

43/85
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

المكتبة

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

Projet de Fin d'études

en vue de l'obtention du Diplome d'Ingénieur d'Etat

**Etude de Faisabilité d'un BARAGE sur
l'OUED BESBES; Wilaya de Sidi-Bel-abes**

Proposé par

SETHYAL

etudié par

**OMAR ZAOUI
OUSMANE BOUKARI**

Promoteur

L.H. LEANG

Promotion Juin 85

للجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministere de l'Enseignement Superieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

Projet de Fin d'études

en vue de l'obtention du Diplome d'Ingénieur d'Etat

**Etude de Faisabilité d'un BARAGE sur
l'OUED BESBES ; Wilaya de Sidi-Bel-abes**

Proposé par

SETHYAL

etudié par

**OMAR ZAOUI
OUSMANE BOUKARI**

Promoteur

L.H. LEANG

Promotion Juin 85

--- DEDICACES ---

Je dédie ce travail à :

- Mes chers parents
- Mes frères et soeurs en leur souhaitant du bonheur
- A tous les amis
- A Madame AZIZI

OMAR ZAOUI

_____o_____o_____

Je dédie ce travail à :

- La famille DJATAOU MAZAWAGE
- Tous les parents
- Aux amis (es)

BOUKARI OUSMANE

-- REMERCIEMENTS --

Nous adressons nos vifs remerciements à :

- Monsieur LEANG et Melle ZERFA, respectivement notre promoteur et copromoteur.
- Monsieur KETTAB, Chef de Département Hydraulique.
- Monsieur BEDNARCZYK.S. de nous avoir accordé son précieux temps pour nous avaliser l'étude Hydrologique.
- Monsieur G. LAPRAY.
- Tous les professeurs et assistants ainsi que ceux qui ont contribué à notre formation.
- Monsieur KACIMI, Directeur Technique de la SETHYAL
- MM. BASLAMISLY et SIMONFY, Ingénieurs à la SETHYAL pour leur sincère collaboration.

Omar ZAOUI et Ousmane BOUKARI

--- NOMENCLATURE DES PLANCHES ---

- Planche N°I : Courbes caractéristiques de la retenue
- Planche N°II : Tracé de la ligne phréatique et calcul de la stabilité
- Planche N°III : Coupes géologiques de la fondation de l'ouvrage
- Planche N°IV : Coupes transversales et longitudinales détaillées du barrage
- Planche N°V : Coupes schématiques de la galerie de dérivation provisoire - prise d'eau et vidange de fond
- Planche N°VI : Plan d'ensemble
- Planche N°VII : Profil de l'évacuateur de crue

Table des tableaux

N° D'ordre	N° du tableau	Désignation	Pages
1	2. 2. 1.	Courbes caractéristiques de la retenue $h = f(V)$ et $h = f(S)$	3
2	2. 3. 1.	Caractéristiques du bassin versant	7
3	2. 3. 1. 1.	Caractéristiques du bassin versant au site	10
4	2. 3. 3. 1.	Répartition de la superficie en fonction de l'altitude	12
5	2. 3. 4. 1.	Répartition du réseau pluviométrique	15
6	2. 3. 4. 2.	Moyennes de la température de l'air	15
7	2. 3. 4. 2. 1.	Répartition de la pluviosité	18
8	2. 3. 4. 3. 1.	Variabilité de la pluie	19
9	2. 3. 4. 4. 1.	Maxima journaliers de la pluie	21
10	2. 3. 4. 6. 1.	Evaporation	23
11	2. 3. 4. 6. 2.	Répartition annuelle de l'évaporation	23
12	2. 3. 5. 1. 1.	Calcul de l'apport annuel moyen	29
13	2. 3. 5. 3. 1.	Répartition fréquentielle de l'apport	29
14	2. 3. 5. 4. 1.	Répartition de l'apport annuel	29
15	2. 3. 6. 1. 1.	Calcul des pluies de courte durée	31

16	2. 3. 6. 2. 2. 1.	Calcul de la courbe des surfaces unitaires de ruissellement en fonction du temps de concentration des sous bassins	36
17	2. 3. 6. 2. 2. 2.	Calcul des débits critiques du bassin versant pour diverses fréquences	38
18	2. 3. 6. 2. 3.	Détermination des hydrogrammes de crue afférant à l'averse de calcul	42
19	2. 3. 7. 1.	Transport solide	46
20	3. 1. 1. 1. 1.	Calcul des différentes probabilités	50
21	3. 1. 2. 1.	Coût total du barrage en fonction de la hauteur	64
22	3. 1. 2. 2.	Calcul des bénéfices relatifs	64
23	3. 2. 2. 1.	} régularisation en fonction de différents taux	69
24	3. 2. 2. 2.		70
25	3. 2. 2. 2. 3.		71
26	3. 2. 2. 4.		72
27	3. 2. 2. 5.		73
28	3. 2. 2. 6.	Récapitulation des résultats de la régularisation pour les différents taux de calcul	75
29	3. 3. 2. 1.	Laminage de crue	77
30	3. 3. 3. 1.	Calcul de la hauteur du barrage en fonction de la largeur du déversoir	82
31	3. 3. 4. 1.	Optimisation	83

		Calcul du coefficient de stabilité	
32	4. 4. 1.	Talus aval (fin de construction): (avec et sans séisme)	100
33	4.4. 2.	" " "	101
34	4. 4. 3.	" " "	102
35	4. 4. 4.	Talus amont (fin de construction) : sans séisme)	103
36	4. 4. 5.	" " "	104
37	4. 4. 6.	" " "	105
38	4. 4. 7.	Talus aval (fonctionnement normal) : (sans séisme)	106
39	4. 4. 8.	" " "	107
40	4. 4. 9.	" " "	108
41	4. 4. 10.	Talus aval fonctionnement normal : (avec séisme)	109
42	4. 4. 11.	Talus amont (vidange rapide) : (sans séisme)	110
43	4. 4. 12.	" " "	111
44	4. 4. 13.	" " "	112
45	3. E. 14	Talus amont (vidange rapide) : (avec séisme)	113
46	4. 4. 15	Talus amont (fin de construction) : (avec séisme)	114
47	5. 1. 1. 1.	Coordonnées craeger offitcherov	115
48	5. 1. 2. 2. 2. 1.	Calcul du profil en long de l'écoulement dans le canal évacuateur	125

49	5. 2. 2. 1.	Calcul de la cote du réservoir pour un écoulement à surface libre	133
50	5. 2. 2. 2.	Calcul de la cote du réservoir pour un écoulement en charge	136
51	5. 2. 3. 1.	Calcul des volumes des batardeaux de l'excavation et du bétonnage de la galerie	139
52	5. 2. 3. 2.	Calcul des prix des ouvrages de dérivation provisoire	140
53	6. 1. 1.	Calcul du coût estimatif du projet	148
A N N E X E		Planning des travaux	149

Table des figures

N° de la figure	Désignation	Page
1	Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant	9
2	Courbe hypsométrique	13
3	Réseau pluviométrique	14
4	Corrélation entre les précipitations annuelles et l'altitude de l'implantation de la station	16
5	Pluie annuelle (Loi de GAUSS)	20
6	Maxima journalier de la pluie (Loi de GUMBEL)	22
7	Corrélation entre l'évaporation annuelle et l'altitude de l'implantation de la station	24
8	Isochrones d'écoulement sur le bassin au site de franchissement	35
9	Courbe des surfaces unitaires de ruissellement en fonction du temps de concentration des sous-bassins	37
10	Débits de pointe (ajustement à la Loi de GUMBEL)	41
11	Hydrogramme de ruissellement (période de retour : décennale)	43
12	Hydrogramme de ruissellement (période de retour : centennale)	44

13	Hydrogramme de ruissellement (période de retour : millénaire)	45
14	Schéma de calcul de l'infiltration à travers le massif du barrage	53
15	Courbe de la fonction I (h)	54
16	Courbes capacité - consommation - sécurité	63
17	Calcul de la hauteur économique du barrage	67
18	Courbe de régularisation	74
19	Schéma de calcul de la revanche	80
20	Courbe d'Optimisation	84
21	Schéma de calcul de la stabilité par la méthode de FELLENIUS	95
22	Schéma du choix du cercle de glissement	96
23	Sollicitation due au séisme	97
24	Profil du déversoir	115
25	Saut de ski	129
26	Schéma des écoulements (à surface libre et en charge) dans la galerie de dérivation	137
27	Courbes caractéristiques des débits évacués en fonction du niveau du réservoir et du diamètre de la galerie	138

28	Schéma de calcul des volumes du batardeau et de la galerie	141
29	Courbe de détermination du diamètre économique de la galerie de dérivation	142

CARACTÉRISTIQUES DU PROJET

But du projet : irrigation des terres avoisinants
Superficie du bassin versant : 57 Km²
Apport annuel moyen : $4,56 \cdot 10^6$ m³
Cote du thalweg : 242,00
Cote du niveau minimum de la retenue NM min R = 260,50
Cote du niveau normal de la retenue : NNR = 269,60 m
Cote du niveau maximum de la retenue : NM max R = 272,00 m
Cote en crête du barrage : 273,20 m
Volume mort : $2,00 \cdot 10^6$ m³
Volume utile : $3,44 \cdot 10^6$ m³
Volume forcé : $1,34 \cdot 10^6$ m³
Surface minimum de la cuvette : $2,58 \cdot 10^5$ m²
Surface normale de la cuvette : $5,40 \cdot 10^6$ m²
Surface maximum de la cuvette : $6,64 \cdot 10^6$ m²
Hauteur du barrage : 31,20 m
Largeur en crête du barrage : 9,00 m
Longueur en crête du barrage : 307,00 m
Pente du talus amont : 2,50
Pente du talus aval : 2,00
Volume du remblai homogène du barrage : 539 653,43 m³
Volume du rip-rap : 4060,825 m³
Volume du prisme de drainage : 57 125,75 m³
Volume des matériaux filtrants : 2 436,495 m³
Volume total de la digue : 603 276,50 m³
Type de l'évacuateur de crue : à surface libre
Longueur du canal d'approche : 250 m

Type du déversoir : à profil pratique

Longueur du canal de décharge : 134,50m

Type de l'ouvrage de dérivation provisoire : galerie

Diamètre intérieur de la galerie : 5,00m

Longueur de la galerie : 235,00m

Type du batardeau amont : sans noyau

cote en crête du batardeau : 254,00m

CHAPITRE I - INTRODUCTION

I.1 - Historique du problème

Le premier quinquenal se devait d'assurer l'économie qui a connu un essor remarquable du fait de la croissance enregistrée au niveau de la production et des consommations sociales, collectives et individuelles. Le deuxième plan quinquenal se propose de réduire la dépendance vis-à-vis du secteur des hydrocarbures. Les priorités iront désormais vers le développement de l'agriculture et le renforcement des capacités hydrauliques nationales qui se verront accorder une place prépondérante dans le deuxième plan quinquenal.

Dans ce contexte, un programme important de réalisation de retenues collinaires et de petits barrages a été lancé à travers les Wilayas. Destinés à l'irrigation, à l'abreuvement du cheptel et à l'alimentation en eau potable, ces ouvrages constituent un excellent moyen de captage des eaux de surface dont les déperditions par évaporation, ruissellement ou infiltration affectent considérablement le potentiel hydraulique national.

I.2 - But de l'étude

Cette étude de faisabilité se fait en conformité à l'élaboration du schéma de l'aménagement des ressources hydrauliques de l'Oued Besbes pour l'irrigation du territoire avoisinant et de la possibilité de réalisation d'un barrage.

CHAPITRE II - TOPOGRAPHIE - GEOLOGIE - HYDROLOGIE

II. 1. ETUDE TOPOGRAPHIQUE

La SETHYAL a réalisé deux études topographiques sur l'Oued Besbès concernant :

- Un levé topographique de la cuvette à l'échelle 1/5000 rattaché au système N. G. A. et dont la superficie est de 400 ha.
- Un levé topographique du site à l'échelle 1/1000 rattaché au même système N. G. A. dont la superficie est de 60 ha.

Par planimétrage du plan topographique à l'échelle 1/5000 nous avons calculé les valeurs des surfaces et capacités en fonction des altitudes pour établir les courbes caractéristiques de la retenue qui seront considérées pour le calcul du remplissage de la cuvette.

Les volumes ont été déterminés couche par couche suivant la formule :

$$V_i = \frac{h}{3} (S_i + S_{i+1} + \sqrt{S_i S_{i+1}} + 1)$$

V_i - Volume de la couche en HM^3

h - Hauteur entre les couches en m

S_i - Surface de la retenue en bas de la couche en Km^2

S_{i+1} - Surface de la retenue en haut de la couche en Km^2

Les résultats sont présentés dans le tableau N°2 - 1 - 1.

Tableau n° 2.1.12

COTE H (m)	HAUTEUR H (m)	SURFACE S (Km ²)	VOLUME V ₃ TOTAL (HM ³)
242	0	0	0
244	2	0,00725	0,00480
246	"	0,0175	0,0288
248	"	0,0355	0,0808
250	"	0,0575	0,1729
252	"	0,1039	0,3317
254	"	0,15325	0,5868
256	"	0,1950	0,9342
258	"	0,22975	1,3585
260	"	0,2660	1,8538
262	"	0,30125	2,4207
264	"	0,33725	3,0589
266	"	0,38275	3,7784
268	"	0,4590	4,6190
270	"	0,5585	5,6349
272	"	0,6820	6,8733
274	"	0,8070	8,3605
276	"	0,9065	10,0730
278	"	1,01125	11,9898
280	"	1,14175	14,1415
282	"	1,29325	16,5749
284	"	1,45375	19,3203
286	"	1,6050	22,3778
288	"	1,7500	25,7318
290	"	1,9947	29,4738

II. II. G E O L O G I E

Le site présente un retrécissement de la vallée principalement dans sa partie inférieure.

En rive gauche le haut de la pente est escarpé et composé par une formation de calcaire marneux - Vers le bas la pente s'adoucit sur des alluvions.

La rive droite est en pente douce et est aussi composée de formations alluvionnaires sur une grande partie suivies du calcaire marneux.

Les différents sondages exécutés font ressortir l'existence des seules formations déjà mentionnées à savoir des alluvions reposant sur un calcaire marneux.

Les alluvions :

Elles se présentent sous forme de dépôts d'épaisseur variable dont la valeur maximale est de 4,50m. Du fait de la médiocrité de leurs caractéristiques physico-mécaniques entre autres une densité relative inférieure à 0,66, leur excavation s'avère nécessaire.

Le substratum :

C'est du calcaire marneux qui affleure aux deux rives avec un pendage général de 10° Sud-Ouest- Nord-Est.

Les matériaux de construction :

Les matériaux nécessaires à la construction de la digue et des ouvrages annexes sont disponibles par endroits dans le lit de l'Oued et dans les environs du site du barrage.

Les conditions topographiques et géologiques sont alors favorables à la réalisation du projet.

Le site se situe dans la deuxième Zone Sismique.

La valeur adoptée de l'accélération sismique horizontale est de 0,12 g.

g - accélération de la pesanteur $\left[m \sqrt{s^2} \right]$

II. III. ETUDE HYDROLOGIQUE :

L'étude a pour objet de définir les caractéristiques principales du régime hydrologique de l'OUED suivantes :

- Module de l'apport annuel moyen
- Variabilité de l'apport annuel
- Répartition annuelle de l'écoulement
- Volumes de l'apport maxima
- Module des précipitations pour la retenue
- Evaporation de la surface de la retenue
- Transport solide et envasement de la retenue
- Prédétermination des débits de crue

Nous ne possédons que peu de données d'observations sur les débits de l'oued Bèsbès. Ces enregistrements de débits ne couvrent que trois(03) années d'observations. Il est clair que cette courte période d'observation est insuffisante pour effectuer le dépouillement statistique des données. Alors, pour obtenir les caractéristiques hydrologiques du bassin versant, nous nous sommes servis des données réelles, à côté des formules empiriques et des méthodes d'analogie.

Tableau n° 2.3.1.

N°	CARACTERISTIQUE DU BASSIN VERSANT	SYMBOLES	UNITES	VALEURS
1	Coordonnées	X	LAMBERT	178,80
		Y	"	229,70
2	Superficie du bassin versant	S	Km ²	105
3	Altitudes minimales	H min	m	242
	Moyennes	HO(moy)	"	510
	maximales	H max	"	1060
4	Pente moyenne du thalweg	I	-	0,030
5	Longueur du thalweg	L	Km	16,30
6	Densité de drainage	Dd	m/Km ²	0,90
7	Temps de concentration	Tc	Heures	4,5
8	Température moyenne	T	0° C	16,0
9	Pluviométrie moyenne	P	mm	550
10	Pluies maximales journalières	P 10%	mm	90
		P 1%	"	140
		P 0,1%	"	190
11	Fouvoir d'évaporation annuelle	E	mm	1250
12	Apport annuel moyen	A 0	Hm ³	4,56
13	Apport annuel fréquentiel	A 10%	Hm ³	8,10
		A 1%	"	14,80
		A 0,1%	"	23,02
14	Débits de pointe des crues	Q 10%	m ³ /s	148
		Q 1%	"	253
		Q 0,1%	"	356
15	Transport solide	Vs	m ³	41400

II. III. 1. Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant

L'Oued Besbès prend sa source dans la partie Nord des DJEBELS Tessala et Touila à 800 - 1000 m d'altitude au dessus du niveau de la mer. Il se jette dans la Sebkhâ d'ORAN. Le relief est accidenté et montagneux.

Les études ont été faites sur quatre (04) sites dont les coordonnées LAMBERTⁿ sont suivantes (voir fig.1.)

SITE N°	X	Y
1	176,75	224,45
2	177,60	228,50
3	178,80	229,70
4	179,10	237,15

Le site n°3 fut favorablement retenu et pris comme axe du barrage par les études préliminaires déjà réalisées.

Les caractéristiques physiques et géographiques du bassin versant au site sont les suivantes :

Tableau n° 2.3.1.1.

N°	CARACTERISTIQUES	SYMBOLE	UNITE	SITE
1	Coordonnées	X	LAMBERT	178,80
		Y	"	229,70
2	Superficie	S	Km ²	57
3	Altitudes	H min	m	242
		H _o (moy)	"	510
		H max	"	1060
4	Pente moyenne	I	-	0,030
5	Longueur du thalweg	L	Km	16,30
6	Densité de drainage	D	Dd/Km ²	0,90
7	Temps de concentration	Tc	Heures	4,5

II.III.2. - Temps de concentration

On définit le temps de concentration Tc d'un bassin comme la durée nécessaire^{que} pour la pluie tombée sur le point le plus éloigné de l'exutoire atteindre celui-ci, différentes formules sont utilisées:

- Formule de VENTURA

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{I}}$$

où T_c : temps de concentration (en heures)

I : pente moyenne du thalweg principal

S : Superficie du bassin (en Km²)

Nous trouvons $T_c = 5,54$ heures

- Formule de GIANDOTTI

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

S - superficie du bassin versant en km²

L - longueur du thalweg principal en km

H - différence de niveau entre la cote moyenne H_0 du bassin et celle de son point de sortie H_{min} .

Nous trouvons $T_c = 4,47$ heures

La valeur retenue de T_c est de 4,5 heures

II.II.3 Courbe hypsométrique du bassin de l'Oued Besbes

La plupart des facteurs météorologiques et hydrologiques (précipitation, température, débit. est...) étant fonction de l'altitude il est intéressant de calculer la répartition du bassin versant (en km² et en % de la superficie totale) par tranches d'altitudes.

Après planimétrage des surfaces, le tableau n° 2.3.3.1 récapitule la répartition des superficies en fonction de l'altitude.

Tableau n° 2.3.3.1.

N°	Cote Zi (m)	Superficie Si (km2)	N°	Cote Zi (m)	Superficie Si (km2)
1	175 - 200	1,3	10	600 - 650	2,4
2	200 - 250	3,2	11	650 - 700	2,6
3	250 - 300	6,4	12	700 - 750	1,5
4	300 - 350	12,0	13	750 - 800	1,4
5	350 - 400	17,0	14	800 - 850	1,2
6	400 - 450	19,3	15	850 - 900	0,2
7	450 - 500	16,2	16	900 - 950	1,8
8	500 - 550	9,1	17	950 - 1000	1,8
9	550 - 600	7,6			

La figure 2 représente la distribution et la courbe hypsométrique du bassin versant de l'Oued Besbes.

II.III-4 Climat et précipitations

Le climat de la région est caractérisé par un été sec et un hiver relativement humide et doux. Nous avons eu recours aux observations des stations météorologiques dont les moyennes sont présentées au tableau n° 2.3.4.1. La répartition du réseau pluviométrique est donnée à la figure 3.

La corrélation entre les précipitations annuelles et l'altitude de l'implantation de la station est donnée dans la figure 4.

-13-

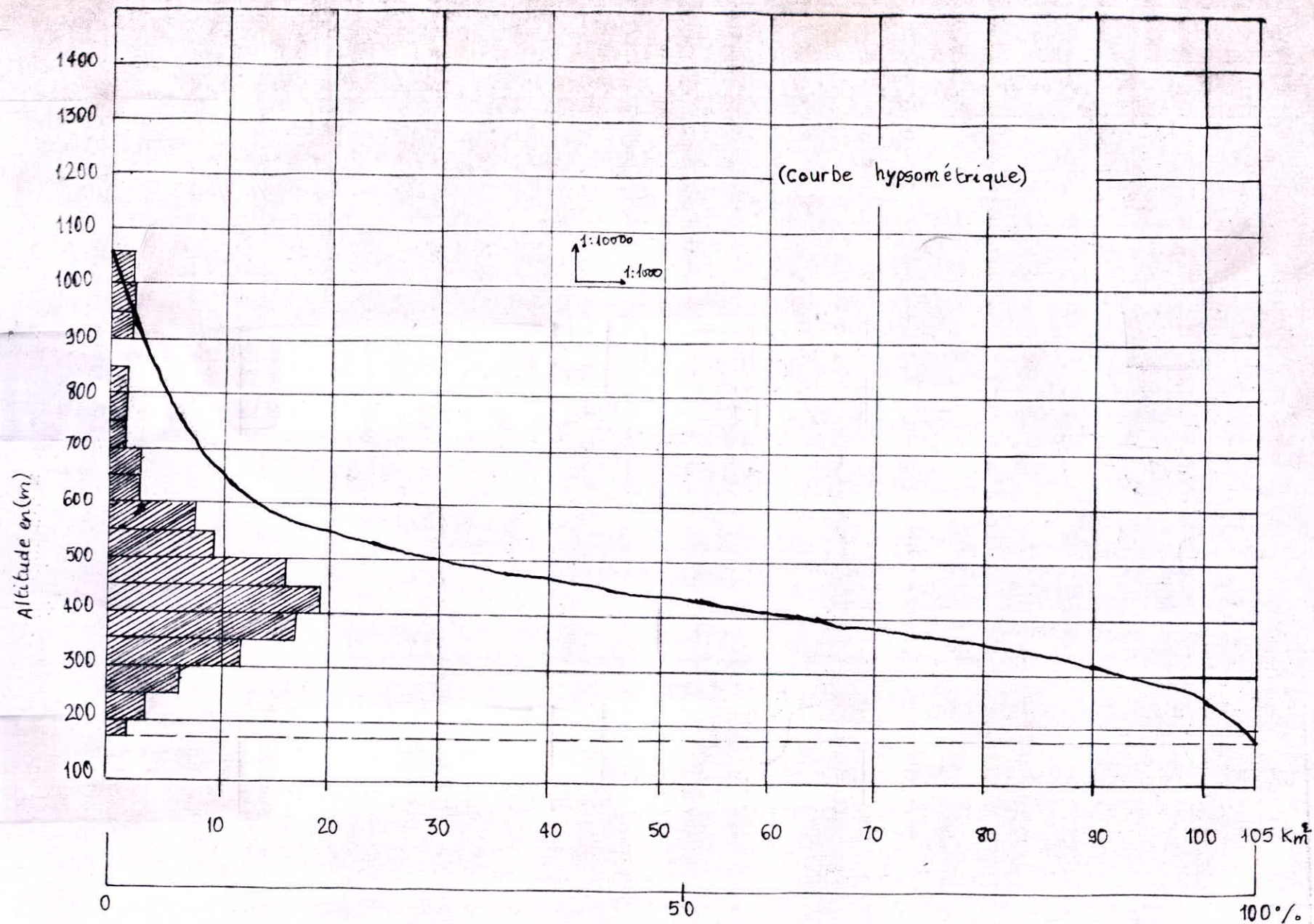


FIG. 2. Courbe hypsométrique du bassin de l'Oued Besbes au site 4

Fig. 3. Réseau pluviométrique

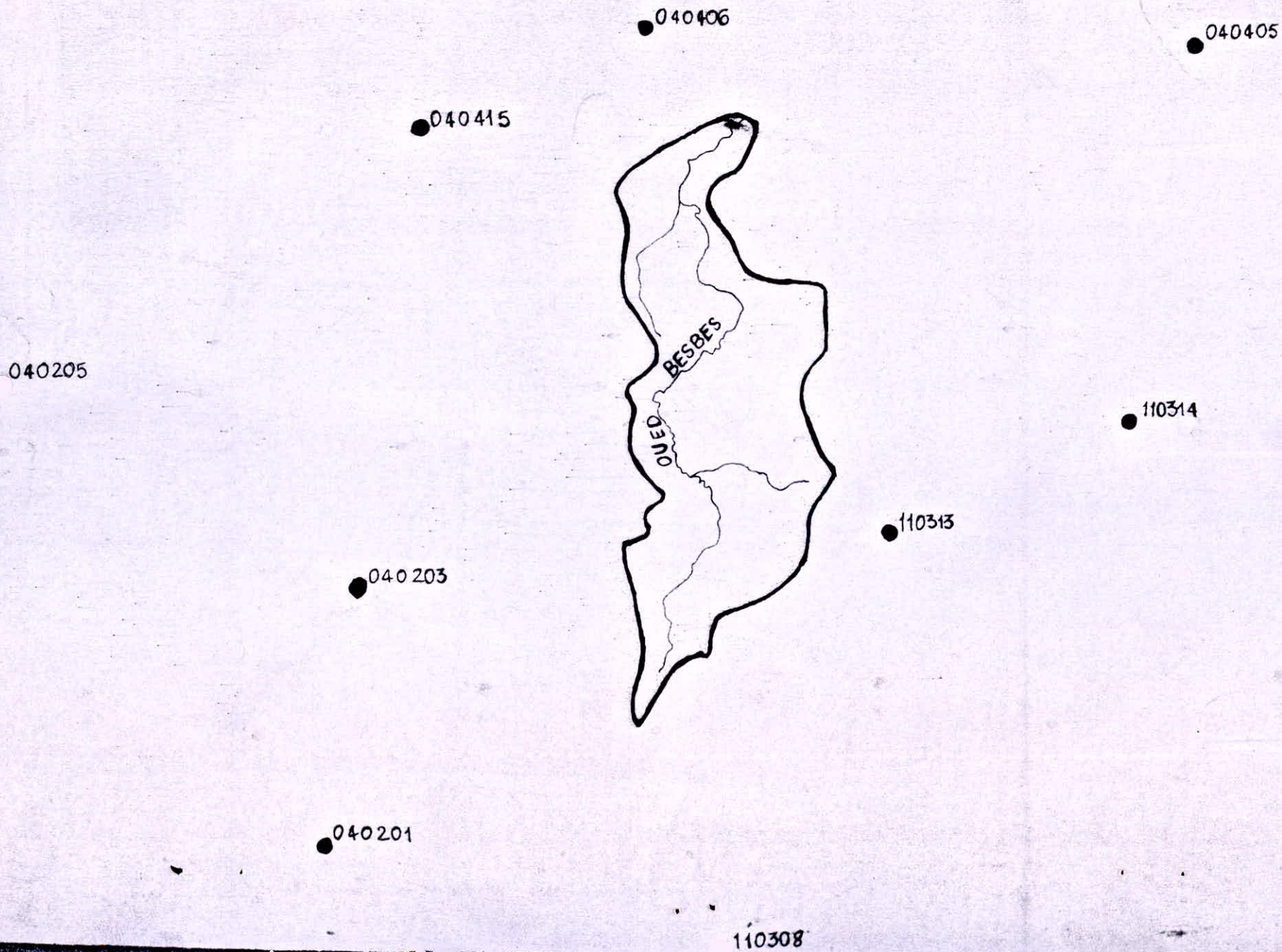


Tableau n° 2.3.4.1.

N°	Stations	Code	Altitude (m)	Période d'observations (années)	Modules des précipitations -mm)
1	Aoubellil	040201	625	9,0	565
2	Oued Berkeche	040203	265	10,0	483
3	Aïn Temouchent	040205	320	24,0	528
4	Tamxourah	040405	190	35,0	488
5	Aïn El Arba	040406	110	17,0	412
6	Hammam Hadjar	040415	153	30,0	482
7	Sidi Ali Bouzidi	110308	610	20,0	462
8	Tessala	110313	577	40,0	561
9	Aïn Frid	110314	530	20,0	500

Les moyennes de la température de l'air, enregistrée par la station de Sidi Bel Abbès, pour une période de 20 ans, sont résumées dans le tableau n° 2.3.4.2.

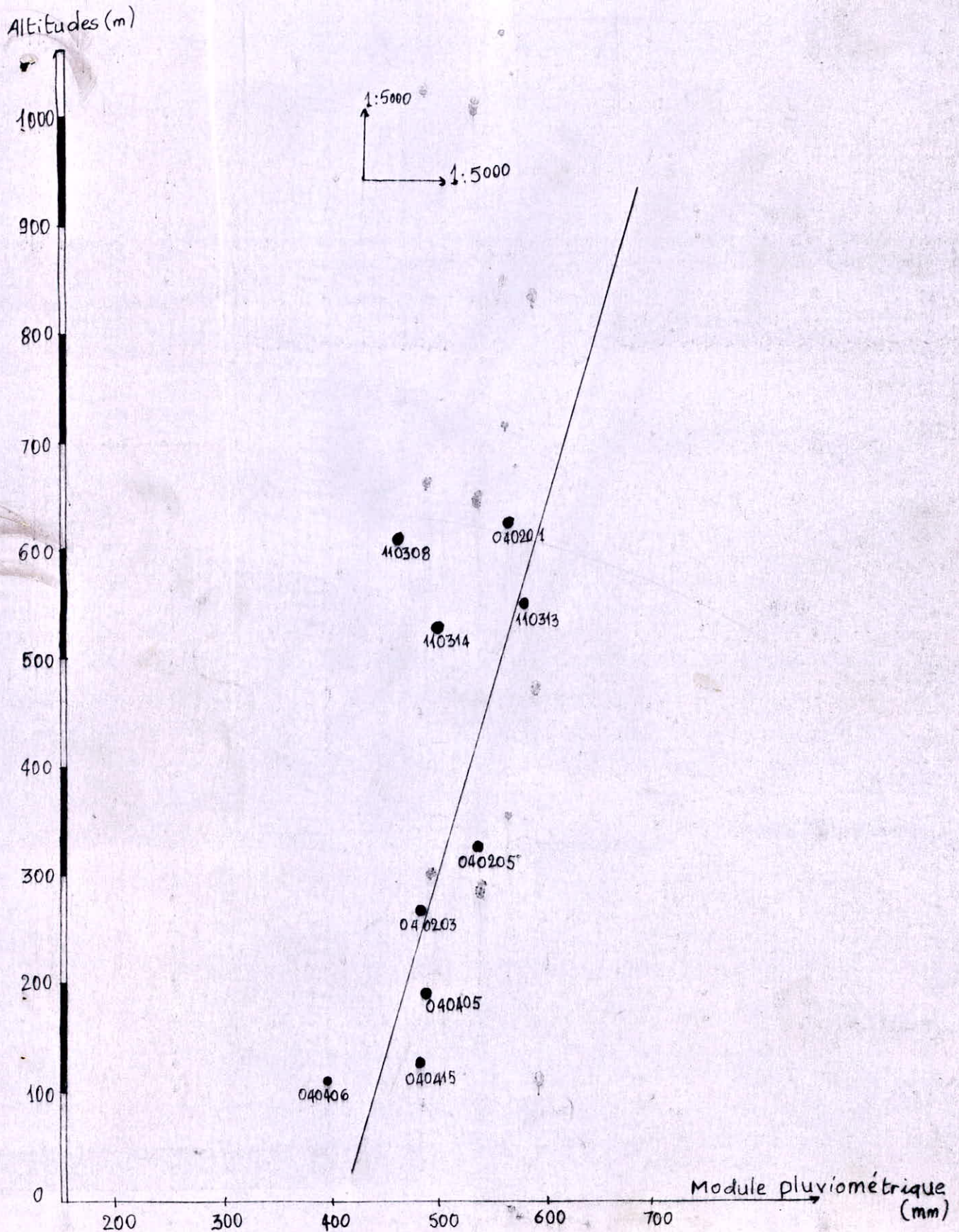
MOYENNES DE LA TEMPERATURE DE L'AIR °C

Tableau n° 2.3.4.2.

Mois Temp	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Années
Moy.M	8,6	10,6	11,7	14,7	17,3	21,7	25,6	26,0	22,5	17,4	12,8	9,4	16,5
Max.M	14,2	16,3	17,6	21,1	23,5	28,4	32,9	33,2	28,4	22,8	17,3	14,5	22,5
Min.M	1,9	5,8	4,4	6,4	9,2	12,4	15,0	15,7	13,8	9,8	6,6	3,2	8,5

Une moyenne de 16° C semble être représentative de la région.

Fig.4: Correlation entre les précipitations annuelles et l'altitudes de l'implantation de la station



II.III.4.1 Evaluation de la pluviométrie dans le bassin versant.

(module des précipitations)

Il s'agit, partant des mesures données par quelques pluviomètres, d'évaluer la quantité d'eau tombée sur le bassin versant.

L'évaluation de la moyenne pluviométrique se fait à l'aide de la courbe altimétrique de la pluie car il faut tenir compte des superficies arrosées aux diverses altitudes.

La droite ajustée indique un accroissement linéaire de la pluvimétrie en fonction de l'altitude.

Méthode appliquée	Module (mm)
Selon altitude moyenne	565
Selon la courbe altimétrique	545
Hauteur de pluie moyenne adoptée (mm)	550

II.III.4.2. - Répartition de la pluviosité

La répartition annuelle des hauteurs de pluie est calculée conformément aux données d'observations des stations disponibles.

Tableau n° 2.3.4.2.1.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
%	15	13	14	10	6	2	0	0	3	9	12	16	100
Moyenne Pluvio-métrique	82,5	71,5	77	55	33	11	0	0	16,5	49,5	66	88	550

On remarque d'après le tableau que la répartition des précipitations dans une année est irrégulière. Pour la période de Novembre à Avril tombent plus de 80% des pluies annuelles.

II.III.4.3. - Variabilité de la pluie.

Un calcul statistique des paramètres à savoir la moyenne et le coefficient de variation a été effectué par la SETHYAL sur les séries de pluies annuelles. Une moyenne de 550mm et un coefficient de variation $Cv = 0,33$ nous a permis d'ajuster la pluie annuelle à une Loi de Gauss.

Nous présentons les hauteurs de pluies annuelles de différentes fréquences en appliquant une fonction de répartition de type Gauss sous forme centrée réduite (Voir fig. 5).

$$Z = \frac{X - \bar{X}}{\sigma}$$

Z : Variable, aléatoire, centrée, réduite

\bar{X} : Moyenne annuelle des précipitations : 550 mm

σ : Ecart type = $\bar{X} C_v = 550 \cdot 0,33 = 181,5$ mm

X : Hauteur des précipitations pour diverses fréquences (mm)

$$\text{d'où } X = Z \frac{\bar{X}}{C_v} + \bar{X} = \bar{X} \left(\frac{Z}{C_v} + 1 \right)$$

$$\text{avec } F(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+Z} e^{-\frac{z^2}{2}} dz = P(Z \leq z)$$

Tableau n° 2.3.4.3.1.

Probabilité de \$ dépassement\$ %	0,01	1,0	5,0	10,0	20,0	50,0	80,0	90,0	95,0	99,0
Probabilité de non dépassement\$ %	99,99	99,0	95,0	90,0	80,0	50,0	20,0	10,0	5,0	1,0
Précipitations en mm	1225	972	849	783	702	550	398	317	251	128

II.III.4.4. - Maxima journalier de la pluie.

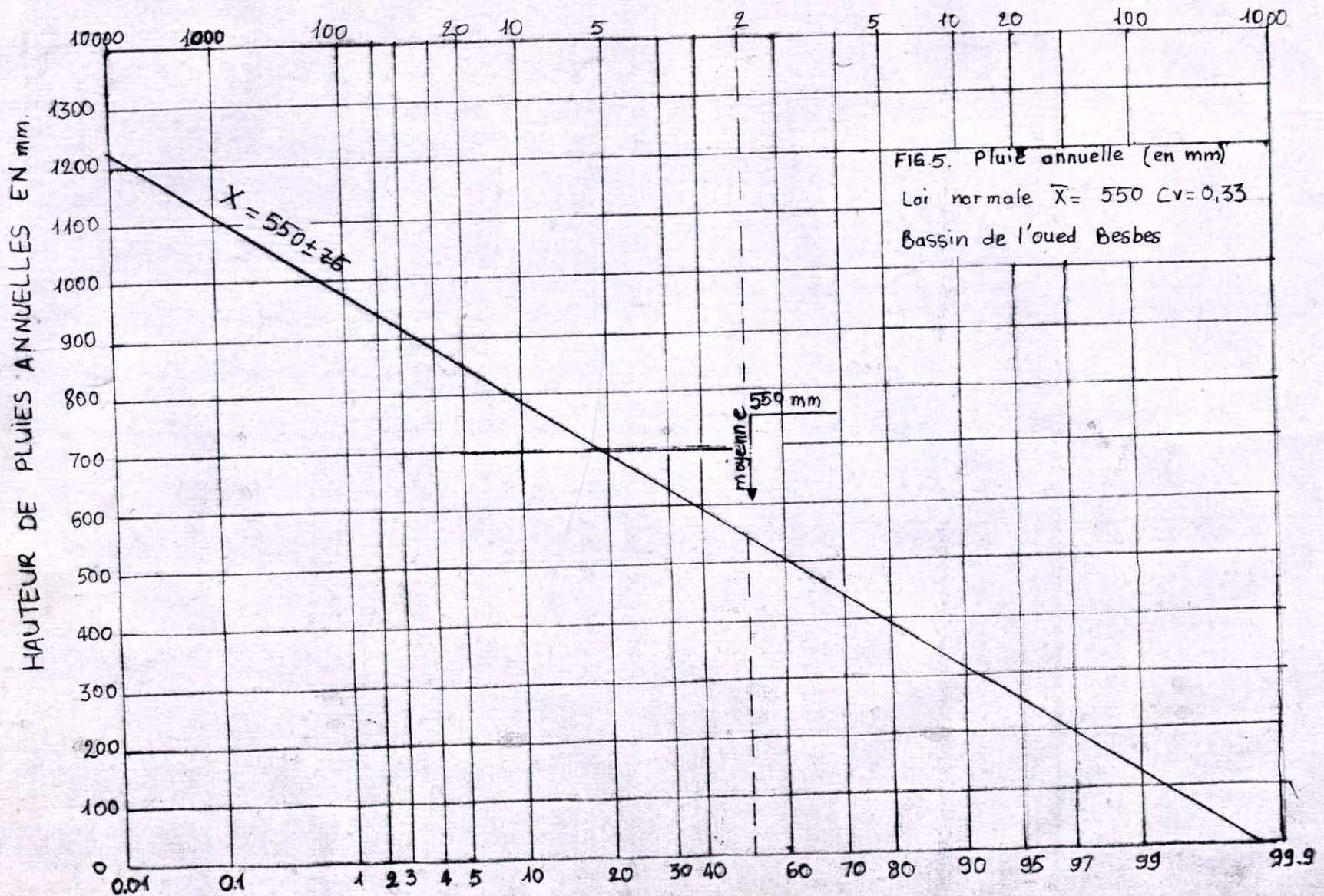
Des séries d'observations des quantités maximales de 24 heures ont été analysées pour les stations 110313 - 110300 - 040405. Après report des points, les échantillons ont été ajustés à une loi de GUMBEL.

