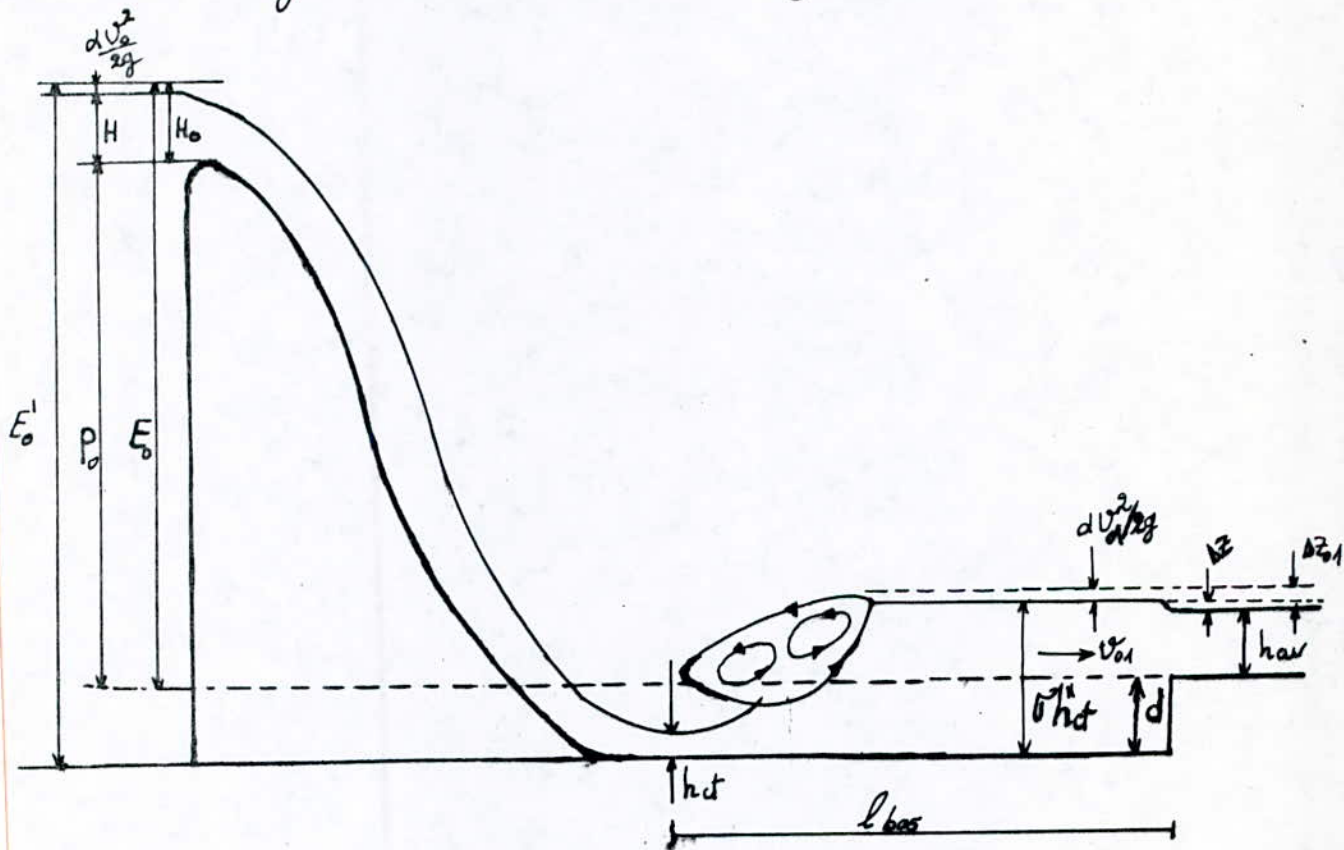
n : nombre de pertuis $n = 4$

L_1 : la largeur d'un pertuis $L_1 = 22,5$

L_2 : la largeur d'une pile (2 m)

d'où $L = 4 \cdot 22,5 + (4-1) \cdot 2 = 90 + 6 = 96 \text{ m}$

donc la largeur du bassin est égale à 96 m



SCHEMA DE CALCUL

Chapitre VI

CALCULS DES CANAUX

VI-1] L'ÉCOULEMENT UNIFORME DANS LES CANAUX.

VI-1-a) Condition de l'établissement d'un régime uniforme:

L'écoulement est uniforme dans les canaux à surface libre si les pentes hydrauliques et géométriques sont égales.

VI-1-b) Formules principales pour le calcul des canaux:

$$V = c \sqrt{R \cdot J} = c \sqrt{R \cdot i}$$

le débit $Q = w \cdot v = w \cdot c \sqrt{R \cdot i}$

V : vitesse moyenne dans la section droite; Elle est donnée par la formule de Chezy.

C : coefficient du Chezy $C = f(R, E)$; E rugosité

w : la surface de la section droite.

R : rayon hydraulique $R = w/p$

P : le périmètre mouillé

Posons: $K_0 = w \cdot c \sqrt{R}$ module du débit.

donc le débit est $Q = K_0 \sqrt{i}$

VI-1-c) Elements hydrauliques de la section droite du canal:

La forme est trapezoidale.

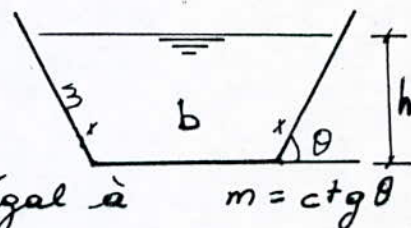
- h la profondeur du courant.

- b largeur du fond du canal

- m coefficient de la pente du talus égal à $m = c \cdot \tan \theta$

- θ l'angle de l'inclinaison du talus.

d'où $w = (b + mh) \cdot h$; $P = b + 2h \sqrt{1 + m^2}$



VI-1-d) la section de meilleure conductivité des canaux:

C'est la section hydrauliquement optimale.

$$Q = w c \sqrt{R \cdot i}$$

Pour $Q_{\max} \rightarrow P_{\min} \Rightarrow \frac{dP}{dh} = 0$

$$w = (b + mh)h ; P = b + 2h\sqrt{1+m^2}$$

$$b = \frac{w}{h} - mh \Rightarrow P = \frac{w}{h} - mh + 2h\sqrt{1+m^2}$$

$$P = F(h, m) \Rightarrow P = f(h)$$

$$\frac{dP}{dh} = -\frac{w}{h^2} - m + 2\sqrt{1+m^2} = 0 \text{ mais } w = bh + mh^2$$

$$\Rightarrow -\frac{bh + mh^2}{h^2} - m + 2\sqrt{1+m^2} = 0$$

$$\Rightarrow b/h = 2(\sqrt{1+m^2} - m)$$

VI-1-e) Calcul de la profondeur d'eau et de la largeur du fond du canal:

Le débit véhiculé par le canal est donné par la formule de Chezy: $Q = c w \sqrt{R i}$

c : Coefficient de Chezy donné par la formule de Manning.

$$c = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

$$\text{d'où } Q = \frac{1}{n} R^{1/6} w \sqrt{R i} \quad (1)$$

R : rayon hydraulique $R = \frac{w}{P}$ en m

w : section mouillée en m^2

Q : débit véhiculé en m^3/s

i : pente hydraulique

En remplaçant w et P par leurs expressions dans l'équation (1), on aura:

$$\frac{nQ}{\sqrt{i}} = \frac{(bh + mh^2)^{5/3}}{(b + 2h\sqrt{1+m^2})^{2/3}}$$

VI - 1 - f) Verification à l'affouillement:

La vitesse admissible à l'affouillement pour les canaux en argile normale est donnée par des tableaux, suivant la profondeur h du courant.

La vitesse maximum doit être inférieure à la vitesse admissible maximum à l'affouillement.

VI - 1 - g) Verification de l'envasement:

La vitesse admissible minimale est donnée par :

$$V_{\min} = \left(\frac{S W_0 \sqrt{W_m}}{0,022 \sqrt{R L}} \right)^{2/3}$$

avec :

S : concentration des alluvions dans l'eau en Kg/m^3 .

W_m : Vitesse moyenne de chute des alluvions en m/s .

W_0 : Elle est donnée en fonction de W_m

si $0,002 \leq W_m \leq 0,008$ (m/s); on aura $W_0 = W_m$

si $0,004 \leq W_m \leq 0,002$ (m/s); on aura $W_0 = 0,002$ m/s

- Calcul de W_m :

$$W_m = \frac{\sum W_{fi} P_i}{100}$$

W_{fi} : Vitesse de chute correspondante à chaque fraction i ;

donnée par :

$$W_{fi} = \frac{W_{d1} + W_{d2} + \sqrt{W_{d1} \cdot W_{d2}}}{3}$$

W_{d1} et W_{d2} sont les vitesses de chute qui correspondent aux diamètres des particules solides maximum et minimum de la fraction considérée.

$$R_{\min} = \frac{n \cdot 12,75}{\sqrt{c}} \sqrt[3]{\frac{\rho^2 W_0^2 W_m}{c}}$$

VI- 1 - h) Dimensionnement du canal principal:

Le canal principal est destiné à transporter le débit demandé de l'ouvrage jusqu'au point de ramification.

Les caractéristiques sont :

- Profil trapézoïdal en argile normale dense.
- pente du radier $i = 0,00036$.
- rugosité $n = 0,0225$.
- débit maximum $Q_{max} = 1,5 Q_n = 1,5 \cdot 17 = 25,5 \text{ m}^3/\text{s}$
- débit minimum $Q_{min} = 0,75 Q_n = 0,75 \cdot 17 = 12,75 \text{ m}^3/\text{s}$
- trouble du courant $S = 1,9 \text{ Kg/m}^3$

La composition des alluvions d'après la fraction

Fraction	I	II	III	IV
diametre	0,25 ÷ 0,10	0,10 ÷ 0,05	0,05 ÷ 0,01	< 0,01
pourcentage	10	15	25	50

* Calcul de la hauteur du courant et la largeur du fond du canal principal pour le débit $Q_{max} = 25,5 \text{ m}^3/\text{s}$:

Etant donné qu'il s'agit d'évacuer les eaux dans les plus brefs délais possibles, on proposera une vitesse d'écoulement égale à $V = 1,15 \text{ m/s}$

$$w = bh + mh^2 = \frac{Q}{V} \quad \text{section mouillée}$$

$$P = b + 2\sqrt{1+m^2} \cdot h \quad \text{périmètre mouillé}$$

Après transformation de ce système de deux équations, on aura:

$$h^2 - 7,62 h + 11,81 = 0$$

La résolution de cette équation donne

$$h = 2,10 \text{ m}$$

après remplacement dans l'une de ces équations, on aura

$$b = 8,60 \text{ m}$$

* Calcul de la hauteur des courant pour $Q_{\text{normal}} = 17 \text{ m}^3/\text{s}$:

La hauteur d'eau est calculée d'après la formule Empirique

$$\beta = b/h = 3 \sqrt[4]{Q_{\text{normal}} - m}$$

$$\Rightarrow h = b / 3 \sqrt[4]{Q_{\text{normal}} - m}$$

h : hauteur du courant d'eau en m

b : largeur du fond du canal égal à 8,6

Q_{normal} : débit normal et égal à $17 \text{ m}^3/\text{s}$

m : pente du talus $m = 1$

d'où $h = 1,67$.