Cependant, la proximité de la station 110313 de Tessala nous a incité à choisir cette station comme étant représentative des maxima journaliers qui pourraient se produire dans la région de notre étude.

Nous avons adopté une moyenne de 55 mm et un coefficient de variation $C_v = 0,47$ (Donnée de la SETHYAL).

La figure 6 représente un ajustement des maxima journaliers à une loi de GUMBEL. Il permet d'attribuer les valeurs suivantes :

PERIODE de retour en années



La fonction de répartition de GUMBEL est donnée par la relation suivante :

$$F(x) = \frac{e^{-B(x-x_0)}}{e^{-B(x-x_0)}} \cdot B = \frac{1}{C_v \bar{X}} \frac{II}{\sqrt{6}} = \frac{1}{C_v \bar{X}} \frac{II}{\sqrt{6}} = 0,04962$$

$$X_0 = \bar{X} - \frac{1}{B} \cdot 0,5772 = 43,36 \text{ mm}$$

$$\text{d'où } X = X_0 - \frac{1}{B} \text{ Ln}(-\text{Ln}p)$$

X : maximas journaliers pour différentes fréquences (mm)
p : fréquences %

Tableau N° 2.3.4.4.1.

Fréquence de non dépassement %	99,9	99,5	99,0	95,0	90,0	50,0
Fréquence de dépassement %	0,1	0,5	1,0	5,0	10,0	50,0
Période de retour (ans)	1 000	200	100	20	10	2
Précipitations (mm)	190	150	140	105	90	50

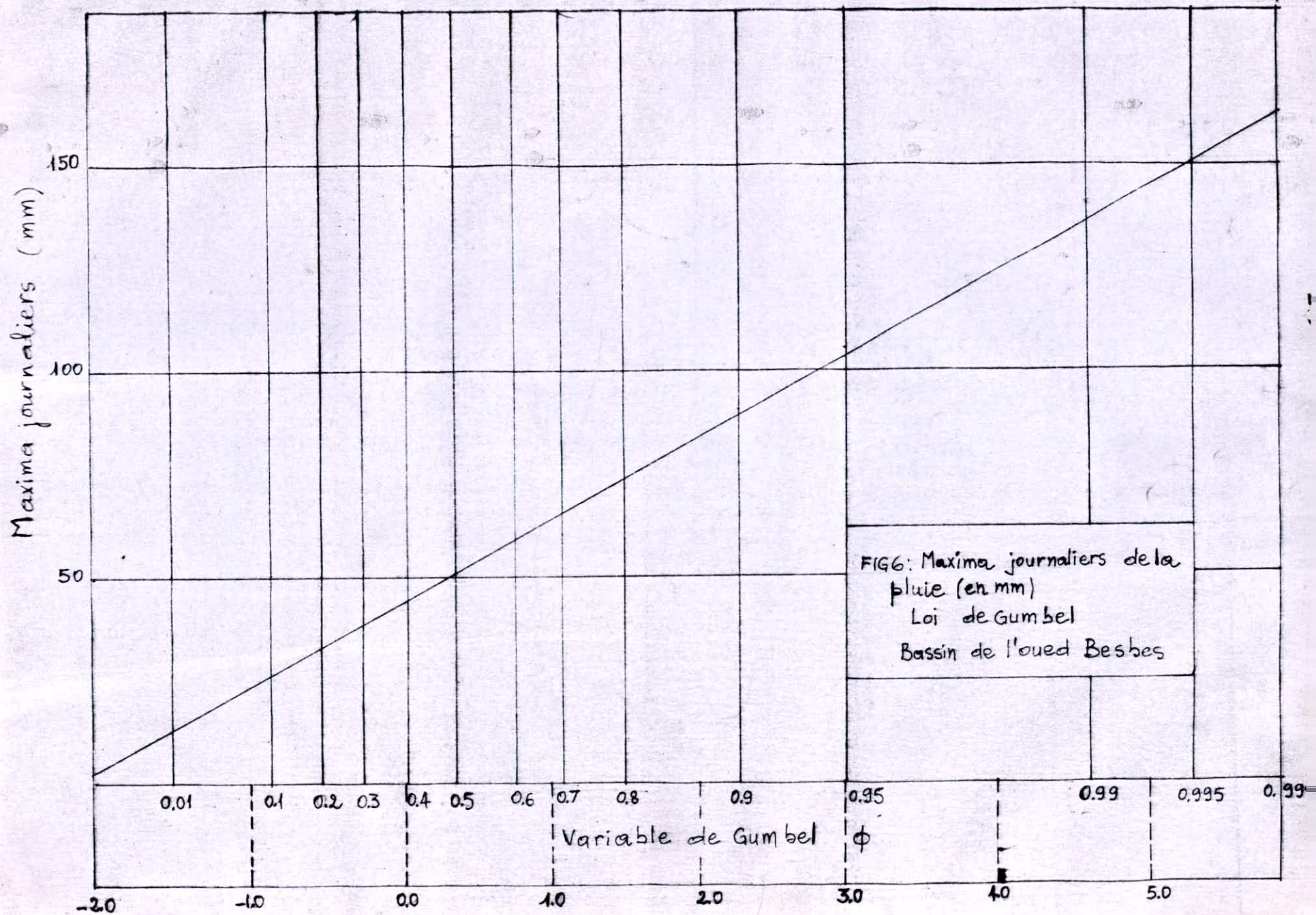
II.III.4.5. - Hauteur de pluie moyenne sur la retenue

La hauteur moyenne des précipitations pour la retenue est déterminée conformément à la courbe altimétrique et à l'altitude de la retenue et sa valeur est de 482 mm.

II.III.4.6. - Evaporation à la surface de la retenue

La valeur de l'évaporation est calculée en fonction des données réelles des évapomètres implantés dans les bassins avoisinants.

Durée de retour en années T



Tbleau n° 2.3.4.6.1.

Stations	Cote (m)	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Bou Hanifia	295	56	58	93	124	190	251	310	302	215	143	81	56	1879
Béni Bahdels	655	47	71	97	107	135	169	225	215	163	108	76	75	1488
Meffrouch	1120	38	38	76	101	126	164	201	189	151	88	50	38	1260
Cheurfas	215	63	63	93	123	196	296	268	280	198	99	58	46	1690

Les valeurs ont été corrigées par un coefficient de réduction égal à 0,78 (pour le passage aux grandes retenues). En fonction de ces valeurs, on trace le graphique de la relation "évaporation-altitude"; Ce qui nous permet de déterminer l'évaporation annuelle moyenne à la surface de la retenue. D'après la figure 7 $E = 1250 \text{ mm/an}$.

La répartition annuelle de l'évaporation est estimée comme moyenne des observations des quatre stations.

Tab leau n° 2.3.4.6.2.

Evaporation	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
en %	3	4	6	7	10	13	16	15	12	7	4	3	100
en mm	37,5	50	75	87,5	125	162,5	200	187,5	150	87,5	50	37,5	1250

II.III.5 - Hydrologie de l'Oued Besbers

Nous disposons de peu de données concernant le régime hydrologique de l'Oued. Celles-ci sont limitées en effet à trois (03) années d'observations (1972-1975).

Les caractéristiques de l'apport annuel pour cette période figurent au tableau suivant (Données de la SETHYAL).

Fig.7: Corrélation entre l'évaporation annuelle et l'altitude de l'implantation de la station

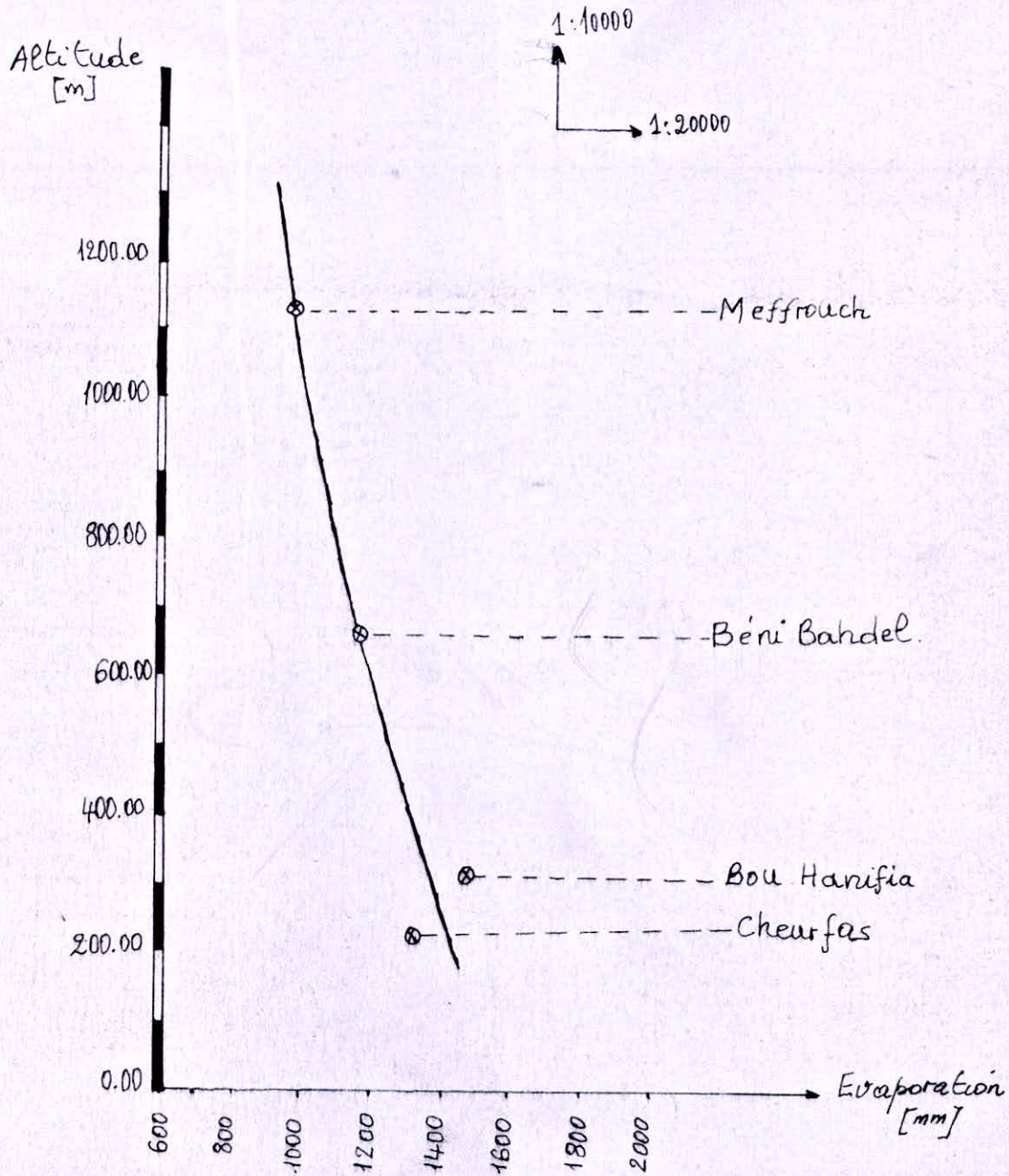


Tableau n° 2.3.5.1.

Année	A p p o r t			Précipitations (mm)
	10^6 M^3	mm	l/s km ²	
1972/73	5,70	54,2	1,72	480
1973/74	5,31	50,6	1,60	475
1974/75	3,76	35,8	1,14	450

II.III.5.1 - Apport annuel.

Du fait que nous sommes en présence d'une courte série d'observations, nous avons recours aux formules empiriques valables pour le cas de l'Algérie pour l'étude des apports.

Ces formules appliquées à des moyennes de longues durées, bien que négligeant certains facteurs importants tels que la répartition dans le temps et la nature des précipitations se révèlent plus précises qu'on pourrait le penser à priori.

Toutefois, pour des études portant sur de courtes périodes d'observations et de petits bassins, des contrôles par quelques observations directes d'avèrent nécessaires.

Les formules retenues sont les suivantes :

1 - Formule de MEDINGER

$$Y_o = 1,024 (P_o - 0,26)^2 \quad (\text{m})$$

ou P_o : Précipitations annuelles en (m)

Y_o : (m)

2 - Formule de SAMIE

$$Y_o = 0,784 (P_o - 0,232)^2 \quad (\text{M})$$

P_o = (m)

Y_o : (m)

3 - Formule de TURC

$$Y_o = P_o - \frac{P_o}{\sqrt{0,9 + \frac{P_o^2}{L^2}}} \quad (\text{mm})$$

P_o : en (mm)

$$L = 300 + 25 T + 0,05 T^2$$

T : Température moyenne annuelle en °C

Y_o : (mm)

4 - Formule de CHAUMONT

$$Y_o = 0,6 P_o \left(1 - 10^{-0,36 P_o^2} \right)$$

Y_o, P_o en (m)

5 - Formule de COUTAGNE

$$\text{Le déficit d'écoulement } D = P_o - \lambda P_o^2$$

$$Y_o = P_o - D = \lambda P_o$$

Y_o et P_o en (m)

$$\text{avec } \lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 T}$$

T : Température annuelle moyenne en C

$$\frac{1}{8\lambda} < P_o < \frac{1}{2\lambda} : \text{Condition d'application de la formule}$$

6 - Formule de DERI

$$Y_o = \frac{0,915 P_o^{2,684}}{S} \frac{0,842}{10^{-3}}$$

P_o en (m) Y_o en (m)

S : Superficie du bassin en (km²)

7 - Formule Algerienne

$$Y_o = P_o (1 - 10^{-KP_o^2})$$

K : Coefficient dépendant de la surface du bassin

$$K = a - 0,01 \log S \text{ avec } a = 0,18$$

Y_o, P_o en (m°) S : Superficie du bassin en (km²)

Nous présentons les différents résultats dans le suivant tableau.

N°	Auteurs	Formules utilisées	Apport moyen annuel (mm)
1	MEDINGER	$Y_o = 1,024 (P_o - 0,26)^2$	86,1
2	SAMIE	$Y_o = 0,784 (P_o - 0,232)^2$	79,3
3	TURC	$Y_o = P_o - \frac{P_o}{\sqrt{0,9 + P_o \cdot 7,2}}$	61,8
4	CHAUMONT	$Y_o = 0,6 P_o (1 - 10^{-0,36P_o^2})$	73,2
5	COUTAGNE	$Y_o = \lambda P_o^2$	99,50
6	DERI	$Y_o = \frac{0,915 P_o + 2,684 S_o + 842}{S_o \cdot 10^{-3}}$	97,10
7	ALGERIENNE	$Y_o = P_o (1 - 10^{-KP_o^2})$	58,80

Nous retenons une valeur moyenne de 80 mm pour l'apport moyen annuel.

$$Y_o = 80,0 \text{ mm, soit un volume de } A_o = Y_o \cdot S \cdot 10^3$$

$$A_o = 4,56 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

S : Superficie du bassin (km²)

Le module spécifique de l'écoulement est de :

$$M_o = \frac{W_o}{T.S} = \frac{4,56 \cdot 10^6}{31536000 \cdot 57} = 2,530 \text{ l/s/km}^2$$

II.III.5.2. Variabilité de l'apport annuel.

Pour la détermination des apports de différentes fréquences, il est nécessaire de connaître non seulement l'apport annuel moyen, mais aussi le coefficient de variation C_v . Comme les données d'observations font défaut, nous avons recours aux ~~formes~~ ^{formules} empiriques valables pour l'Algérie pour pouvoir déterminer le coefficient C_v .

1. Formule de UKRGUITPROVODKHOZ

Elle est basée sur les données statistiques de 21 petits oueds de l'Algérie.

$$C_v = \frac{0,70}{M_0 0,125} \quad M_0 \text{ en l/s/km}^2$$

2. Formule de PADOUN

Etablie à partir d'une analyse statistique des données d'observations de 42 oueds de l'Algérie.

$$C_v = \frac{0,93}{M_0 0,23} K$$

K : Coefficient de réduction variant de 1 à 0,25 en fonction de l'apport du bassin. Dans notre cas, $K = 0,80$ M_0 : l/s/km²

3. Formule de SOKOLOVSKI - CHEVELEV

Pour les régions arides et semi-arides

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log M_0$$

Formules	C_v
1	0,62
2	0,63
3	0,66

Nous retiendrons une valeur de $C_v = 0,63$

II.III.53 - Recherche d'une loi d'ajustement

La valeur du coefficient de variation étant supérieure à 0,50, nous ne pouvons pas choisir une loi symétrique. Par contre, il nous semble judicieux (quoique nous ne pouvons pas tester par le report des points sur le graphique) d'ajuster les apports de l'oued Besbes à une loi log. normale GALTON.

Pour la détermination des valeurs fréquentielles, une fonction de répartition GALTON était appliquée.

$$A\% = \frac{\bar{A}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{-t\% \sqrt{\ln(1 + C_v^2)}}$$

A% : apport annuel de fréquence donnée (Hm³)

\bar{A} : moyenne des apports annuels (Hm³)

t% : variable GAUSS (variable de la fonction de répartition standard normale)

Nous retenons la formule :

$$A\% = 3,858 e^{-t 0,578}$$

Le tableau suivant contient les apports de différentes fréquences.

Tableau n° 2.3.5.3.1.

Fréquence de dépassement%	0,1	1,0	5,0	10,0	25,0	50,0	80,0	90,0	95,0	99,0
Apport annuel (10 ⁶ m ³)	23,02	14,80	9,98	8,10	5,69	3,86	2,37	1,84	1,49	1,00

II.III.5.4 - Répartition de l'apport annuel :

Elle a été établie à partir des observations pluviométriques et hydrométriques sur trois années dans le bassin de l'oued Besbes.

La répartition est la suivante :

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D	Année
Répartition %	15	13	14	10	6	2	0	0	3	9	12	16	100
Apport annuel 10 ⁶ m ³	0,680	0,60	0,64	0,45	0,27	0,09	0	0	0,14	0,41	0,55	0,73	4,56

II.III.6 - Prédétermination des crues

Le but de cette partie de l'étude est de pouvoir prédéterminer les crues de fréquences rares qui peuvent se produire. Pour cela, on ne se contentera pas d'une seule méthode de prédétermination, mais on essayera de tout mettre en oeuvre pour obtenir une conviction raisonnable. Cette partie de l'étude est d'une extrême importance car le débit de crue à prendre pour les calculs nous sera d'une grande utilité pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques.

Comme nous avons mentionné dans le chapitre précédent, les données disponibles sont très fragmentaires et ne couvrent que trois (3) années d'observations (1972-1975). Cette courte période d'observations ne permet pas d'effectuer une analyse statistique correcte; ainsi, nous allons appliquer les formules empiriques et la méthode synthétique.

Avant d'aborder les calculs, il est nécessaire de procéder à l'étude de maxima journaliers de la pluie et de courte durée pouvant donner naissance à une crue. Donc, c'est l'évènement "averse-crue" qu'il faudra essayer de définir.

II.III.6.1. - Pluie de courte durée :

Nous devons savoir la répartition des pluies instantanées afin de déterminer les crues probables. Pour cela, la répartition statistique des précipitations temporelles a été calculée d'après la formule de LICITRI.

$$P_T (P) = P_{24} (P) \left(\frac{T}{24} \right)^b$$

b : exposant climatique

$$b = 0,33$$

$P_{24} (P)$: pluie maximale annuelle de 24 heures de probabilité p.

$P_T (P)$: pluie maximale annuelle de durée T, de probabilité p.

Nous obtenons les représentations de la pluie dans le temps dans le tableau suivant (pour les premières 6 heures) :

Tableau n° 2.3.6.1.1.

T (heures)	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4,0	4,5
H(mm)	25,0	31,5	36,0	39,6	42,6	45,3	47,6	49,8	51,8
P=10% $I\left(\frac{\text{mm}}{\text{h}}\right)$	50	31,5	24,0	19,8	17,0	15,1	13,6	12,5	11,5
H(mm)	39,0	49,5	56,0	61,6	66,4	70,5	74,2	77,5	80,60
P= 1% $I\left(\frac{\text{mm}}{\text{h}}\right)$	78,0	49,5	37,3	30,8	26,6	23,5	21,2	19,4	17,9
H(mm)	52,9	66,5	76,1	83,6	90,0	95,6	110,6	105,2	109,4
P=0,1% $I\left(\frac{\text{mm}}{\text{h}}\right)$	105,8	66,5	50,7	41,8	36,0	31,8	28,7	26,3	24,3
T (heures)	5,0	5,5	6,0						
H(mm)	53,6	55,4	57,0						
P= 10% $I\left(\frac{\text{mm}}{\text{h}}\right)$	10,7	10,1	9,5						
H(mm)	83,40	86,10	88,6						
P= 1% $I\left(\frac{\text{mm}}{\text{h}}\right)$	16,70	15,60	14,8						
H(mm)	113,2	116,8	120,2						
P=0,1% $I\left(\frac{\text{mm}}{\text{h}}\right)$	22,6	21,2	20						

II.6.2 - Débit de pointe

II.III.6.2.1. - Formules empiriques

a) Formule de MALLET GAUTIER

$$Q_{\max} = 2aK \log (1 + A\bar{P}_{\text{an}}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \text{ (m}^3/\text{s)}$$

K, A : Coefficients dépendant des caractéristiques du bassin qui sont pris respectivement égaux à 2,5 et 20.

\bar{P}_{an} : Pluie annuelle moyenne (m)

S : Superficie du bassin (Km²)

L : Longueur du thalweg (Km)

T : Période de retour (ans)

La formule est utilisable pour les périodes de retour plus grandes que 10 ans.

Les calculs effectués pour chaque fréquence sont récapitulés dans le tableau suivant :

Caractéristiques	Valeurs adoptées
\bar{P}_{an} (m)	0,550
S (Km ²)	57,0
L (Km)	16,30
Q ₁₀ (m ³ /s)	110,0
Q ₁₀₀ (m ³ /s)	164,0
Q ₁₀₀₀ (m ³ /s)	204,0

b) Formule de TURAZZA

$$Q = \frac{C}{3,6} \frac{\text{HTC} \cdot S}{\text{TC}} \text{ (m}^3/\text{s)}$$

- Tc - Temps de concentration (en heures)
H_{Tc} - Hauteur de pluie de durée égale au temps de concentration (en mm)
S - Superficie du bassin versant en km²
C - Coefficient de ruissellement de la crue

$$C = \frac{H_{Tc} - \left[hp + 0,5 \left(Tc - \frac{hp}{I} \right) \right]}{H_{Tc}}$$

hp : Volume de perte au début de la pluie (mm)

$\frac{hp}{I}$: Temps pendant lequel il n'y a pas de ruissellement (h)

I : Intensité de la pluie ($\frac{mm}{h}$)

$\left(Tc - \frac{hp}{I} \right)$: Temps de ruissellement (h)

$0,5 \left(Tc - \frac{hp}{I} \right)$: volume infiltré en mm

$hp + 0,5 \left(Tc - \frac{hp}{I} \right)$: Volume total perdu en mm

II.III.6.2.2. - La méthode synthétique :

Cette méthode qui est basée sur les caractéristiques de la concentration des eaux, permet de calculer rapidement le débit de pointe de la crue provoquée par une pluie de durée T quelconque (pour la pluie on suppose une intensité constante sur tout le bassin versant et également pendant toute la durée de la pluie).

Pour une fréquence donnée, le débit de pointe adopté sera celui qui est provoqué par la pluie de durée critique, c'est-à-dire le débit de pointe normal.

La perte d'eau retenue par la végétation et les dépressions locales est placée au début de la pluie, ainsi que le volume infiltré jusqu'à ce que l'intensité ne dépasse pas la capacité d'infiltration.

Selon cette condition, le ruissellement ne commence qu'^{après} après que le volume de pluie est équivalent à ce volume de perte. Après le début de ruissellement, la perte continue se constitue essentiellement de l'infiltration constante caractérisée par le coefficient de filtration. Ainsi le début, la durée et l'intensité de la pluie efficace peuvent être calculés par les formules suivantes:

- début de ruissellement $t_d = \frac{h_p}{i}$ (h)

h_p : Volume de perte au début de la pluie (mm)

$h_p = 13$ mm

i : intensité (mm/h)

- durée de la pluie efficace $t_e = T - t_d$

T : durée de la pluie

- intensité de la pluie efficace $i_e = i - i_p$

i_p : intensité d'infiltration (mm/h)

$i_p = 0,5$ mm/h

Pour le calcul du débit de pointe, la méthode synthétique est appliquée selon :

$$Q = \frac{i_e \Delta S_{max}}{3,6}$$

i_e : intensité efficace

ΔS_{max} : différence maximale des ordonnées de la courbe

$S = f(T)$ correspondantes aux limites d'un intervalle t_d .

Les courbes isochrones de la concentration ont été dressées^{en} en tenant compte des vitesses moyennes des différents tronçons, ainsi que des temps de concentration des différents sous-bassins (voir fig.8).

GIANDOTTI propose une formule pour calculer le temps de concentration du bassin versant : (Voir page n° 10)

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

Pour la concentration sur terrain, nous avons considéré une demi-heure en moyenne, et pour les petits cours d'eau, nous avons appliqué une vitesse moyenne de 1 à 2 m/s en fonction de la pente.

Tableau de valeurs de la fonction

$$S = f(T_c) \quad (\text{Voir fig. 9})$$

Tableau n° 2.3.6.2.2.1.

T _c (heures)	S (km ²)
0,5	2,09
1	6,92
1,5	15,27
2	21,91
2,5	26,97
3	39,93
3,5	50,73
4	55,33
4,5	57

Les courbes S correspondant aux différentes sections ont été déterminées par planimétrage.

PH043/85

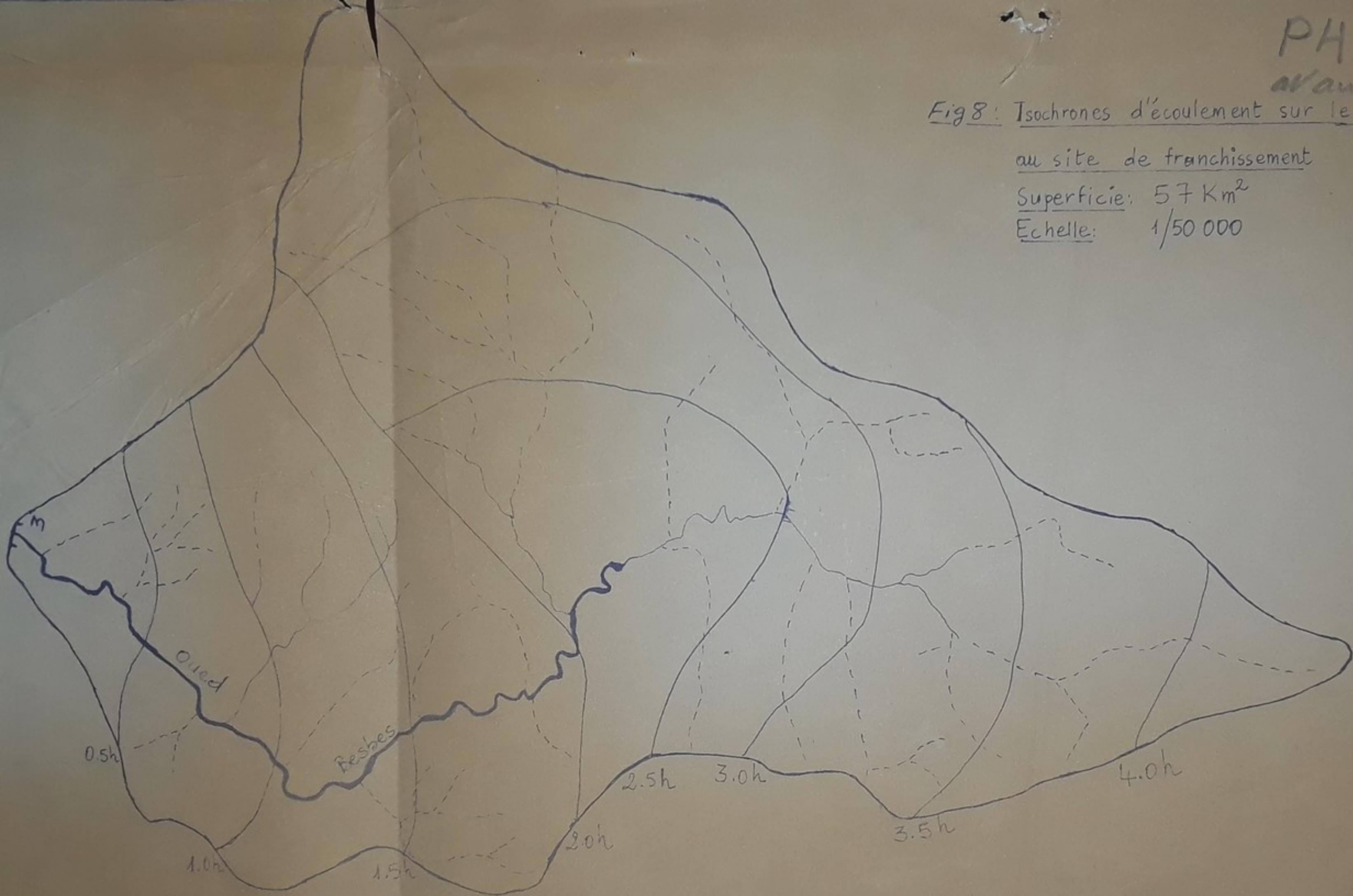
avant p. 36

Fig 8: Isochrones d'écoulement sur le bassin de l'Oued Beshes

au site de franchissement

Superficie: 57 Km^2

Echelle: $1/50\ 000$



S (km²)

$E_v: 1\text{cm} \rightarrow 4\text{km}^2$

$E_H: 1\text{cm} \rightarrow 0,25\text{H}$

Fig. 9. Courbe des surfaces unitaires de ruissellement en fonction du temps de concentration des sous-bassins.

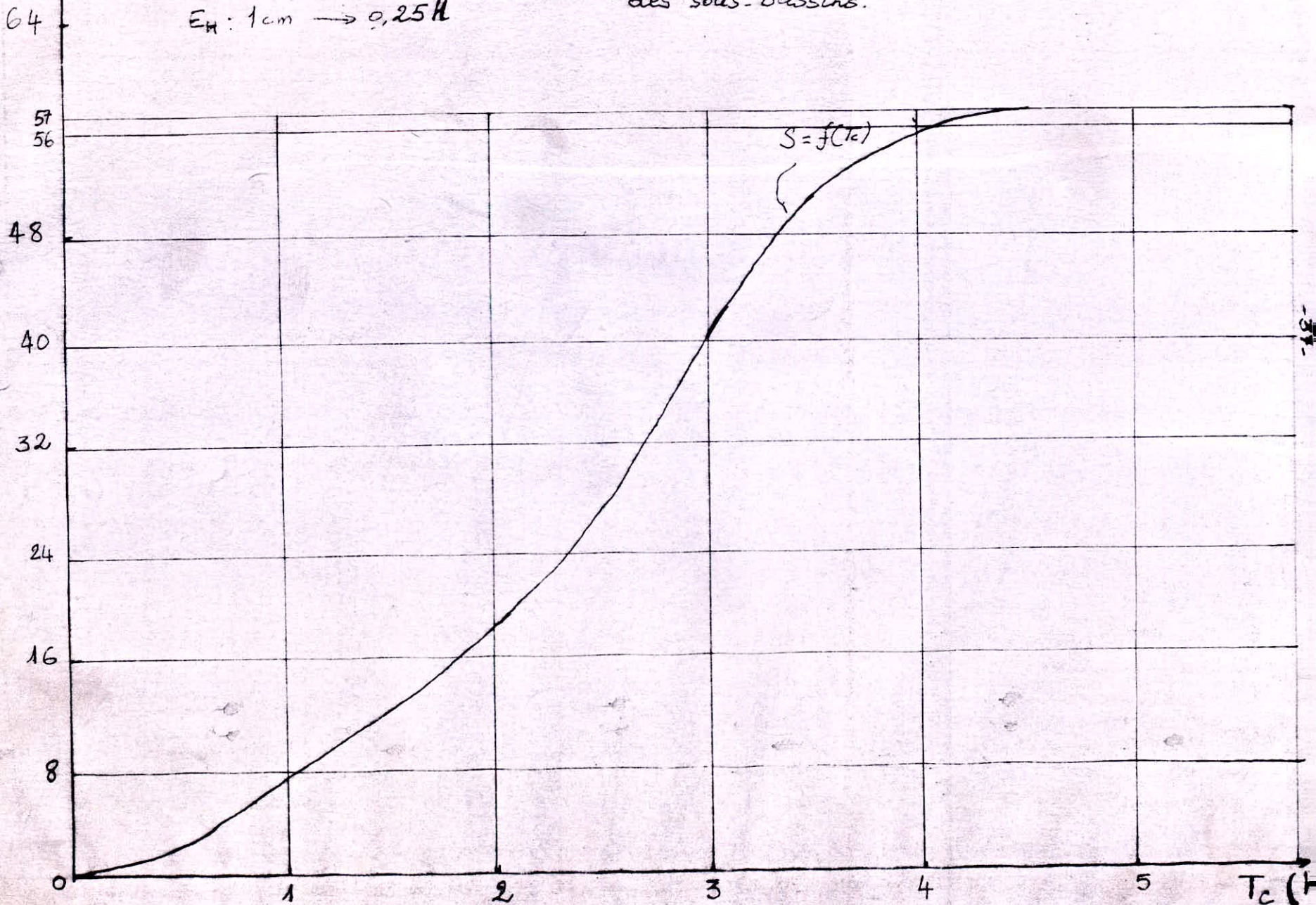
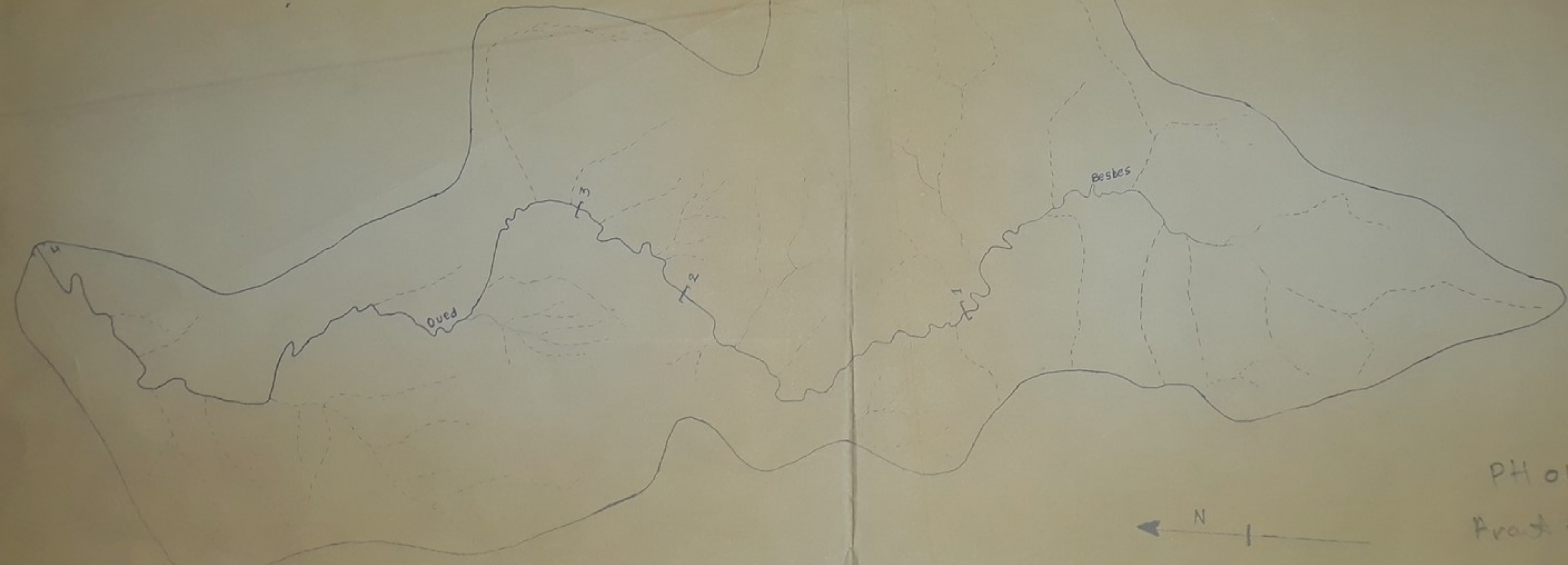


Fig 1 Caractéristiques physiques géographiques de
versant aux sites de franchissements
Superficie 100 m²
Frontière 1500 m



PH 04385
Arax p. 38

Dans le tableau ci-dessous, nous avons récapitulé le calcul du débit critique du bassin versant pour diverses fréquences :

Tableau n° 2.3.6.2.2.2.

Durée de la pluie (heure)	Période de retour (ans)	Intensité (mm/h)	Début de ruissellement (h)	Durée de la pluie efficace (h)	Intensité de la pluie efficace (mm/h)	Superficie maximale (Km ²)	Débit (m ³ /s)
0,5	10	50,0	0,27	0,23	49,5	6,0	82,5
	100	78,0	0,16	0,34	77,5	9,60	206,6
	1000	105,8	0,12	0,38	105,3	12,4	362,7
1,0	10	31,5	0,41	0,59	31,0	15,2	130,8
	100	49,5	0,26	0,74	49,0	19,2	261,3
	1000	66,5	0,19	0,81	66,0	20,4	374,0
1,5	10	24,0	0,54	0,96	23,5	23,2	151,4
	100	37,3	0,35	1,15	36,8	27,2	278,0
	1000	50,7	0,25	1,25	50,2	28,8	401,6
2,0	10	19,8	0,65	1,35	19,3	32,2	172,6
	100	30,8	0,42	1,58	30,3	33,6	282,8
	1000	41,8	0,31	1,69	41,3	34,8	399,2
2,5	10	17,0	0,76	1,74	16,5	35,6	163,1
	100	26,6	0,48	2,02	26,1	38,8	281,3
	1000	36,0	0,36	2,14	35,5	40,2	396,4
3,0	10	15,1	0,86	2,14	14,6	40,2	163,0
	100	23,5	0,55	2,45	23,0	43,4	277,2
	1000	31,8	0,40	2,60	31,3	44,8	389,5
3,5	10	13,6	0,95	2,55	13,1	44,0	160,1
	100	21,2	0,61	2,89	20,7	47,6	273,7
	1000	28,7	0,45	3,05	28,3	49,2	386,7
4,0	10	12,5	1,04	2,96	12,0	48,6	162,0
	100	19,4	0,67	3,33	18,9	50,0	262,5
	1000	26,3	0,49	3,51	25,8	53,2	381,2
4,5	10	11,5	1,13	3,37	11,0	52,0	158,9
	100	17,9	0,72	3,78	17,4	54,4	262,9
	1000	24,3	0,53	3,97	23,8	55,8	368,9

Pour une comparaison et une synthèse des résultats obtenus selon la méthode synthétique et les formules empiriques, nous avons récapitulé les débits de pointe de différentes fréquences dans le tableau suivant :

Période de retour (années)	10	100	1000
Méthode synthétique	172,6	282,8	401,6
Méthode de MALLET GAUTIER	137,5	205	255
Méthode de TURAZZA	127,7	226,9	327,1

Les différences sont explicables par les faits suivants :

- la méthode synthétique ne tient pas compte de l'affaissement de la crue pendant sa propagation et néglige aussi le volume retenu sur le terrain qui assure le ruissellement continu. D'autre part, la fréquence est déterminée par celle de la pluie qui est en général légèrement plus petite que la fréquence de la crue qu'elle provoque. La méthode porte donc une surestimation qui est en général de 5 à 10%.
- la méthode de MALLET-GAUTIER est empirique et son incertitude est plus grande que celle de la méthode synthétique.
- l'incertitude de la méthode de TURAZZA provient des mêmes faits qu'on a cités concernant la méthode synthétique. En outre, la considération des pertes n'est pas réelle parce que leur distribution est supposée uniforme dans le temps, ce qui augmente l'incertitude des résultats.

Les valeurs des débits de pointe sont ajustées à la loi de GUMBEL dont la fonction de répartition est la suivante (Voir fig.10)

$$F(Q_T) = e^{-e^{-B(Q_T - Q_0)}}$$

$$\text{d'où } Q_T = Q_0 - \frac{1}{B} \ln \left(- \ln \frac{T-1}{T} \right)$$

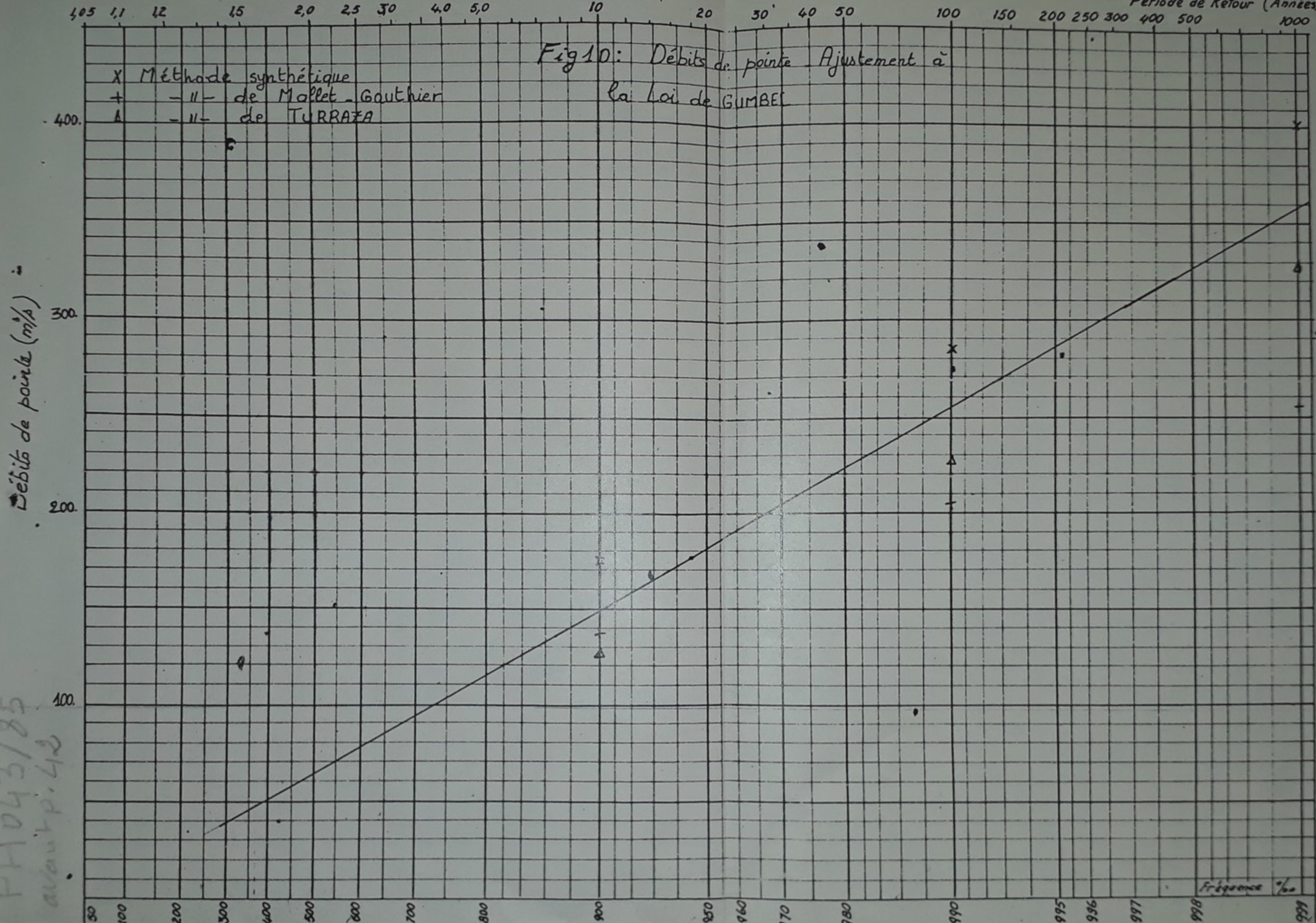
$$Q_T = 44,6 \left[- \ln \left(- \ln \frac{T-1}{T} \right) \right] + 48$$

Les débits de pointe adoptés sont :

$$Q_{10} = 148 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$Q_{100} = 253 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$Q_{1000} = 356 \text{ m}^3/\text{S}$$



PH 043/85
 avant p. 42

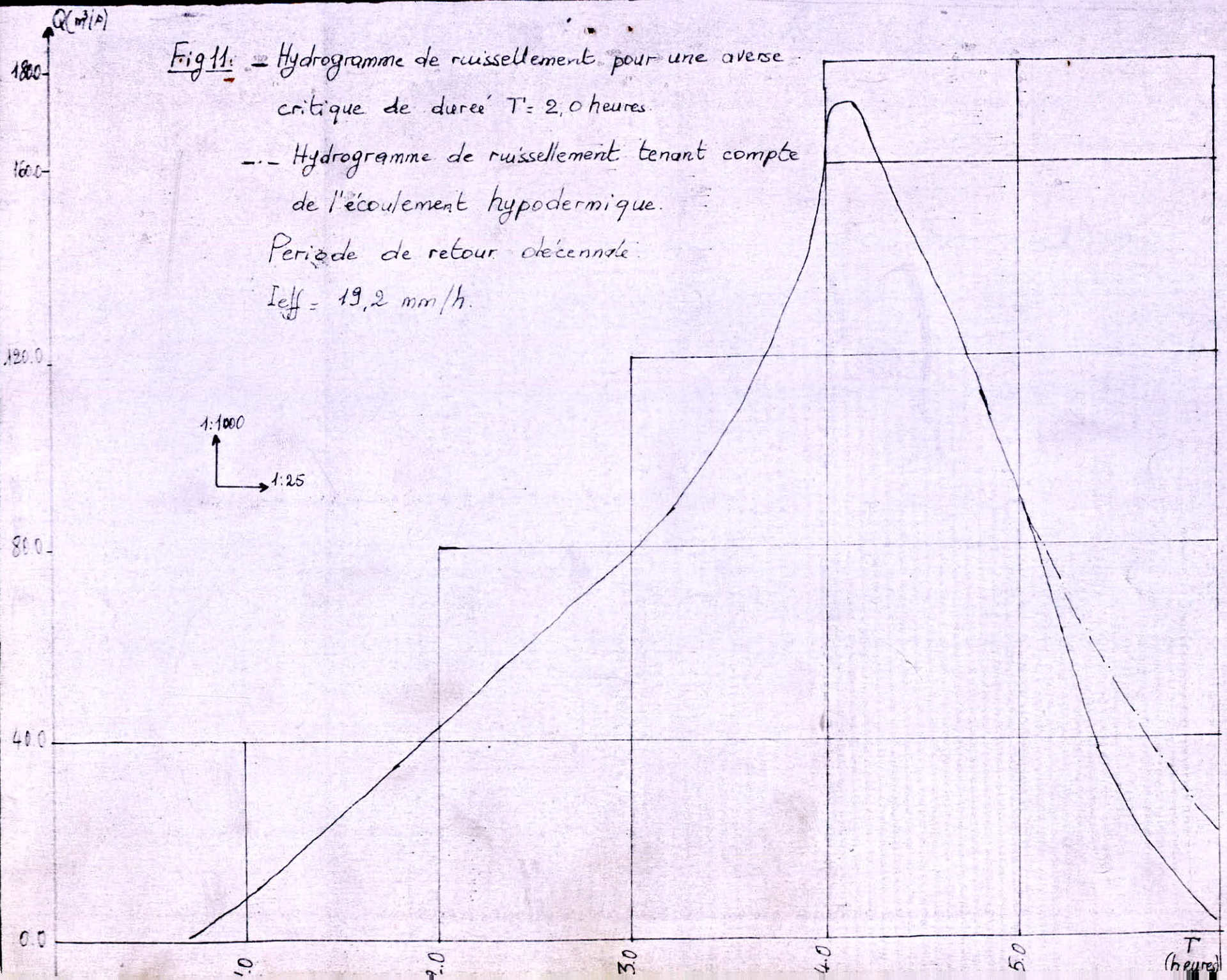
Fréquence %

II.III.6.2.3. - Détermination des hydrogrammes de crue afférent à l'averse de calcul (Voir Fig. 11.12.13)

Tableau n° 2.3.6.2.3.

Temps (heures)	Averse de durée critique T = 2,0 heures						Averse de durée critique T = 1,5 heures		
	Période de retour : 10 ans			Période de retour 100 ans			Période de retour 1000 ans		
	S (Km ²)	I _{eff} ($\frac{mm}{h}$)	Q (m ³ /s)	S (Km ²)	I _{eff} ($\frac{mm}{h}$)	Q (m ³ /s)	S (Km ²)	I _{eff} ($\frac{mm}{h}$)	Q (m ³ /s)
1,00	1,20	19,3	6,43	2,80	30,30	23,56	4,40	50,20	61,35
1,25	3,20	"	17,15	5,40	"	45,45	7,20	"	100,40
1,50	5,60	"	30,02	7,80	"	65,65	9,60	"	133,87
1,75	6,80	"	36,45	10,60	"	89,21	11,40	"	158,96
2,00	8,00	"	42,89	13,00	"	109,41	13,00	"	181,27
2,25	10,80	"	57,90	15,00	"	126,25	14,00	"	195,22
2,50	12,20	"	65,40	16,60	"	139,71	15,40	"	214,74
2,75	13,60	"	72,90	19,00	"	159,91	17,20	"	248,21
3,00	14,80	"	79,35	22,20	"	186,85	20,80	"	295,62
3,25	17,20	"	92,20	26,00	"	218,83	24,80	"	348,61
3,50	20,00	"	107,20	30,00	"	252,50	27,80	"	387,65
3,75	23,80	"	127,60	33,20	"	279,43	28,60	"	398,81
4,00	30,00	"	160,83	33,60	"	282,80	26,60	"	370,92
4,25	30,40	"	162,98	32,00	"	269,33	23,20	"	323,51
4,50	27,20	"	145,82	29,20	"	245,76	16,80	"	234,26
4,75	23,40	"	125,45	24,20	"	203,68	10,80	"	150,60
5,00	16,80	"	90,06	17,00	"	143,08	6,20	"	86,45
5,25	10,60	"	56,82	10,60	"	89,21	3,20	"	44,62
5,50	5,40	"	28,95	5,60	"	47,13	1,60	"	22,31
5,75	2,60	"	13,93	1,80	"	15,15	0,60	"	8,37

Fig 11: - Hydrogramme de ruissellement pour une averse critique de durée $T = 2,0$ heures.
 - - Hydrogramme de ruissellement tenant compte de l'écoulement hypodermique.
 Période de retour décennale.
 $I_{eff} = 19,2$ mm/h.



$Q(m^3/s)$

Fig 12. — Hydrogramme de ruissellement pour une averse critique de $T = 2,0$ heures
--- Hydrogramme de ruissellement tenant compte de l'écoulement hypodermique.

Période de retour centennale

$I_{eff} = 30,3$ mm/h.

1:2000
1:25

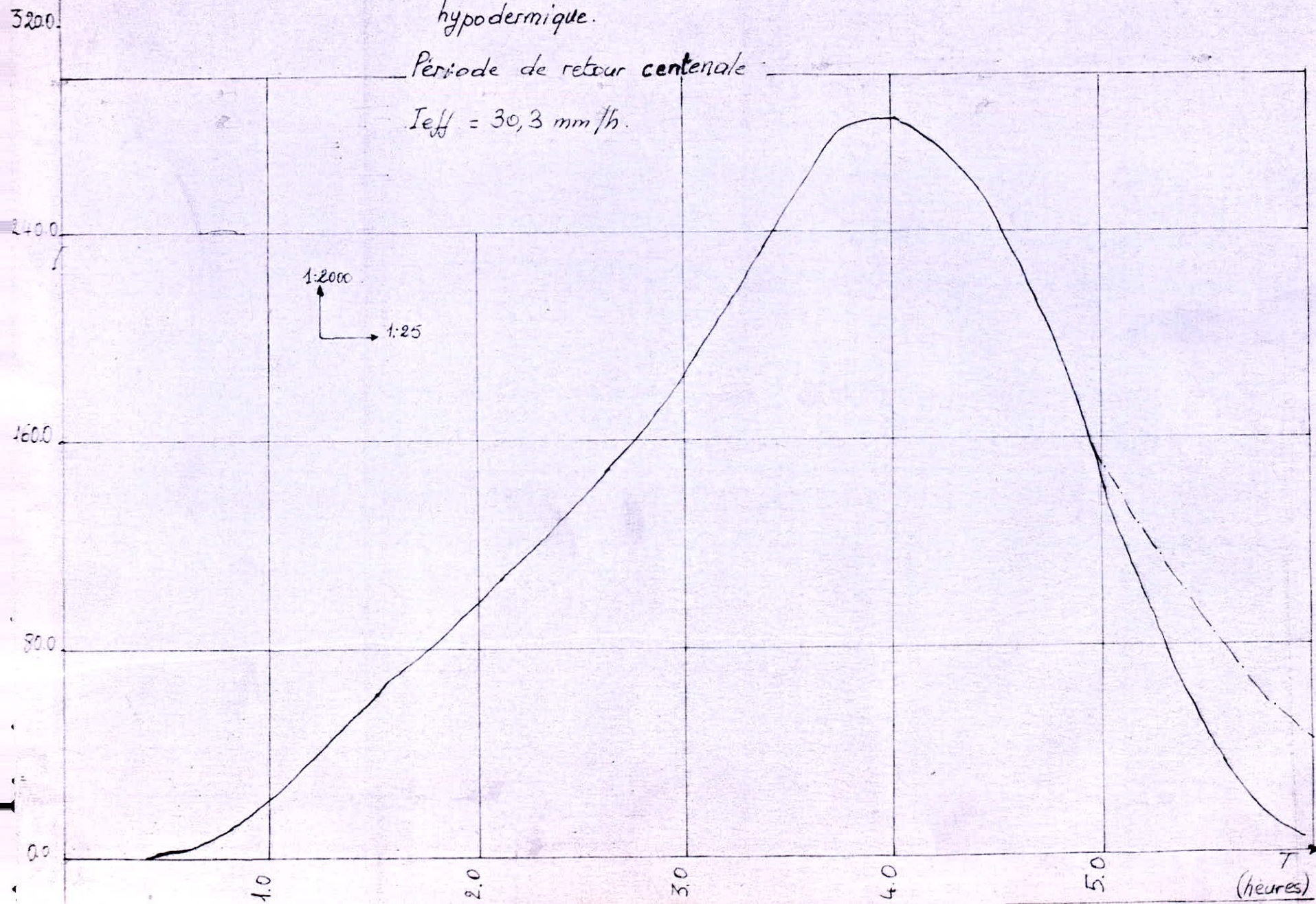
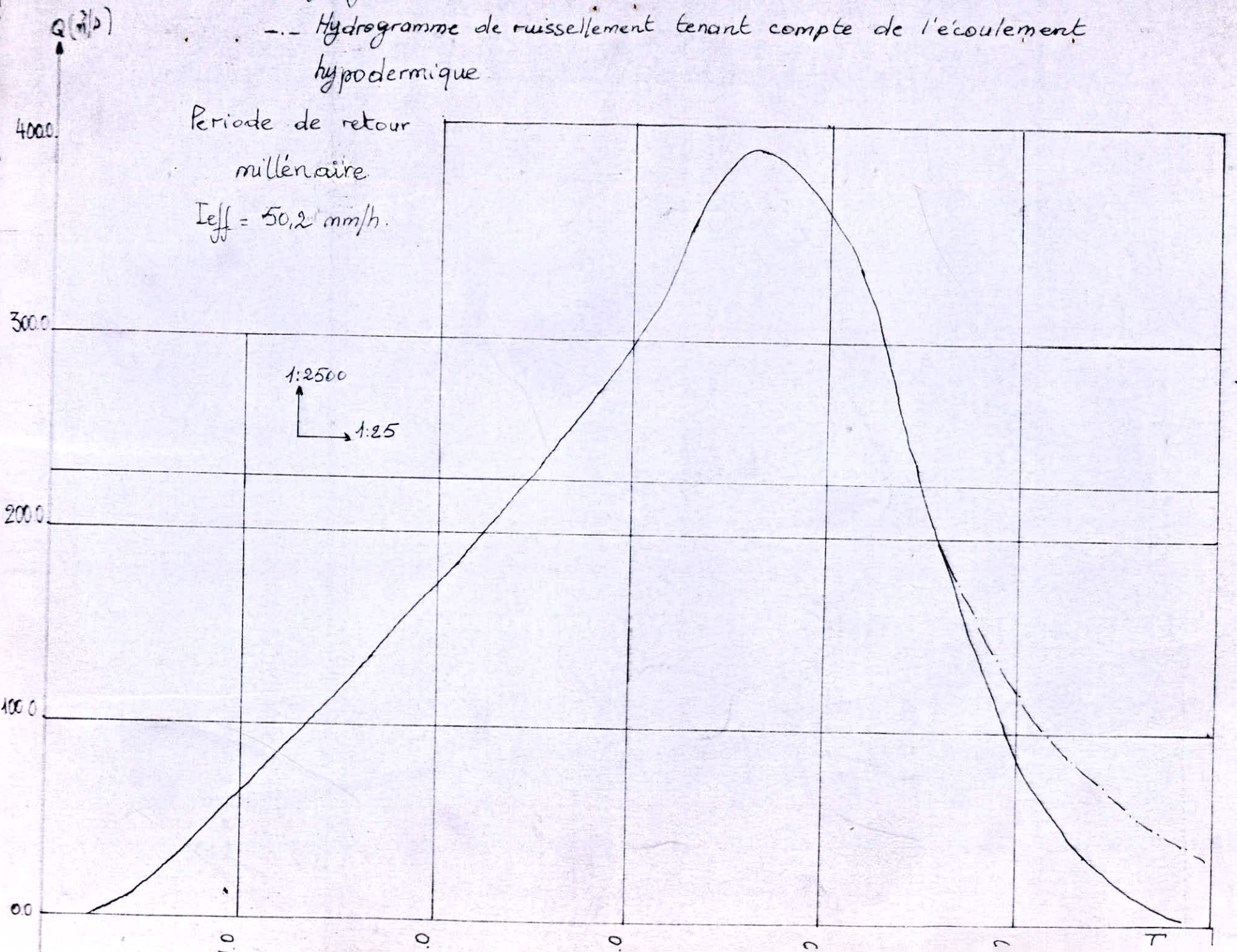


Fig 13. - Hydrogramme de ruissellement pour une averse critique de $T' = 1,5$ heures

-- Hydrogramme de ruissellement tenant compte de l'écoulement hypodermique

Période de retour
millénaire
 $I_{eff} = 50,2$ mm/h.



II.III.7 - Transport solide :

Les données nous faisant défaut sur le transport solide de l'Oued BESBES, nous avons effectué une estimation approximative en prenant pour base les données d'observations sur les oueds de bassins avoisinants.

Tableau n° 2.3.7.1.

Code	Oued	Station	Superficie (Km2)	Module de précipitations (mm)	Erosions spécifiques t/km2/an	Rapport "transp. solide/pluie" ‰
110402	Mebtouh	Cheurfas	4020	430	150	0,32
110304	Sarno	Sarno	255	460	500	0,97
040401	Isser	Montagnard	1940	586	628	0,96
-	Tlata	Charouët	100	520	700	1,22
160701	Sikkak	Mefrouch	85	626	1000	1,44

Nous avons considéré que le rapport "Apport solide/pluie" comme étant égale à 1,1 ‰ . Ce qui nous donne une érosion spécifique de 605 t/km2/an.

En raison de l'incertitude de la comparaison, utilisons quelques formules empiriques afin d'y apprécier la valeur du transport solide.

- Formule de TIXERONT :

$$T_a = 350 M_o^{0,15}$$

ou T_a - taux d'abrasion en t/km2/an

M_o - module de l'écoulement en mm

350 - coefficient correspondant à une perméabilité moyenne

$$T_a = 350 \cdot 80^{0,15} = 675 \text{ t/km2/an}$$

- Formule de FOURNIER :

$$Ta = 91,78 \frac{P^2}{Pan} - 737,62$$

ou Ta en t/km²/an

P - hauteur de pluies du mois le plus arrosé (mm)

Pan - hauteur de pluie annuelle (mm)

91,78 et 737,62 coefficients correspondants à un bassin versant à relief accentué et situé sous un climat semi-aride.

$$Ta = 91,78 \frac{88^2}{550} - 737,62 = 555 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

L'utilisation des formules empiriques justifie le résultat obtenu par la comparaison; ainsi nous adoptons 605 t/km²/an comme valeur de l'érosion spécifique. Alors, l'apport annuel des matériaux en suspension est de :

$$Vms = \frac{Es}{\gamma_s} S \quad (\text{en m}^3/\text{an})$$

Es - érosion spécifique en t/km²/an

S - superficie du bassin versant en km²

γ_s - poids spécifique des matériaux en suspension

$$Vms = 34,5 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{an}$$

En considérant que le transport solide de charriage constitue environ 20% du volume des matériaux en suspension, alors le volume annuel total du transport solide est de :

$$V_{TS} = 41,4 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{an}$$

CHAPITRE III - REGULARISATION

Cette étude a pour but de définir la relation entre les volumes disponibles de la retenue et la demande, et de déterminer la hauteur économique du barrage.

Nous utilisons les méthodes suivantes :

- la méthode stochastique
- la méthode grapho-analytique

III.I - La méthode stochastique

Cette méthode ou modèle de MORAN est essentiellement basée sur le calcul des probabilités et d'économie. Les conditions principales de son application sont :

- les volumes annuels arrivant au réservoir sont indépendants,
- le remplissage et la vidange se font séparément,
- une fois la retenue pleine jusqu'à sa capacité utile, les volumes affluant passent alors par l'évacuateur de crue.

M.MORAN propose le modèle mathématique suivant :

$$P (V_{bn} = V/V_{bn-1} = V')$$

Le modèle exprime la probabilité que le volume réservé à la fin de la nième période soit égal à V sachant que le volume réservé à la fin de la $(n-1)$ ième période est égal à V' .

Phénomène de remplissage : $V = V' + Q.t$

V - volume à la fin du remplissage

V' - volume à la fin de la consommation

Qt - apport annuel moyen qui est une variable aléatoire suivant la loi log normale (GALTON)

Phénomène de la vidange : $V' = V - M$

V' - volume à la fin de la consommation

V - volume à la fin du remplissage

M - consommation

III.I.1 - Calculs probabiliste et matriciel

Pour résoudre le problème, il faut discrétiser les volumes :

$$M = m \cdot \Delta V$$

$$C = c \cdot \Delta V$$

$$Qt = q \cdot \Delta V$$

ou C - capacité de la retenue
 m, c, q : variables aléatoires
 ΔV : constante

Prenons $\Delta V = 1,0 \text{ HM}^3$, la précision sera alors de $\frac{\Delta V}{2}$

Ainsi, nous pouvons établir une matrice de probabilités de transition qui correspond à une période complète (une année) comprenant la période de remplissage (période humide) et celle de vidange (période sèche).

III.I.1.1. - Matrice initiale des probabilités de transition : $A_{m,c}$.

Etat à la fin de la consommation précédente (i)	0	$P_0 + P_1 + \dots + P_m$	P_{m+1}	P_{m+2}	$P_c + P_{c+1} + \dots$
	1	$P_0 + P_1 + \dots + P_{m-1}$	P_m	P_{m+1}	$P_{c-1} + P_c + P_{c+1} + \dots$
	2	$P_0 + P_1 + \dots + P_{m-2}$	P_{m-1}	P_m	$P_{c-2} + P_{c-1} + \dots$

	m	P_0	P_1	P_2	$P_{c-m} + P_{c-m+1} + \dots$
c-m	0	0	0	$P_m + P_{m+1} + \dots$	
		0	1	2	C - m
		état actuel à la fin de la consommation (j)			

L'élément $a_{i,j}$ de la matrice indique la probabilité pour que la retenue passe de l'état "i" à l'état "j" pendant l'année.

$$i = 0, 1, 2, \dots, m, \dots, c-m$$

$$j = 0, 1, 2, \dots, m, \dots, c-m$$

Les P_k sont déterminées à partir de la fonction de répartition log normale (GALTON)

$$P_k = P \left[\frac{(K-0,5) \Delta V}{Q^T} \leq q \leq \frac{(K+0,5) \Delta V}{P} \right]$$

$$= F \left[\frac{(K+0,5) \Delta V}{P} \right] - F \left[\frac{(K-0,5) \Delta V}{Q^T} \right]$$

avec $P_0 = P \left[\frac{Q^T}{0,5 \Delta V} \right] = F \left[\frac{q}{0,5} \right] = F \left[0,5 \Delta V \right]$

La fonction de répartition GALTON, établie lors de l'étude hydrologique pour la détermination des apports de différente fréquence est comme suit :

$$A = 3,858 e^{0,578t} \quad (\text{HM}^3)$$

Nous présentons le calcul des différentes probabilités dans le tableau suivant en utilisant la forme inverse de la fonction de répartition :

Tableau n° 3.1.1.1.1.

K	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
q	0,5	1,5	2,5	3,5	4,5	5,5	6,5	7,5	8,5	9,5	10,5	11,5	12,5	13,5	14,5
F [(K+0,5)/15]	0,0010	0,055	0,23	0,45	0,61	0,73	0,820	0,875	0,92	0,94	0,96	0,975	0,98	0,985	0,99
Pk	0,00	0,05	0,18	0,2	0,16	0,12	0,09	0,06	0,04	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01	0,00

III.I.1.2. - Considération des pertes :

Les pertes d'eau par évaporation et par infiltration sont considérées comme une consommation supplémentaire parce que réduisant le volume de la retenue.

Le volume évaporé est donné par la formule suivante :

$$E = e \cdot F$$

E - Volume évaporé moyen (HM^3)

e - évaporation spécifique (e = 1,25 m)

F - surface du plan d'eau (Km^2)

L'expression qui suit permet de déterminer approximativement le volume infiltré à travers le barrage en fonction de la charge H :

$$I(H) = 2 a K \sum_{j=1}^n (b_j - b_{j-1}) \frac{(n-j + 0,5)}{l_{j-1} + l_j} \Delta H$$

a - épaisseur moyenne du filtre (a = 0,50 m)

k - perméabilité moyenne K = 10⁻⁹ m/s

Nous nous donnons les dimensions du barrage (hauteur, largeur en crête, pentes des talus) et si la hauteur obtenue après les calculs ne diffère pas considérablement de la hauteur supposée, les résultats sont acceptables (Voir fig. n° 14).

La courbe I (H) est dressée en fonction des infiltrations calculées pour les charges de 10,20,30 et 40 m (le pas ΔH est alors de 10m) (Voir fig. N° 15).

Les valeurs de base (l_j, b_j, b_j - b_{j-1}) figurent au tableau suivant :

J	l _j (m)	b _j (m)	(b _j - b _{j-1}) (m)
0	210	0	226,25
1	160	226,25	51,25
2	110	277,50	25,00
3	60	302,50	33,75
4	10	336,25	

- Préparation de la matrice des pertes : $P_{m,c}$.

L'élément P_{ij} de la matrice est égal au rapport de la somme des pertes par infiltration et par évaporation par ΔV (le rapport est arrondi).

	j	
i	$\frac{E_i + E_j}{2}$	$\frac{I_i + I_j}{2}$
	$\frac{(E_i + I_i) + (E_j + I_j)}{2 \Delta V}$	

$$i = 0, 1, \dots, 6$$

$$j = 1, \dots, 6$$

E_i, E_j, I_i et I_j sont les volumes évaporés et infiltrés

ΔV - pas de calcul égal à 1,0 HM^3

L'évaporation et l'infiltration sont estimées comme moyennes des valeurs correspondant à l'état initial "i" et l'état final "j". Le taux d'abrasion du bassin versant étant de 605 t/km²/an, et ayant en vue que la durée de service du barrage est de 50 ans, alors le volume mort V_M est égal à 2,0 HM^3 .

En se servant des courbes $h = f(S)$, $h = f(V)$ et $I(H)$, nous déterminons les volumes infiltrés et évaporés en fonction des états du réservoir. Les résultats sont présentés au tableau qui suit :

Volume utile (HM^3)	0	1	2	3	4	5	6
Volume infiltré (HM^3)	0,012	0,016	0,019	0,022	0,024	0,026	0,028
Volume évaporé (HM^3)	0,33	0,41	0,53	0,69	0,79	0,89	0,96

Fig n° 14 Schéma de calcul de l'infiltration à travers le massif

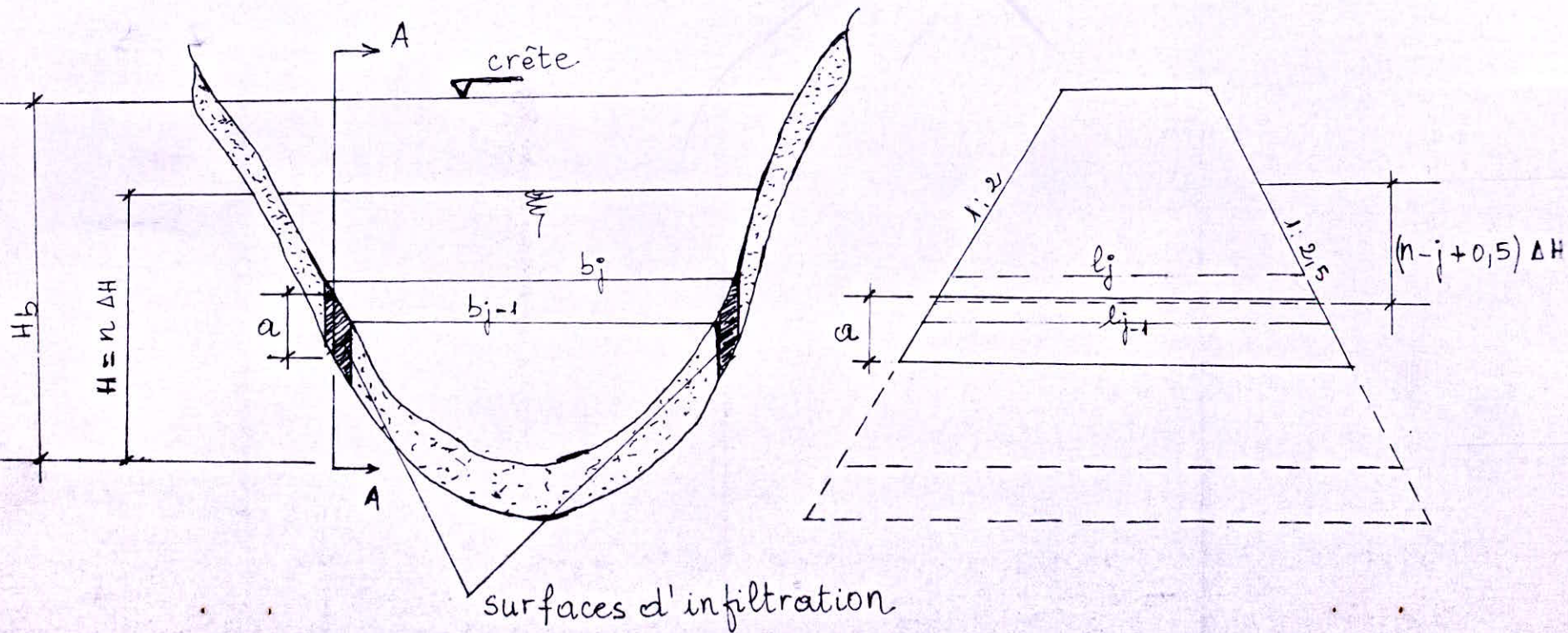
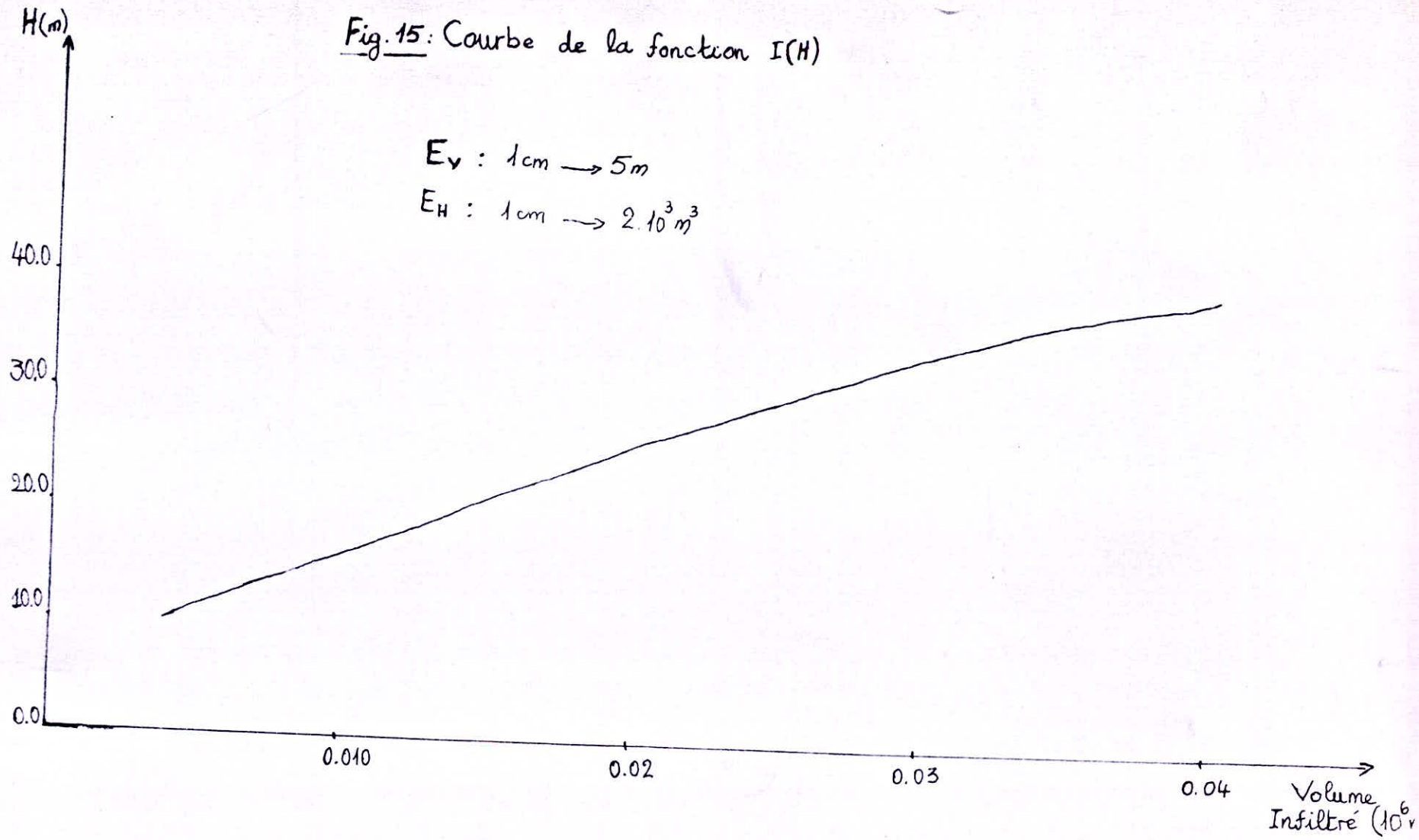


Fig. 15: Courbe de la fonction $I(H)$

$E_v : 1\text{cm} \rightarrow 5\text{m}$

$E_H : 1\text{cm} \rightarrow 2 \cdot 10^3 \text{m}^3$



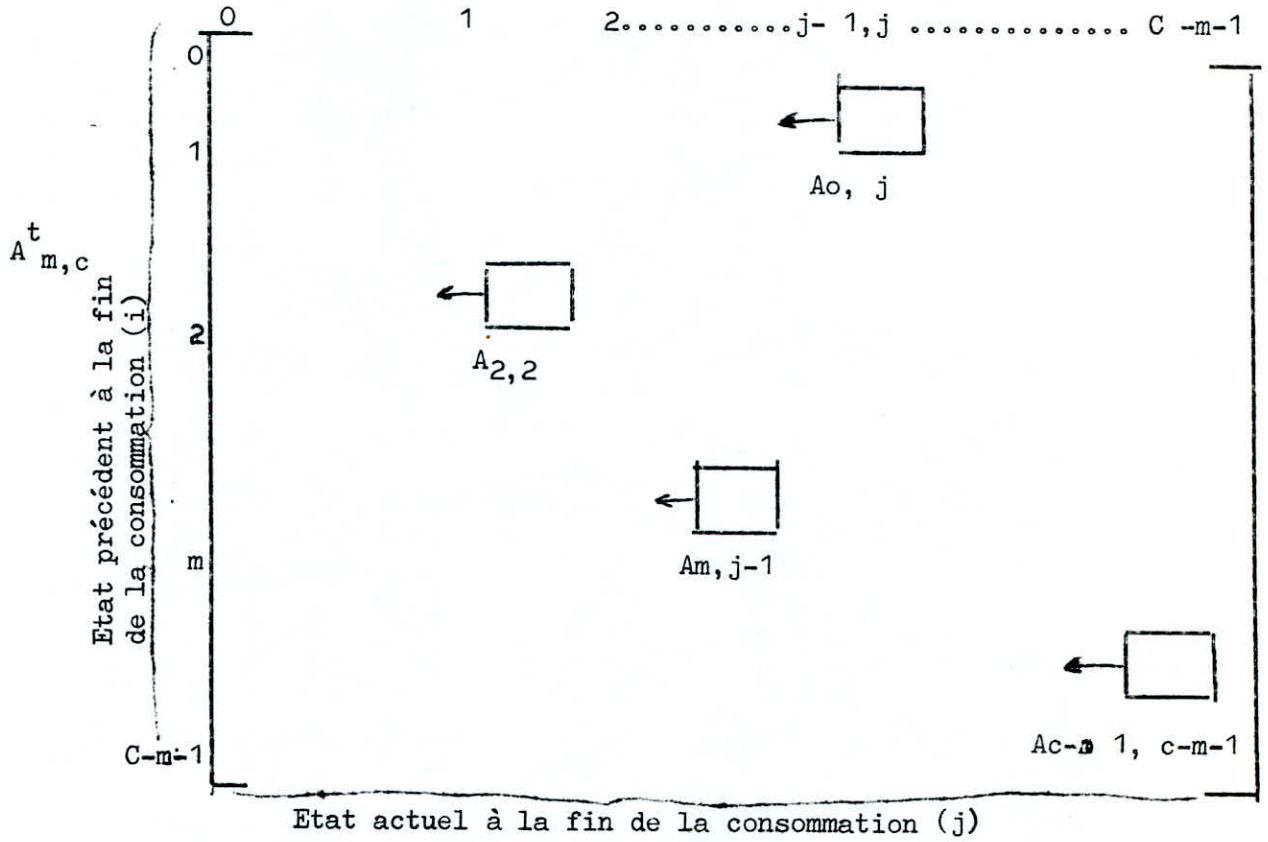
-24-

Nous obtenons ainsi la matrice des pertes $P_{m,c}$ suivante :

	1	2	3	4	5	6						
0	0,37	0,014	0,43	0,015	0,51	0,017	0,56	0,018	0,61	0,019	0,64	0,020
	0	0	1	1	1	1						
1	0,41	0,016	0,47	0,017	0,55	0,019	0,60	0,020	0,65	0,021	0,68	0,022
	0	0	1	1	1	1						
2	0,47	0,017	0,53	0,019	0,61	0,020	0,66	0,022	0,71	0,023	0,75	0,024
	0	1	1	1	1	1						
3	0,55	0,019	0,61	0,02	0,69	0,022	0,74	0,023	0,79	0,024	0,83	0,025
	1	1	1	1	1	1						
4	0,60	0,020	0,66	0,022	0,74	0,023	0,79	0,024	0,84	0,025	0,88	0,026
	1	1	1	1	1	1						
5	0,65	0,021	0,71	0,023	0,79	0,024	0,84	0,025	0,89	0,026	0,93	0,027
	1	1	1	1	1	1						
6	0,68	0,022	0,75	0,024	0,83	0,025	0,88	0,026	0,93	0,027	0,96	0,028
	1	1	1	1	1	1						

III.I.1.3. - Modification de la matrice des probabilités de transition selon la matrice des pertes.