* Calcul de la hauteur du courant h pour débit minimal

$$Q_{\text{min}} = 12,75 \text{ m}^3/\text{s}$$

La section mouillée: $\omega = 8,6h + 1 \cdot h^2 \quad (\text{m}^2)$

le périmètre mouillé: $P = 8,6 + 2h \cdot \sqrt{2} \quad (\text{m})$

En remplaçant ces deux expressions dans l'équation $\frac{Q}{\sqrt{C}} = \frac{S^{5/3}}{P^{2/3}}$
et après résolution, on obtient $h = 1,40 \text{ m}$.

* Calcul des vitesses maximales et minimales dans le canal:

Pour $Q_{\text{max}} = 25,5 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow V = 1,13 \text{ m/s}$

$Q_{\text{min}} = 12,75 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow V = 0,91 \text{ m/s}$

* Vérification à l'affouillement:

La vitesse admissible à l'affouillement pour les canaux en argile

normale dense correspond à une profondeur de de 2 m et 1,4 m/s. (voir annexe N° II)

La vitesse maximale $V = 1,13$ m/s est inférieure à la vitesse admissible à l'affouillement.

* Vérification à l'envasement.

$V_{a \min}$, la vitesse admissible minimale est donnée par :

$$V_{a \min} = \sqrt[1,5]{\frac{g W_0 \sqrt{W_m}}{0,022 \sqrt{R_{\min} i}}}$$

avec :

$$R_{\min} = \frac{12,75 \cdot n}{\sqrt{i}} \sqrt[3]{\frac{g^2 W_0^2 W_m}{i}}$$

$$W_m = \frac{\sum W_i P_i}{100} = 0,00238 \text{ m/s}$$

d'où

$$V_{a \min} = c \sqrt{R_{\min} i} = 0,71 \text{ m/s}$$

La vitesse minimale $V_{\min} = 0,91$ m/s est supérieure à la vitesse admissible à l'envasement.

Conclusion

$$V_{a \min} = 0,71 \text{ m/s} < V_{\min} = 0,9 \text{ m/s} \text{ et}$$

$$V_{\max} = 1,13 < V_{a \max} = 1,4 \text{ m/s}$$

C'est à dire que le canal ne s'affouillera pas et ne s'ensasera pas.

* Tracé de la courbe $Q = f(h)$:

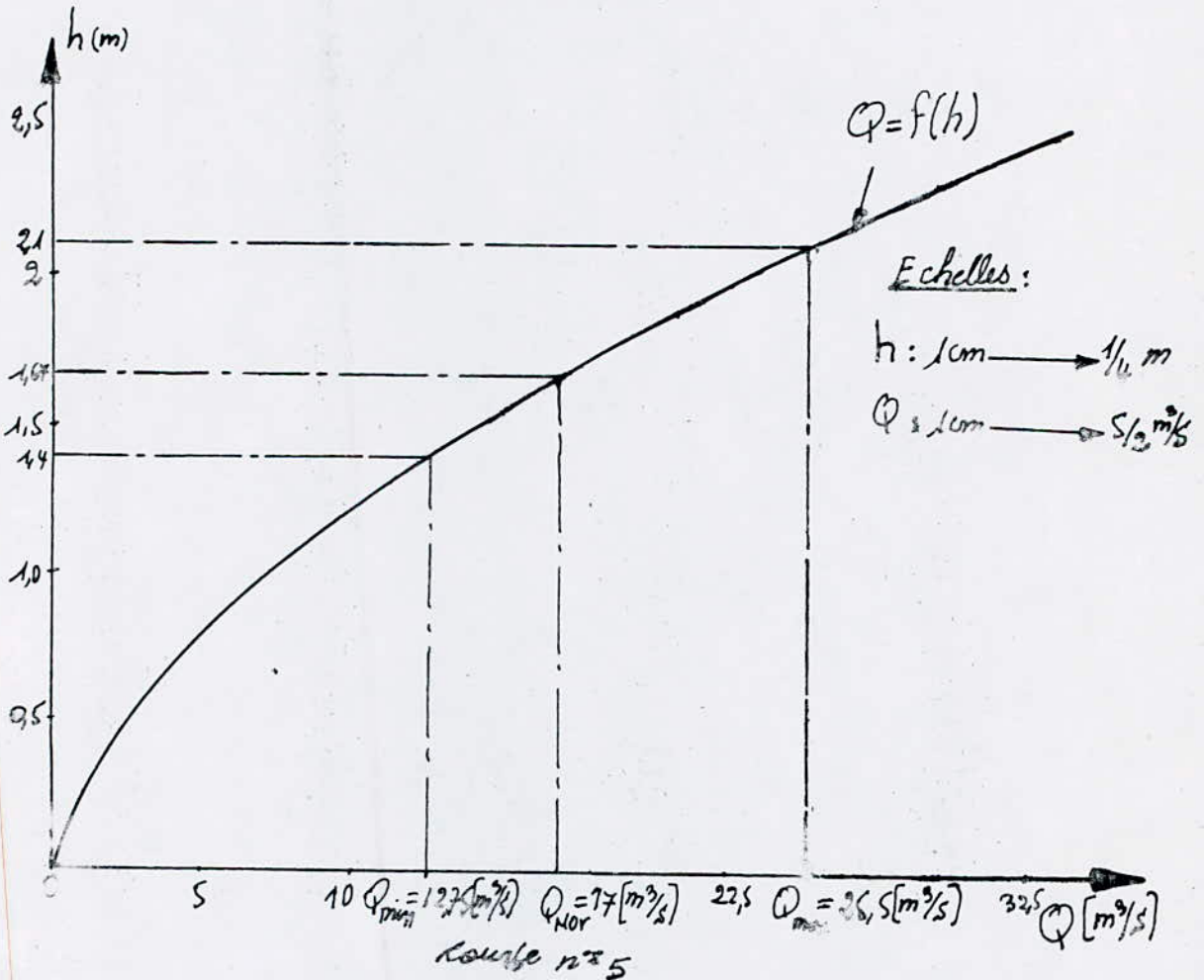
$$Q = \frac{1}{n} R^{1/6} W \sqrt{R i}$$

Pour les dimensions du canal principal ($b = 8,6$ m, $m = 1$, $i = 0,00036$ et $n = 0,0225$) on peut construire la courbe $Q = f(h)$. Les résultats

sont récapitulés dans le tableau suivant. (n°20)

h (m)	ω (m ²)	P (m)	$R = \frac{\omega}{P}$ (m)	$C = 1,49 R^{1/6}$ (m ^{1/3} /s)	$C\sqrt{R}$ (m ^{1/2} /s)	Q (m ³ /s)
0,9	4,55	10,01	0,45	38,97	26,26	2,27
0,9	8,55	11,14	0,77	42,52	37,31	6,05
1,3	12,87	12,28	1,05	44,79	45,90	11,21
1,7	17,51	13,41	1,31	46,46	53,18	17,67
2,1	22,47	14,54	1,54	47,79	59,50	25,40
2,5	27,55	15,68	1,77	48,88	65,03	34,24
2,9	33,35	16,84	1,98	49,82	70,11	44,36

Tableau n°20



VI-1-i) Dimensionnement du canal de distribution:

Les caractéristiques du canal sont :

- débit à véhiculer $Q = 8,5 \text{ m}^3/\text{s}$.
- pente du radier $i = 0,00032$.
- rugosité $n = 0,025$
- pente du talus $m = 1,0$
- hauteur d'eau $h = 1,4 \text{ m}$

La largeur b est calculée d'après les formules suivantes :

$$\text{La section mouillée } w = 1,4b + 1,96 \quad (\text{m}^2)$$

$$\text{Le périmètre mouillé } P = b + 3,96 \quad (\text{m})$$

En remplaçant dans l'équation suivante :

$$\frac{Q \cdot n}{\sqrt{i}} = \frac{(1,4 \cdot b + 1,96)^{5/3}}{(b + 3,96)^{2/3}} = \frac{w^{5/3}}{P^{2/3}}$$

Les calculs nous donnent une largeur $b = 6,75 \text{ m}$.

* Détermination de la vitesse admissible à l'affouillement:

$h = 1,4 \text{ m} \Rightarrow$ La vitesse admissible à l'affouillement pour l'argile normale $V_{adm} = 1,2 \text{ m/s}$.

* Détermination de la vitesse admissible minimale:

Méthode de ZAMARINE $V_{amin} = \sqrt[1,5]{\frac{g w_0 \sqrt{w_m}}{0,022 \sqrt{R_{min} i}}}$

D'après la formule de MANING $V_{amin} = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot c^{1/2}$

En égalisant les deux expressions on obtient :

$$R_{min} = \frac{12,75 \cdot n}{\sqrt{i}} \sqrt[3]{\frac{g^2 w_0^2 w_m}{i}}$$

$$w_m = \frac{\sum W_i \cdot P_i}{100} = 0,00238 \text{ m/s}$$

$$V_{\min} = 0,69 \text{ m/s}$$

* Détermination de la vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{Q}{W} = \frac{8,5}{11,41} = 0,74 \text{ m/s}$$

* Vérification à l'affouillement et à l'envasement :

La vitesse d'écoulement $0,74 \text{ m/s}$ est supérieure à la vitesse admissible minimale à l'envasement; $V_{\min} = 0,69 \text{ m/s}$ et elle est inférieure à la vitesse maximale admissible à l'affouillement $V_{\text{adm}} = 1,2 \text{ m/s}$

C'est à dire $V_{\min} < V < V_{\text{adm}}$

L'envasement et l'affouillement sont vérifiés.