Selon que l'élément $p_{i,j}$ de la matrice des pertes $P_{m,c}$ est égal à 1 ou est nul, l'élément $a_{i,j}$ (lui correspondant) de la matrice initiale $A_{m,c}$ est décalé ou non d'un rang. A la fin de cette opération, nous obtenons la matrice de probabilités de transition définitive $A^t_{m,c}$.



$A_{m,c}^t$ est la matrice initiale des probabilités des états de remplissage
 $A_{m,c}^t = A_{m,c}^1$

La matrice des probabilités des états de remplissage à la fin de la nième période de consommation s'obtient en appliquant le processus itératif suivant :

$$A_{m,c}^n = A_{m,c}^{n-1} \times A_{m,c}^1$$

Les matrices $A_{m,c}^n$, $A_{m,c}^{n-1}$, $A_{m,c}$ sont des matrices stochastiques. Elles sont telles que leurs éléments sont positifs ou nuls et $\sum_{j=0}^{c-m-1} a_{i,j} = 1$.

Ce qui signifie qu'on aboutit nécessairement d'un état "i" à l'état "j".

Le processus itératif admet un état limite indépendant de l'état de départ. Cet état est observé lorsque les lignes de la matrice deviennent identiques. On dit que la matrice est stable.

Donc, du point de vue exploitation (régularisation) de la retenue, on dit que son "passé" tend à ne plus influencer sur son "avenir".

La matrice $A_{m,c}^n$ obtenue à la fin de la nième période de consommation sera la matrice des probabilités des états de remplissage du réservoir pendant toute la durée d'exploitation du barrage à compter de la nième période.

Pour exprimer le mode de fonctionnement du réservoir, on introduit la notion de sécurité :

$$\text{Sécurité} = 1 - a^{(n)}(i,o)$$

III.1.1.4. - Méthodologie du travail :

- Détermination des probabilités P_k à partir de la fonction de répartition log normale (GALTON).
- Recherche de la matrice initiale des probabilités de transition $A_{m,c}$
- Calcul de la matrice des pertes $P_{m,c}$
- Détermination de la matrice initiale des probabilités de transition $A_{m,c}$
- Calcul par processus itératif de la matrice $A_{m,c}^n$ des probabilités des états de remplissage à la fin de la nième période de consommation.
- Dressage des courbes "capacité - consommation - sécurité".

III.I.1.5. - Application :

Nous considérons neuf (9) cas probables dont nous présentons les matrices $A_{m,c}$, $A_{m,c}^t$ et $A_{m,c}^n$.

La matrice $P_{m,c}$ des pertes est la même pour les différents cas.

1) $C = 6$ $M = 1$

$$A_{m,c} = \begin{matrix} & \begin{matrix} 0 & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,27 \\ 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,39 \\ 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,55 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,77 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,95 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 1,00 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

$$A_{m,c}^t = \begin{matrix} & \begin{matrix} 0 & 1 & 2 & 3 & 4 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,05 & 0,18 & 0,38 & 0,12 & 0,27 \\ 0,00 & 0,05 & 0,40 & 0,16 & 0,39 \\ 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,55 \\ 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,77 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,95 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

$$A_{m,c}^5 = \begin{bmatrix} 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,06 & 0,94 \end{bmatrix}$$

2) $C = 6$ $m = 2$

$$A_{m,c} = \begin{matrix} & \begin{matrix} 0 & 1 & 2 & 3 & 4 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,23 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,27 \\ 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,39 \\ 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,55 \\ 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,77 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,25 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

$$A_{m,c}^t = \begin{matrix} & \begin{matrix} 0 & 1 & 2 & 3 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,23 & 0,22 & 0,28 & 0,27 \\ 0,05 & 0,18 & 0,38 & 0,39 \\ 0,00 & 0,23 & 0,22 & 0,55 \\ 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,77 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

$$A_{m,c}^5 = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 2 & 3 \\ 0,01 & 0,10 & 0,21 & 0,68 \end{bmatrix}$$

3) $C = 7$ $m = 2$

$$A_{m,c} = \begin{matrix} & \begin{matrix} 0 & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,23 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,09 & 0,18 \\ 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,27 \\ 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,39 \\ 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,55 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,77 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,95 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

$$A_{m,c}^t = \begin{matrix} & \begin{matrix} 0 & 1 & 2 & 3 & 4 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,23 & 0,22 & 0,28 & 0,09 & 0,18 \\ 0,05 & 0,18 & 0,38 & 0,12 & 0,27 \\ 0,00 & 0,23 & 0,22 & 0,16 & 0,39 \\ 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,55 \\ 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,77 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

$$A_{m,c}^6 = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 2 & 3 & 4 \\ 0,00 & 0,04 & 0,11 & 0,18 & 0,66 \end{bmatrix}$$

4) $c = 7$ $m = 3$

$$A_{m,c} = \begin{bmatrix} 0 & 0,45 & 0,16 & 0,12 & 0,09 & 0,18 \\ 1 & 0,23 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,27 \\ 2 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,39 \\ 3 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,55 \\ 4 & 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,77 \end{bmatrix}$$

$${}^t A_{m,c} = \begin{bmatrix} 0 & 0,15 & 0,23 & 0,05 & 0,05 \\ 1 & 0,16 & 0,22 & 0,40 & 0,18 \\ 2 & 0,12 & 0,22 & 0,16 & 0,18 \\ 3 & 0,09 & 0,16 & 0,22 & 0,22 \\ 4 & 0,18 & 0,27 & 0,39 & 0,55 \end{bmatrix}$$

$${}^5 A_{m,c} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 2 & 3 \\ 0,15 & 0,23 & 0,22 & 0,39 \end{bmatrix}$$

5) $c = 8$ $m = 2$

$$A_{m,c} = \begin{bmatrix} 0 & 0,23 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,09 & 0,06 & 0,12 \\ 1 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,09 & 0,18 \\ 2 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,27 \\ 3 & 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,39 \\ 4 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,55 \\ 5 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,77 \\ 6 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,95 \end{bmatrix}$$

$${}^5 A_{m,c} = \begin{bmatrix} 0 & 0,23 & 0,22 & 0,28 & 0,09 & 0,06 & 0,12 \\ 1 & 0,05 & 0,18 & 0,38 & 0,12 & 0,09 & 0,18 \\ 2 & 0,00 & 0,23 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,27 \\ 3 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,39 \\ 4 & 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,55 \\ 5 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,77 \end{bmatrix}$$

$${}^5 A_{m,c} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \\ 0,00 & 0,03 & 0,06 & 0,10 & 0,18 & 0,62 \end{bmatrix}$$

$$A_{m,c} = \begin{matrix} & \begin{matrix} 0 & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,23 & 0,22 & 0,28 & 0,09 & 0,06 & 0,12 \\ 0,05 & 0,18 & 0,38 & 0,12 & 0,09 & 0,18 \\ 0,00 & 0,23 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,27 \\ 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,39 \\ 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,55 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,77 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

$$A_{m,c}^5 = \begin{matrix} & \begin{matrix} 0 & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,00 & 0,03 & 0,06 & 0,10 & 0,18 & 0,62 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

6) $c = 8$ $m = 4$

$$A_{m,c} = \begin{matrix} & \begin{matrix} 0 & 1 & 2 & 3 & 4 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,61 & 0,12 & 0,09 & 0,06 & 0,12 \\ 0,45 & 0,16 & 0,12 & 0,09 & 0,18 \\ 0,23 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,27 \\ 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,39 \\ 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,55 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

$$A_{m,c}^t = \begin{matrix} & \begin{matrix} 0 & 1 & 2 & 3 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,61 & 0,12 & 0,15 & 0,12 \\ 0,45 & 0,16 & 0,21 & 0,18 \\ 0,23 & 0,38 & 0,12 & 0,27 \\ 0,23 & 0,22 & 0,16 & 0,39 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

$$A_{m,c}^5 = \begin{matrix} & \begin{matrix} 0 & 1 & 2 & 3 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,43 & 0,19 & 0,16 & 0,21 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

7) $c = 8$ $m = 3$

$$A_{m,c} = \begin{matrix} & \begin{matrix} 0 & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,45 & 0,16 & 0,12 & 0,09 & 0,06 & 0,12 \\ 0,23 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,09 & 0,18 \\ 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,27 \\ 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,39 \\ 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,55 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,77 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

$$A_{m,c}^t = \begin{matrix} & \begin{matrix} 0 & 1 & 2 & 3 & 4 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,45 & 0,16 & 0,21 & 0,06 & 0,12 \\ 0,23 & 0,22 & 0,28 & 0,09 & 0,18 \\ 0,05 & 0,40 & 0,16 & 0,12 & 0,27 \\ 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,39 \\ 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,55 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

$$A_{m,c}^5 = \begin{matrix} & \begin{matrix} 0 & 1 & 2 & 3 & 4 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,11 & 0,19 & 0,20 & 0,14 & 0,35 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

8) $c = 9$ $m = 3$

$$A_{m,c} = \begin{matrix} & \begin{matrix} 0 & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,45 & 0,16 & 0,12 & 0,09 & 0,06 & 0,04 & 0,08 \\ 0,23 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,09 & 0,06 & 0,12 \\ 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,09 & 0,18 \\ 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,27 \\ 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,39 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,55 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,77 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} & & 0 & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix} & \begin{matrix} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,45 & 0,16 & 0,21 & 0,06 & 0,04 & 0,08 \\ 0,23 & 0,22 & 0,28 & 0,09 & 0,06 & 0,12 \\ 0,05 & 0,40 & 0,16 & 0,12 & 0,09 & 0,18 \\ 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,27 \\ 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,39 \\ 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,55 \end{bmatrix}
 \end{matrix}$$

$A_{m,c}^t =$

$$A_{m,c}^t = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \\ 0,10 & 0,15 & 0,16 & 0,15 & 0,13 & 0,31 \end{bmatrix}$$

9) $c = 9$ $m = 4$

$$\begin{matrix} & & 0 & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix} & \begin{matrix} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,61 & 0,12 & 0,09 & 0,06 & 0,04 & 0,08 \\ 0,45 & 0,16 & 0,12 & 0,09 & 0,06 & 0,12 \\ 0,23 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,09 & 0,18 \\ 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,27 \\ 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,39 \\ 0,00 & 0,00 & 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,55 \end{bmatrix}
 \end{matrix}$$

$A_{m,c} =$

$$\begin{matrix} & & 0 & 1 & 2 & 3 & 4 \\ \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \end{matrix} & \begin{matrix} \\ \\ \\ \\ \\ \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0,61 & 0,12 & 0,15 & 0,04 & 0,08 \\ 0,45 & 0,16 & 0,21 & 0,06 & 0,12 \\ 0,23 & 0,38 & 0,12 & 0,09 & 0,18 \\ 0,23 & 0,22 & 0,16 & 0,12 & 0,27 \\ 0,05 & 0,18 & 0,22 & 0,16 & 0,39 \end{bmatrix}
 \end{matrix}$$

$$A_{m,c}^5 = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 2 & 3 & 4 \\ 0,39 & 0,19 & 0,17 & 0,08 & 0,17 \end{bmatrix}$$

III.1.2. - Calcul économique :

A partir des valeurs des sécurités correspondant aux différents cas, on trace le réseau de graphes capacité-consommation-sécurité (Voir fig.n° 16).

III.I.2.1. - Calcul des coûts :

Les coûts des différents postes de travaux et les bénéfices de l'exploitation sont estimés en raison du manque de données.

Barrage :

a) Montant fixe : 62.10^6 DA répartis comme suit :

- Décapage : 2.10^6 DA
- Filtres : 10.10^6 DA
- Ouvrages annexes : 50.10^6 DA
- . Batardeau amont
- . Evacuateur de crue
- . Prise d'eau et vidange de fond
- . Dérivation provisoire
- . Drains au pied
- . Routes d'accès

b) Coût du remblai en fonction de la hauteur du barrage

soit 132 DA le prix du m³ du remblai

Hauteur du barrage (M)	30	35	40	45	50	55
Coût (10^6 DA)	77	108	150	225	275	378

c) Entretien

2.10^6 DA/an

Ayant en vue que la durée de vie du barrage est de 50 ans, alors le coût total d'entretien s'élève à : 100×10^6 DA.

Nous obtenons ainsi le tableau de valeurs de la fonction $MT = f(Hb)$

MT - Montant total du coût du barrage

Hb - Hauteur de l'ouvrage

Fig. 16 Courbes "capacité - consommation - sécurité"

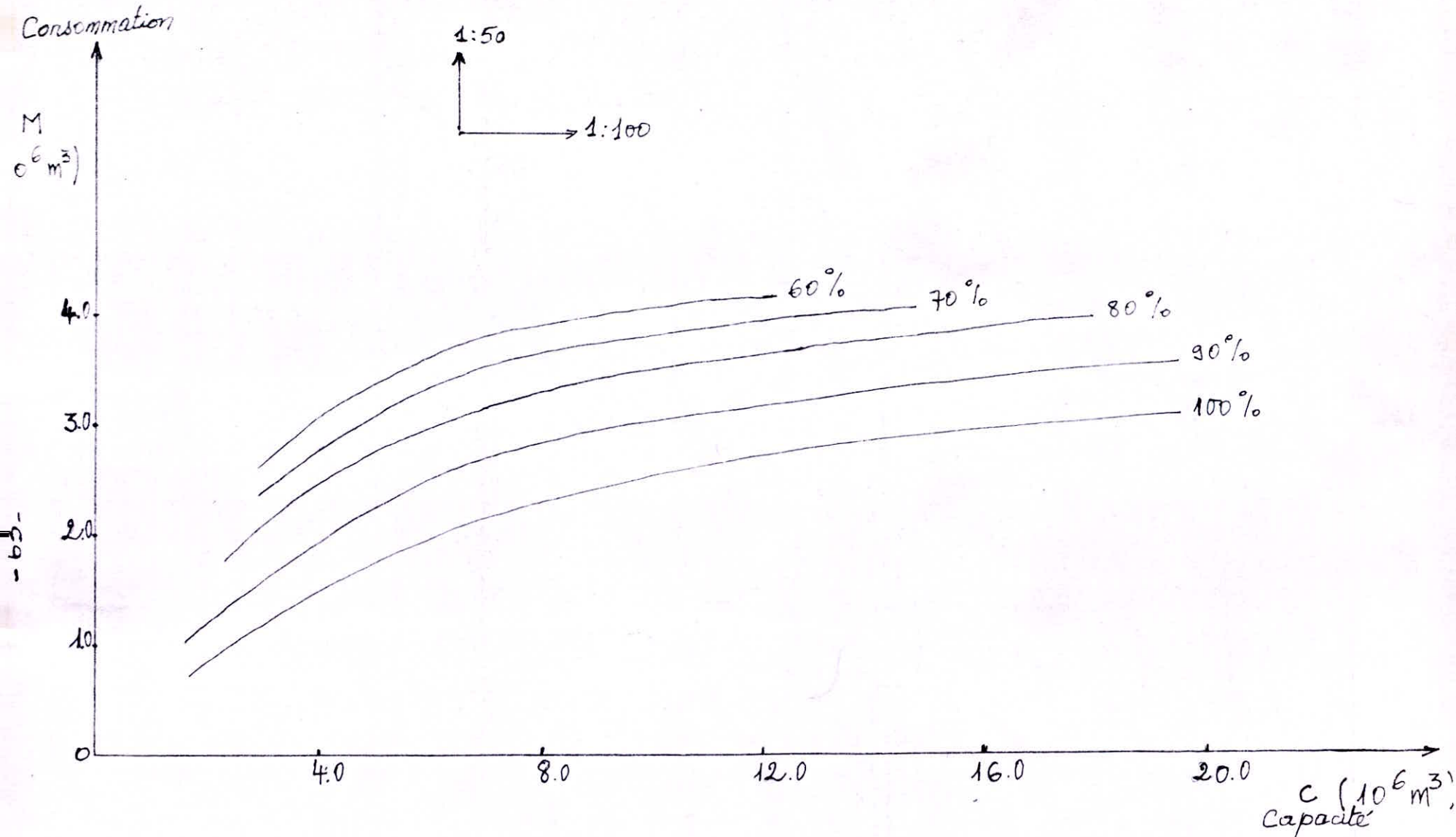


Tableau n° 3.1.2.1.

Hb (M)	30	35	40	45	50	55
MT (10 ⁶ DA)	239	270	312	387	437	540

Irrigation :

Coût du réseau d'irrigation : 35 000 DA/ha

Recette sur la production : 30 000 DA/ha/an

Consommation spécifique : 0,75 l/s/ha soit 11 700 m³/ha/an

Nous pouvons ainsi calculer le bénéfice relatif pour chaque cas de consommation. Les calculs sont menés au tableau n° 3.1.2.2. qui suit.

Il est à noter que le bénéfice relatif est en fonction de la sécurité de la satisfaction de la demande :

$$\text{Bénéfice P\% de sécurité} = \text{P\%} \times \text{Recette} - \text{Montant fixe}$$

Tableau n° 3.1.2.2.

Consommation (10 ⁶ m ³)	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4
Surface irrigable (ha)	85	127,5	170	212,5	255	297,5	340
Montant fixe (10 ⁶ DA)	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12
Recette (10 ⁶ DA)	125	187,5	250	312,5	375	437,5	500
Bénéfice relatif (10 ⁶ DA)							
Sécurité : 100%	122	183	244	305	366	427	488
" : 90%	109,5	164,25	219	273,75	328,5	383,25	438
" : 80%			194	242,5	291	339,5	388
" : 70%				211,25	253,5	295,75	338
" : 60%				180	216	252	288

Aménagement :

La construction du barrage engendre l'épargne d'une certaine somme qui serait investie pour l'aménagement du cours d'eau si l'ouvrage n'existe pas.

Pour un cours d'eau moyen : 4×10^6 DA/ Km

Du site du barrage à l'exutoire nous avons une distance de l'ordre de 5 Km. Le bénéfice s'élève alors à 20×10^6 DA.

III. I.2.2. - Choix de la hauteur économique du barrage : se base sur la comparaison des bénéfices maximaux relatifs aux différents cas de sécurité.

Le bénéfice B = BR + BA - MT

où BR - bénéfice relatif à l'irrigation (10^6 DA)

BA - bénéfice sur l'aménagement (10^6 DA)

MT - montant total du coût du barrage (10^6 DA)

La courbe de remplissage, le réseau de graphes "capacité - consommation - sécurité" et les tableaux n° 3 - 1 - 2 - 1 et n° 3 - 1 - 2 - 2, nous permettent de tracer pour chaque cas de sécurité les courbes des fonctions :

$$H_b = f (VM + C) + 5$$

H_b - Hauteur du barrage (m)

VM - Volume mort (Hm³)

C - Capacité de la retenue (Hm³)

5 - Réserve de la hauteur en mètre en tenant compte des crues et de la revanche.

- MT = f (H_b)

- BR = f (M)

M - Consommation (Hm³)

Comme à une consommation donnée il nous faut une certaine capacité alors la fonction BR = f (M) revient à BR = f (H_b)

Il est à noter que les bénéfices calculés ne sont pas précis en raison de l'estimation des coûts spécifiques.

Cependant la comparaison des bénéfices maximaux nous permet de choisir la solution la plus économique, portant du fait que nous avons appliqué pour chaque cas les mêmes coûts spécifiques.

Des graphiques il ressort que c'est le bénéfice maximal de 40×10^6 DA (voir figure n°17) correspondant à la sécurité de 80% qui indique le choix le plus économique. Ainsi nous avons :

Consommation annuelle :	$3,25 \times 10^6$ m ³
Surface irrigable :	276 ha
Sécurité de consommation :	80%
(garantie après 5 ans à compter du début de l'exploitation)	
Capacité nécessaire :	8×10^6 M ³
Hauteur estimée du barrage :	39 m

III. II. méthode grapho-analytique

Elle consiste à déterminer le volume utile de la retenue. Nous avons à mettre en balance d'une part l'apport d'autre part la consommation, l'évaporation et l'infiltration.

III. II.1. - volume mort

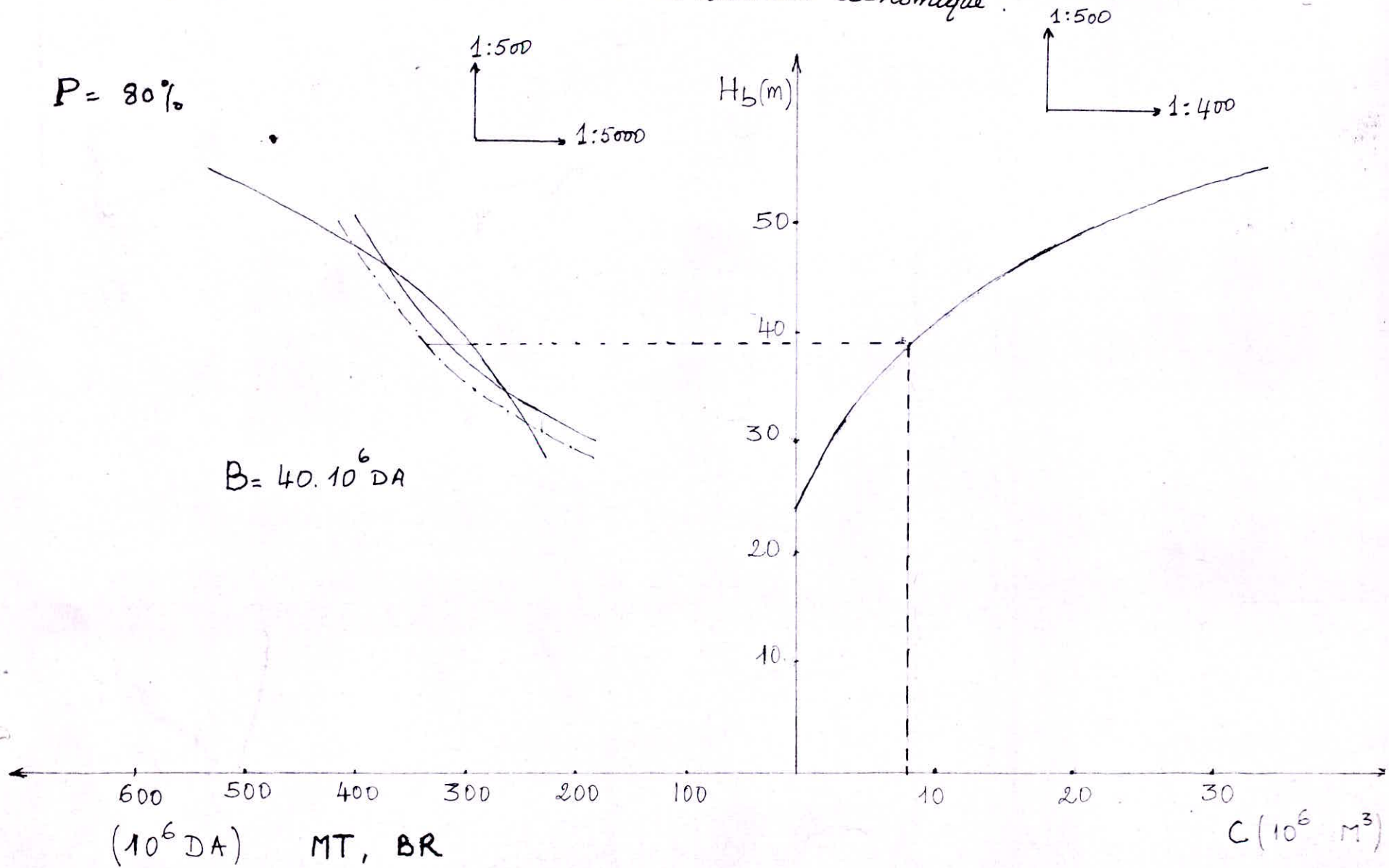
Il est égal au volume de l'envasement se produisant dans la retenue au cours de la durée de vie du barrage qui est de 50 ans.

D'après la valeur du transport solide annuel le volume mort s'élève à 2×10^6 m³.

III. II.2. - volume utile

Le volume utile est déterminé en considérant différents taux de régularisation et plusieurs paramètres explicatifs notamment :

Fig 17. Calcul de la hauteur économique.



- la répartition mensuelle de l'apport de l'Oued
- la superficie de la cuvette en fonction de la hauteur
- la répartition mensuelle de l'évaporation
- la répartition mensuelle de l'infiltration
- le débit unitaire d'irrigation

Le module d'irrigation est de 0,75 l/s ha

Les principes de la régularisation sont tels que :

- le volume total destiné à l'irrigation ne dépasse en aucun cas l'apport annuel de l'Oued ;
- le point de départ des calculs coïncide avec le début de la période humide.

Les calculs relatifs aux différents cas sont présentés dans les tableaux N° 3.2.2.1, 2.3.4. et 5.

où \bar{S} : surface correspondante à la côte moyenne de l'eau dans le réservoir au cours du mois

ΔV : différence entre l'apport mensuel et le volume des pertes totales.

Les résultats auxquels nous parvenons permettent de tracer la courbe de régularisation en fonction de la côte du réservoir et du taux de régularisation (voir fig. N°18)

Ainsi nous avons :

NNR = 269,60 m

"O" de régularisation ou taux optimum : 87,66%

D'où :

Apport utilisable : $3,997 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Superficie irrigable : 343 ha

Volume mensuel utilisé : $0,667 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

taux de régularisation : 50% tableau N° 3.2.2.1.

MOIS	Apport mensuel (10^6 m^3)	Surface moyenne \bar{S} (10^6 m^2)	Evaporation E (mm/mois)	Infiltration I (mm/mois)	Volume évaporé Ve (10^6 m^3)	Volume infiltré Vi (10^6 m^3)	Besoins pour l'irrigation VB (10^6 m^3)	Volume pertes totales $\sum V$ (10^6 m^3)	ΔV (10^6 m^3)	Volume du réservoir à la fin du mois (10^6 m^3)	Côte (m)
NOV	0,55	0,258	50,0	25,0	0,013	0,006	-	0,019	0,531	2,531	262,3
DEC	0,73	0,324	37,5	30,0	0,012	0,009	-	0,021	0,709	3,240	264,5
JAN	0,68	0,384	37,5	22,9	0,014	0,009	-	0,023	0,657	3,897	266,3
FEV	0,60	0,440	50,0	24,2	0,022	0,011	-	0,033	0,567	4,464	267,6
MAR	0,64	0,484	75,0	23,7	0,036	0,011	-	0,047	0,593	5,057	268,8
AVR	0,45	0,524	87,5	23,6	0,046	0,012	-	0,058	0,392	5,449	269,6
MAI	0,27	0,528	125,0	16,6	0,066	0,009	0,379	0,184	-0,184	5,265	269,2
JN	0,09	0,522	162,5	4,9	0,085	0,003	"	0,467	-0,377	4,888	268,5
JT	0,00	0,496	200,0	1,0	0,099	0,001	"	0,479	-0,479	4,409	267,5
AOUT	0,00	0,456	187,5	1,8	0,086	0,001	"	0,466	-0,466	3,943	266,4
SEPT	0,14	0,412	150,0	12,8	0,062	0,005	"	0,446	-0,306	3,637	265,6
OCT	0,41	0,370	87,5	30,9	0,032	0,011	"	0,422	-0,012	3,625	265,5

MOIS	Apports mensuels $[10^6 m^3]$	Surface moyenne \bar{S} $[10^6 m^2]$	Evaporation E mm/mois	Infiltration I mm/mois	Volume évaporé Ve $[10^6 m^3]$	Volume infiltré Vi $[10^6 m^3]$	Besoins pour irrigation VB $[10^6 m^3]$	Volume pertes totales $\sum V$ $[10^6 m^3]$	ΔV $[10^6 m^3]$	V du réservoir à la fin du mois $[10^6 m^3]$	Côte (m)
NOV	0,55	0,258	50,00	25,0	0,013	0,006	-	0,019	0,531	2,531	262,30
DEC	0,73	0,324	37,50	30,0	0,012	0,009	-	0,021	0,709	3,24	264,50
JAN	0,68	0,384	37,50	22,9	0,014	0,009	-	0,023	0,657	3,897	266,30
FEV	0,60	0,440	50,00	24,2	0,022	0,011	-	0,033	0,567	4,464	267,60
MARS	0,64	0,484	75,00	23,7	0,036	0,011	-	0,047	0,593	5,057	268,80
AVR	0,45	0,524	87,50	23,6	0,046	0,012	-	0,058	0,392	5,449	269,60
MAI	0,27	0,528	125,00	16,6	0,066	0,009	0,457	0,532	-0,262	5,187	269,10
JN	0,09	0,516	162,50	4,9	0,084	0,002	0,457	0,543	-0,453	4,734	268,20
JT	0,00	0,484	200,00	1,0	0,097	-	"	0,554	-0,554	4,18	267,00
AOUT	0,00	0,440	187,50	1,8	0,083	0,001	"	0,541	-0,541	3,639	265,60
SEPT	0,14	0,384	150,00	12,8	0,058	0,005	"	0,520	-0,380	3,259	264,60
OCT	0,41	0,342	87,50	30,9	0,030	0,010	"	0,497	-0,087	3,172	264,30

MOIS	Apports mensuels [10 ⁶ m ³]	Surface moyenne \bar{S} [10 ⁶ m ²]	Evaporation E mm/mois	Infiltration I mm/mois	Volume évaporé Ve [10 ⁶ m ³]	Volume infiltré Vi [10 ⁶ m ³]	Besoins pour l'irrigation VB [10 ⁶ m ³]	Volume pertes totales $\sum V$ [10 ⁶ m ³]	ΔV [10 ⁶ m ³]	V. du réservoir à la fin du mois [10 ⁶ m ³]	Côte (m)
NOV	0,55	0,258	50,0	25,0	0,013	0,006	-	0,019	0,531	2,531	262,30
DEC	0,73	0,324	37,5	30,0	0,012	0,009	-	0,021	0,709	3,24	264,50
JAN	0,68	0,384	37,5	22,9	0,014	0,009	-	0,023	0,657	3,897	266,30
FEV	0,60	0,440	50,0	24,2	0,022	0,011	-	0,033	0,567	4,464	267,60
MARS	0,64	0,484	75,0	23,7	0,036	0,011	-	0,047	0,593	5,057	268,80
AVR	0,45	0,524	87,5	23,6	0,046	0,012	-	0,058	0,392	5,449	269,60
MAI	0,27	0,528	125,0	16,6	0,066	0,009	0,533	0,608	-0,338	5,111	268,90
JN	0,09	0,508	162,5	4,9	0,082	0,002	"	0,617	-0,527	4,584	267,90
JT	0,00	0,472	200,0	1,0	0,094	-	"	0,627	-0,627	3,957	266,40
AOÛT	0,00	0,420	187,5	1,80	0,079	0,001	"	0,613	-0,613	3,344	264,80
SEPT	0,14	0,360	150,0	12,8	0,054	0,005	"	0,592	-0,452	2,892	263,50
OCT	0,41	0,312	87,5	30,9	0,027	0,010	"	0,570	-0,160	2,732	262,90

MOIS	Apport mensuel $[10^6 m^3]$	Surface moyenne \bar{S} $[10^6 m^2]$	Evaporation E mm/moisi	Infiltration I mm/mois	Volume évaporé Ve $[10^6 m^3]$	Volume infiltré Vi $[10^6 m^3]$	Besoins pour l'irrigation VB $[10^6 m^3]$	Volume pertes totales ΣV $[10^6 m^3]$	ΔV $[10^6 m^3]$	V. du réservoir à la fin du mois $[10^6 m^3]$	Côte (m)
NOV	0,55	0,258	50,0	25,0	0,013	0,006	-	0,019	0,531	2,531	262,30
DEC	0,73	0,324	37,5	30,0	0,012	0,009	-	0,021	0,709	3,240	264,50
JAN	0,68	0,384	37,5	22,9	0,014	0,009	-	0,023	0,657	3,897	266,30
FEB	0,60	0,440	50,0	24,2	0,022	0,011	-	0,033	0,567	4,464	267,60
MARS	0,64	0,484	75,0	23,7	0,036	0,011	-	0,047	0,593	5,057	268,80
AVR	0,45	0,524	87,5	23,6	0,046	0,012	-	0,058	0,392	5,449	269,60
MAI	0,27	0,528	125	16,6	0,066	0,009	0,609	0,684	0,414	5,035	268,80
JN	0,09	0,504	162,5	4,9	0,082	0,002	"	0,693	0,603	4,432	267,50
JT	0,00	0,464	200,0	1,0	0,093	-	"	0,702	0,702	3,730	265,70
AOUT	0,00	0,396	187,5	1,8	0,074	0,001	"	0,684	0,684	3,046	263,90
SEPT	0,14	0,336	150,0	12,8	0,050	0,004	"	0,663	0,523	2,523	262,30
OCT	0,41	0,282	87,5	30,9	0,025	0,009	"	0,643	0,233	2,290	261,50

MOIS	Apport mensuel $[10^6 m^3]$	Surface moyenne \bar{S} $[10^6 m^2]$	Evaporation E (mm/mois)	Infiltration I (mm/mois)	Volume évaporé Ve ($10^6 m^3$)	Volume infiltré Vi $[10^6 m^3]$	Besoins pour l'irrigation VB $[10^6 m^3]$	Volume pertes totales $\sum V$ $[10^6 m^3]$	ΔV $[10^6 m^3]$	Volume du réservoir à la fin du mois $[10^6 m^3]$	Côte (m)
NOV	0,55	0,258	50,0	25,0	0,013	0,006	-	0,019	0,531	2,531	262,3
DEC	0,73	0,324	37,5	30,0	0,012	0,009	-	0,021	0,709	3,240	264,5
JAN	0,68	0,384	37,5	22,9	0,014	0,009	-	0,023	0,657	3,897	266,3
FEB	0,60	0,440	50,0	24,2	0,022	0,011	-	0,033	0,567	4,464	267,6
MARS	0,64	0,484	75,0	23,7	0,036	0,011	-	0,047	0,593	5,057	268,8
AVR	0,45	0,524	87,5	23,6	0,046	0,012	-	0,058	0,392	5,449	269,6
MAI	0,27	0,528	125,0	16,6	0,066	0,009	0,685	0,760	-0,490	4,959	268,7
JN	0,09	0,500	162,5	4,9	0,081	0,002	"	0,768	-0,678	4,281	267,2
JT	0,00	0,446	200,0	1,0	0,089	-	"	0,774	-0,774	3,507	265,2
AOÛT	0,00	0,378	187,5	1,8	0,071	0,001	"	0,757	-0,757	2,750	263,0
SEP	0,14	0,312	150,0	12,8	0,047	0,004	"	0,736	-0,596	2,154	261,0
OCT	0,41	0,244	87,5	30,9	0,021	0,008	"	0,714	-0,304	1,850	260,2

Fig 18. Courbe de régularisation en fonction de la cote du reservoir et du taux de régularisation.

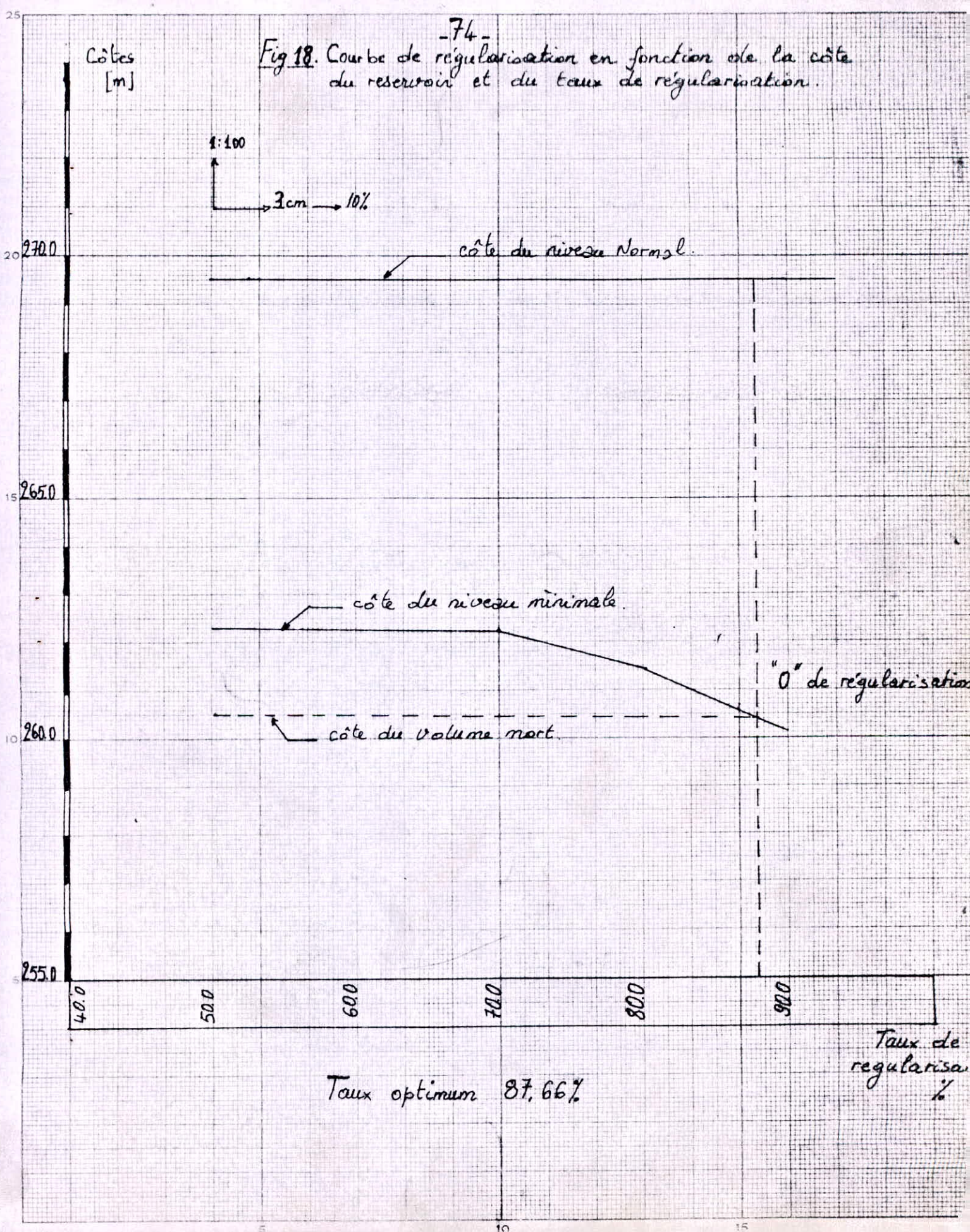


tableau recapitulatif : tableau n°3.2.2.6.

DESIGNATION	UNITES	TAUX DE REGULARISATION				
		50%	60%	70%	80%	90%
Apport annuel moyen	$10^6 m^3$	4,56	4,56	4,56	4,56	4,56
Volume mort	$10^6 m^3$	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Module d'irrigation	l/s/ha	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
Apport utilisable	$10^6 m^3$	2,280	2,736	3,192	3,648	4,104
Volume nécessaire pendant la période d'irrigation	m^3/ha	11664	11664	11664	11664	11664
Superficie irrigable	ha	195	235	274	313	352
Débit d'irrigation	l/s	146,25	176,25	205,50	234,75	264
Volume mensuel utilisé	$10^3 m^3$	379	457	533	609	685
Niveau normal	m	269,60	269,60	269,60	269,60	269,60
Niveau minimum	m	262,30	262,30	262,30	261,50	260,20

III.III. laminage des crues :

III.III.1. utilité : Protection du barrage contre toute submersion et évite des dommages à l'aval de la construction.

Définition : Le volume d'eau affluant pendant les crues, se répartit en un volume stocké dans la retenue et la seconde partie est évacuée par le déversoir. Ceci est le phénomène de laminage des crues (flood routing).

Il existe trois méthodes pour la détermination du laminage des crues :

- a) Méthode analytique
- b) Méthode graphique
- c) Méthode du pas à pas

III.III.2. méthode utilisée :

Dans notre cas, nous avons appliqué la méthode du pas à pas car elle donne des résultats plus précis.

Par cet intermédiaire, on détermine ^{l'hydrogramme} l'hydrogramme des débits sortants à partir de :

- La courbe hauteur - capacité
- La côte du niveau normal
- L'hydrogramme de ouissellement de la crue millénaire
(crue de projet)
- L'équation du débit évacué par le déversoir.

$$Q = CLH^{3/2} \quad (m^3/s)$$

C : coefficient de débit (C=2,1)

L : Longueur du déversoir (m) (L = 20, 30, 40, 50, 60)

H : Charge totale sur le déversoir (m)

Ce calcul s'est effectué pour les cinq (05) premières longueurs du déversoir proposé et le choix s'est effectué après avoir tracé la courbe d'optimisation du coût du barrage et du déversoir.

tableau N°3.3.2.1.

Pas	Intervalle de temps (H)	I_1 débit entrant au début de l'intervalle (m^3/s)	I_2 débit entrant à la fin de l'intervalle (m^3/s)	$\frac{I_1 + I_2}{2} \times T$ Volume stocké ($10^6 m^3$)	O_1 débit sortant au début de l'intervalle (m^3/s)	O_2 débit sortant à la fin de l'intervalle (m^3/s)	$\frac{O_1 + O_2}{2} \times T$ Volume du débit sortant ($10^6 m^3$)	Stockage dans le dernier intervalle ($10^6 m^3$)	Stockage total ($10^6 m^3$)	Niveau d'eau calculé (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	0-0,5	0,00	40,00	0,036	0,000	1,224	0,001102	0,0348979	5474897	269,66
2	0,5-1,0	40,00	92,50	0,119	1,224	10,245	0,010322	0,108927	5583825	269,84
3	1,0-1,5	92,50	147,50	0,216	10,245	34,0019	0,039823	0,176177	5760002	270,14
4	1,5-2,0	147,50	202,50	0,315	34,0019	74,0681	0,097263	0,217736	5977739	270,52
5	2,0-2,5	202,50	265,00	0,421	74,0681	128,4547	0,182270	0,238479	6216218	270,93
6	2,5-3,0	265,00	347,50	0,551	128,4547	197,520	0,293377	0,257872	6474091	271,37
7	3,0-3,5	347,50	397,50	0,671	197,520	272,510	0,4230279	0,247472	6721563	271,79
8	3,5-4,0	397,50	322,50	0,648	272,510	312,242	0,5262781	0,1217218	684328	272,00
9	4,0-4,5	322,50	165,00	0,439	312,242	281,0185	0,533935	-0,095185	674810	271,84
10	4,5-5,0	165,00	90,00	0,230	281,0185	214,289	0,44577	-0,2162775	6531822	271,46
11	5,0-5,5	90,00	47,50	0,124	214,289	155,7339	0,333021	-0,209271	632255	271,11

III.III.3. revanche et côte en crête :

Il existe une revanche minimum et une revanche maximum selon que l'on considère le niveau normal et le niveau maximum de la retenue.

La revanche minimum est la différence entre le niveau maximum des eaux et la côte en crête du barrage.

La revanche maximum est la différence entre le niveau normal de la retenue et la côte en crête.

Pour la détermination de la revanche on utilise les formules empiriques suivantes en tenant compte de certains paramètres tels que la hauteur de déferlement des vagues, la longueur du plan d'eau, la vitesse du vent dominant.

Formule de MOLITOR :

$$h = 0,032 \sqrt{FV} + 0,763 - 0,271 \sqrt[4]{F}$$

pour $F < 32$ Kms

h : hauteur de la vague (m)

V : vitesse du vent dominant (Km/h)

F : Longueur du Fetch (Km)

$$R \text{ min} = 0,75h + \frac{W^2}{2g} \quad (\text{m})$$

$$R \text{ max} = 1,5 R \text{ min.} \quad (\text{m})$$

W : vitesse de propagation des vagues qui peut être approximativement calculée par la formule de GAILLARD :

$$W = 1,5 + 2h \quad (\text{m/s})$$

Formule de STEVENSON

$$h = 0,34 \sqrt{F}$$

h : hauteur des vagues (m)

F : longueur du Fetch (Km)

$$R \text{ min} = 0,75 h + \frac{W^2}{2g} \quad (\text{m})$$

$$R \text{ max} = 1,5 R \text{ min} \quad (\text{m})$$

$$W = 1,5 + 2 h \quad (\text{m/s})$$

On peut aussi évaluer la revanche par la formule simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \sqrt{F} \quad (\text{m})$$

F : longueur du Fetch (Km)

La revanche par d'autres méthodes s'exprime par : (voir figure n°19)

$$R = t + Dh + a \quad (\text{m})$$

t : hauteur de l'élévation des vagues sur les talus (m)

Dh : hauteur de relèvement du plan d'eau sous l'effet du vent (m)

$$t = 3,2 K h \text{ tg} \alpha$$

h : hauteur de la vague (m)

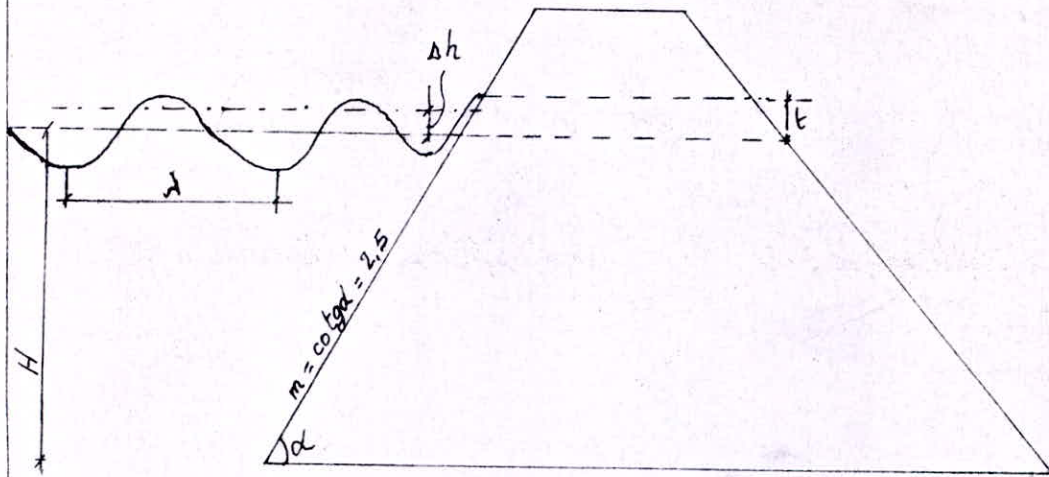
"h" dans ce cas est égale à :

$$h = 0,0208 V^{5/4} F^{1/3} \quad (\text{m})$$

F : longueur du Fetch (Km)

V : vitesse du vent en (m/s)

Schéma de calcul de la revanche
par la méthode $R = t + \Delta h + a$
N° 19



λ : longueur d'onde de la vague [m]

H : hauteur du niveau d'eau compté à partir du niveau du lit de la rivière à la côte du volume utile [m]

Δh : hauteur du relevement du plan d'eau sous l'effet du vent. [m]

t : hauteur de l'élevation des vagues sur les talus [m].

K : coefficient de rugosité du talus $K = 0,77$

α : angle du talus

$$\Delta h = K \frac{V_{10}^2 F}{3g H} \quad (\text{m})$$

K : coefficient dépendant du rapport $\frac{H}{\lambda}$

$$K = 6 \cdot 10^{-3}$$

H : hauteur du niveau d'eau compté à partir du niveau du lit de la rivière à la côte du volume utile (m)

λ : longueur d'onde de la vague (m)

F : longueur du Fetch (Km)

V_{10} : vitesse du vent à 10 m au dessus du plan d'eau (m/s)

a : réserve de hauteur du barrage qui est fonction de la classe de construction

$$a = 0,3 \text{ m}$$

Remarque : pour chaque côte en crête du barrage, nous avons déterminé les longueurs du Fetch

Finalement, nous avons adopté une revanche de 1,20 m avec des longueurs de Fetch de 2,5 Km et 2,3 Km, les vitesses du vent sont de 80 Km/h et 120 Km/h (données de la sethyal)

tableau récapitulatif

tableau N°3.3.3.1.

Largueur du déversoir L (m)	Charge sur le déversoir Hd (m)	Débit max évacué Q max (m ³ /s)	Niveau des plus hautes eaux (m)	Revanche adoptée (m)	côte en crête (m)	hauteur de la digue (m)
20	3,20	244,114	272,80	1,20	274	32
30	2,70	280,00	272,30	1,20	273,50	31,50
40	2,40	312,242	272,00	1,20	273,20	31,20
50	2,10	327,839	271,70	1,20	272,90	30,90
60	1,90	337,960	271,50	1,20	272,70	30,70

III.III. 4. Optimisation

En fonction de la largeur du déversoir nous calculons les coûts de celui-ci et du massif et traçons les courbes des fonctions $CD = f(L)$ et $CM = f(L)$

où CD - Coût du déversoir (10^6 DA) (

CM - Coût du massif (10^6 DA)

L - Largeur du déversoir. (m)

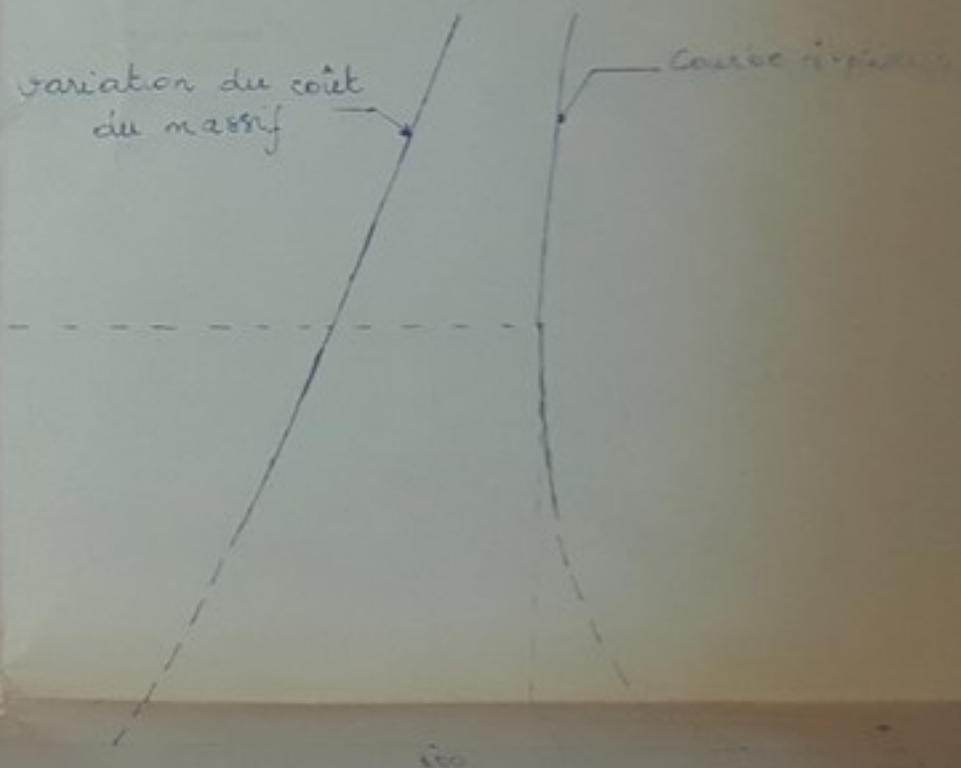
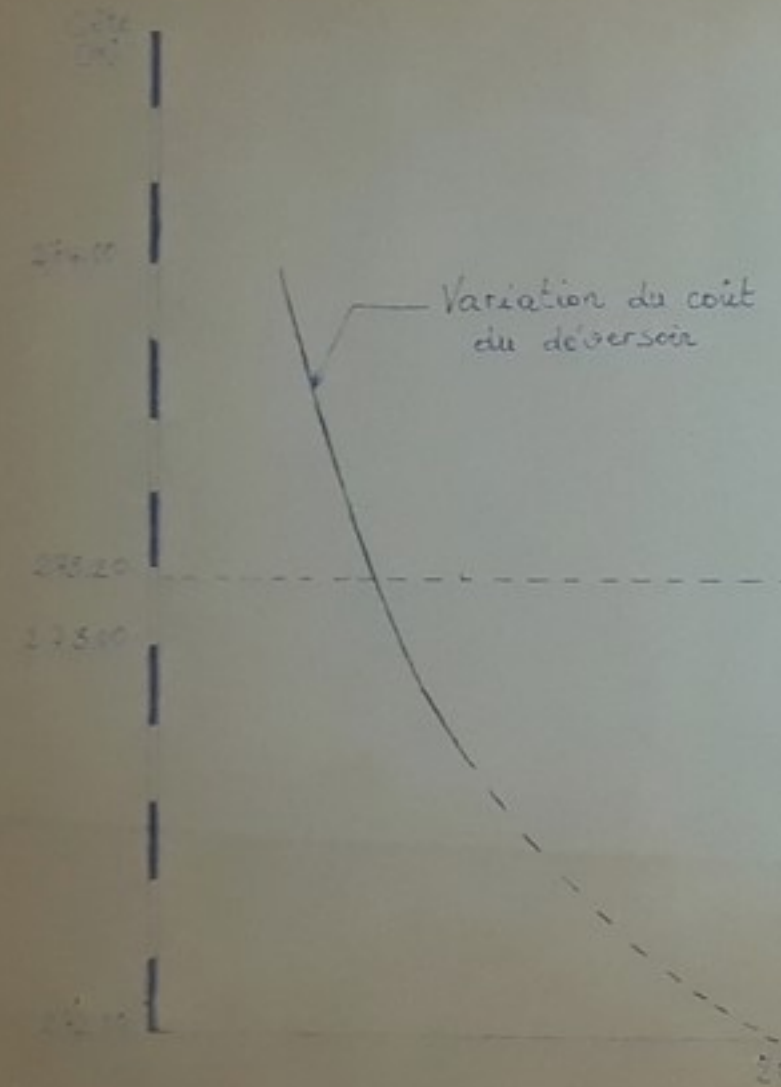
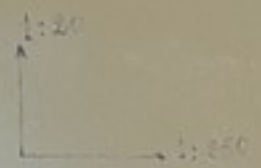
tableau n°3.3.4.1.

Largeur du déversoir (m)	Côte en crête (m)	Coût du déversoir (10^6 DA)	Coût du massif (10^6 DA)	Coût total (10^6 DA)
20	274	3,75	101,65	105,40
30	273,50	5,50	99,00	104,50
40	273,20	6,87	97,41	104,28
50	272,90	8,50	95,80	104,30
60	272,70	10,00	94,68	104,68

D'après la courbe d'optimisation il ressort que le choix économique porte sur un déversoir large de 40 m et correspondant à une côte en crête du barrage de 273,20 m (voir fig. N°20)

La hauteur du barrage est alors de 31,20 m

Fig. 20



III. III. 5. remarque :

Nous adoptons les résultats obtenus par la méthode grapho-analytique (la plus usuelle) quoique la méthode stochastique donne des résultats beaucoup plus satisfaisants dans la mesure où par cette dernière pour plus de précision les calculs devraient être faits sur ordinateur, moyen dont nous ne disposons pas dans le cadre de cette étude. Néanmoins, la méthode , stochastique gardera son caractère indicatif dans cette présente étude du moment qu'elle n'est pas employée dans les études de réalisation de barrage en Algérie (source de la SETHYAL).

CHAPITRE IV

ETUDE HYDROTECHNIQUE DU BARRAGE

IV. I - Choix du type de barrage

Le choix du type de barrage dépend de la nature géologique du terrain de fondation, des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction disponibles et de l'éloignement de la zone d'emprunt.

Dans notre cas, étant en présence d'un bon terrain d'assise (sol rocheux), l'existence des argiles plastiques à proximité du futur chantier en quantité suffisante nous amène à opter pour un barrage en terre homogène.

Les matériaux nécessaires à la confection du prisme de drainage et pour la protection du talus amont sont disponibles tout près du site.

IV. II - Dimensionnement du barrage (voir planche n° IV)

La revanche, la cote en crête et la hauteur de l'ouvrage ont fait l'objet d'une étude dans le chapitre portant sur la régularisation.

IV. II - 1 Largeur en crête

Nous utilisons les formules empiriques suivantes :

formule de E.F. PREECE /

$$bc = 1 + 1,1 \sqrt{Hb} \quad (1)$$

formule de T.T. KNAPPEN :

$$bc = 1,65 \sqrt{Hb} \quad (2)$$

$$bc = 3,6 \sqrt[3]{Hb} - 3 \quad (3)$$

où

bc - largeur en crête du barrage (m)

Hb - hauteur du barrage (m)

$$Hb = 31,20m$$

FORMULE	LARGEUR EN CRETE (m)
(1)	7,14
(2)	9,22
(3)	8,33

Valeur adoptée bc = 9m

IV.II - 2 Talus

Nous adoptons les valeurs suivantes pour les calculs préliminaires, valeurs que nous retiendrons si toutefois la stabilité est assurée:

- talus amont : 2,50

- talus aval : 2,00

Les talus des barrages en terre doivent nécessairement être protégés contre toutes actions pouvant contribuer à leur altération.

IV.II-2 -1 Protection du talus amont

Le talus est protégé essentiellement contre les dangers d'érosion provoqués par les vagues. Nous préconisons une protection en rip-rap d'une épaisseur de 0,60m.

IV.II-2 - 2 Protection du talus aval

Le talus aval est soumis au processus d'altération superficielle naturelle. Pour sa protection contre l'érosion due aux eaux de ruissellement nous proposons son gazonnement après la construction.

IV.II - 3 Drainage

Le drainage sert à abaisser la courbe de saturation jusqu'à une position telle que la distance entre tout point de la ligne phréatique et le parement aval est supérieure ou égale à la pénétration du gel. Il assure aussi l'évacuation de l'eau d'infiltration au bief aval.

IV. II - 4 Filtres inverses

Nous prévoyons des filtres inverses d'une épaisseur de 1,00m, l'un en dessous du rip-rap, l'autre au niveau du prisme de drainage.

Ils constituent dans les deux cas une zone de transition du rip-rap au massif pour l'un, du massif au prisme de drainage pour l'autre et ce afin d'éviter le risque de renard.

IV.III - Infiltration

Le calcul de l'infiltration nous permet de déterminer :

- le tracé de la ligne phréatique

- la zone submergée du massif du barrage
- le débit de fuite à travers l'ouvrage.

IV. III- 1 Ligne phréatique

Le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- le milieu est homogène
- le gradient hydraulique est très faible
- la composante verticale de la vitesse d'écoulement est négligeable (conséquence de l'hypothèse 2)
- la composante horizontale de la vitesse est la même sur toute la hauteur d'une tranche de terrain.

En admettant le régime permanent établi, le débit passant dans une tranche de hauteur y sur une largeur égale à l'unité est donné par l'expression suivante :

$$Q = V \int (m^3/s)$$

selon Darcy $V = KJ$ (m/s)

où K - coefficient de perméabilité du massif (m/s)

J - gradient hydraulique ($J = \frac{dy}{dx}$)

$$Q = Ky \frac{dy}{dx}$$

En séparant les variables nous avons :

$$Q dx = Ky dy$$

et en intégrant : $Qx = \frac{Ky^2}{2} + C$

D'après les conditions aux limites (voir planche N°II) nous avons :

Pour $x = 0$ $y = 0 \Rightarrow C = 0$

$$\Rightarrow Qx = \frac{Ky^2}{2} \quad (1)$$

Pour $x = L$, $Y = H - h_0$.

H - charge à l'amont

h_0 - profondeur d'eau à l'aval

(1) devient $Q \cdot L = \frac{K}{2} (H - h_0)^2$

$$Q = \frac{K}{2} L (H - h_0)^2$$

En remplaçant Q par sa valeur dans (1), il vient :

$$\frac{K}{2L} (H - h_0)^2 x = \frac{K}{2} y^2$$
$$Y^2 = \frac{(H - h_0)^2}{L} x \text{ : équation de la ligne phréatique}$$

La ligne phréatique est donc une parabole dont l'axe se confond avec Ox .
(voir planche n° II)

$$H = 27,60\text{m} \quad h_0 = 1\text{m} \quad L = 72,50 \text{ m}$$

Nous obtenons ainsi les coordonnées suivantes nous permettant de tracer la ligne de saturation :

X	Y
10,13	9,94
20,13	14,02
30,13	17,15
40,13	19,79
50,13	22,12
60,13	24,22
70,13	26,16

Il est à noter que la ligne de saturation est normale au parement amont mais elle s'incurve rapidement pour rejoindre la parabole de base.

IV. III - 2 Débit de fuite

Il est estimé par mètre linéaire de la digue suivant la relation :

$$Q = \frac{K}{2L} (H - h)^2$$

$$Q = 627 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{jour}$$

La valeur du débit de fuite est nettement admissible et prouve la très faible perméabilité du massif du barrage.

IV. IV Etude de la stabilité du barrage

IV. IV - 1 Méthode de calcul (voir fig n° 21)

La stabilité du barrage sur sa fondation dépend de celle de ses talus amont et aval. La méthode de calcul repose sur l'hypothèse selon laquelle la rupture se fait suivant une surface cylindrique circulaire. La méthode dite de FELLENIUS suppose également une rupture instantanée et simultanée le long de la surface de glissement appelée aussi cercle de glissement c'est cette méthode que nous utilisons dans la présente étude. Ceci dit, nous divisons la partie du massif limitée par le cercle de glissement. Il nous faut envisager plusieurs cas afin d'obtenir le cercle donnant un coefficient de stabilité minimum.

Considérons la tranche d'ordre n ; elle est soumise :

- à la force de la pesanteur G_n ayant N_n et T_n comme composantes normales et tangentielle.
- aux forces de pression des tranches voisines auxquelles elle oppose des forces d'égales intensités.
- à la force de pression hydrodynamique $W \phi_n$

La force tangentielle T_n est motrice, a tendance à entraîner le glissement

Les forces stabilisatrices s'opposant au glissement sont :

- la force de frottements S_n :

$$S_n = (N_n - W \phi_n) \operatorname{tg} \psi (t)$$

où :

ψ - angle de frottement interne du sol

- force de cohésion : $C_n = c l_n (t)$

avec c - cohésion du sol (t/m^2)

l_n - longueur de l'arc de glissement dans les limites de la tranche "n"
considérée

Le coefficient de sécurité K_s s'exprime par le rapport de la somme des moments des forces stabilisatrices par la somme des des moments des forces motrices par rapport au centre du cercle de glissement.

$$K_s = \frac{\sum S_n \cdot R + \sum C_n \cdot R}{\sum T_n \cdot R}$$

où R - rayon du cercle de glissement

$$K_s = \frac{\sum S_n + \sum C_n}{\sum T_n}$$

La largeur des tranches est $b = \frac{R}{m}$

où - $m = 10, 20, 30, \dots$ (le plus souvent $m = 10$)

prenons $m = 10$

Procédons au numérotage des tranches. La verticale issue du centre O du cercle de glissement coupe la tranche d'ordre 0 (zéro) en son milieu. Les tranches situées à gauche de la centrale sont numérotées négativement et celles de droite positivement pour le talus aval et inversement pour le talus amont.

Le poids G_n de la tranche d'ordre n est :

$$G_n = (\gamma_1 h'_n + \gamma_2 h''_n) b (t)$$

γ_1 - poids volumique du sol du massif à l'état naturel (t/m^3)

γ_2 - poids volumique du même sol à l'état saturé (t/m^3)

h'_n - hauteur moyenne de la partie sèche de la n ième tranche (m)

h''_n - hauteur moyenne de la partie saturée de la même tranche. (m)

La composante normale N_n est :

$$N_n = G_n \cos \alpha_n (t)$$

la composante tangentielle T_n est :

$$T_n = G_n \sin \alpha_n (t)$$

avec $\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$ d'où : $\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$

La force de pression hydrodynamique est :

$$W\phi_n = \gamma h p \ln(t)$$

où γ - poids spécifique de l'eau ($\gamma = 1t/m^3$)

hp - hauteur piézométrique de la tranche considérée prise approximativement égale à la hauteur de l'eau d'infiltration sur la courbe de glissement (m).

$$hp = h''_n$$

$$\ln = \frac{b}{\cos \alpha_n} \quad (m)$$

La formule donnant K_s s'écrit alors :

$$K_s = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - \gamma h''_n \frac{b}{\cos \alpha_n}) \operatorname{tg} \psi_i + \sum c_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

c_i et ψ_i sont fonction de l'état de la zone de la tranche.

IV.IV - 2 - Choix du cercle de glissement

Le barrage reposant sur une base rocheuse alors celle-ci ne peut pas glisser. Ainsi donc seul le massif est susceptible de glisser.

Le choix du cercle de glissement se fait conformément à la figure n° 22.

Les centres (O1, O2, O3,.....) des cercles probables se situent sur le prolongement du segment AA'

IV.IV - 3 Sollicitations dues aux séisme (voir figure n° 23)

Le site du barrage de l'oued Besbes se situe dans la zone II, il nous faut alors tenir compte des effets sismiques dans l'étude de la stabilité. On applique au centre de gravité de chaque tranche une force horizontale due à l'accélération :

$$\gamma = a.g(t)$$

où : a - coefficient d'intensité sismique de la région (a = 0,12)

g - accélération de la pesanteur (m/s²)

L'expression du coefficient de sécurité devient :

$$K_s = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - \gamma h''_n \frac{b}{\cos \alpha_n}) \operatorname{tg} \psi_i + \sum c_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum T_{tn} \quad dn}$$

avec $T_{tn} = a G_n$ - force due au séisme (t)

dn - bras de levier (m)

IV. IV. 4. cas à envisager pour le calcul de la stabilité d'un barrage en terre :

a) le réservoir est vide :(à la fin de la construction nous considérons trois cercles pour chaque talus avec et sans séisme. Les expressions du coefficient de stabilité sont les suivantes :

- sans séisme :

$$K_S = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

- avec séisme :

$$K'_S = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum T_{tn} dn}$$

b) Le réservoir est plein (fonctionnement normal)

Il y a une infiltration continue à travers la digue.

Nous calculons le talus aval parce qu'il se trouve sous l'action tranchante de la pression hydrodynamique de l'écoulement de filtration. Trois cercles seront ici aussi considérés avec et sans séisme. Nous avons les expressions suivantes :

- sans séisme:

$$k_S = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - \gamma h''_n \frac{b}{\cos \alpha_n}) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

- avec séisme :

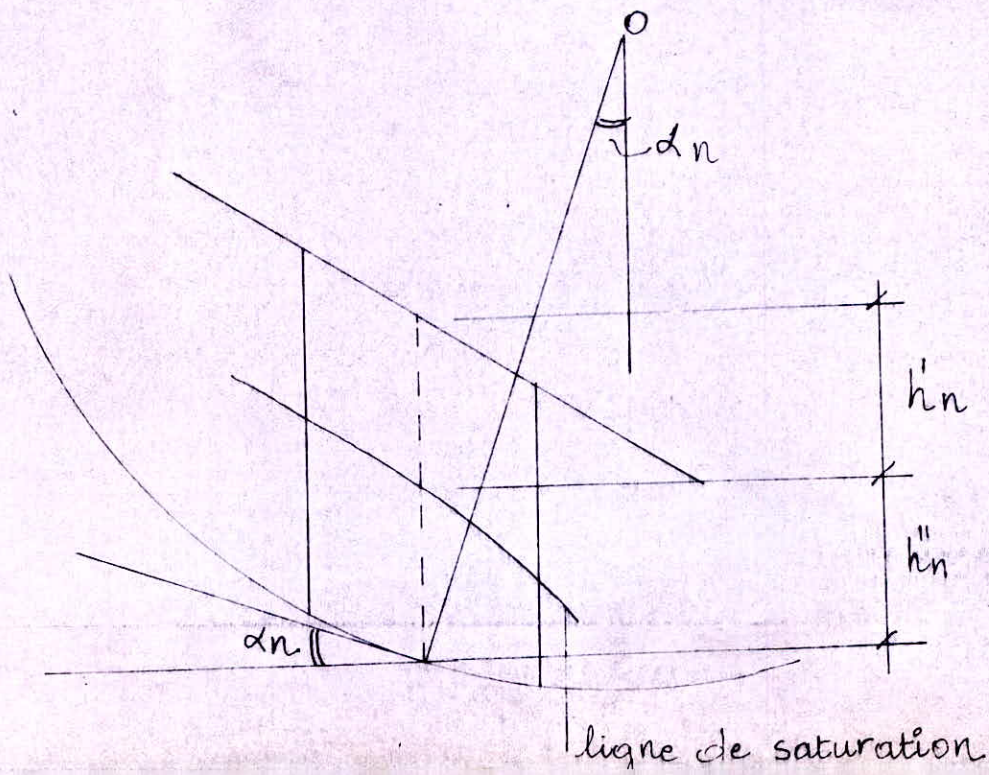
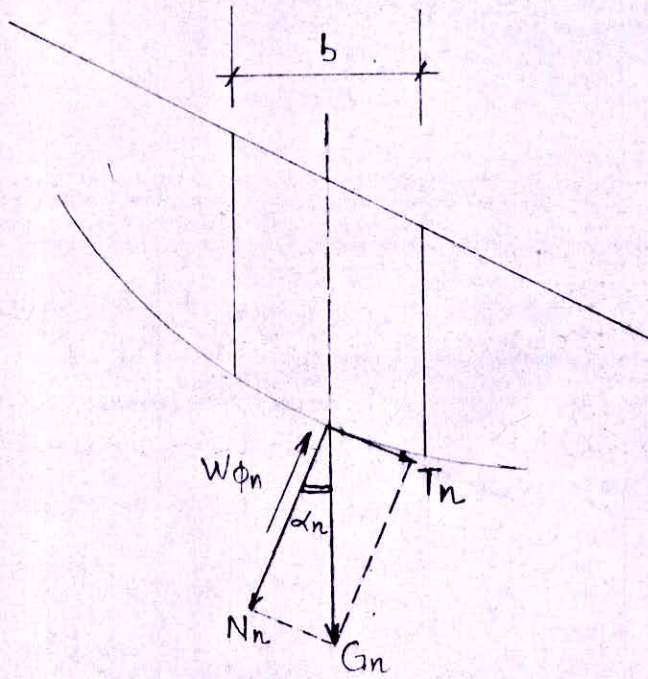
$$K'_S = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - \gamma h''_n \frac{b}{\cos \alpha_n}) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum T_{tn} dn}$$

c) La vidange rapide :

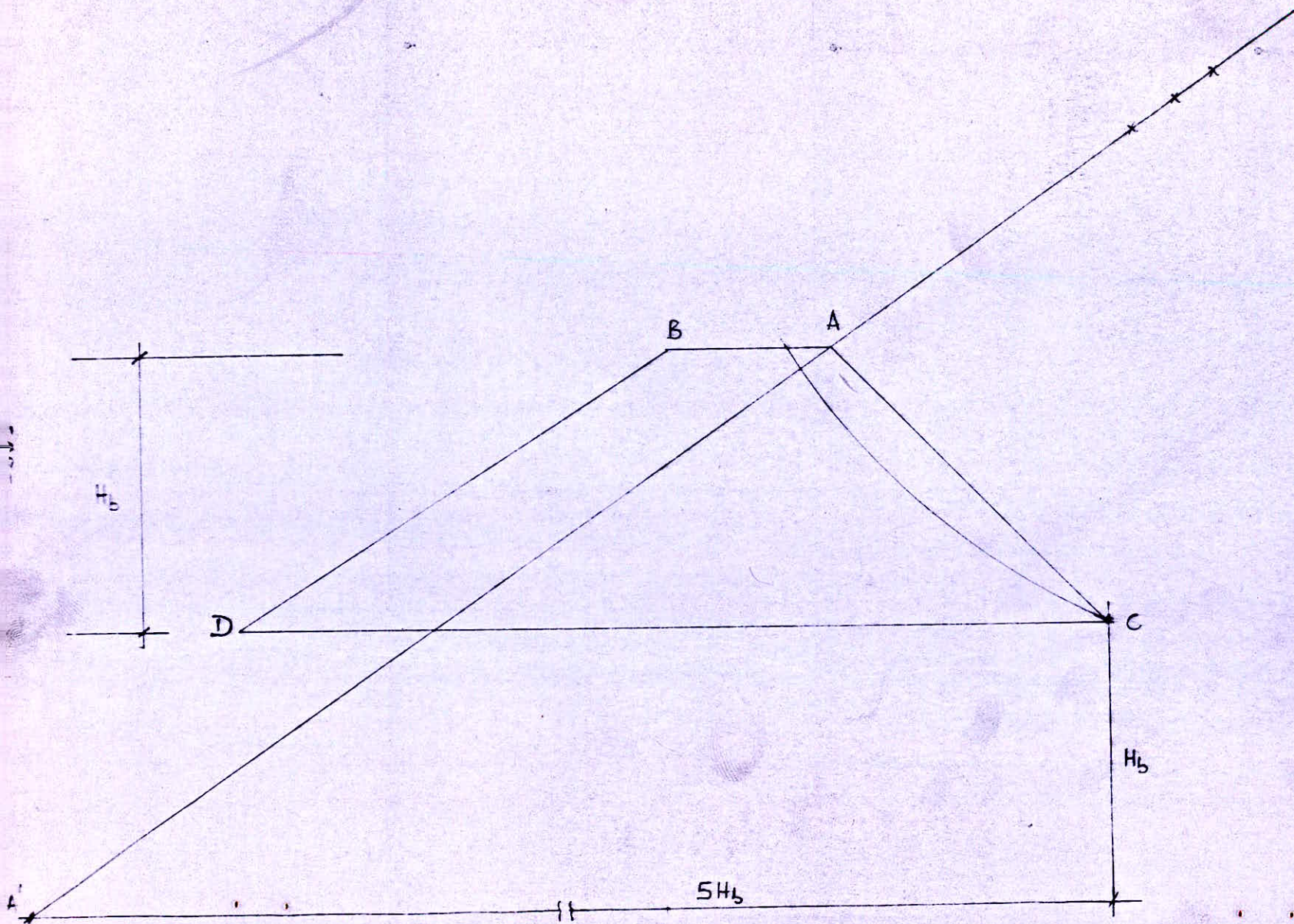
Une vidange est dite rapide lorsqu'elle se fait en un temps suffisamment court de sorte que le volume de la digue imbibé d'eau reste pratiquement dans cet état, le niveau d'eau étant descendu partiellement ou ramené complètement au pied du talus amont.