VI - 1 - j) Dimensionnement du canal de décharge :

Les caractéristiques du canal sont :

- Débit à véhiculer $Q = 25,5 \text{ m}^3/\text{s}$
- Pente du radier $i = 0,00022$
- Rugosité $n = 0,025$
- pente du talus $m = 1,5$
- $\beta = 4,7 = b/h$

Le débit véhiculé par le canal est donné par la formule de Chezy.

$$Q = c w \sqrt{R i}$$

$$\text{donc, on a } b = 4,7 h \Rightarrow W = h^2 (4,7 + 1,5) = 6,2 h^2$$

$$P = h (4,7 + 3,6) = 8,3 h$$

En remplaçant dans l'expression

$$\frac{nQ}{\sqrt{i}} = \frac{W^{5/3}}{P^{4/3}} \quad ; \quad \text{on obtient comme résultat } h = 2,23 \text{ m}$$

$$\text{et } b = 10,5 \text{ m.}$$

* Détermination de la vitesse admissible maximale:

La hauteur d'eau est de 2,23 m en la rapprochant de 2 m ;
ce qui donne une vitesse admissible de 1,47 m/s

* Détermination de la vitesse admissible minimale V_{amin} :

$$V_{amin} = \sqrt[3]{\left(\frac{g W_0 \sqrt{W_{min}}}{0,022 \sqrt{R_{min} U}}\right)^2}$$

Avec le même procédé de calcul dans le canal de distribution, on obtient : $V_{amin} = 0,70$ m/s

* Calcul de la vitesse d'écoulement:

Elle est donnée par la formule de Chezy

$$V = c \sqrt{Ri}$$

$$\text{où } c = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

$$V = \frac{1}{n} \left(\frac{W}{P}\right)^{1/3} \sqrt{i}$$

$$V = 0,83 \text{ m/s}$$

Vérification de l'affouillement et de l'envasement :

$$V_{amin} < V = 0,83 < V_{adm} = 1,47 \text{ m/s}$$

L'affouillement et l'envasement sont vérifiés.

VI-2] L'ÉCOULEMENT NON UNIFORME DANS LES CANAUX A SURFACE LIBRE.

VI-2-1) Définition de l'écoulement non uniforme.

Le régime varié se produit nécessairement dans un canal dont la section transversale varie, tel un cours d'eau naturel; Il se rencontre même dans un canal uniforme ou cylindrique mais seulement au voisinage de ses extrémités.

Si la vitesse croît dans le sens d'écoulement, le mouvement varié est dit accéléré; il est retardé dans le cas contraire.

Donc, le but principal du calcul de l'écoulement non uniforme est la détermination des profondeurs de courant le long du canal.

VI-2-2) L'équation générale:

L'équation générale de l'écoulement non uniforme dans les canaux prismatiques à surface libre est donnée par:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{w^2 C^2 R}}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g w^3}}$$

α : coefficient de l'énergie cinétique.

$B = \frac{\partial w}{\partial h}$: longueur de la surface libre du courant.

Q : débit véhiculé

w : la section mouillée

i : la pente géométrique du canal

R: Rayon hydraulique.

VI-2-3) Calcul de la profondeur critique h_{cr} :

La profondeur critique est la hauteur correspond à l'énergie cinétique minimale. La formule de détermination de sa valeur est donnée, lorsque l'énergie de la section atteint sa valeur minimale, par:

$$\frac{dE}{dh} = 0 \quad \text{avec:}$$

E: l'énergie de la section. Elle est égale à:

$$E = h + \frac{\alpha v^2}{2g}$$

donc $\frac{dE}{dh} > 0 \Rightarrow E(h)$ à son minimum.

$$\text{d'où } \frac{w_{cr}^2}{B_{cr}} = \frac{\alpha Q^2}{g}$$

w_{cr} et B_{cr} correspondent à h_{cr} .

* Méthode de calcul:

$$h_{cr} = K h_{cb}$$

avec:

$$K: \text{coefficient donné par: } K = 1 - \frac{A}{3} + 0,105 A^2$$

$$\text{avec } A = \frac{m h_{cb}}{b}$$

$$h_{cb} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}}$$

h_{cb} : hauteur critique correspondant à la section rectangulaire.

m : coefficient de pente du talus.

b : la largeur du fond du canal.

VI-2-4) Paramètre cinétique

Le paramètre cinétique caractérise l'état énergétique du courant.

Elle est donnée par le critère de Freud.

$$Fr = \frac{\alpha Q^2}{g} \cdot \frac{B}{\omega^3} = \frac{\alpha v^2}{ghm}$$

où $hm = \omega/B$ est la profondeur moyenne du courant.

$Fr < 1$ le courant est fluvial.

$Fr > 1$ le courant est torrentiel.

VI-2-5) Calcul de la surface libre le long du canal avec la méthode de Pavlovsky.

On écrit l'équation différentielle sous la forme :

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - J\left(\frac{K_0}{K}\right)^2}$$

où

$K_0 = \omega_0 c \sqrt{R_0}$: module du débit correspondant au régime uniforme

$K = \omega c \sqrt{R}$: module du débit correspondant au régime non uniforme

$$J = \frac{\alpha c^2}{g} \cdot \frac{B}{P}$$

En posant $E = K/K_0$.

Pavlovsky a considéré $h = f(E, l)$

En dérivant h par rapport à l et en remplaçant dans l'équation générale, on obtiendrait :

$$a.i. dl = dE - \frac{1-J}{1-E^2} dE$$

En intégrant cette équation dans les limites entre deux sections.

Nous obtiendrons : $a.i. l = E_2 - E_1 - (1-J) [\varphi(E_2) - \varphi(E_1)]$

$$\varphi(\varepsilon) = \int \frac{d\varepsilon}{1-\varepsilon^2} + \text{cst}$$

L'intégration de cette équation donne :

$$l = \frac{1}{a \cdot i} \left[\varepsilon_2 - \varepsilon_1 - \frac{(1-F)}{2} \left[\ln \frac{(1+\varepsilon_2)(1-\varepsilon_1)}{(1-\varepsilon_2)(1+\varepsilon_1)} \right] \right]$$

C'est l'équation de la surface libre de l'E.N.U quand $i > 0$

VI-2-6) Calcul de la surface libre dans le canal principal :

Les caractéristiques du canal sont :

- débit véhiculé et le débit normal $Q_n = 17 \text{ m}^3/\text{s}$
- la largeur du fond du canal $b = 8,6 \text{ m}$.
- la hauteur h normale $h_0 = 1,67 \text{ m}$
- la hauteur finale est égale à $h_f = 1,5 h_0 = 2,5 \text{ m}$
- la pente du talus $m = 1$
- la rugosité $n = 0,0225$
- la pente du radier $i = 0,00036$.

VI-2-6-1) Calcul de la hauteur critique.

La hauteur critique est déterminée d'après la formule suivante.

$$h_{cr} = K h_c b$$

$$\text{où } K = 1 - \frac{A}{3} + 0,105 A^2$$

$$\text{avec } A = \frac{m h_c b}{b}$$

$$h_c b = \sqrt[3]{\frac{d Q^2}{g b^2}}$$

h_{bc} : la hauteur critique correspondant à la section rectangulaire

m : pente du talus $m = 1$

b : la largeur du fond du canal $8,6$

Q : débit véhiculé $Q = 17 \text{ m}^3/\text{s}$

Après les calculs, on obtient :

$$h_{cr} = 0,74 \text{ m}$$

VI-2-6-2) L'analyse de la forme de la surface libre.

Vu que $h_0 > h_{cr}$ et $i > 0$, la profondeur à la fin

$$h_f = 1,5 h_0 = 2,5 \text{ m}$$

En analysant l'équation générale,

$$\frac{dh}{dL} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - Fr^2}$$

$$K_0 = \omega_0 C_0 \sqrt{R_0} \quad (h_0: \text{régime uniforme})$$

$$K = \omega C \sqrt{R} \quad (h: \text{régime non uniforme})$$

$$h_f > h_a \Rightarrow \frac{K_0}{K} < 1$$

$$h_{cr} < h_0 \Rightarrow Fr < 1$$

La profondeur du courant croît le long du canal (courbe de remous)

La profondeur au début de cette courbe est égale à :

$$h_1 = 1,01 h_0 = 1,70 \text{ m}$$

VI-2-6-3) Calcul des tronçons :

La dénivellation totale $\delta h = h_f - h_1 = 2,5 - 1,7 = 0,8 \text{ m}$

La dénivellation entre deux sections est

$$\delta h = \frac{\Delta h}{N}$$

avec N : nombre de tronçons égal à 5

$$\text{donc } \delta h = 0,16 \text{ m}$$

VI-2-6-4) Calcul de la longueur du canal :

Elle est égale à la somme des longueurs élémentaires des tronçons. Pour cela, on établit la méthode de PAVLOVSKY.

$$l = \frac{1}{a \cdot i} \left[E_2 - E_1 - \left(\frac{1 - \bar{J}}{2} \right) \left[\ln \frac{(1 + E_2)(1 - E_1)}{(1 - E_2)(1 + E_1)} \right] \right]$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux numéros 21, 22
courbe n°6

VI-2-7) Calcul de la surface libre dans le canal de décharge.

Les caractéristiques du canal sont :

- le débit véhiculé $Q_{\max} = 25,5 \text{ m}^3/\text{s}$
- la profondeur finale $h_f = 1,2 \text{ m}$
- la largeur du fond du canal est $b = 10,5 \text{ m}$
- la pente du talus $m = 1,5$
- rugosité $n = 0,025$
- pente du radier $i = 0,00026$
- hauteur normale $h_0 = 2,23 \text{ m}$.

VI-2-7-1) Calcul de la profondeur critique.

$$h_{cr} = K h_{cb}$$

$$\text{où } K = 1 - \frac{A}{3} + 0,105 A^2$$

$$\text{avec } A = \frac{m h_{cb}}{b}$$

h_{cb} : est la hauteur critique correspondant à la section rectangu-

-laire
$$h_{cb} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}}$$

les calculs donnent : $h_{cr} = 0,84 \text{ m}$.

VI-2-7-2) L'analyse de la forme de la surface libre.

Or que $h_0 = 2,23 \text{ m} > h_{cr} = 0,84 \text{ m}$, la profondeur
à la fin $h_f = 1,2 \text{ m}$, $h_f = 1,01 \text{ m}$.

En analysant l'équation générale

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - Fr}$$

$$K_0 = w_0 c_0 \sqrt{R_0} \text{ (écoulement uniforme)}$$

$$K = w c \sqrt{R} \text{ (écoulement non uniforme)}$$

à cause de la présence d'un évacuateur dans l'installation

$$h_f = 1,2 h_{cr} = 1,01 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,98 h_0 = 2,18 \text{ m}$$

h_2 , la profondeur au début de la courbe.

on a $h_{cr} < h_2 < h_0 \Rightarrow$ L'écoulement est fluvial.

$$h_2 < 0 \Rightarrow K < K_0$$

$$h_{cr} < h_0 \Rightarrow Fr < 0$$

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{\ominus}{\oplus} < 0$$

donc la courbe de la surface libre décroît le long du canal (courbe de décrue)

VI - 2 - 7 - 3) Calcul des tronçons.