Toute vidange de 21 jours est considérée comme rapide (délai adopté en Algérie par la D. P. R. H.).

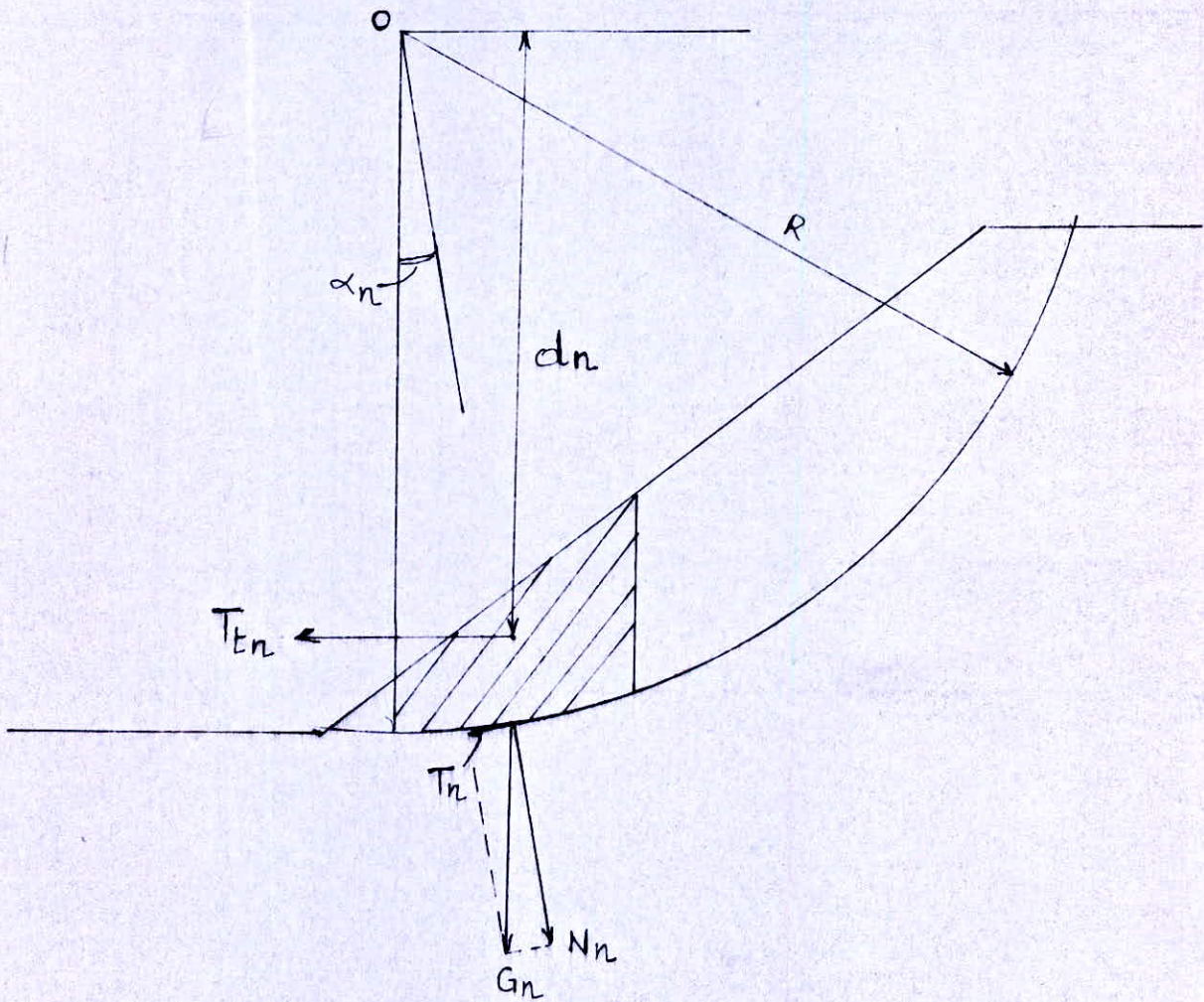
Fig n° 21. Schéma de calcul de la stabilité par la méthode de FELLENIUS



Figⁿ 22 Schéma du choix du cercle de glissement



Figⁿ 23. Sollicitation due au sisme



Une vidange de moins d'un mois voire de plusieurs semaines pour une digue constituée de matériaux très imperméables est considérée comme rapide. Le calcul se fera pour le talus amont, le cas ... le plus défavorable.

Le calcul de la pression intersticielle est délicat.

L'approximation suivante est alors employée : juste après la vidange, l'eau se trouvant dans le massif du barrage n'a pas eu le temps de s'écouler et supporte par sa pression une partie du poids du massif imbibé. Cette pression n'est pas génératrice de frottement, par contre le poids de l'eau emmagasinée dans le massif engendre une force d'entraînement. Dans ces conditions le coefficient de sécurité a pour expression :

- sans séisme :

$$K = \frac{\sum \int (\gamma_{h'n} + (\gamma_{2-1} h_n'') \cos \alpha_{nb}) \int \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum \int (\gamma_{h'n} + \gamma_{2h'n}) \sin \alpha_{nb} \int}$$

- avec séisme :

$$K' = \frac{\sum \int (\gamma_{h'n} + (\gamma_{2-1} h_n'') \cos \alpha_{nb}) \int \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum \int (\gamma_{h'n} + \gamma_{2h'n}) \sin \alpha_{nb} \int + \frac{1}{R} \sum T_{tn} \quad dn}$$

Caractéristiques physico-mécaniques des matériaux de construction

Gc - CL (massif du barrage) :

$$\gamma = 1,73 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 2,09 \text{ t/m}^3$$

Cohésion :

$$\text{- à l'état optimum : } c = 0,88 \text{ t/m}^2$$

$$\text{- à l'état saturé : } c = 0,13 \text{ t/m}^2$$

Angle de frottement interne

$$\varphi = 28^\circ$$

$$K = 10^{-9} \text{ m/s}$$

Gravier (prisme de drainage et rip-rap) :

$$\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$$

$$c = 0$$

$$\varphi = 38^\circ$$

$$K = 10^{-5} \text{ m/s}$$

Les calculs pour les différents cas de cercle de glissement figurent aux tableaux qui suivent.

Tableau n° 4-4-1

TALUS AVAL : FIN DE CONSTRUCTION (AVEC ET SANS SEISME)

R = 45 m

Tranche n°	b (m)	hn (m)	γ (t/m ³)	Gn (t)	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$	Tn (t)	Nn (t)	$l = \frac{b}{\cos \alpha_n}$ (m)	Nn tg φ (t)	Ci li (t)	Ttn (t)	dn (m)	Ttn dn (tm)	
-3	4,25	1,75	1,9	14,131	-0,3	0,954	-4,239	13,481	4,455	10,515	-	1,696	41,75	70,808	
-2	4,50	5		42,75	-0,2	0,98	-8,55	41,895	4,592	32,678	-	5,13	41	210,33	
-1		8		68,40	-0,1	0,995	-6,84	68,058	4,523	53,085	-	8,208	40,38	321,439	
0		10,25		87,638	0	1	-	87,638	4,50	68,358	-	10,517	39,25	412,792	
1		12,50	1,73	97,313	0,1	0,995	9,731	96,826	4,523	51,318	3,98	11,678	38	443,764	
2		14,25		110,936	0,2	0,98	22,187	108,717	4,592	57,62	4,041	13,312	36,75	489,216	
3		15		116,775	0,3	0,954	35,033	111,403	4,717	59,044	4,151	14,013	34,75	486,952	
4		15,75		122,614	0,4	0,917	49,046	112,437	4,907	59,592	4,318	14,714	32,88	483,796	
5		15,50		120,668	0,5	0,866	60,334	104,498	5,196	55,384	4,573	14,48	30,50	441,64	
6		14,75		114,829	0,6	0,80	68,897	91,863	5,625	48,687	4,95	13,779	28	385,812	
7		13		101,205	0,7	0,714	70,844	72,26	6,303	38,298	5,546	12,145	25	303,625	
8		10,25		79,796	0,8	0,60	63,837	47,878	7,50	25,375	6,60	9,576	21	201,096	
9	3,75	4,50		29,194	0,9	0,30	26,275	8,758	12,50	4,642	11	3,503	17,75	62,178	
							Σ 386,555				Σ 564,596	49,159			Σ 4323,448

$$K_s = 1,587$$

$$K'_s = 1,271$$

Tableau n° 4-4-3

TALUS AVAL : FIN DE CONSTRUCTION (AVEC ET SANS SEISME) R = 50 m

Tranche n°	b (m)	h _n (m)	γ (t/m ³)	G _n (t)	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$	T _n (t)	N _n (t)	$l = \frac{b}{\cos \alpha_n}$ (m)	N _n tg φ (t)	C _{ili} (t)	T _{tn} (t)	d _n (m)	T _{tn} d _n (tm)
-2	4,5	2	1,9	17,10	-0,2	0,98	-3,42	16,758	4,592	13,071	-	2,052	46,75	95,931
-1	5	5	4	47,5	-0,1	0,995	-4,75	47,262	5,025	36,864	-	5,7	46	262,20
0		7,75		73,625	0	1	-	73,625	5	57,427	-	8,835	45	397,575
1		10		95	0,1	0,995	9,5	94,525	5,025	73,729	-	11,4	43,75	498,75
2		11,75	1,73	101,637	0,2	0,98	20,327	99,604	5,102	52,79	4,489	12,196	42,25	515,281
3		13		112,45	0,3	0,954	33,735	107,277	5,241	56,857	4,612	13,494	41,25	556,628
4		13,5		116,775	0,4	0,917	46,71	107,083	5,452	56,754	4,798	14,013	38	532,494
5		13,5		116,775	0,5	0,866	58,388	101,127	5,774	53,597	5,081	14,013	35,5	497,462
6		12,75		110,288	0,6	0,80	66,173	88,23	6,25	46,762	5,5	13,235	32,5	430,138
7		10,75		92,987	0,7	0,714	65,091	66,393	7,003	35,188	6,162	11,158	29	323,582
8		7		60,55	0,8	0,60	48,44	36,33	8,333	19,255	7,333	7,266	25	181,65
9	3,25	3,25		18,273	0,9	0,30	16,446	5,482	10,833	2,905	9,533	2,193	21	46,053

 Σ 356,64

$K_s = 1,549$

 Σ 505,199 | 47,508

$K'_s = 1,246$

 Σ 4337,744

-102-

TALUS AMONT: FIN DE CONSTRUCTION (SANS SEISME)

CERCLE DE GLISSEMENT N° 1

Tab. N° 4-4-4.

N° de la tranche	b (m)	hn (m)	γ (t/m ³)	Gn (t)	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$	$T_n z = G_n \sin \alpha_n$ (t)	$N_n = G_n \times \cos \alpha_n$ (t)	$\text{tg} \phi_i$	$N_n \times \text{tg} \phi_i$ (t)	$l_n = b \times \frac{1}{\cos \alpha_n}$ (m)	c_i (t/m ²)	$c_i l_i$ (t)	d_i (m)
-1	6,50	1,75	1,73	19,679	-0,1	0,995	-1,968	19,581	0,53	10,378	6,533	0,88	5,749	78,25
0	8	5		69,20	0	1	-	69,20		36,676	8		7,04	77
1		7,5		103,80	0,1	0,995	10,38	103,281		54,739	8,04		7,075	75,5
2		9,5		131,48	0,2	0,998	26,296	128,85		68,29	8,163	4	7,183	73
3		10,75		148,78	0,3	0,954	44,634	141,936		75,226	8,386		7,38	70,75
4		11		152,24	0,4	0,917	60,896	139,604		73,99	8,724		7,677	67,5
5		10		138,40	0,5	0,866	69,20	119,854		63,523	9,238		8,129	63,5
6		7,75		107,26	0,6	0,80	64,356	85,808		45,478	10		8,80	59,25
7		4,25		58,82	0,7	0,714	41,174	41,997		22,258	11,204		9,859	54,75
8	1,75	1,00		3,028	0,8	0,60	2,422	1,817		0,963	2,919	4	2,567	51

-100-

TALUS AMONT
CERCLE DE GLISSEMENT N° 2

FIN DE CONSTRUCTION
SANS SEISME

Tab. N° 4-4-5

N° des tranchées	b [m]	h _n [m]	α [t/m ³]	G _n [t]	sin α _n = $\frac{a}{m}$	cos α _n = $\sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n}$	T _n = G _n sin α _n [t]	N _n = G _n cos α _n [t]	tg φ _i	N _n tg φ _i [t]	l _n = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$ [m]	C _i [t/m ²]	C _i l _n [t/m]	d _{li} [m]
-1	8	2,25	1,73	31,14	-0,1	0,995	-3,114	30,984	0,53	16,421	8,04	0,88	7,075	58,5
0	6	5,50		57,09	0	1	-	57,09		30,258	6,00		5,28	57,25
1		7		72,66	0,1	0,995	7,266	72,297		38,317	6,03		5,306	57
2		9		93,42	0,2	0,98	18,684	91,552		48,522	6,122		5,387	54,25
3		10		103,80	0,3	0,954	31,14	99,025		52,483	6,289		5,534	52,5
4		10		103,80	0,4	0,917	41,52	95,185		50,448	6,543		5,758	49,75
5		9,5		98,61	0,5	0,866	49,305	85,396		45,26	6,928		6,097	47
6		7,75		80,445	0,6	0,80	48,267	64,356		34,109	7,50		6,60	43,75
7		5		51,90	0,7	0,714	36,33	37,057		19,64	8,403		7,395	40
8	2,5	1,70		7,353	0,8	0,60	5,882	4,442		2,338	4,167		3,667	37,5

TALUS AMONT

CERCLE DE GLISSEMENT N°3

SANS SEISME

Tab. N° 4-4-6

N° des tranches	b [m]	h _n [m]	α [t/m ³]	G _n [t]	sin α _n = $\frac{a}{m}$	cos α _n = $\sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n}$	T _n = G _n sin α _n [t]	N _n = G _n cos α _n [t]	tg φ _i	N _n tg φ _i [t]	l _n = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$ [m]	C _i [t/m ²]	C _i l _n [t/m]	d _i [m]
-2	3,50	1,25	1,73	7,569	-0,2	0,98	-1,514	7,418	0,53	3,931	3,571	0,88	3,142	
-1	7	4		48,44	-0,1	0,995	-4,844	48,198		25,545	7,035		6,191	
0		7,25		87,798	0	1	-	87,798		46,533	7		6,16	
1		10		121,10	0,1	0,995	12,11	120,495		63,862	7,035		6,191	
2		11,5		139,265	0,2	0,98	27,853	136,48		72,334	7,143		6,286	
3		12,5		151,375	0,3	0,954	45,413	144,412		76,538	7,337		6,457	
4		13		157,43	0,4	0,917	62,972	144,363		76,512	7,633		6,717	
5		14,75		142,293	0,5	0,866	71,147	123,226		65,31	8,083		7,113	
6		10		121,10	0,6	0,80	72,66	96,88		51,346	8,75		7,7	
7		6,75		81,743	0,7	0,714	57,22	58,365		30,933	9,804		8,627	
8	3,25	2,20		12,37	0,8	0,60	9,896	7,422		3,934	5,417		4,767	

Tableau n° 4-4-7

TALUS AVAL : FONCTIONNEMENT NORMAL (SANS SEISME) R = 45 m

Tranche n°	b (m)	h _n (m)	h _n ^{II} (m)	γ ₁ (t/m ³)	γ ₂ (t/m ³)	G _n (t)	Sin α _n = $\frac{n}{m}$	Cos α _n = $\sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$	T _n (t)	N _n (t)	Wφ _n (t)	l _n = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$ (m)	C _i (t/m ²)	(N _n - Wφ _n) x γφ (t)	C _{ili} (t)
-3	4,25	1,75	-	1,9	-	14,131	-0,13	0,954	-4,239	13,481	-	4,455	-	10,515	-
-2	4,50	5	-		-	42,75	-0,2	0,98	-8,55	41,895	-	4,592	-	32,678	-
-1		8	-		-	68,40	-0,11	0,995	-6,84	68,058	-	4,523	-	53,085	-
0		10,25	-		-	87,637	0	1	-	87,637	-	4,50	-	68,358	-
1		12,50	-	1,73	-	97,312	0,1	0,995	9,731	96,825	-	4,523	0,88	51,317	3,98
2		12,50	1,75		2,09	113,771	0,2	0,98	22,754	111,495	8,036	4,592	0,13	54,833	0,597
3		9,75	5,25			125,28	0,3	0,954	37,584	119,517	24,764	4,717		50,219	0,613
4		10	5,75			131,929	0,4	0,917	52,772	120,979	28,215	4,907		49,165	0,638
5		10,25	5,25			129,172	0,5	0,866	64,586	111,863	27,279	5,196		44,829	0,675
6		10,50	4,25			121,714	0,6	0,80	73,028	97,371	23,906	5,625		38,206	0,731
7		11,50	1,50			103,635	0,7	0,714	72,545	73,995	9,455	6,303		34,206	0,819
8		10,25	-		-	79,796	0,8	0,60	63,837	47,878	-	7,50	0,88	25,375	6,6
9	3,75	4,50	-		-	29,194	0,9	0,30	26,275	8,758	-	12,50		4,642	11

Σ 403,483

Σ 518,158 | 25,653

K_s = 1,347

Tableau n° 4-4-8 TALUS AVAL : FONCTIONNEMENT NORMAL (SANS SEISME) R = 50 m.

Tranchée	b (m)	h _n (m)	h'' _n (m)	γ ₁ (t/m ³)	γ ₂ (t/m ³)	G _n (t)	sin α _n = $\frac{n}{m}$	cos α _n = $\sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$	T _n (t)	N _n (t)	h'' _n = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$ (m)	W φ _n (t)	C _i (t/m ²)	(N - W φ _n) × tg φ (t)	C _{il} (t)
-2	4,5	2	-	1,9	-	17,10	-0,2	0,98	-3,42	16,758	4,592	-	-	13,071	-
-1	5	5	-		-	47,50	-0,1	0,995	-4,75	47,262	5,025	-	-	36,864	-
0		7,75	-		-	73,625	0	1	-	73,625	5	-	-	57,427	-
1		10	-		-	95	0,1	0,995	9,50	94,525	5,025	-	-	73,729	-
2		11,75	-	1,73	-	101,637	0,2	0,98	20,327	99,604	5,902	-	0,88	52,79	4,489
3		13	-		-	112,45	0,3	0,954	33,735	107,277	5,241	-		56,857	4,612
4		11	2,50		2,09	121,275	0,4	0,917	48,51	111,209	5,452	13,63	0,13	51,717	0,624
5		10	3,50			123,075	0,5	0,866	61,538	106,583	5,774	20,209		45,778	0,661
6		10,50	2,25			114,338	0,6	0,80	68,603	91,47	6,25	14,063		41,026	0,715
7		10,75	-		-	92,987	0,7	0,714	65,091	66,393	7,003	-	0,88	35,188	6,162
8		7	-		-	60,55	0,8	0,60	48,44	36,33	8,333	-		19,255	7,333
9	3,25	3,25	-		-	18,273	0,9	0,30	16,446	5,482	10,833	-		2,905	9,533

Σ 364,02

Σ 486,607 | 34,129

$K_s = 1,43$

Tableau n° 4-4-9 TALUS AVAL: FONCTIONNEMENT NORMAL (SANS SEISME) R = 40m

Tranchée n°	b (m)	h _n (m)	h _n (m)	γ ₁ (t/m ³)	γ ₂ (t/m ³)	G _n (t)	sin α _n = $\frac{n}{m}$	cos α _n = $\sqrt{1 - (\frac{n}{m})^2}$	T _n (t)	N _n (t)	l _n = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$ (m)	Wφ _n (t)	C _i (t/m ²)	(N _n - Wφ _n) × tg φ (t)	C _{ili} (t)
-3	3,5	1,5	-	1,9	-	9,975	-0,3	0,954	-2,993	9,516	3,669	-		7,422	-
-2	4	4,25	-		-	32,30	-0,2	0,98	-6,46	31,654	4,082	-		24,69	-
-1		6,75	-		-	51,30	-0,1	0,995	-5,13	51,043	4,02	-		39,813	-
0		9	-	1,73	-	62,28	0	1	-	62,28	4	-	0,88	33,008	3,52
1		10,75	-		-	74,39	0,1	0,995	7,439	74,018	4,02	-		39,229	3,538
2		11,75	0,50		2,09	85,37	0,2	0,98	17,074	83,663	4,082	2,041		43,26	3,592
3		10,25	3			96,01	0,3	0,954	28,803	91,593	4,193	12,579	0,13	41,877	0,545
4		10	3,75			100,55	0,4	0,917	40,22	92,204	4,362	16,358		40,198	0,567
5		10,25	3,50			100,19	0,5	0,866	50,095	86,764	4,619	16,167		37,416	0,600
6		11	2,25			94,93	0,6	0,80	56,958	75,944	5	11,25		34,288	0,650
7		11,75	0,25			83,40	0,7	0,714	58,38	59,548	5,602	1,401		30,818	0,728
8		9,50	-		-	65,74	0,8	0,60	52,592	39,444	6,667	-	0,88	20,905	5,867
9	3,75	4,70	-		-	30,491	0,9	0,30	27,442	9,147	12,50	-		4,848	11

$$K_s = 1,32 \quad \left| \begin{array}{l} \sum 324,42 \\ \sum 397,772 \end{array} \right| 30,607$$

Tableau n° 4-4-10 TALUS AVAL : FONCTIONNEMENT NORMAL (AVEC SEISME)

R = 40 m

Tranche n°	Gn (t)	T _{tn} (t)	dn (m)	T _{tn} ·dn (tm)
-3	9,975	1,197	37,5	44,888
-2	32,30	3,876	37	143,412
-1	51,30	6,156	36,25	223,155
0	62,28	7,474	35,5	265,327
1	74,39	8,927	34,5	307,982
2	85,37	10,244	33,25	340,613
3	96,01	11,521	31,5	362,912
4	100,55	12,066	29,75	358,964
5	100,19	12,023	28	336,644
6	94,93	11,392	25,5	290,496
7	83,40	10,008	22,75	227,682
8	65,74	7,889	19,5	153,836
9	30,491	3,659	16,25	59,459

Σ 3115,37

K'_S = 1,065

R = 45 m

Tranche n°	Gn (t)	T _{tn} (t)	dn (m)	T _{tn} ·dn (tm)
-3	14,131	1,696	41,75	70,808
-2	42,75	5,13	41	210,33
-1	68,40	8,208	40,38	331,439
0	87,637	10,517	39,25	412,792
1	97,312	11,677	38	443,764
2	113,771	13,653	36,75	501,748
3	125,28	15,034	34,75	522,432
4	131,929	15,831	32,88	520,523
5	129,172	15,501	30,50	472,781
6	121,714	14,606	28	408,968
7	103,635	12,436	25	310,90
8	79,796	9,576	21	201,096
9	29,194	3,503	17,75	62,178

Σ 4469,759

K'_S = 1,081

R = 50 m

Tranche n°	Gn (t)	T _{tn} (t)	dn (m)	T _{tn} ·dn (tm)
-2	17,10	2,052	46,75	95,931
-1	47,50	5,70	46	262,20
0	73,625	8,835	45	397,575
1	95	11,40	43,75	498,75
2	101,637	12,196	42,25	515,281
3	112,45	13,494	41,25	556,628
4	121,275	14,553	38	553,014
5	123,075	14,769	35,5	524,30
6	114,338	13,721	32,5	445,933
7	92,987	11,158	29	323,582
8	60,55	7,266	25	181,65
9	18,273	2,193	21	46,053

Σ 4400,897

K'_S = 1,152

-109-

TALUS AMONT
CERCLE DE GLISSEMENT N°1

Tab. N° 4-4-11

N° des tranchées	b [m]	h'_n [m]	h''_n [m]	γ_1 [t/m³]	γ_2 [t/m³]	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n}$	$T_n = (\gamma_1 h'_n + \gamma_2 h''_n) b \sin \alpha_n$ [t]	$N - W \phi = (\gamma_1 h'_n + (\gamma_2 - 1) h''_n) b \cos \alpha_n$ [t]	$\tan \phi_c$	$(N - W \phi) \cdot \tan \phi_c$ [t]	C_i [t/m²]	$l_n = \frac{b}{\cos \alpha_n}$ [m]	$C_i l_n$ [t]	G_n [t]	d_i [m]
-1	8	-	2,25	-	2,09	-0,1	0,995	-3,762	19,522	0,42	8,199	0,13	8,104	1,045	37,62	58,5
0	6	-	5,5	-		0	1	-	35,97	4	15,107		6,100	0,78	68,97	57,25
1		-	7	-		0,1	0,995	8,778	45,551		19,131	4	6,03	0,784	87,78	57
2		-	9	-		0,2	0,98	22,572	57,683		24,227		6,122	0,796	112,86	54,25
3		-	10	-		0,3	0,954	37,62	62,392		26,205		6,289	0,818	125,40	52,5
4		-	10	-		0,4	0,917	50,16	59,972		25,188		6,543	0,851	125,40	49,75
5		-	9,5	-		0,5	0,866	59,565	53,805		22,598		6,928	0,901	119,13	47
6		-	7,75	-		0,6	0,80	58,311	40,548		17,03		7,50	0,975	97,185	43,75
7		5	-	1,73	-	0,7	0,714	36,33	37,057	0,53	19,64	0,88	8,1403	7,395	51,90	40
8	2,50	1,70	-	4	-	0,8	0,60	5,882	44,12		2,338		4,167	3,667	7,353	37,50

TALUS AMONT
CERCLE DE GLISSEMENT N° 2

Tab. N° 4-4-12

N° des tranches	b [m]	h'_n [m]	h''_n [m]	δ_1 [t/m ³]	δ_2 [t/m ³]	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n}$	$T_n = (\delta_1 h'_n + \delta_2 h''_n) b \sin \alpha_n$ [t]	$N - W \phi = \left[\frac{\delta_1 h'_n}{(\delta_2 - 1) h''_n} \right] b \cos \alpha_n$ [t]	$\operatorname{tg} \varphi_i$	$(N - W \phi) \operatorname{tg} \varphi_i$ [t]	C_i [t/m ²]	$l_n = \frac{b}{\cos \alpha_n}$ [m]	$C_i l_n$ [E]	$G h_n$ [t]	d_i [m]
-2	3,50	-	1,25	-	2,09	-0,2	0,98	-1,829	4,673	0,42	1,963	0,13	3,571	0,464	9,144	67,75
-1	7	-	4	-		-0,1	0,995	-5,852	30,367		12,754		7,035	0,915	58,52	67
0		-	7,25	-		0	1	-	55,318		23,234		7,035	0,91	106,067	66
1		-	10	-		0,1	0,995	14,63	75,919		31,886		7,035	0,915	146,30	64
2		-	11,5	-		0,2	0,98	33,649	85,99		36,116		7,143	0,929	168,245	62,25
3		-	12,5	-		0,3	0,954	54,862	90,988		38,215		7,337	0,954	182,875	60
4		-	13	-		0,4	0,917	76,076	90,957		38,202		7,633	0,992	190,19	57
5		-	11,75	-		0,5	0,866	85,956	77,639		32,608		8,083	1,051	171,902	54
6		-	10	-		0,6	0,80	87,78	61,04		25,637		8,75	1,138	146,30	50
7		6,75	-	1,73	-	0,7	0,714	57,22	58,365	0,53	30,933	0,88	9,804	8,628	81,743	45,75
8	3,25	2,20	-		-	0,8	0,60	9,896	7,422		3,934		5,417	4,767	12,37	43

TALUS AMONT

CERCLE DE GLISSEMENT N° 3

VIDANGE RAPIDE
sans seisme

Tab. N° 4-4-13

N° des tranches	b [m]	h _n [m]	h _n '' [m]	δ ₁ [t/m ³]	δ ₂ [t/m ³]	sin α _n = $\frac{n}{m}$	cos α _n = $\sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n}$	T _n = (δ ₁ h _n + δ ₂ h _n '') b sin α _n [t]	N - Wφ = (δ ₁ h _n + (δ ₂ -1)h _n '') b cos α _n [t]	tg φ _i	(N - Wφ) · tg φ _i [t]	C _i [t/m ²]	l _n = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$ [m]	C _i l _n [t]	G _n [t]	d _n [m]
1	6,50	-	1,75	-	2,09	-0,1	0,995	-2,377	12,337	0,42	5,182	0,13	6,533	0,849	23,774	78,25
2	8	-	5	-		0	1	-	43,6		18,312		8	1,04	83,60	77
3		-	7,50	-		0,1	0,995	12,84	65,07		27,329		8,04	1,045	125,4	75,5
4		-	9,50	-		0,2	0,98	31,768	81,183		34,097		8,163	1,061	158,84	73
5		-	10,75	-		0,3	0,954	53,922	89,428		37,56		8,386	1,090	179,74	70,75
6		-	11	-		0,4	0,917	73,568	87,958		36,942		8,724	1,134	183,92	67,5
7		-	10	-		0,5	0,866	83,60	75,515		31,716		9,238	1,201	167,20	63,5
8		-	7,75	-		0,6	0,80	77,748	54,064		22,707		10	1,30	129,58	59,25
9		4,25	-	1,73		0,7	0,714	41,174	41,997	0,53	22,258	0,88	11,204	9,86	58,82	54,75
10	1,75	4,00	-			0,8	0,60	2,422	1,817		0,963		2,917	2,567	3,028	51

Tab. 4-4-14.

N° des tranches	G_{in} [t]	d_i [m]	T_{En} [t]	T_{Endi} [t.m]
-2	9,144	67,75	1,097	74,321
-1	58,52	67	7,022	470,474
0	156,067	66	12,728	840,048
1	146,30	64	17,556	1123,58
2	158,245	62,25	20,189	1256,77
3	182,875	60	21,945	1316,70
4	180,19	57	22,823	1300,911
5	171,902	54	20,628	1113,912
6	166,30	50	17,556	877,8
7	81,743	45,75	9,809	448,762
8	12,37	43	1,484	63,812

TALUS AMONT

N° des tranches	G_{in} [t]	d_i [m]	T_{En} [t]	T_{Endi} [t.m]
-1	37,62	58,5	4,514	264,069
0	68,97	57,25	8,276	473,801
1	87,78	57	10,533	600,381
2	112,86	54,25	13,543	734,708
3	125,4	52,5	15,048	790,02
4	125,4	49,75	15,048	748,638
5	119,13	47	14,295	671,865
6	97,185	43,75	11,662	510,212
7	51,9	40	6,228	243,12
8	7,353	37,50	0,882	33,075

VIDANGE RAPIDE
Avec seisme

N° des tranches	G_{in} [t]	d_i [m]	T_{En} [t]	T_{Endi} [t.m]
-1	23,774	70,25	2,853	223,247
0	83,6	77	10,032	772,464
1	125,4	75,5	15,048	1136,124
2	158,84	73	19,061	1391,453
3	179,74	70,75	21,569	1526,007
4	183,92	67,5	22,07	1489,725
5	167,2	63,5	20,064	1274,064
6	129,58	59,25	15,55	921,338
7	58,82	54,75	7,058	386,425
8	3,028	51	0,363	18,513

Tab. 4-4-15

N° des tranches	G_n [t]	d_n [m]	T_{En} [t]	$T_{E,dn}$ [t.m]
-2	7,569	67,75	0,908	61,517
-1	48,44	67	5,813	389,471
0	87,798	66	10,536	695,376
1	121,10	64	14,532	930,048
2	139,265	62,25	16,712	1040,322
3	151,375	60	18,165	1089,90
4	157,43	57	18,892	1076,844
5	142,293	54	17,075	922,05
6	121,10	50	14,532	726,16
7	81,743	45,75	9,809	448,762
8	12,37	43	1,484	63,812

TALUS AMONT

N° des tranches	G_n [t]	d_n [m]	T_{En} [t]	$T_{E,dn}$ [t.m]
-1	19,679	78,25	2,361	184,748
0	69,20	77	8,304	639,408
1	103,80	75,5	12,456	940,428
2	131,48	73	15,778	1151,79
3	148,78	70,75	17,854	1263,17
4	152,24	67,5	18,269	1233,16
5	138,40	63,5	16,608	1054,61
6	107,26	59,25	12,871	762,61
7	58,82	54,75	7,058	386,43
8	3,028	51	0,363	18,51

FIN DE CONSTRUCTION

Avec seisme

N° des tranches	G_n [t]	d_n [m]	T_{En} [t]	$T_{E,dn}$ [t.m]
-1	31,14	58,5	3,737	218,615
0	57,09	57,25	6,851	392,22
1	72,66	57	8,719	496,98
2	93,42	54,25	11,21	608,14
3	103,80	52,5	12,456	653,94
4	103,80	49,75	12,456	619,69
5	98,61	47	11,833	556,15
6	80,445	43,75	9,653	422,32
7	51,90	40	6,228	249,12
8	7,353	37,50	0,882	33,075

CHAPITRE V - OUVRAGES ANNEXES

V.I. Evacuateur de crue :(voir planche n°VII)

Les conditions topographiques et géologiques, des considérations d'ordre économique nous amènent à opter pour un évacuateur de surface constitué :

- d'un canal d'amenée.
- d'un déversoir.
- d'un canal de décharge ou évacuateur.
- d'un dissipateur d'énergie.

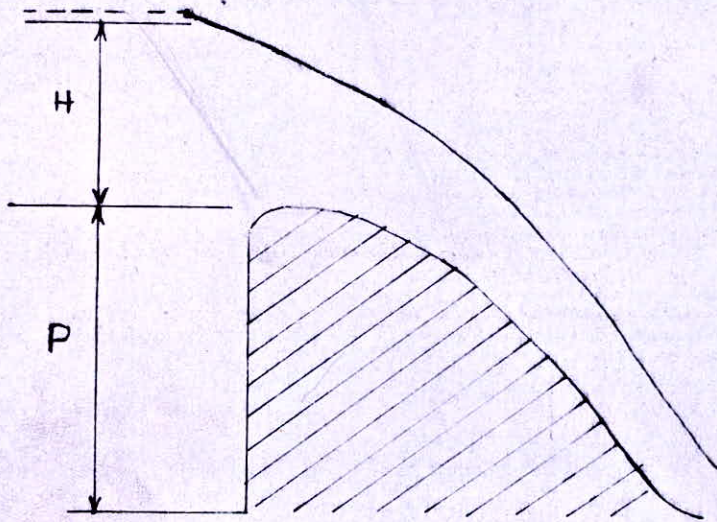
V.I.1. Déversoir : (voir figure n°24)

Il est du type craeger, son profil est construit en fonction des coordonnées Craeger-Offitcherov suivantes :

tableau 5.1.1.1.