La dénivellation totale $h_1 - h_f = 1,18 \text{ m}$.

La dénivellation entre deux sections consécutives est

$$\delta h = \frac{\Delta h}{N}$$

avec N : nombre de tronçons égal à 6.

donc $\delta h = 0,20$.

VI-2-7-4) Calcul de la longueur du canal

Elle est égale à la somme des longueurs élémentaires des tronçons.

Pour cela, on établit la méthode de PAVLOVSKY

$$l = \frac{1}{\alpha i} \left[\varepsilon_2 - \varepsilon_1 - \left[\frac{1 - \bar{J}}{2} \right] \left[\ln \frac{(1 + \varepsilon_2)(1 - \varepsilon_1)}{(1 - \varepsilon_2)(1 + \varepsilon_1)} \right] \right]$$

Les résultats sont récapitulés dans les deux tableaux numérotés
23, 24
courbe n° 7

Calcul des caractéristiques Hydrauliques du canal

N° Section	Profondeur h (m)	Section (m ²) $w = (b + mh)h$	Périmètre mo. $P = b + 2h\sqrt{1+m^2}$	Largeur de la surface libre (m) $B = b + 2mh$	Rayon Hydraulique $R = w/p$ (m)	Coefficient de charge $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ m ^{1/3} /s	module du débit $K = WC\sqrt{C}$ (m ³ /s)	$K_{\text{moy}} = \frac{K_1 + K_2}{2}$ (m ³ /s)	$J = \frac{\alpha C^2 B}{g P}$	$\bar{J} = \frac{J_1 + J_2}{2}$	$h_{\text{moy}} = \frac{h_1 + h_2}{2}$ (m)	hauteur normal h_0 (m)	module de débit Correspondant à h_0 K_0 (m ³ /s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	1,70	17,51	13,41	12,00	1,30	46,34	926	1004	0,0775	0,0783	1,78	1,67	902
2	1,86	19,45	13,86	12,32	1,40	47,00	1082		0,0792				
3	2,02	21,45	14,31	12,64	1,50	47,55	1249		0,0795				
4	2,18	23,50	14,76	12,96	1,60	48,06	1429		0,0818				
5	2,18	25,60	15,22	13,28	1,70	48,55	1621		0,0830				
6	2,50	27,75	15,67	13,60	1,77	48,88	1805		0,0837				

Tableau n° 2.1

Application de la methode de PAVLOVSKI au calcul de l'écoulement
non uniforme.

N° Section	hauteur h (m)	K (m^3/s)	$\epsilon = \frac{K}{K_0}$	$\delta \epsilon$	h_{th} (m)	$\alpha = \frac{\delta \epsilon}{\delta h} (m^{-1})$	$1 + \epsilon_1$	$1 + \epsilon_2$	$1 - \epsilon_1$	$1 - \epsilon_2$	$\frac{1 - \epsilon_{moy}}{2}$	$\log \frac{9.10}{11.8}$	$1/\alpha \cdot i$	$\Delta l = 14[5 - 12.73]$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	1,70	926	1,026	0,173	0,16	1,08	2,026	2,199	-0,026	-0,199	0,461	-1,953	2572,01	2760
2	1,86	1082	1,199											
2	1,86	1082	1,199	0,186	0,16	1,162	2,199	2,385	-0,199	-0,385	0,460	-0,579	2390,5	1081
3	2,02	1249	1,185											
3	2,02	1249	1,185	0,199	0,16	1,244	2,385	2,584	-0,385	-0,584	0,459	-0,336	2232,90	789
4	2,18	1429	1,584											
4	2,18	1429	1,584	0,213	0,16	1,331	2,584	2,797	-0,584	-0,797	0,458	-0,232	2086,98	666
5	2,34	1621	1,797											
5	2,34	1621	1,797	0,203	0,16	1,268	2,797	3,001	-0,797	-1,001	0,458	-0,157	2190,68	602
6	2,50	1805	2,001											

Tableau n° 22

$\Delta l = 5898 m$

Calcul des caractéristiques Hydrauliques du canal

N° de section	Profondeur h (m)	Section ω $\omega = (b + mh)h$ (m ²)	la largeur de la surface libre $B = b + 2mh$ (m)	Paramètre (m) $P = b + 2h\sqrt{1+m^2}$	Rayon hydraulique $R = \omega/P$ (m)	Coefficient de charge $C = \frac{1}{n} R^{2/3}$ (m ^{2/3} /s)	Module de $\frac{\omega C^2}{P}$ $R = \omega R C^2$ (m ^{5/3} /s)	$K_{avg} = \frac{K_1 + K_2}{2}$ (m ^{5/3} /s)	$J = \frac{dC^2 B}{gP}$	$\bar{J} = \frac{J_1 + J_2}{2}$	$h_{moy} = \frac{h_1 + h_2}{2}$ (m)	hauteur h_0 correspondant au débit normal (m)	K_0 module de h_0 débit pour h_0 (m ^{5/3} /s)
1	1,01	12,13	13,53	13,69	0,98	39,16	444,59	52867	0,0374	0,0384	1,11	2,23	1799,82
2	1,21	14,90	14,13	14,32	1,04	40,26	611,75	70530	0,0394	0,0403	1,31	2,23	1799,82
3	1,41	17,79	14,73	14,96	1,19	41,17	798,86	90260	0,0412	0,0419	1,51	2,23	1799,82
4	1,61	20,79	15,33	15,59	1,33	41,96	1006,34	105105	0,0427	0,0428	1,71	2,23	1799,82
5	1,81	22,21	15,93	16,22	1,37	42,15	1095,72	123141	0,0430	0,0428	1,91	2,23	1799,82
6	2,01	27,16	16,53	16,86	1,61	43,31	1492,50	161658	0,0453	0,0441	2,10	2,23	1799,82
7	2,19	30,19	17,07	17,42	1,73	43,84	1740,65		0,0464	0,0458	2,23	2,23	1799,82

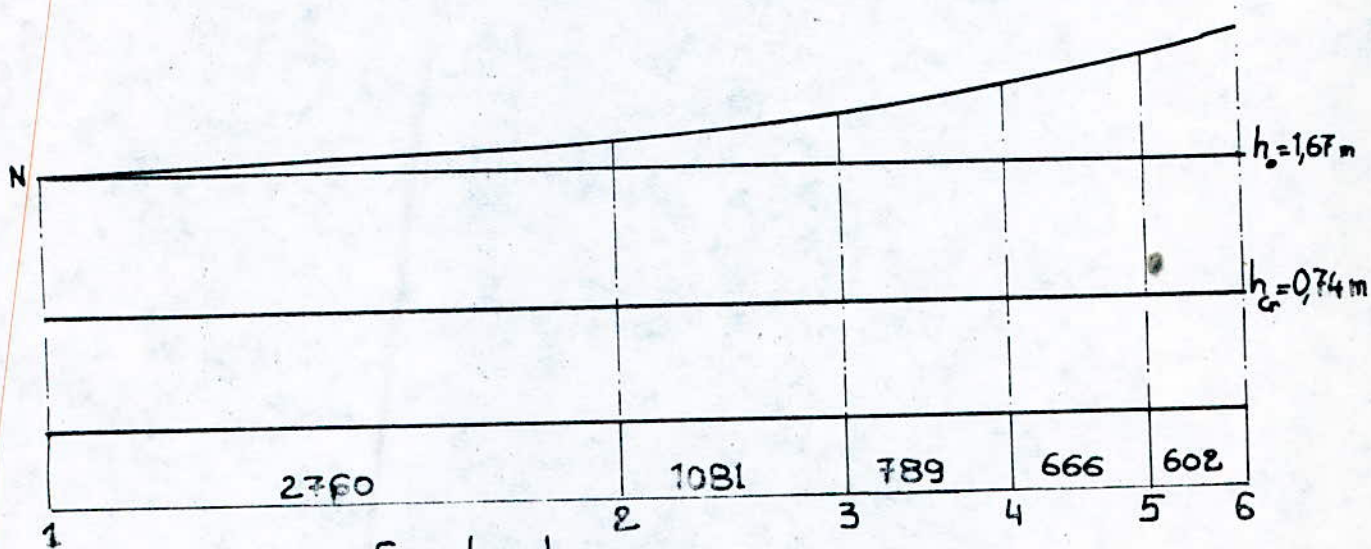
Tableau n° 23

Application de la methode de PAVLOVSKI au calcul de l'écoulement non uniforme

N° Section	hauteur (m)	K (m ³ /s)	ϵ	ϵ_0	δh (m)	$a = \frac{h_c}{3h}$ (*)	$1+\epsilon_1$	$1+\epsilon_2$	$1-\epsilon_1$	$1-\epsilon_2$	$\frac{1-J_{max}}{2}$	$\log \frac{8.10}{11.8}$	$\frac{1}{a} \cdot i$ m	$0.2 = \frac{14}{5-2.2.12}$ (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	1,01	445,59	0,247	0,093	0,20	0,465	1,247	1,340	0,753	0,660	0,481	0,204	9775,17	50,09
2	1,21	641,75	0,340	0,104	0,20	0,520	1,340	1,444	0,660	0,556	0,480	0,246	8744,16	123,08
2	1,21	641,75	0,340	0,104	0,20	0,520	1,340	1,444	0,660	0,556	0,480	0,246	8744,16	123,08
3	1,41	798,86	0,444	0,115	0,20	0,575	1,444	1,559	0,556	0,441	0,479	0,308	7905,14	257,17
4	1,61	1006,34	0,559	0,050	0,20	0,250	1,559	1,609	0,441	0,391	0,478	0,152	4818,82	411,93
4	1,61	1006,34	0,559	0,050	0,20	0,250	1,559	1,609	0,441	0,391	0,478	0,152	4818,82	411,93
5	1,81	1095,72	0,609	0,220	0,20	1,100	1,609	1,829	0,391	0,171	0,478	0,955	4132,23	977,23
5	1,81	1095,72	0,609	0,220	0,20	1,100	1,609	1,829	0,391	0,171	0,478	0,955	4132,23	977,23
6	2,01	1498,50	0,829	0,138	0,20	0,767	1,829	1,967	0,171	0,033	0,477	1,718	5927,28	4039,00
6	2,01	1498,50	0,829	0,138	0,20	0,767	1,829	1,967	0,171	0,033	0,477	1,718	5927,28	4039,00
7	2,19	1740,65	0,967	0,138	0,20	0,767	1,829	1,967	0,171	0,033	0,477	1,718	5927,28	4039,00

feuille n° 24

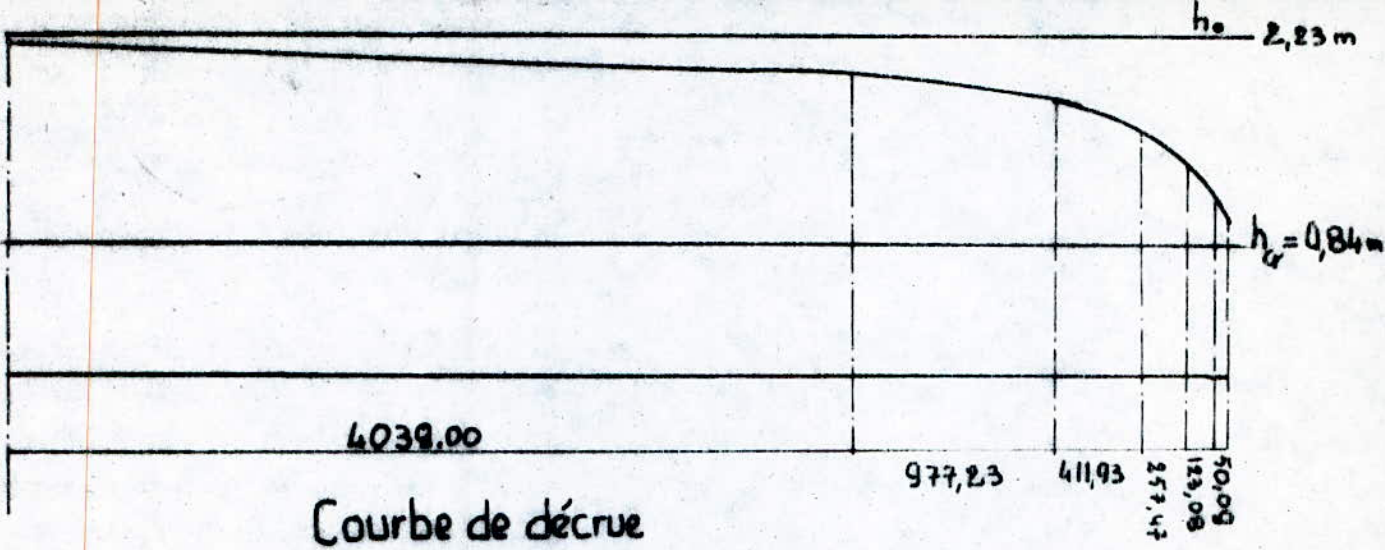
$\Sigma h_c = 5858,50$ m



Courbe de remous

Echelle $\left\{ \begin{array}{l} H: 1 \text{ cm} \rightarrow 360 \text{ m} \\ V: 1 \text{ cm} \rightarrow 0,5 \text{ m} \end{array} \right.$

Courbe n° 6



Courbe de décroue

Echelle { H : 1cm → 360 m .
 v : 1cm → 0,5 m .

Courbe 15-7

VII CALCUL DU REGULATEUR

VII-1] Determination de la largeur utile du régulateur.

Le régulateur fonctionne comme un déversoir à seuil épais avec la contraction latérale.

- Le débit à travers le régulateur. $Q_{max} = 25,5 \text{ m}^3/\text{s}$

- La profondeur d'eau à l'entrée. $H = 2,4 \text{ m}$

$$Q = \bar{V}_n m b \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (1)$$

avec $H_0 \approx H$

$$\bar{V}_n = \text{coefficient de noyage} = f\left(\varepsilon = \frac{b\Delta}{w_{av}}, \frac{\Delta}{H_0}\right)$$

$\left\{ \begin{array}{l} \Delta: \text{profondeur d'eau à l'aval} \cdot \Delta = 2,1 \text{ m} \\ w: \text{section du canal principal} \end{array} \right.$

$m: \text{coefficient du débit} \cdot m = 0,30$

de (1) $\rightarrow \bar{V}_n b = \frac{Q_{max}}{m \sqrt{2g} H_0^{3/2}} = 5,16 \text{ m}$

$$\bar{V}_n = f\left(\frac{\Delta}{H_0}, \varepsilon\right)$$

$$\frac{\Delta}{H_0} = \frac{H_{max}}{H_0} = \frac{2,1}{2,4} = 0,875$$

$$\varepsilon = \frac{b\Delta}{w_{av}} = \frac{b \cdot \Delta}{(b + m \cdot h_{max}) h_{max}} = 0,093 b$$

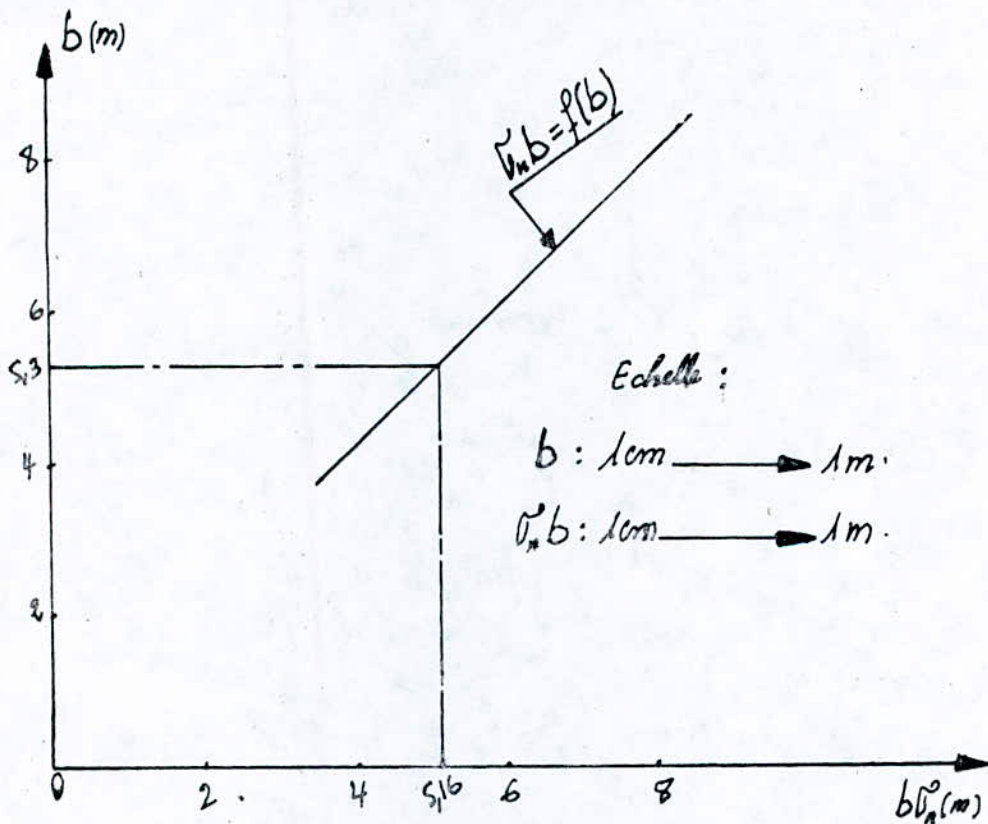
w_{av} : la section liquide du canal principal

$$\bar{V}_n = f\left(\varepsilon, \frac{\Delta}{H_0}\right) \quad \text{Annexe N}^{\text{III}}$$

Les résultats des calculs sont donnés par le tableau suivant: 25

$b(m)$	ϵ	Δ/H_0	σ_n	$b \sigma_n$
4,5	0,42	0,875	0,95	4,27
5,0	0,47	0,875	0,96	4,80
5,5	0,51	0,875	0,97	5,33
7	0,65	0,875	0,98	6,86
8	0,75	0,875	0,99	7,92

tableau n° 25



courbe n° 8

graphiquement la valeur de $b = 5,3 m$.

VII 2) Détermination de la hauteur d'ouverture de la vanne :

VIII 2.1) Pour le débit normal :

- le débit $Q_n = 17 m^3/s$
- la largeur $b = 5,3 m$.

- la charge à l'amont de la vanne $H = 2,4 \text{ m}$.

$$\Phi(z_{ct}) = \frac{q}{\varphi E_0^{3/2}}$$

avec:

q : débit spécifique $q = Q/b$ [m^2/s]

φ : coefficient de contraction pris égale à 0,95

d'où:

$$\Phi(z_{ct}) = 0,95$$

L'ouverture de la vanne est donnée par:

$$\frac{a}{H} = f(\Phi(z_{ct})).$$

avec:

a : la hauteur d'ouverture de la vanne.

H : la charge à l'amont de la vanne; $H = 2,4 \text{ m}$.

$f(\Phi(z_{ct}))$ donné par l'annexe N° III.

$$\text{d'où } \frac{a}{H} = 0,39 \quad \Rightarrow \quad a = 0,935 \text{ m}.$$

VII.2.2) Pour le débit minimal:

$$- Q_m = 18,75 \text{ m}^3/\text{s}.$$

le même procédé de calcul, que le débit normal se poursuivra; on trouve:

$$a = 0,65 \text{ m}.$$

Conclusion :

Durant cette étude nous avons été guidé par les conditions techniques auxquelles doivent répondre les divers ouvrages d'aménagement hydraulique en tenant compte des conditions d'optimisation du point de vue Hydraulique.

Pour cela, une étude hydrologique du bassin versant a été faite afin de déterminer le volume utile de la retenue ; ainsi qu'une vérification technique de la digue même.

A l'aval de la retenue, un calcul hydraulique a été fait concernant les différents constituants de maillon, avec les dimensionnements des canaux à partir des conditions de non ensablement et non affouillement pour le régime uniforme et remous de décrue pour le régime non uniforme.

En fin, nous espérons que ce modeste travail servira de référence pour le futur projet réel d'un maillon d'aménagement hydraulique pour une très bonne compréhension de tous les phénomènes pouvant se produire ainsi qu'un dimensionnement optimal des canaux..