X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
0,00	0,302	3,36	1,356
0,24	0,086	4,08	2,095
0,48	0,017	4,80	2,964
0,72	0,000	6,00	4,704
0,96	0,014	7,20	6,778
1,44	0,144	8,40	9,163
1,92	0,353	9,60	11,832
2,40	0,614	10,80	14,928
2,88	0,943		

Fig n° 24 Profil du déversoir



$$H = 2,40\text{ m}$$

$$P = 4,00\text{ m}$$

La hauteur critique K au-dessus du seuil du déversoir est

$$K = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (\text{m})$$

où q - débit unitaire (m^2/s) $q = \frac{Q}{b}$

Q - débit de crue (m^3/s)

b - largeur du déversoir (m)

g - accélération de la pesanteur (m/s^2)

Q = 312,242 m^3/s

q = 7,80605 m^2/s

b = 40 m

g = 9,80 m^2/s

D'où K = 1,838847 m

La charge critique HK = $\frac{3}{2}K = 2,759$ m

La charge au pied du déversoir si on néglige les pertes de charge sur le pavement aval est :

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

ht - profondeur d'eau au pied du déversoir (à déterminer) (m)

vt - vitesse de l'écoulement au même endroit (m/s)

C_s - côte du seuil (m)

C_p - côte du radier (m)

$$H = 2,759 + (269,6 - 265,6) = 6,759 \text{ m}$$

En application de la théorie de la longueur fluïdo-dynamique le paramètre adimensionnel $H + = \frac{H}{K}$

$$H + = \frac{6,759}{1,838847} = 3,675673$$

$$H + \xrightarrow{\text{abaque 18 a}} h_{t+} = 0,390103 \longrightarrow h_t = K h_{t+} = 0,717 \text{ m}$$

V. I. 2. Canal évacuateur.

V. I. 2. 1. Rôle.

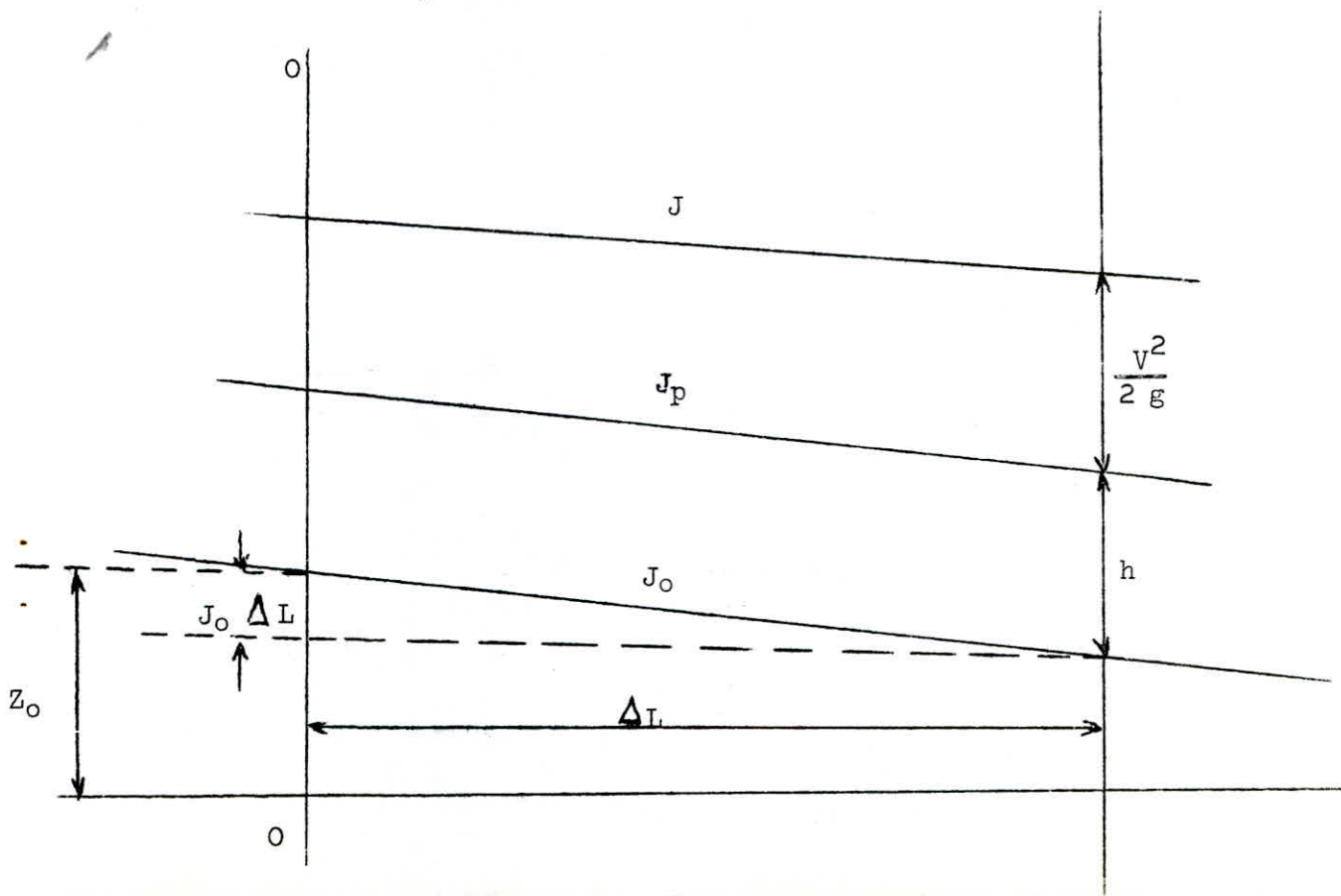
Son rôle est de véhiculer vers l'Oued le débit de crue passant par le déversoir. Le canal est trapézoïdal et linéairement convergent. Sa pente géométrique, déterminée par les conditions topographiques, est de 10%.

V. I. 2. 2. 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.

Le remous en une section donnée est la différence entre la profondeur réelle h du courant et la profondeur normale h_0 correspondant à un régime uniforme pour un débit considéré.

V. I. 2. 2. 1. Equation différentielle du mouvement graduellement varié:



En faisant tendre ΔL 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 déterminée 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 :

$$V A = Q = \text{cste} \quad (3)$$

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 :

$$\frac{dV}{dL} = - \frac{Ve}{A} \frac{dh}{dL} = - \frac{Qe}{A^2} \frac{dh}{dL} \quad (5)$$

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

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

En exprimant dL de (6) on a :

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

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

avec ΔL - 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

Δh - différence des profondeurs d'eau des deux sections (m)

V. I. 2.2.2. 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 est établi par Mr. GEZA LAPRAY Maître de conférences à l'E.N.P. et est basé sur les formules suivantes :

$$b_i^{i-1} = b_0 + \frac{b_n - b_0}{L_n} \left(L_i + \frac{\Delta L}{2} \right) \quad (m)$$

$$b_i^{i-1} - \text{largeur moyenne du tronçon} \quad (m)$$

$$b_0 - \text{largeur initiale du canal} \quad (m)$$

$$b_n - \text{largeur finale du canal} \quad (m)$$

$$L_n - \text{longueur du canal} \quad (m)$$

$$L_i - \text{longueur développée jusqu'au début du tronçon} \quad (m)$$

$$\Delta L - \text{distance entre les sections initiale et finale du tronçon} \quad (m)$$

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

$$A_i - \text{section mouillée moyenne du tronçon} \quad (m^2)$$

$$h_i - \text{profondeur d'eau au début du tronçon} \quad (m)$$

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

$\hat{\lambda}$ - inclinaison des talus $\hat{\lambda} = \text{ctg} \alpha$

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

P_i - périmètre mouillé moyen du tronçon (m)

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

PROGRAMME DONNANT LE PROFIL EN LONG DE LA SURFACE LIBRE, REMOUE
EN CANAL TRAPEZOIDAL LINEAIREMENT CONVERGENT

LRN 2nd LBLA RCL05 X²+1 = $\sqrt{X} \times 2 = \text{ST009 RCL08} + \text{RCL17} \div 2 = \text{ST007 R/S}$

025 2nd LBLB RCL15 ST014 $\div 2 + \text{RCL06} = \div \text{RCL20} \times (\text{RCL16} - \text{RCL18}) + \text{RCL18} = \text{ST004}$

054 $\times \text{RCL07} + \text{RCL05} \times \text{RCL07} \times 2 = \text{ST010} \times 4 \div (\text{RCL04} + \text{RCL09} \times \text{RCL07}) = \text{ST011}$

083 $1/X \times \text{RCL02} = \text{ST029} \ln X \times X \cdot 86 - 1.14 = X^2 1/X \text{ST012} 1 - \text{RCL01} \times X^2 \times (\text{RCL04} + 2 \times \text{RCL05}$

119 $\times \text{RCL07}) \div 9.8 \div \text{RCL10} \times X^3 = \text{ST013} \div (\text{RCL03} - \text{RCL12} \times (\text{RCL01} \div \text{RCL10})) \times X^2 \div \text{RCL11} \div$

155 $19.6) \times \text{RCL17} = \text{ST015} - \text{RCL14} = 2^{\text{nd}} |X| 2^{\text{nd}} X \geq \text{E RCL15} 2^{\text{nd}} |X| \text{SUM06 RCL17 SUM}$

181 $08 \text{RCL08} + \text{RCL17} \div 2 = \text{ST007 RCL01} \div \text{RCL10} \times \text{RCL11} \div \text{RCL00} = \text{ST019}$

206 RCL06 R/S

Allure de la profondeur critique hypothétique

209 2nd LBLC RCL04 + 2 X RCL05 X RCL27 = ST031 RCL04 + RCL05 X RCL27 =

233 $\times \text{RCL27} = \text{ST030} 1/X \times X^3 \times \text{RCL31} \times \text{RCL01} \times X^2 \div 9.8 = \text{ST028} Y \cdot 3$

259 $\times \text{RCL27} = \text{ST027 RCL28} - 1 = 2^{\text{nd}} |X| 2^{\text{nd}} X \geq \text{E RCL09} \times \text{RCL27} + \text{RCL04}$

281 $= \text{ST026} 1/X \times \text{RCL30} \times 4 = \text{ST023} 1/X \times \text{RCL02} = \text{ST021} \ln X \times X \cdot 86 -$

306 $1.14 = X^2 1/X \text{ST024} \div \text{RCL23} \times \text{RCL01} \times X^2 + \text{RCL30} \times X^2 \div 19.6 = \text{ST022}$

334 $\div \text{RCL03} = 1/X \text{ST025 RCL27 R/S}$

Allure de la profondeur normale hypothétique

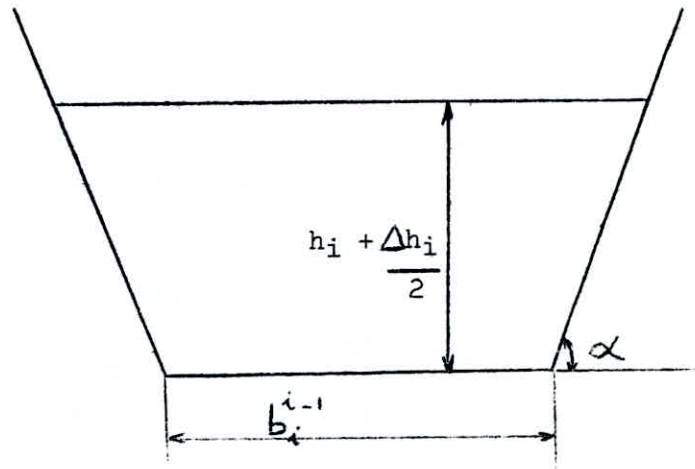
344 2nd LBLD RCL04 + RCL05 X RCL37 = X RCL37 = ST040 RCL04 + RCL37 X RCL09

369 $= \text{ST036} 1/X \times 4 \times \text{RCL40} = \text{ST033} \div \text{RCL02} = 1/X \text{ST039} \ln X \times X \cdot 86 - 1.14$

398 $= X^2 1/X \text{ST035} \div \text{RCL33} \times \text{RCL01} \times X^2 \div \text{RCL40} \times X^2 \div 19.6 = \text{ST032} \div \text{RCL03} =$

426 $Y \cdot 3 \times \text{RCL37} = \text{ST037 RCL32} - \text{RCL03} = 2^{\text{nd}} |X| 2^{\text{nd}} X \geq \text{E RCL01} \div \text{RCL40} =$

450 $\text{ST034} \times \text{RCL33} \div \text{RCL00} = \text{ST038 RCL37 R/S}$



$f_r = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D_h})^{-2}$ - coefficient de frottement selon NIDKURADZE

avec $\epsilon = 0,005$ m rugosité absolue

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

$J = \frac{f_r \cdot Q^2}{D_h A^2 \cdot 2g}$; gradient de perte de charge

Exécution du programme

- Introduire le programme de calcul

- Introduire les données :

$V = .000001$ STO 00 $Q = 312,242$ → 01 $\epsilon = ,005$ → 02

$J_0 = ,1$ → 03 $I = ,000001$ → 05 $L_0 = 0$ → 06

$H_0 = ,717$ → 08 $b_n = 20$ → 16 $b_0 = 40$ → 18

$L_n = 130$ → 20 Δh (varie par tranche) → 17

$(\Delta L) = 3$ → 15 $K_c = 1,8$ → 27 $(h_{uo}) = ,6$ → 37

$.001 X \rightleftarrows t$

Appuyer sur A \rightarrow $h_{I1} = h_1 + \frac{\Delta h}{2} = 0,712 \rightarrow 07$
RCL09 \rightarrow $\chi = 2\sqrt{1 + 2^2} = 2$

- " - B \rightarrow $Lo-1 = 3,459 \leftrightarrow 06$ RCL8 \rightarrow $h_1 = 0,707$
RCL04 \rightarrow $b_i = 39,733$ RCL29 \rightarrow $\epsilon/Dh = 0,00181854$
RCL19 \rightarrow $R = 3,035 \cdot 10^7 \Rightarrow$ régime turbulent rugueux
RCL12 \rightarrow $f = f_r = 0,231926$

- " - C \rightarrow $K_1 = 1,847 \leftrightarrow 27$

- " - D \rightarrow $h_u = 0,583 \leftrightarrow$ RCL 37 5.1.2.2.1.

Pour tirer les valeurs à rapporter au tableau n° V faire varier valeur et signe de Δh à réintroduire au registre 17 au fur et à mesure de l'avancement de l'exécution du programme et répéter B, C et D tant que $L_i \leq L_n$.

Nous adoptons une revanche de 1,20 m pour le canal évacuateur.

V.I.3. Dissipateur d'énergie

La grande énergie caractérisant l'écoulement du fait de sa turbulence tout au long du canal évacuateur peut occasionner des ^fafouillements et des destructions à l'aval.

La dissipation de l'énergie cinétique de l'eau s'avère donc nécessaire.

En raison de la topographie de l'endroit nous prévoyons un bec déviateur (saut de ski) comme dissipateur d'énergie.

Le rayon de courbure des déflecteurs est fonction de la pression exercée sur le radier. En pratique $R \gg 5 h$

R - rayon (m)

h - hauteur d'eau au niveau du saut de ski (m)

h = 0,74 m $R \gg 3,70m$ Prenons $R = 4,00 m$

Tableau n° 5.1.2.2.2.1

L_i (m)	h_i (m)	b_i^{i-1} (m)	K_i (m)	h_{ui} (m)	Δh (m)
0,000	0,717		1,839	0,575	
3,459	0,707	39,733	1,847	0,583	-0,01
7,546	0,697	39,153	1,865	0,588	
12,552	0,687	38,454	1,888	0,595	
19,089	0,677	37,566	1,917	0,604	
29,027	0,667	36,299	1,962	0,617	
30,662	0,666	35,409	1,995	0,627	-0,001
32,273	0,665	35,159	2,004	0,630	
34,110	0,664	34,894	2,014	0,633	
36,288	0,663	34,585	2,026	0,636	
39,062	0,662	34,204	2,041	0,641	
39,404	0,6619	33,964	2,051	0,644	-0,0001
39,751	0,6618	33,911	2,053	0,644	
40,115	0,6617	33,855	2,055	0,645	
40,499	0,6616	33,799	2,057	0,646	
40,904	0,6615	33,738	2,060	0,646	
41,336	0,6614	33,674	2,063	0,647	
41,800	0,6613	33,605	2,065	0,648	
42,304	0,6612	33,530	2,068	0,649	
42,859	0,6611	33,449	2,072	0,650	
43,485	0,6610	33,358	2,075	0,651	
44,215	0,6609	33,254	2,080	0,652	
45,129	0,6608	33,127	2,085	0,654	

Remous descendant type P₂ régime turbulent rugueux torrentiel
supernormal

Tableau n° 512.2.2.1.

(suite)

L_i (m)	h_i (m)	b_i^{i-1} (m)	K_i (m)	h_{ui} (m)	Δh (m)
46,518	0,6607	32,950	2,093	0,656	-0,0001
46,739	0,66069	32,826	2,098	0,658	-0,00001
46,998	0,66068	32,790	2,099	0,658	
47,342	0,66067	32,743	2,101	0,659	
47,688	0,66068	32,743	2,101	0,659	+0,00001
48,172	0,66069	32,700	2,103	0,659	
48,931	0,6607	32,530	2,110	0,661	
50,807	0,6608	32,328	2,119	0,664	+0,0001
51,854	0,6609	32,103	2,129	0,667	
52,673	0,6610	31,959	2,136	0,669	
53,370	0,6611	31,843	2,141	0,671	
53,988	0,6612	31,742	2,145	0,672	
54,550	0,6613	31,651	2,149	0,673	
55,069	0,6614	31,568	2,153	0,674	
55,554	0,6615	31,491	2,157	0,675	
56,011	0,6616	31,418	2,160	0,676	
56,446	0,6617	31,349	2,163	0,677	
56,859	0,6618	31,284	2,166	0,678	
57,256	0,6619	31,222	2,169	0,679	
57,637	0,662	31,162	2,172	0,680	+0,0001
60,829	0,663	30,887	2,185	0,684	+0,001
63,473	0,664	30,438	2,206	0,690	
65,765	0,665	30,059	2,225	0,696	

P_2 RTRT supernormal

remous accentuant type ts
torrentiel subnormal
regime turbulent rugueux

Tableau n° 5.1.2.2.2.1.

(suite)

L_i (m)	h_i (m)	b_i^{i-1} (m)	K_i (m)	h_{ui} (m)	Δh (m)	
67,826	0,666	29,724	2,241	0,701	+0,001	Remous ascendant type P3 régime turbu- lent rugueux torrentiel subnormal
69,717	0,667	29,420	2,257	0,705		
71,478	0,668	29,139	2,271	0,710		
73,135	0,669	28,876	2,285	0,714		
74,707	0,67	28,628	2,298	0,718	+0,001	
86,971	0,68	27,563	2,357	0,736	+0,01	
97,340	0,69	25,822	2,462	0,767		
106,240	0,70	24,340	2,561	0,798		
114,194	0,71	23,044	2,656	0,827		
121,469	0,72	21,872	2,750	0,855		
128,221	0,73	20,793	2,844	0,885		
134,549	0,74	19,787	2,940	0,917		

- Tracé du jet

D'après le schéma n°25 nous avons les relations suivantes :

$$X = (V \cos \alpha) t \quad (1)$$

$$y = (V \sin \alpha) t - \frac{1}{2} g t^2 \quad (2)$$

$$(1) \implies t = \frac{X}{V \cos \alpha}$$

$$(1), (2) \implies Y = V \sin \alpha \cdot \frac{X}{V \cos \alpha} - \frac{1}{2} g \left(\frac{X}{V \cos \alpha} \right)^2$$

$$Y = X \operatorname{tg} \alpha - \frac{X^2}{4 h_c \cos^2 \alpha}$$

$$\text{avec } h_c = \frac{v^2}{2g}$$

La portée X est déterminée à partir de la relation suivante :

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

h - hauteur du tirant d'eau au niveau du saut de ski (m)

V - vitesse au départ du saut (m)

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{hb} = \frac{312,242}{0,74 \times 19,285} = 21,32 \text{ m/s}$$

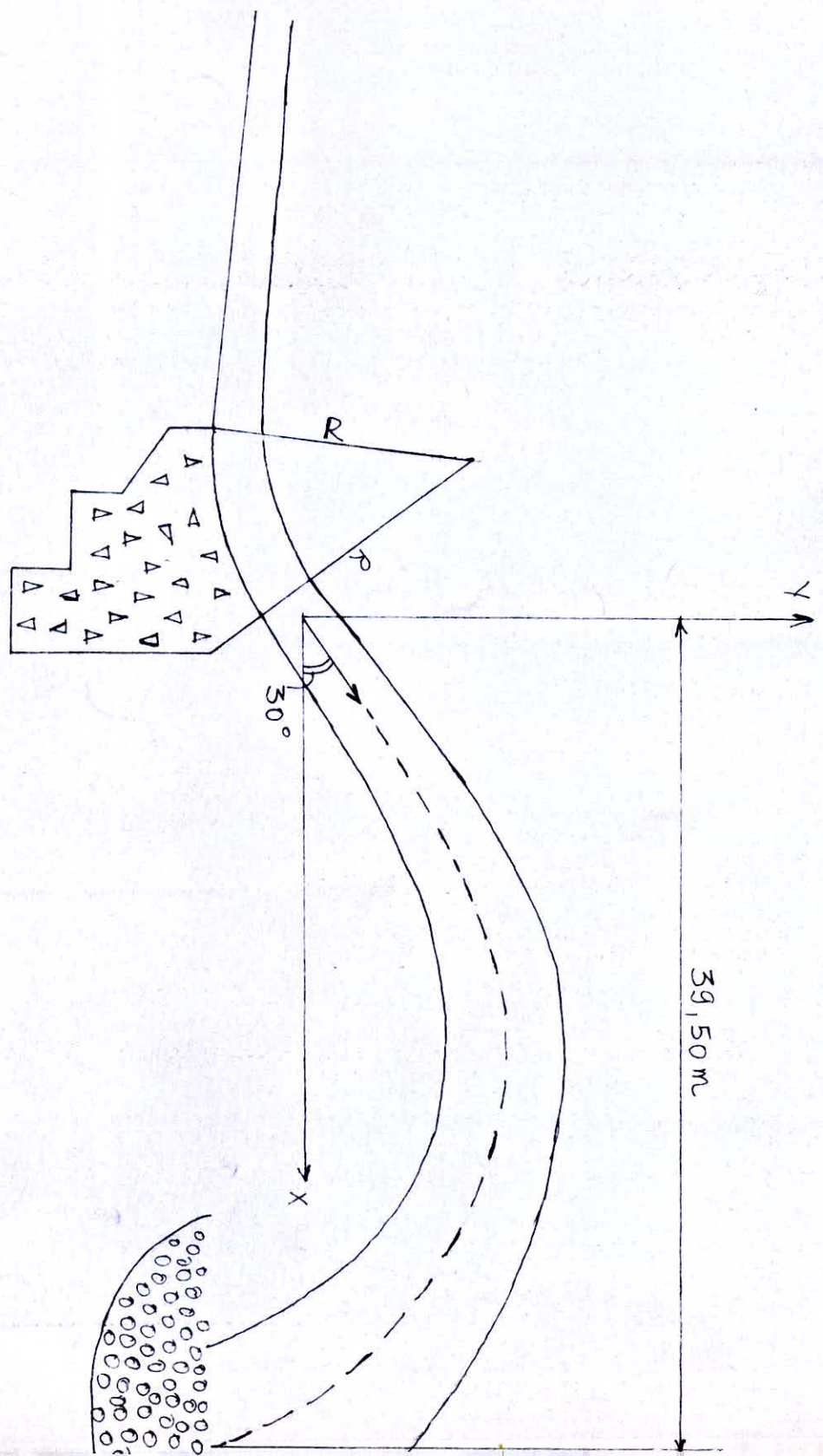
α - angle correspondant à la portée égal en général à 30°

$$X = 1,8 \left(0,74 + \frac{(21,88)^2}{19,6} \right) \sin 60^\circ = 39,228 \text{ m}$$

soit $X = 39,50 \text{ m}$

Fig n° 25.

SAUT DE SKI



V. II Galerie de dérivation provisoire - batardeaux amont et aval

Pendant les travaux d'édification du barrage on réalise :

- un batardeau amont et un batardeau aval encadrant le futur chantier de construction.
- une galerie de dérivation provisoire, qui pendant la durée des travaux, détourne les eaux.

Ainsi le chantier peut être asséché.

V. II. 1. Galerie de dérivation provisoire (voir planche n°V)

La galerie de dérivation est un tunnel creusé dans la roche mère. Elle longe la rive gauche du massif du barrage.

Le débit de construction est de $148 \text{ m}^3/\text{s}$ (crue décennale).

Cette crue a fait l'objet d'une étude dans le chapitre II.
(section hydrologie)

Nous envisageons une galerie de profil circulaire longue de 235 m, possédant deux coudes d'angles intérieurs

$$\alpha_1 = 20^\circ \text{ et } \alpha_2 = 27^\circ \quad (\text{voir planche n}^\circ\text{V})$$

Le coefficient de résistance dans les coudes est donné par la formule de WEISBACH :

$$K = \frac{\alpha}{90^\circ} \left[0,131 + 1,847 \left(\frac{D}{2\rho} \right)^{3,5} \right]$$

où : D - diamètre de la galerie (m)

ρ - rayon de courbure de l'axe de la galerie (m)

α - angle au centre du coude (degrés)

V. II. 2. Calcul hydraulique

Selon le niveau d'eau dans le réservoir, l'écoulement ayant lieu dans la galerie peut être à surface libre ou en charge.

Dans le premier cas, la section de contrôle de l'écoulement est la section amont. Elle se situe juste à l'entrée de la galerie.

Dans le second cas, l'écoulement est contrôlé par la sortie de la galerie.

Sur cette base nous effectuons les calculs pour différents diamètres de la galerie (D = 4, 5, 6 m).

a) Ecoulement à surface libre (voir schéma n°26)

Dans ce cas on considère que l'écoulement est critique

$$C'est-à-dire J = J_c = \frac{\Delta H}{L} = \frac{244,5 - 242}{235} = 0,01064$$

Le paramètre suivant est calculé :

$$\frac{J_c}{n^2 / D^{1/3}}$$

où J_c - pente critique

n - coefficient de MANNIG (n = 0,014)

D - diamètre de la galerie (variable)

La section de contrôle est déterminée à partir de la valeur de $\frac{d}{D}$ qui doit être inférieur à $\frac{dc}{D}$

d - hauteur de remplissage (m)

dc - hauteur de remplissage critique (m)

En utilisant des graphes on tire pour chaque valeur de $\frac{d}{D}$ les valeurs de h et Q correspondantes.

Diamètres (m)	4,0	5,0	6,0
Paramètres			
$\frac{J_c}{n^2 / D^{1/3}}$	86,0	93,0	98,0
$\frac{d_c}{D}$	0,955	0,965	0,970

La côte du réservoir est calculée comme il suit :

$$C_r = Z + h_{vc} + h_e + d$$

où Z - côte amont du terrain (m)

h_{vc} - hauteur capable de vitesse (m)

$$h_{vc} = \frac{V^2}{2g}$$

avec V - vitesse de l'écoulement $\left[\frac{m}{s} \right]$
 g - accélération de la pesanteur $\left[\frac{m}{s^2} \right]$

h_e - pertes de charge d'entrée (m)

$$h_e = 0,22 h_{vc}$$

Les résultats pour ce type d'écoulement sont présentés dans le tableau suivant

tableau n° 5. 2. 2. 1.

D (m)	$\frac{d}{D}$	$\frac{Q_c}{D^{5/2}}$	Q (m ³ /s)	d (m)	$\frac{h_{vc}}{D}$	h_{vc} (m)	h_e (m)	Côte du reser- voir (m)
4,00	0,10	0,0334	1,0688	0,40	0,0341	0,1364	0,0300	245,07
	0,20	0,1309	4,18888	0,80	0,0699	0,2796	0,06151	245,64
	0,30	0,2884	0,2288	1,20	0,1081	0,4324	0,0951	246,23
	0,50	0,7703	24,6496	2,00	0,1964	0,7856	0,1728	247,45
	0,70	1,4714	47,0848	2,80	0,3204	1,2816	0,2819	248,86
	0,90	2,5962	83,0784	3,60	0,6204	2,4816	0,5459	251,13
	0,955	3,3093	105,8976	3,82	0,9363	3,7452	0,8239	252,90
5,00	0,10	0,0334	1,8671	0,50	0,0341	0,1705	0,0375	245,20
	0,20	0,1309	7,3175	1,00	0,0699	0,3495	0,0769	245,90
	0,30	0,2884	16,1220	1,50	0,1081	0,5405	0,1189	246,66
	0,50	0,7703	43,0610	2,50	0,1964	0,9820	0,2160	248,20
	0,70	1,4714	82,2537	3,50	0,3204	1,6020	0,3524	249,95
	0,90	2,5962	145,1320	4,50	0,6204	3,1020	0,6824	252,80
	0,965	3,5460	198,2274	4,825	1,0647	5,3235	1,1711	255,82
6,00	0,10	0,0334	2,9453	0,60	0,0341	0,2046	0,0450	245,35
	0,20	0,1309	11,5430	1,20	0,0699	0,4194	0,0922	246,21
	0,30	0,2884	25,4316	1,80	0,1081	0,6486	0,1427	247,10
	0,50	0,7703	67,9263	3,00	0,1964	1,1784	0,2592	248,94
	0,70	1,4714	129,7504	4,20	0,3204	1,9224	0,4229	251,05
	0,90	2,5962	228,9371	5,40	0,6204	3,7224	0,8189	254,44
	0,970	3,6814	324,6318	5,82	1,1410	6,8460	1,5061	258,67

b) Ecoulement en charge (voir schéma n°26)

Pour cet écoulement on considère le régime comme permanent et turbulent rugueux

Formules de calcul

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S$$

ΔH_T - pertes de charge totales (m)

ΔH_L - pertes de charge linéaires (m)

ΔH_S - pertes de charge singulières (m)

$$\Delta H_L = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad \text{- formule de DARCY - WEISBAH}$$

f - coefficient de frottement donné par la formule de NIKURADSE :

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

où ϵ - rugosité absolue (m)

$$\Delta H_S = (K + K' + K'') \frac{V^2}{2g}$$

K - Coefficient de pertes de charge dues aux 2 coudes

K' - Coefficient de pertes de charge à l'entrée de la galerie

K'' - Coefficient de pertes de charge à la sortie de la galerie

Calcul des pertes de charge singulières :

$$K = \frac{\alpha}{90^\circ} \left[0,131 + 1,847 \left(\frac{D}{2\rho} \right)^{3,5} \right]$$

$$\begin{matrix} \alpha_1 = 19^\circ \\ \rho_1 = 64\text{m} \end{matrix} \rightarrow K_1 = 0,03$$

$$\begin{matrix} \alpha_2 = 25^\circ \\ \rho_2 = 58\text{m} \end{matrix} \rightarrow K_2 = 0,04$$

$$K = K_1 + K_2 = 0,07$$

$$K' = 0,22$$

$$K'' = 1,00$$

$$\text{d'où } \Delta H_S = 1,29 \frac{v^2}{2g}$$

Calcul des pertes de charge linéaires :

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

$$\left. \begin{array}{l} \epsilon = 0,014 \text{ m} \\ D = 4,0 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow f = 0,028$$

$$\Delta H_L = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

$$\left. \begin{array}{l} L = 235 \text{ m} \\ D = 4,0 \text{ m} \end{array} \right\} \Delta H_L = 1,65 \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{d'où } \Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S = 2,94 \frac{v^2}{2g}$$

La section de contrôle est dans ce cas la section aval.

La côte du réservoir est calculée ainsi qu'il suit :

$$C_R = Z + h_{av} + \Delta H_T$$

Z - Côte du terrain à l'aval (m)

$$h_{av} = 4,0 \text{ m}$$

ΔH_T - pertes de charge totales (m)

Les résultats de calcul sont présentés au tableau qui suit :

tableau n° 5. 2. 2. 2.

Q (m^3/s)	$V = \frac{4 Q}{D^2} \left(\frac{m}{s} \right)$	$\Delta H_T = 2,94 \frac{V^2}{2g}$	Côte du réservoir (m)
110	8,75	11,47	257,47
120	9,55	13,66	259,66
130	10,35	16,05	262,05
140	11,14	18,60	264,60
148	11,78	20,80	266,80

Vérification du régime :

$$Q = 110 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$R = \frac{VD}{V} = \frac{4 Q}{\pi DV}$$

$$\hat{V} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$IR = 3,50 \times 10^7 \text{)}$$

$\frac{\epsilon}{D} = 0,0035 \text{)}$ Diagramme de MOODY \Longrightarrow régime turbulent rugueux

$$Q = 148 \text{ m}^3/\text{s}$$

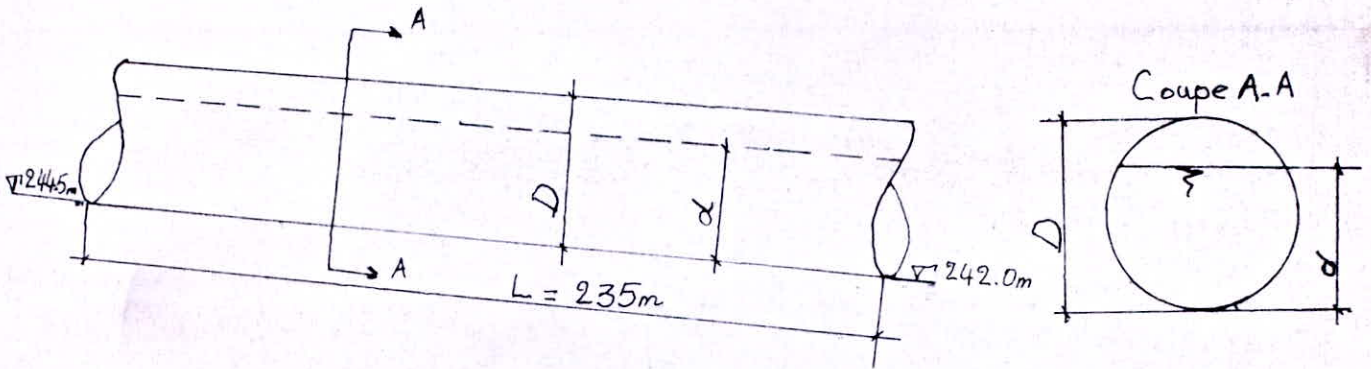
$$IR = \frac{4 Q}{D V} = 4,70 \times 10^7 \text{)}$$

$\frac{\epsilon}{D} = 0,0035 \text{)}$ Diagramme de MOODY \Longrightarrow régime turbulent rugueux

Les résultats pour les deux types d'écoulement sont présentés graphiquement
(voir figure n°27)

Schéma N°26

a) Ecoulement à surface libre



b) Ecoulement en charge

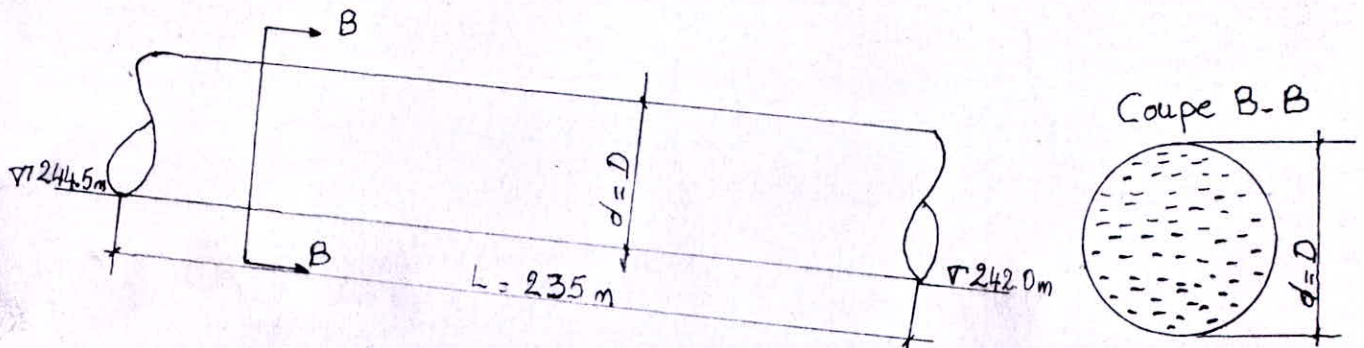
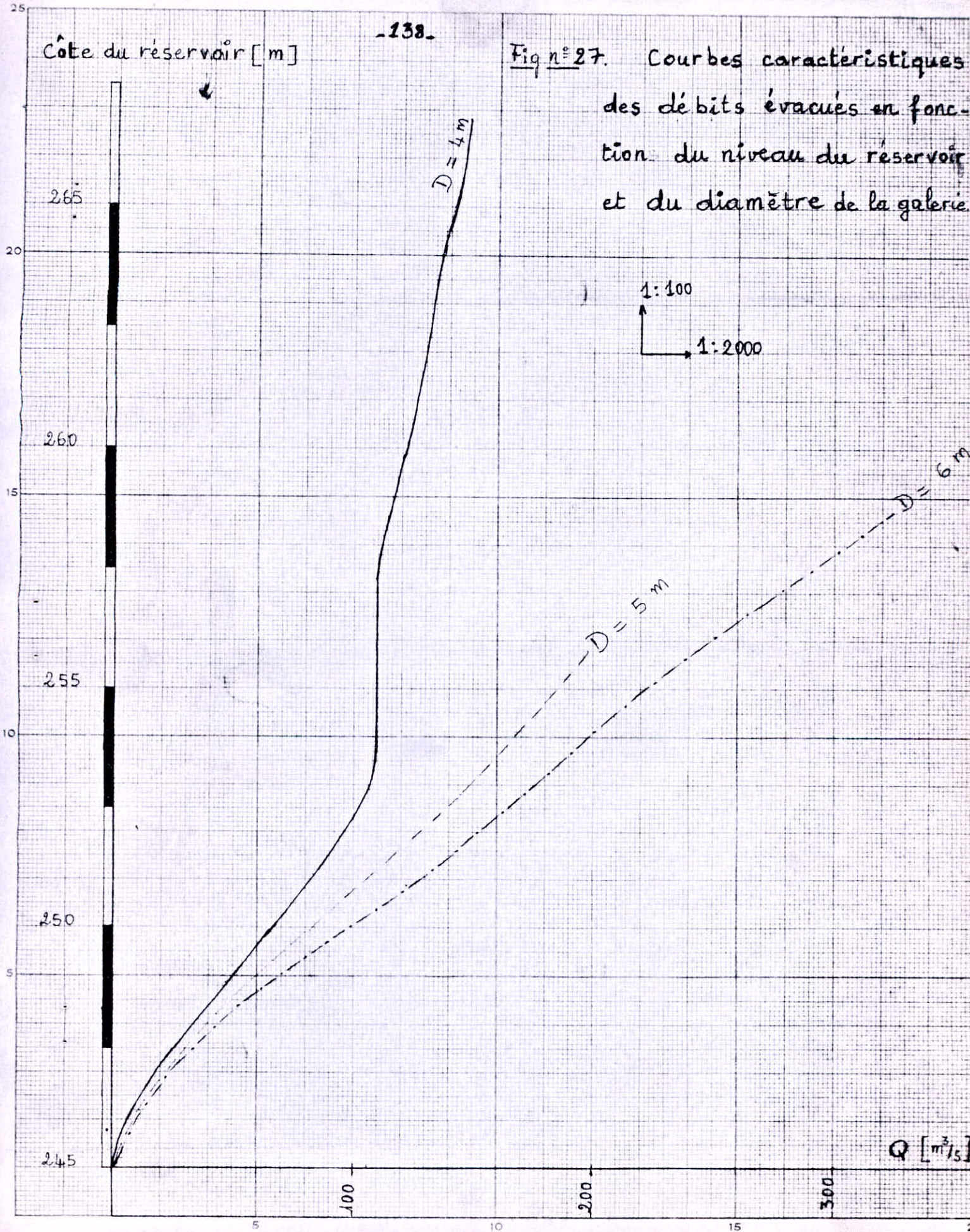


Fig n° 27. Courbes caractéristiques des débits évacués en fonction du niveau du réservoir et du diamètre de la galerie



Côte du réservoir [m]

1:100

1:2000

$D=4m$

$D=5m$

$D=6m$

Q [m^3/s]

V. II. 3. Calcul technico-économique :

Pour avoir un coût minimum des ouvrages de dérivation qui sont constitués d'un batardeau amont, d'un batardeau aval et d'une galerie de dérivation, nous effectuons une étude technico-économique en évaluant :

- 1 - le prix de l'excavations et du bétonnage (pour la galerie)
- 2 - le prix du remblai des batardeaux amont et aval.