ϕ (τ_c)	τ_c	τ''_c				
		$\phi=0,80$	$\phi=0,85$	$\phi=0,90$	$\phi=0,95$	$\phi=1,00$
0,2577	0,060	0,3511	0,3748	0,3985	0,4222	0,4459
2784	065	3633	3879	4124	4370	4616
2991	070	3747	4002	4256	4510	4765
3196	075	3856	4118	4381	4643	4906
3399	080	3959	4229	4500	4770	5041
3602	085	4057	4335	4613	4891	5169
3804	090	4151	4436	4721	5006	5291
0,4004	0,095	0,4240	0,4532	0,4824	0,5116	0,5409
4203	100	4326	4625	4923	5222	5521
4597	110	4486	4798	5109	5420	5732
4987	120	4634	4957	5280	5603	5927
5371	130	4770	5104	5438	5773	6107
5752	140	4896	5240	5585	5930	6275
6127	150	5012	5366	5721	6076	6431
6496	160	5120	5484	5847	6211	6576
6861	170	5220	5592	5955	6337	6710
7220	180	5312	5693	6074	6455	6836
7575	0,190	0,5398	0,5786	0,6175	0,6564	0,6953
7924	200	5478	5873	6169	6666	7062
8268	210	5551	5954	6366	6760	7164
8608	220	5619	6028	6437	6847	7258
8941	230	5681	6096	6512	6928	7345
9269	240	5738	6159	6581	7003	7446
9591	250	5790	6217	6644	7072	7500
0,9908	260	5838	6270	6702	7135	7569
1,0219	0,270	0,5880	0,6317	0,6755	0,7193	0,7631
0525	280	5919	6360	6802	7245	7689
1,0825	0,290	0,5954	0,6399	0,6845	0,7293	0,7740
1120	300	5984	6434	6884	7335	7787
1408	310	6010	6463	6918	7373	7829
1690	320	6033	6490	6948	7406	7866
1966	330	6052	6512	6973	7435	7898
2236	340	6068	6530	6994	7460	7926
2500	350	6080	6545	7012	7480	7949
2758	360	6088	6556	7025	7496	7967
3010	370	6093	6563	7035	7508	7981
3255	380	6095	6568	7041	7516	7992
1,3278	0,381	0,6095	0,6568	0,7042	0,7516	0,7992
3389	386	6095	6568	7043	7519	7996
3493	390	6094	6568	7042	7520	7998
3518	391	6094	6568	7061	7520	7998
3634	396	6092	6566	7043	7521	8000
3726	400	6090	6565	7042	7520	8000
3951	410	6082	6559	7037	7517	7998
4170	420	6072	6549	7029	7510	7992
4382	430	6058	6536	7017	7499	7982
1,4586	0,440	0,6041	0,6521	0,7002	0,7484	0,7968

аннexe n=1

Таблица XVI

Допускаемые (неразмываемые) скорости течения для сыпучих грунтов

Характеристика грунтов	Содержание частиц, %	Наименование грунтов	
		менее 0,005 мм	0,005—0,05 мм
Грунты маломощные (приведенная порозность 1,2—0,9); объемная масса до 1,20 т/м ³	—	0,4	1,0
		1,0	2,0
Грунты среднетяжелые (приведенная порозность 0,9—0,6); объемная масса до 1,66 т/м ³	—	0,4	1,0
		1,0	2,0
Грунты плотные (приведенная порозность 0,6—0,3); объемная масса до 2,04 т/м ³	—	0,4	1,0
		1,0	2,0
Грунты очень плотные (приведенная порозность 0,3—0,2); объемная масса до 2,14 т/м ³	—	0,4	1,0
		1,0	2,0
		Средние скорости течения, м/сек	
		0,4	1,0
		1,0	2,0
		2,0	3,0
		3,0	3,0

Глубина	30—50	20—30	10—20	5—10
Лесные грунты в условиях закончившихся продаж	—	—	—	—
Тонкие суглинки	0,35	0,40	0,40	0,30
Тяжелые суглинки	0,40	0,45	0,45	0,40
Супеси	0,45	0,50	0,50	0,46

Примечания и к: 1. Табличные значения скоростей не следует интерполировать. При промежуточных глубинах значения скоростей принимаются по глубинам, ближайшим к натурным.
 2. Величины допускаемых скоростей течения при глубинах потока более 3 м (в случае отсутствия специальных исследований) и расцетов) принимаются по их значениям для глубины 3 м.
 3. При проектировании поверхностных водотоков в подержанных выветривании плотных и очень плотных грунтов допускаемые скорости ограничиваются теми же значениями, что и для грунтов средней плотности.

Итого № 11

$\frac{a}{H}$	$\phi(z_d)$	$\frac{a}{H}$	$\phi(z_d)$
0,10	0,264	0,45	1,060
0,15	0,388	0,50	1,182
0,20	0,514	0,55	1,265
0,25	0,633	0,60	1,364
0,30	0,700	0,65	1,457
0,35	0,865	0,70	1,538
0,40	0,967	0,75	1,611

annexe n° III

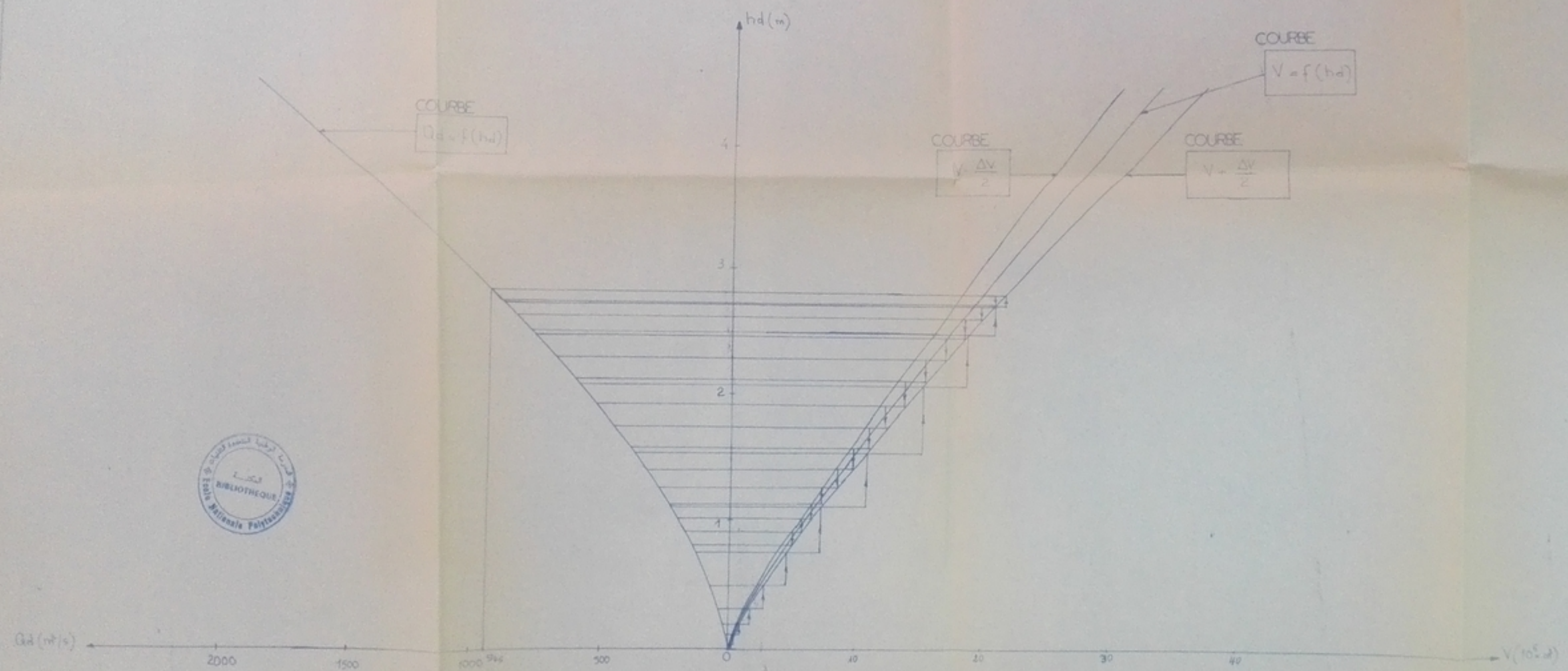
A N N E X E IV

Calcul du coefficient de noyage σ_n

$\frac{\Delta}{H}$	ε	1	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
0,75	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0,97
0,72	0,97	1	1	1	1	1	1	1	1	0,95
0,80	0,92	1	1	1	1	1	1	1	1	0,92
0,84	0,89	0,99	0,99	1	1	1	1	1	0,99	0,89
0,86	0,85	0,97	0,95	1	1	1	0,99	0,99	0,97	0,85
0,88	0,81	0,94	0,93	0,99	1	0,99	0,96	0,96	0,94	0,81
0,90	0,75	0,90	0,88	0,97	0,98	0,97	0,93	0,93	0,90	0,75
0,92	0,60	0,94	0,82	0,92	0,91	0,92	0,89	0,89	0,84	0,69
0,94	0,61	0,78	0,73	0,85	0,84	0,85	0,93	0,93	0,78	0,61
0,96	0,54	0,70	0,68	0,75	0,75	0,76	0,88	0,88	0,70	0,51
0,98	0,36	0,69	0,45	0,66	0,64	0,65	0,82	0,82	0,59	0,36

BIBLIOGRAPHIE

- | | | | |
|--------------|-----------------------------------|----------|-------|
| M. CARLIER | Hydraulique générale et appliquée | Eyrolles | 80 |
| H. VARLET | Barrage reservoir TII | Eyrolles | 66 |
| E. NAUMENKO | Hydraulique générale et appliquée | I.N.A. | 75-76 |
| R. GINOCCHIO | L'énergie hydraulique | Eyrolles | 78 |
| F. SELLAM | Problèmes d'hydraulique générale | I.N.A. | 81-83 |
| E.N.P. | THESES DE FIN D'ETUDES . | | |



P4021/88.1

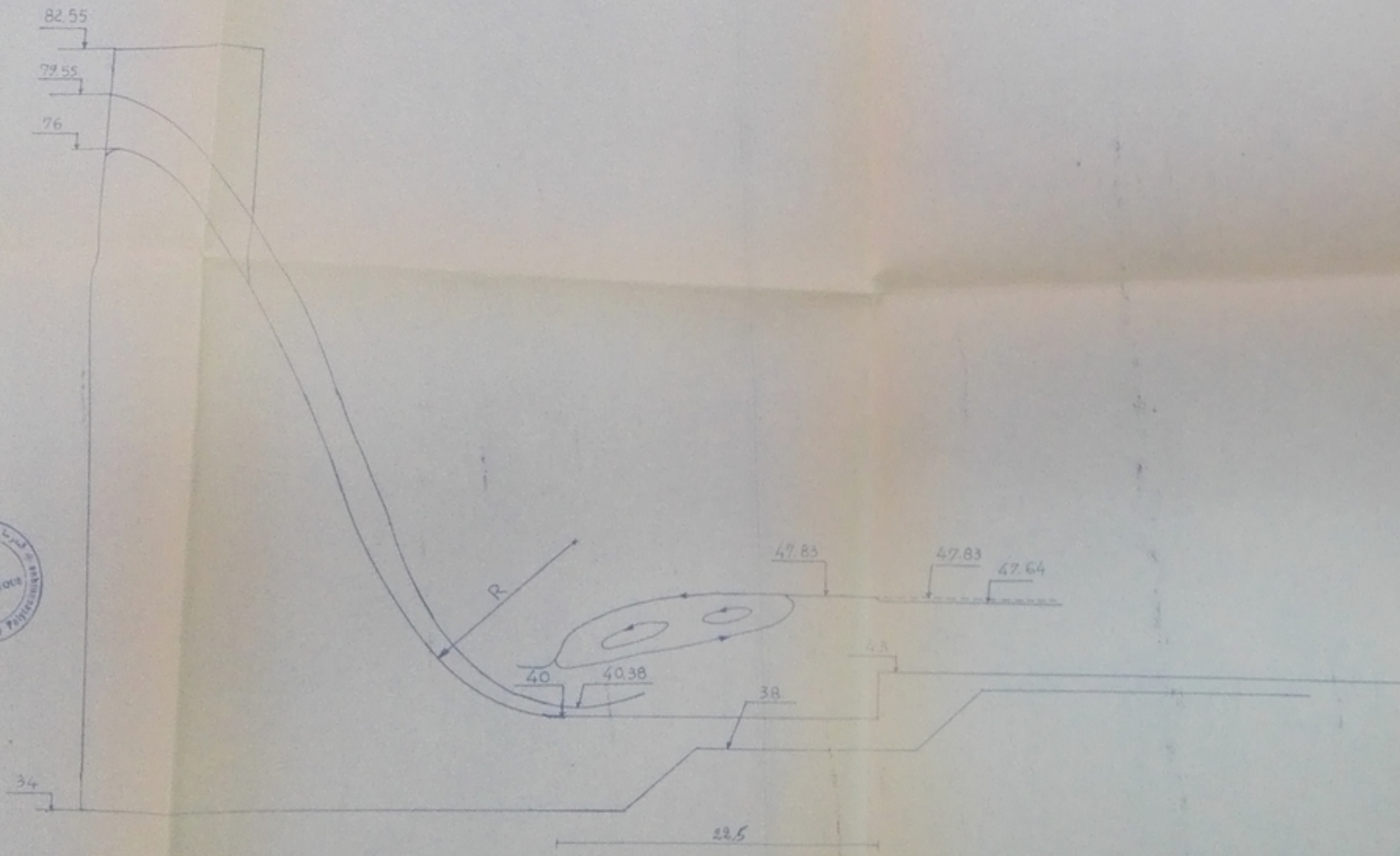
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

CALCUL D'UN MAILLON DAMENAGEMENT HYDRAULIQUE

LAMINAGE DES CRUES

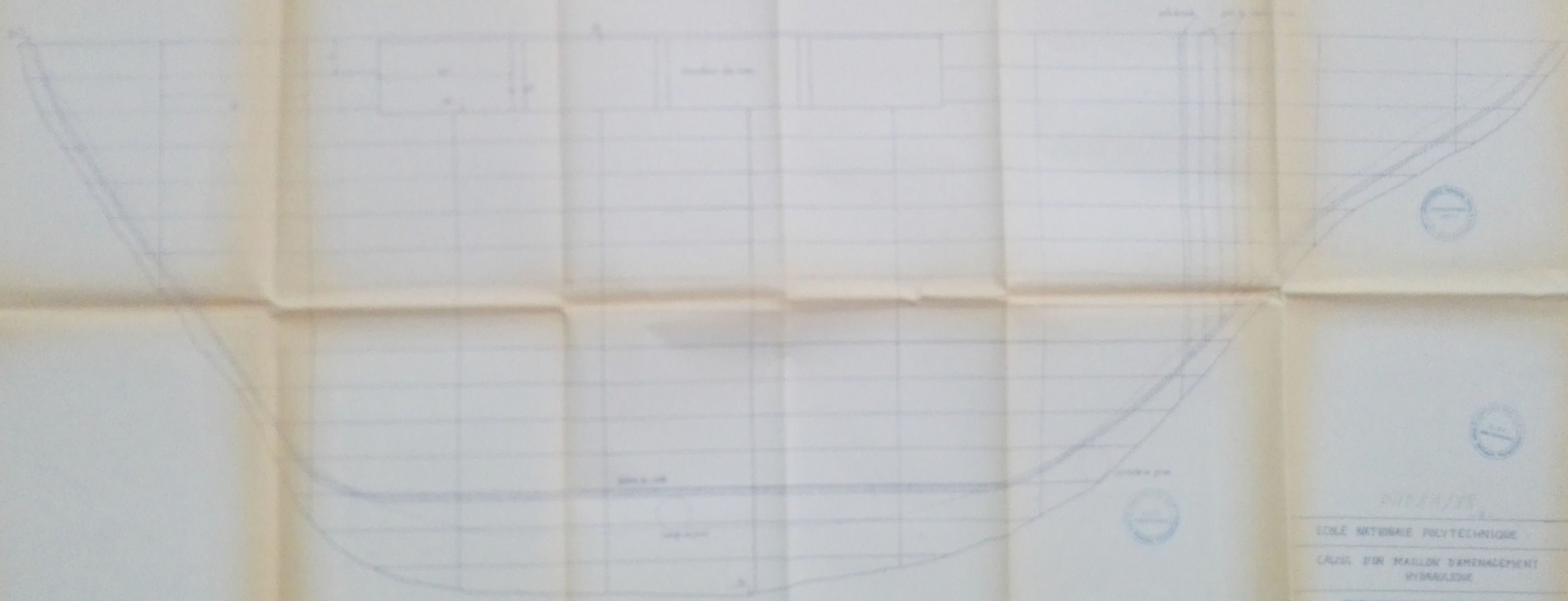
ETUDE PAR M. HADJ AHMED A. N°: 1

DIRIGE PAR M. TAGUEZADE
BANDI



PH021/88
-3-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
CALCUL D'UN MALLON D'AMINAGEMENT HYDRAULIQUE	
COUPE TRANSVERSALE DE LEVATEUR	ECH. 1/200
DRESE PAR M ^r HAD AHMED A.	N ^o 2
CONTROLE PAR M ^r TAGUIZADE	M ^r SAHED

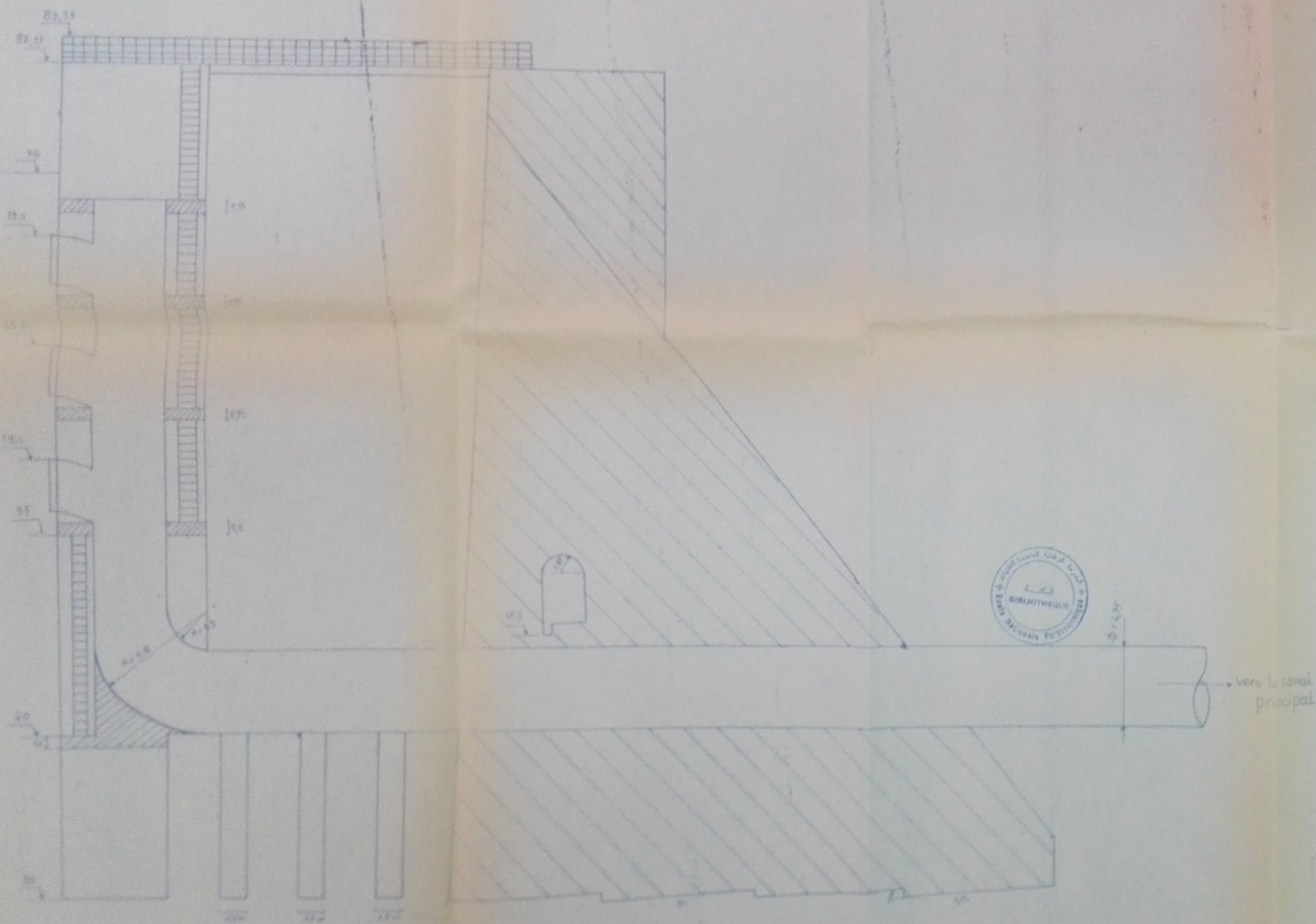


DNDJA/YS

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 CALCUL ET MAILLON D'AMÉNAGEMENT
 HYDRAULIQUE

CONSTRUCTION DE BARRAGE

DATE	NO. D'ORDRE	ÉCHELLE
1954	10	1/1000
1954	10	1/1000
1954	10	1/1000



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER		
CALCUL D'UN MAILLON D'AMENAGEMENT HYDRAULIQUE		
PRISE D'EAU		Echelle 1/150
DRESSE PAR:	HADJ AHMED ABDELKADER	
CONTROLE PAR:	M ^r TAGHE ZABE M ^r BAHIDI	planchette n°

PH021/88

CALCUL DUN MAILLON
D'AMINAGEMENT HYDRAULIQUE

COUPE TRANSVERSALE DU BARRAGE

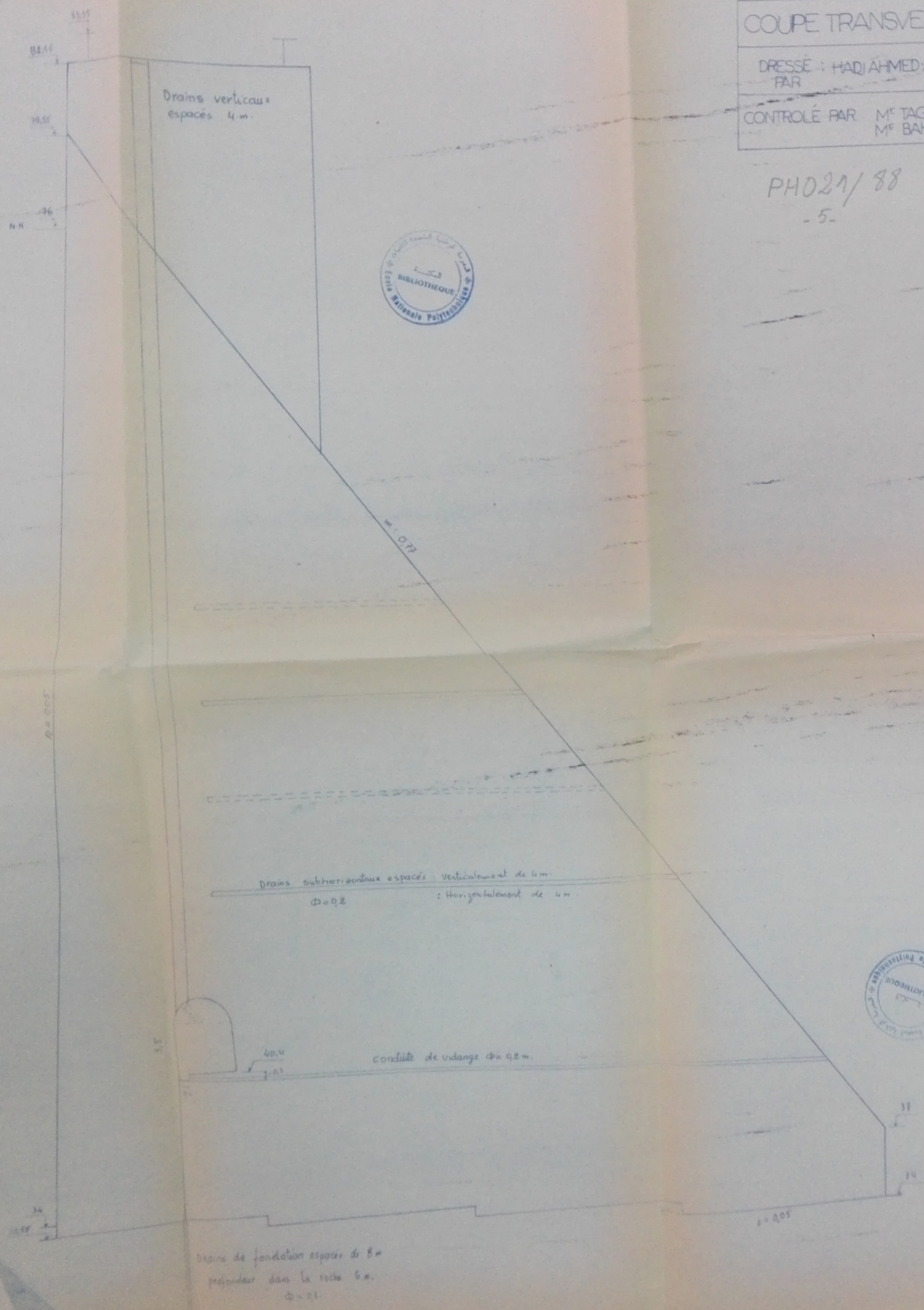
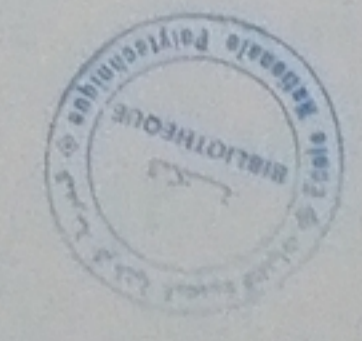
DRESSE : HADI AHMED A
PAR

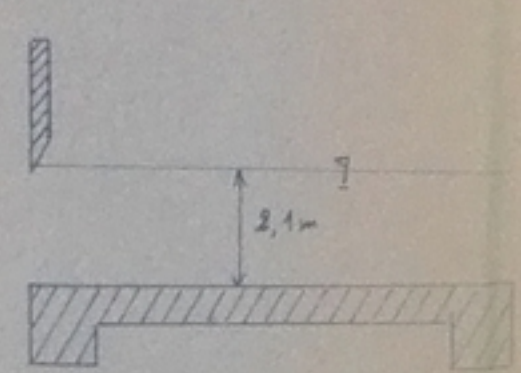
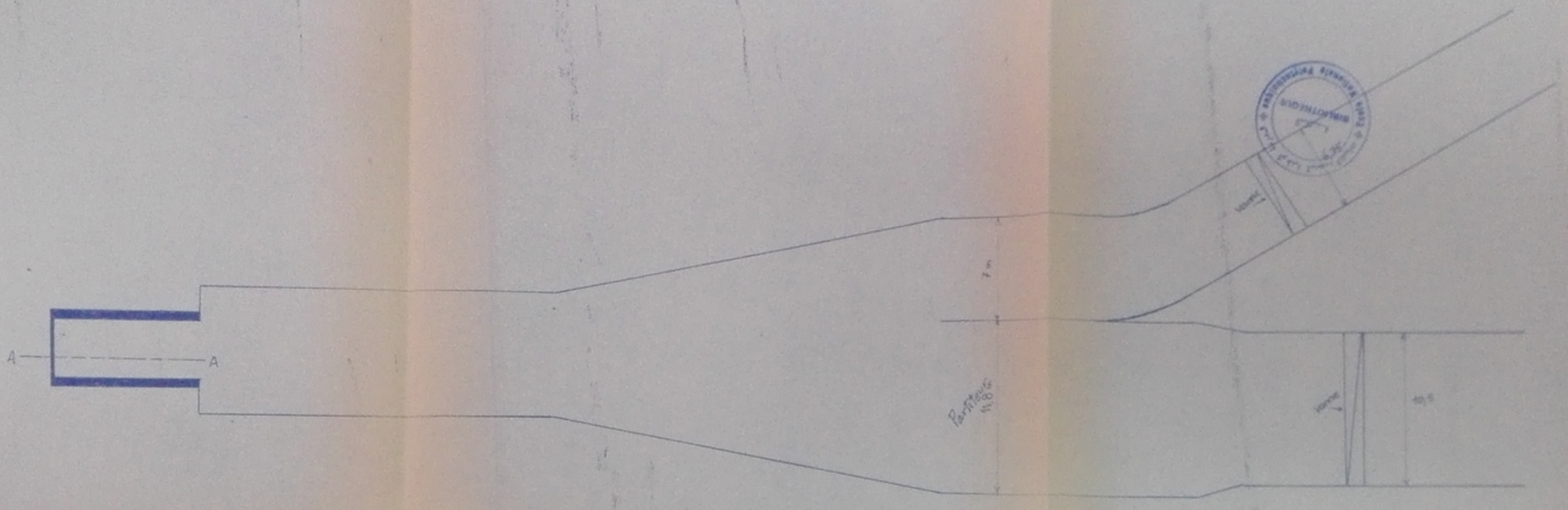
Ech : 1/100

CONTROLE PAR M^r TAGUIZADE
M^r BAHIDI

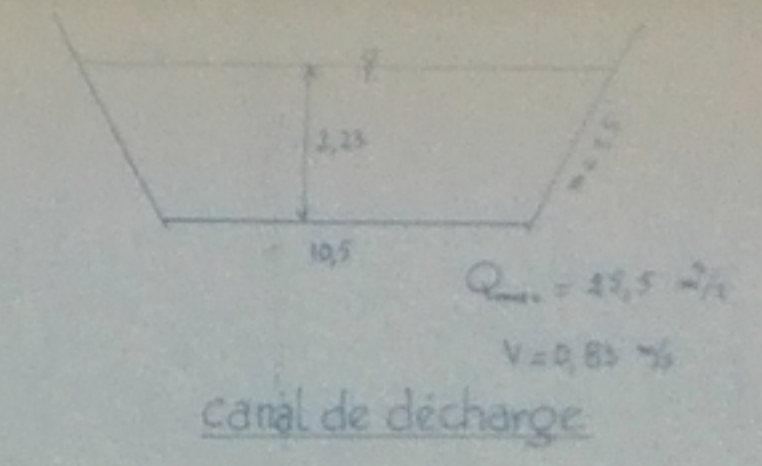
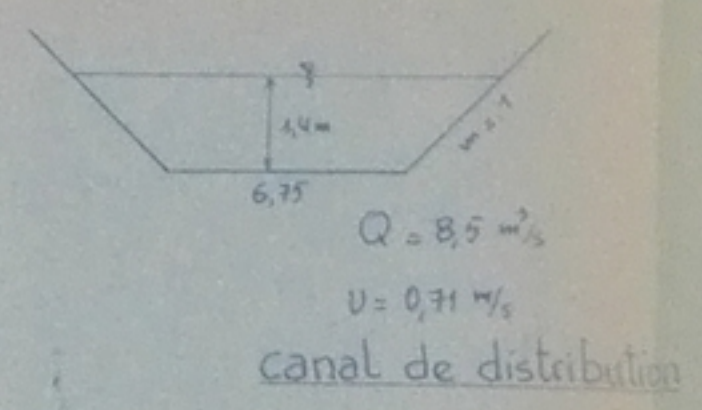
Planche N° 5

PH021/88
- 5 -





REGULATEUR
Coupe A-A



PH 021/88

- 6 -



ECOLE NATIONAL POLYTECHNIQUE	
CALCUL D'UN MALLON	
D'AMENAGEMENT HYDRAULIQUE	
PLAN GENERALE DES CANAUX	
DRESSE PAR	HADI AHMEDA
CONTROLE PAR	TAGUZZADE BAHI



PH 02A / 88
7-



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER	
CALCUL D'UN MAILLON D'AMENAGEMENT HYDRAULIQUE	
PLAN DE SITUATION	Echelle: 1/100
Dessiné par	HABT ANNES ABOLYAHEN
Contrôlé par	M. TAGH ZADE M. BAHIJS planche N° 7