Données de la SETHYAL :

prix du remblai (batardeaux) : 132 DA/m³

prix de l'excavation : 100 DA/m³

prix du bétonnage : 2 500 DA/m³

tableau N° 5. 2. 3. 1.

Diamètres (m)	Volume des batar- deaux [m ³]	Volume des exca- vations de la galerie [m ³]	Volume du béton [m ³]
4,0	534 370	5 674	1 841
5,0	46 978	8 720	2 731
6,0	30 391	12 418	3 794

Calcul des coûts :

tableau N° 5. 2. 3. 2.

Diamètre [m]	Prix des batardeaux [10 ⁶ DA]	Prix de la galerie [10 ⁶ DA]	Coût total [10 ⁶ DA]
4,0	70,53	5,17	75,70
5,0	6,20	7,70	13,90
6,0	4,01	10,73	14,74

D'après les estimations des coûts des ouvrages et le tracé de la courbe des coûts en fonction des diamètres, il ressort que la galerie de diamètre D = 5,0 m représente le minimum des coûts des ouvrages de dérivation (voir schéma N°28 et figN°29)

V. II. 4. Batardeau amont :

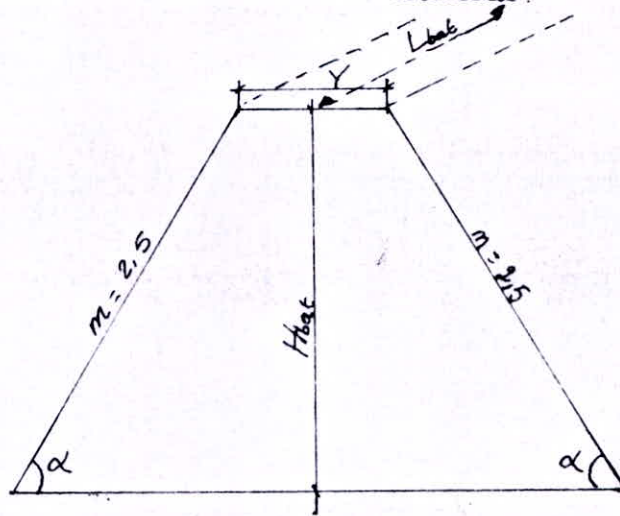
Pour éviter la venue des eaux sur le chantier de construction un batardeau amont a été projeté.

Le choix des pentes des talus s'est effectué en tenant compte des caractéristiques géotechniques des sols ainsi que des questions relatives à la facilité de construction.

Une revanche de 1,00 m est ajoutée à la côte du batardeau.

Schéma de calcul des volumes du batardeau et de la galerie N° 28

1) Calcul du volume du batardeau.



$$m = \cot \alpha = 2,5$$

$$V_{BT} = \frac{(2H_{bat} \cot \alpha + Y) H_{bat} L_{bat}}{2}$$

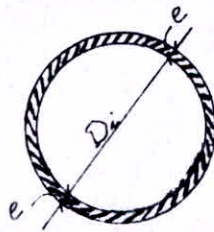
V_{BT} : volume du batardeau
[m³]

H_{bat} : Hauteur du batardeau
[m].

L_{bat} : Longueur du batardeau
[m].

$m = \cot \alpha =$ pente des talus.

2) Calcul du volume des excavations et du bétonnage de la galerie :



$$V_{exc} = \frac{\pi}{4} (D_i + 2e)^2 L$$

$$V_{bet} = \frac{\pi}{4} [(D_i + 2e)^2 - D_i^2] L$$

$$e = \left[\frac{D_i}{12} + 10 \right] \text{ cm.}$$

V_{exc} : Volume des excavations [m³].

V_{bet} = Volume du bétonnage [m³]

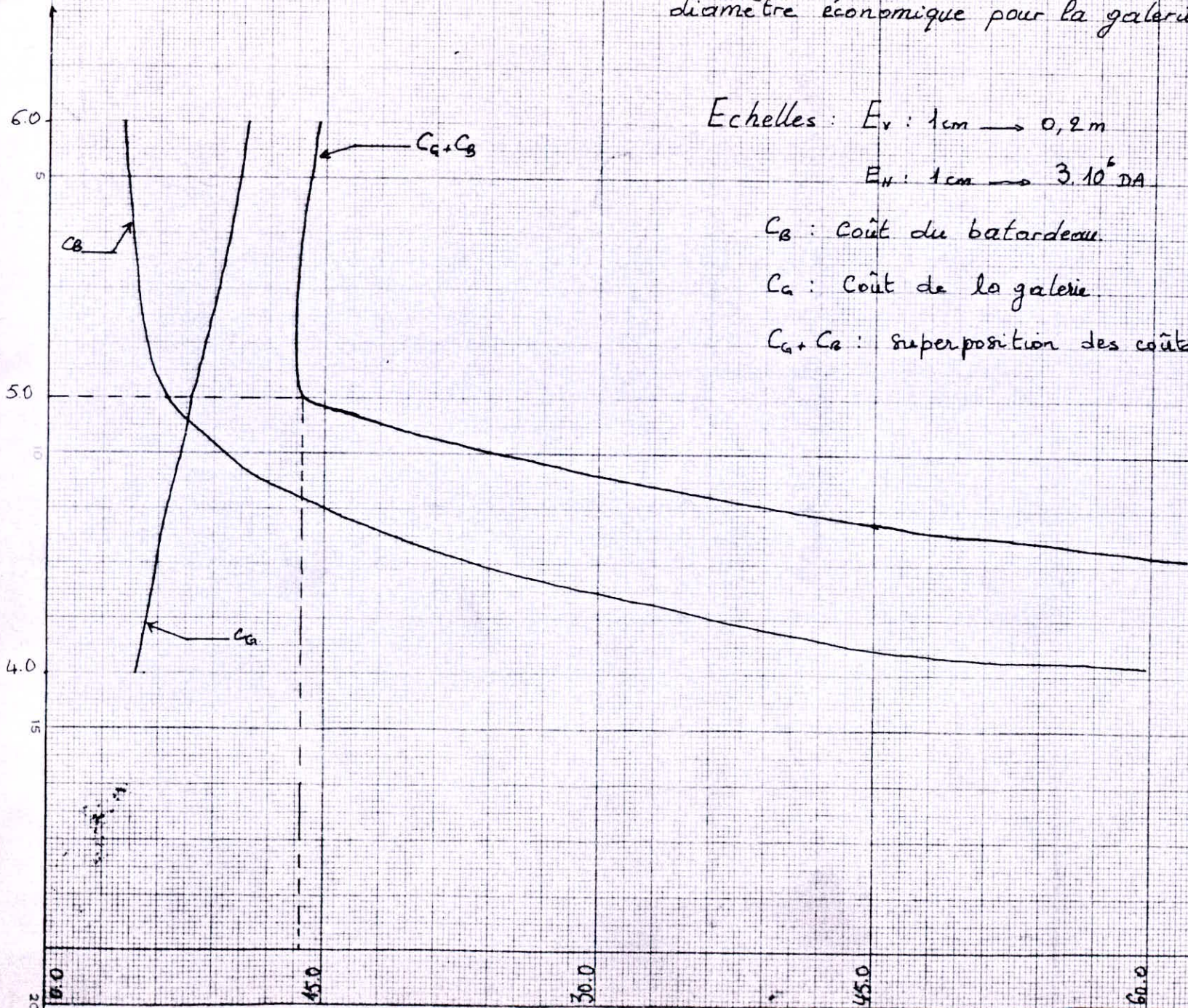
e : épaisseur du revêtement [m]

D_i : Diamètre variable de la galerie [m].

L : Longueur de la galerie [m].

Fig. Courbes de détermination du

diamètre économique pour la galerie de dérivation.



Echelles : $E_v : 1\text{cm} \rightarrow 0,2\text{m}$

$E_H : 1\text{cm} \rightarrow 3 \cdot 10^6 \text{ DA}$

C_B : coût du batardeau.

C_A : coût de la galerie.

$C_A + C_B$: superposition des coûts.

- 14 -

Coût
10⁶ DA

Les caractéristiques principales sont données ci-dessous :

Pentes des talus : 2,5

Largeur en crête : 4,5 m

Longueur : 252 m

côte en crête : 254 m

V. II. 5. Batardeau aval :

Un batardeau aval est prévu. Ses pentes sont identiques à celles du batardeau amont. Sa côte en crête est de 246,50 m.

Les autres caractéristiques sont :

Largeur en crête : 3,0 m

Longueur : 139 m

V. III. Vidange de fond et prise d'eau (voir planche N°V)

Pour des raisons pratiques et économiques, il a été estimé préférable d'associer l'ouvrage de vidange à celui de prise d'eau.

Le tracé de la vidange de fond empruntera celui de la galerie de dérivation provisoire.

V. III. 1. Vidange de fond : la vidange de fond est utilisée pour remplir les fonctions suivantes :

a) abaisser le niveau de la retenue pour rendre possible la visite et l'entretien du barrage et des ouvrages annexes.

b) permet d'effectuer des chasses d'eau qui dégravent le fond de la retenue

c) permettre la réparation ou le remplacement de la prise d'eau existante ou en cas de défaillance de celle-ci.

d) évacuer une partie du débit pendant les crues exceptionnelles, elle joue alors le rôle d'évacuateur de crue auxiliaire.

La vidange de fond est indispensable pour toutes les réserves représentant un investissement notable, destinées à durer plus de dix ans.

V. III. 2. Prise d'eau :

But des ouvrages : les ouvrages de prises d'eau ont pour but de prélever à chaque instant, dans le réservoir, le débit nécessaire à l'irrigation, en éliminant les matières solides transportées par le 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.

V. III. 3. Dimensionnement des ouvrages :

V. III. 3. 1. Niveau d'utilisation de la tour de prise :

L'entrée de la prise d'eau devra être calculée à la cote minimum du réservoir (260,50m) correspondant à une garde d'envasement de 50 ans.

V. III. 3. 2. Critère de dimensionnement :

a) Le critère de dimensionnement de la conduite de prise d'eau est tel que la diminution du plan d'eau du réservoir ne doit en aucun cas dépasser une variation de 15 cm/jour (Donnée de la SETHYAL).

Ce qui nous a permis de déterminer le niveau d'utilisation maximum de la tranche utile et de trouver le débit de pointe correspondant $Q_p = 1,64 \text{ m}^3/\text{s}$ tenant compte que le mois le plus irrigué est le mois d'Août avec un temps d'arrosage de 08 heures par jour.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau sera égal à $D = 0,7 \text{ m}$.

La conduite sera munie de deux vannes ; l'une de garde, l'autre de type papillon pour le réglage du débit.

L'écoulement dans la conduite sera en charge.

b) Le débit de la canalisation de vidange doit être tel que la retenue puisse être vidée pendant 21 jours (délai opté par la D.P.R.H.). Ce qui correspond à un débit à évacuer de $3,00 \text{ m}^3/\text{s}$ pour un volume de $5,44 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

L'écoulement dans la canalisation de vidange sera à surface libre.

La canalisation sera munie de deux vannes située à l'amont. Cette manière de faire est rigoureusement sûre et la canalisation demeure visitable à tous moments.

V. III. 3. 3. Calcul hydraulique :

Ce calcul a pour but de vérifier les vitesses moyennes d'écoulement tout au long de l'ouvrage de prise d'eau et de vidange de fond.

a) Vitesse moyenne d'écoulement dans la conduite de prise d'eau :

$$D = 0,7 \text{ m} \quad Q = 1,64 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2} = 4,30 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Vitesse moyenne d'écoulement dans la canalisation de vidange :

On suppose que le régime est permanent et uniforme on a $\frac{d}{D} = 0,12$ pour un débit à évacuer $Q = 3,00 \text{ m}^3/\text{s}$.

d : profondeur d'eau dans la canalisation de vidange (m)

D : diamètre de la galerie de dérivation provisoire (m)

En utilisant l'abaque N°88 du Manuel d'Hydraulique Générale (voir bibliographie) relatif à la détermination des vitesses et des débits pour différentes profondeurs d'eau, applicable aux sections circulaires on tire que $V = 0,07 \text{ m/s}$ pour $\frac{d}{D} = 0,12$.

V. III. 4. Remarque :

La vitesse moyenne d'écoulement dans la conduite de prise d'eau est dans la limite d'admissibilité ; par contre la vitesse moyenne d'évacuation est trop faible pour empêcher le fin limon de se déposer.

Pour cela nous proposons que le curage de la canalisation doit s'effectuer après chaque utilisation de la vidange de fond.

Aussi il est souhaitable d'observer, pour les ouvrages de prise d'eau et de vidange de fond, les consignes suivantes :

- Les conduites et raccordement en acier doivent faire l'objet d'une protection intérieure et extérieure.

- Le choix de l'acier pour les vannes devra tenir compte de la composition chimique des eaux de la retenue.

- La canalisation de vidange sera munie d'un reniflard pour aérer la veine liquide. La vidange fonctionne alors tout le temps en écoulement à surface libre à la pression atmosphérique.

- Tout appareillage Hydromécanique devra résister à une pression d'essai de 6bars au minimum.

CHAPITRE VI - COUT DU PROJET - CONCLUSION

VI. I. Coût estimatif du projet

Les prix unitaires des matériaux de construction varient en fonction de la région. Avec les données fournies par la SETHYAL nous menons le calcul estimatif du coût du projet au tableau N° 6. 1.1.

tableau N°6. 1. 1.

Désignations	Quantités (m ³)	Prix unitaire (DA/m ³)	Montant (10 ⁶ DA)
Déblai matériaux fins	61 263,875	75	4,60
Déblai roche mère	48,883,75	95	4,65
Remblai massif	539.653,43	132	71,24
Enrochements	57.125,75	270	15,43
Rip - rap	4.060,825	270	1,10
Filtres	2.436,495	172	0,42
	Total digue		97,44
Excavation	8.720	100	0,872
Béton	2.731	2500	0,828
	Total dérivation		7,70
Remblai	46.978	132	6,20
	Batardeau		6,20
Déblai	154.000	100	15,4
Béton	4.790	2500	11,98
	Total évacuateur de crues		27,38
Appareillage hydro-mécanique			1,50

Coût total : 140.220.000 DA

VI. II. Planning des travaux (voir annexe).

VI. III. Conclusion :

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons traité les principaux axes nécessaires à la faisabilité du barrage de l'Oued Bèsbès dont la réalisation servira à l'irrigation des territoires avoisinants.

Pour mener cette étude nous nous sommes servis des données fournies par la SETHYAL et d'autres empruntées à différents auteurs. L'étude comporte des hypothèses simplificatrices afin de résoudre les quelques difficultés auxquelles on était assujéti, néanmoins ces hypothèses n'ont généralement pas influé sur les résultats obtenus.

Une bonne partie du temps imparti fut consacrée à l'étude hydrologique du fait que nous avons été amenés à confronter avec la collaboration d'un hydrologue de la SETHYAL, dont nous réitérons le remerciement, deux études différentes déjà réalisées.

Les données disponibles relatives à la géologie et les caractéristiques géotechniques sont superficielles, c'est pourquoi nous affirmons que l'aboutissement de ces études sera concluante pour la conception de l'ouvrage.

Nous estimons que le site étudié convient bien à la construction de l'ouvrage si toutefois les données recueillies se confirment sur le terrain. Enfin, une fois réalisé, ce projet qui entre dans le cadre du schéma d'aménagement des ressources en eau de l'Oued contribuera sans aucun doute au développement agricole de la région.

Table des Matières

	Pages
CHAPITRE I : Introduction	
I. 1. - Historique du problème.....	1
I. 2. - But de l'étude	1
 CHAPITRE II : Topographie - Géologie - Hydrologie	
II. I. - Etude Topographique	2
II. II. - Etude Géologique	4
II. III.- Etude Hydrologique	6
II.III. 1.- Caractéristiques physico-géographiques du versant	8
II.III. 2.- Temps de concentration	10
II.III. 3.- Courbe Hypsométrique	11
II.III. 4.- Climat et précipitation	12
II.III.4.1.-Evaluation de la pluviométrie dans le bassin versant (module des précipitations)	17
II.III.4.2.-Répartition de la pluviosité	17
II.III.4.3.-Variabilité de la pluie	18
II.III.4.4.-Maxima journalier de la pluie	19
II.III.4.5.-Hauteur de pluie moyenne sur la retenue	21
II.III.4.6.-Evaporation à la surface de la retenue	21
II.III.5. -Hydrologie de l'OUED BESBES	23
II.III.5.1.-Apport annuel	25
II.III.5.2.-Variabilité de l'apport annuel	28
II.III.5.3.-Recherche d'une loi d'ajustement	29
II.III.5.4.-Répartition de l'apport annuel	29
II.III.6. -Prédétermination des crues	30
II.III.6.1.-Pluie de courte durée	30
II.III.6.2.-Débit de pointe.....	32
II.III.6.2.1.-Formules empiriques	32
II.III.6.2.2.-Méthode synthétique	33
II.III.6.2.3.-Détermination des Hydrogrammes de crue afférant à l'averse de calcul4;	46
II.III.7. - Transport solide	46

CHAPITRE III.	:	Régularisation	
III.I.	-	La méthode stochastique	48
III.I.1.	-	Calculs probabiliste et matériel	48
III.I.1.1.	-	Matrice initiale des probabilités de transition	49
III.I.1.2.	-	Considération des pertes	50
III.I.1.3.	-	Modification de la matrice des probabilités de transition selon la matrice des pertes	55
III.I.1.4.	-	Méthodologie du travail	57
III.I.1.5.	-	Application	58
III.I.2.	-	Calcul économique	62
III.I.2.1.	-	Calcul des coûts	62
III.I.2.2.	-	Choix de la hauteur économique	65
III.II.	-	La méthode grapho-analytique	66
III.II.1.	-	Volume mort	66
III.II.2.	-	Volume utile	66
III.III.	-	Laminage des crues	76
III.III.1.	-	Définition et utilité	76
III.III.2.	-	Méthode utilisée	76
III.III.3.	-	Revanche et côte en crête	78
III.III.4.	-	Optimisation	82
III.III.5.	-	Remarque	85

CHAPITRE IV. : Etude Hydrotechnique du Barrage

IV.I.	-	Choix du type de barrage	86
IV.II.	-	Dimensionnement du barrage	86
IV.II.1.	-	Largeur en crête	86
IV.II.2.	-	Talus	87
IV.II.2.1.	-	Protection du talus amont	87
IV.II.2.2.	-	Protection du talus aval	87
IV.II.3.	-	Drainage	87
IV.II.4.	-	Filtres inverses	87
IV.III.	-	Infiltration	87

IV.III.1.	- Ligne phréatique.....	88
IV.III.2.	- Débit de fuite.....	90
IV.IV.	- Stabilité du barrage.....	90
IV.IV.1.	- Méthode de calcul.....	90
IV.IV.2.	- Choix du cercle de glissement.....	92
IV.IV.3.	- Sollicitations dues aux séismes.....	92
IV.IV.4.	- Cas à envisager pour le calcul de la stabilité.....	93
CHAPITRE V. :	Ouvrages annexes	
V.I.	- Evacuateur de crue.....	115
V.I.1.	- Déversoir.....	115
V.I.2.	- Canal évacuateur.....	118
V.I.2.1.	- Rôle.....	118
V.I.2.2.	- Etude de l'écoulement dans le canal.....	118
V.I.2.2.2.	- Profil en long de l'écoulement.....	120
V.I.3.	- Dissipateur d'énergie.....	124
V.II.	- Galerie dérivation provisoire - batardeaux amont et aval	130
V.II.1.	- Galerie de dérivation provisoire.....	130
V.II.3.	- Calcul économique.....	130
V.II.4.	- Batardeau amont.....	140
V.II.5.	- Batardeau aval.....	143
V.III.	- Vidange de fond et prise d'eau.....	144
V.III.1.	- Vidange de fond	144
V.III.2.	- Prise d'eau.....	144
V.III.3.	- Dimensionnement des ouvrages.....	145
V.III.3.1.	- Niveau d'utilisation de la tour de prise.....	145
V.III.3.2.	- Critère de dimensionnement.....	145
V.III.3.3.	- Calcul Hydraulique.....	145
V.III.4.	- Remarque	146

CHAPITRE VI. : Coût du projet - conclusion

VI.I.	- Coût estimatif du projet	148
VI.II.	- Planning des travaux.....	148
VI.III.	- Conclusion,.....	150

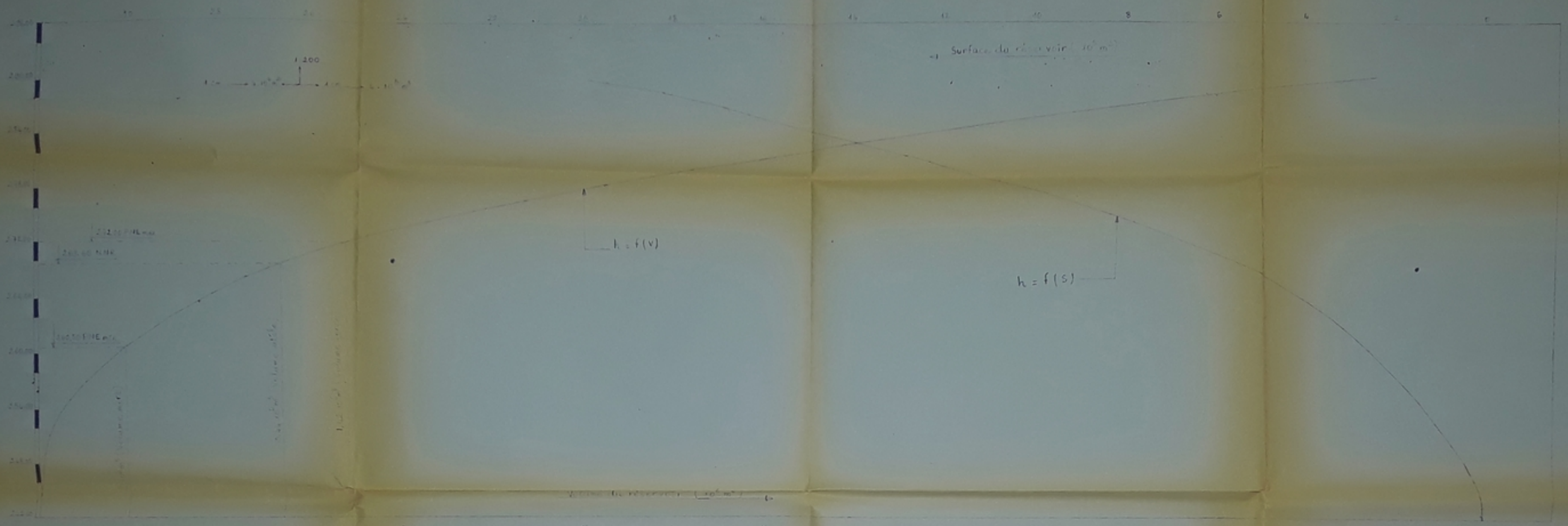
--- B I B L I O G R A P H I E ---

- SETHYAL Etude Hydrologique de l'OUED BESBES - ALGER 1976
SETHYAL Etude Hydrologique de L'OUED BESBES - ALGER 1980
G.LAPRAY Théorie de la longueur fluidodynamique

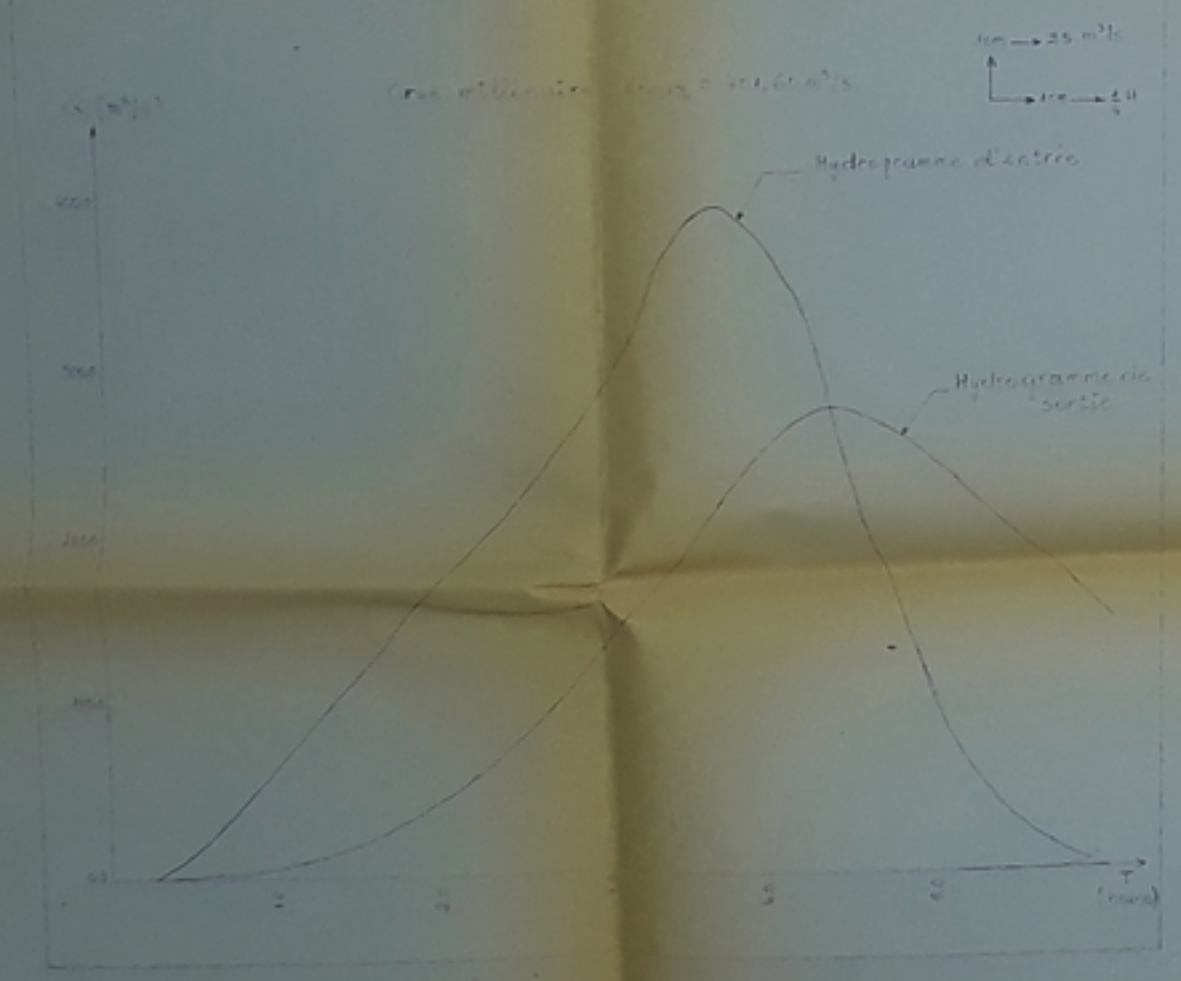
--- E. N. P. A. ---

- G.REMENIERAS Hydrologie de l'ingénieur
- Edition EYROLLES - PARIS 1980
A. LENCASTRE Manuel d'Hydraulique générale
- Edition EYROLLES - PARIS 1982
A. CAUVIN et H.GUERREE Eléments d'Hydraulique
- Edition EYROLLES - PARIS 1978
M. CARLIER Hydraulique générale et appliquée
- Edition EYROLLES - PARIS 1972
H.VARLET Barrages réservoirs - EYROLLES - PARIS 1966
Usines de dérivation - EYROLLES - PARIS 1965
Usine de retenue, usine de plaine - EYROLLES- PARIS 1962
G.SCHNEEBELI Hydraulique souterraine - EYROLLES - PARIS 1978
BUREAU DE RECLAMATION Design of small dam
des ETATS-UNIS
VENTE CHOW Hand book And Applied Hydrolgy - Magram Hill -
L.H. LEANG Cours d'ouvrages Hydrotechniques - E.N.P.A. 1985
R.S.WARSHNEY Théory and Design of irrigation
S.C.GUPTA Structures - VOLUME II,
R.L.GUPTA Canal and storage works
- Printed in INDIA -

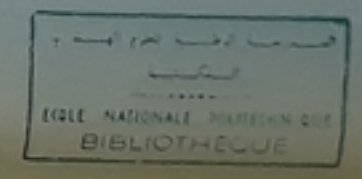
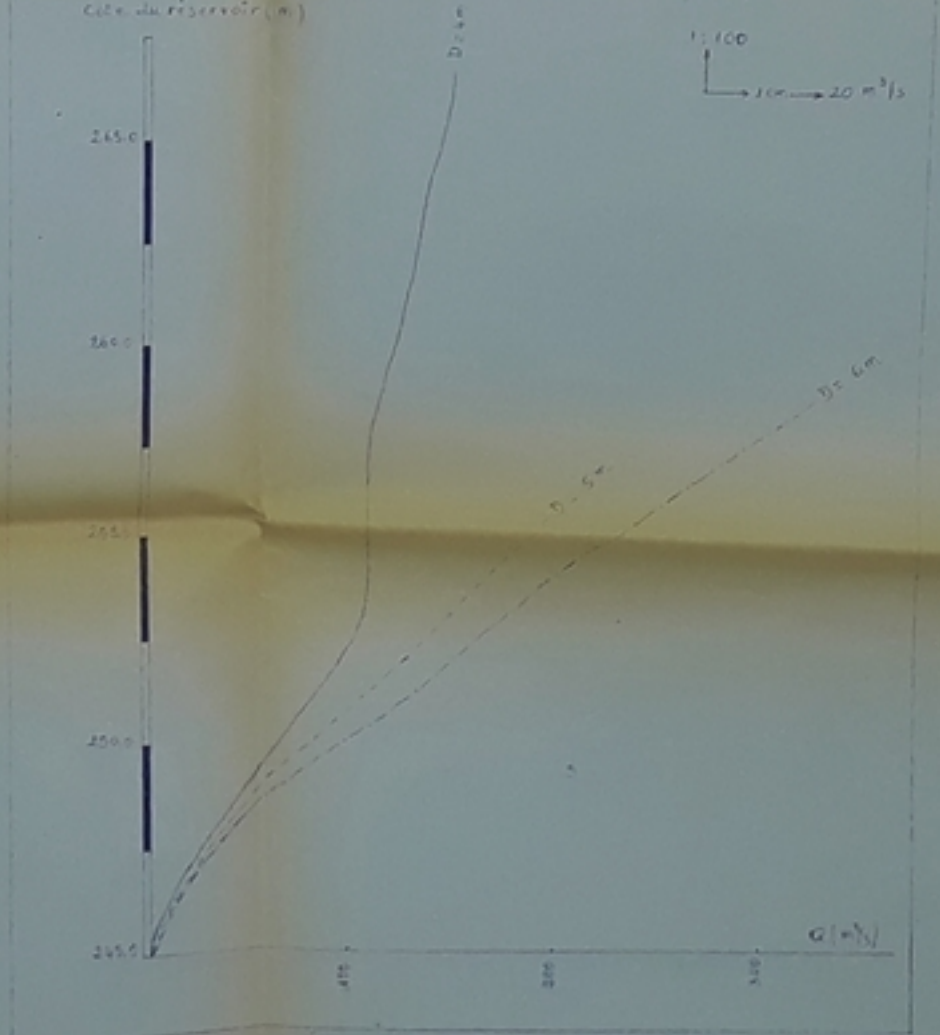
COURBES CARACTERISANT LE VOLUME ET LA SURFACE DU RESERVOIR BESBES



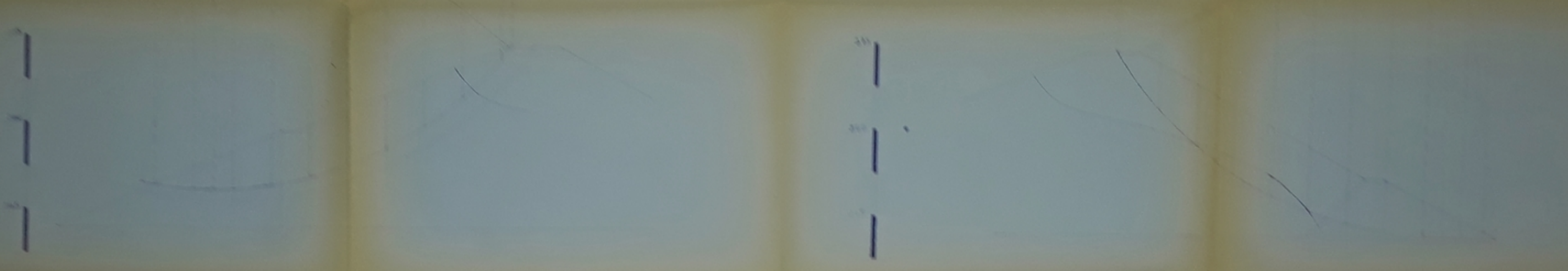
LAMBIAGE DE CRUE PAR LE DEVERSOIR



Courbes caractéristiques des débits limites en fonction du niveau du réservoir et du diamètre de la galerie

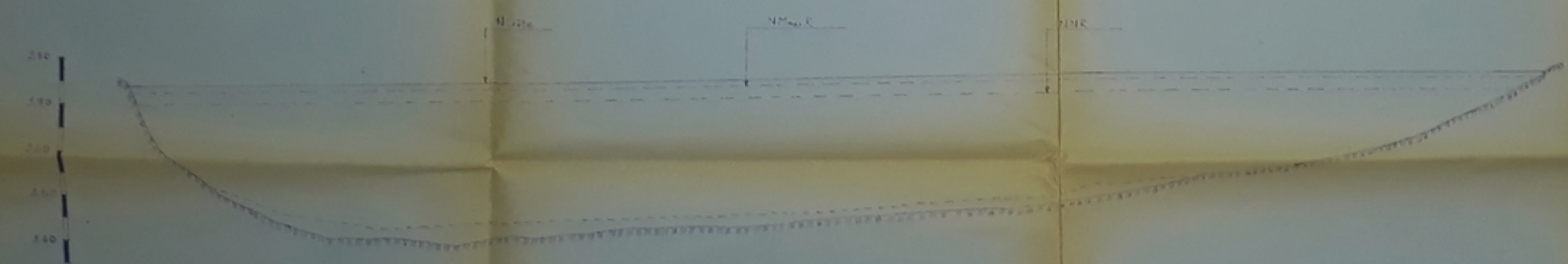
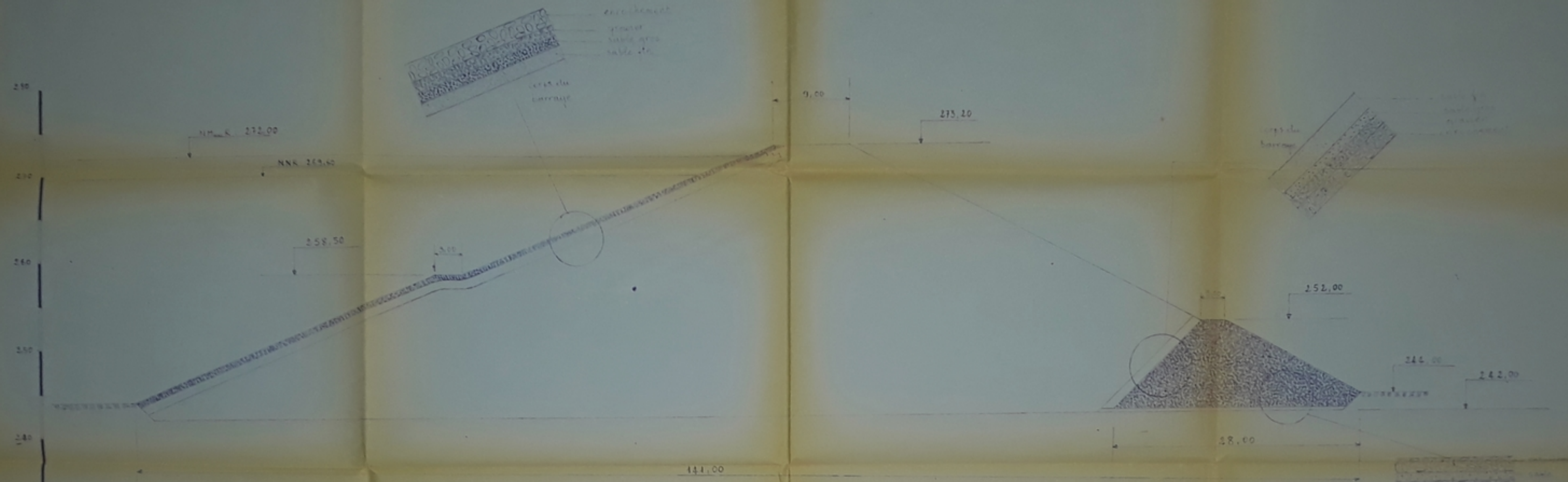


ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGÉRIENNE
 ÉTUDE DE FAILLIÈRE DE LA DAME DE BESBES
 COURBES CARACTÉRISTIQUES DU RESERVOIR BESBES
 Par M. ZAOUI O.
 Contrôlé par M. LEANG L.H.
 PLAN N° I



PROPERTY OF THE
NATIONAL BUREAU OF STANDARDS
WASHINGTON, D. C.

NATIONAL BUREAU OF STANDARDS
100 COLLEGE PARK AVENUE
WASHINGTON, D. C. 20540
U.S. GOVERNMENT PRINTING OFFICE: 1965 O-345-000



Altitudes m	42.00	41.00	40.00	39.00	38.00	37.00	36.00	35.00
Distances en mètres	0.00	10.00	20.00	30.00	40.00	50.00	60.00	70.00
Coeficients	0.349	0.065	0.015	0.051	0.044	0.153	0.209	0.141

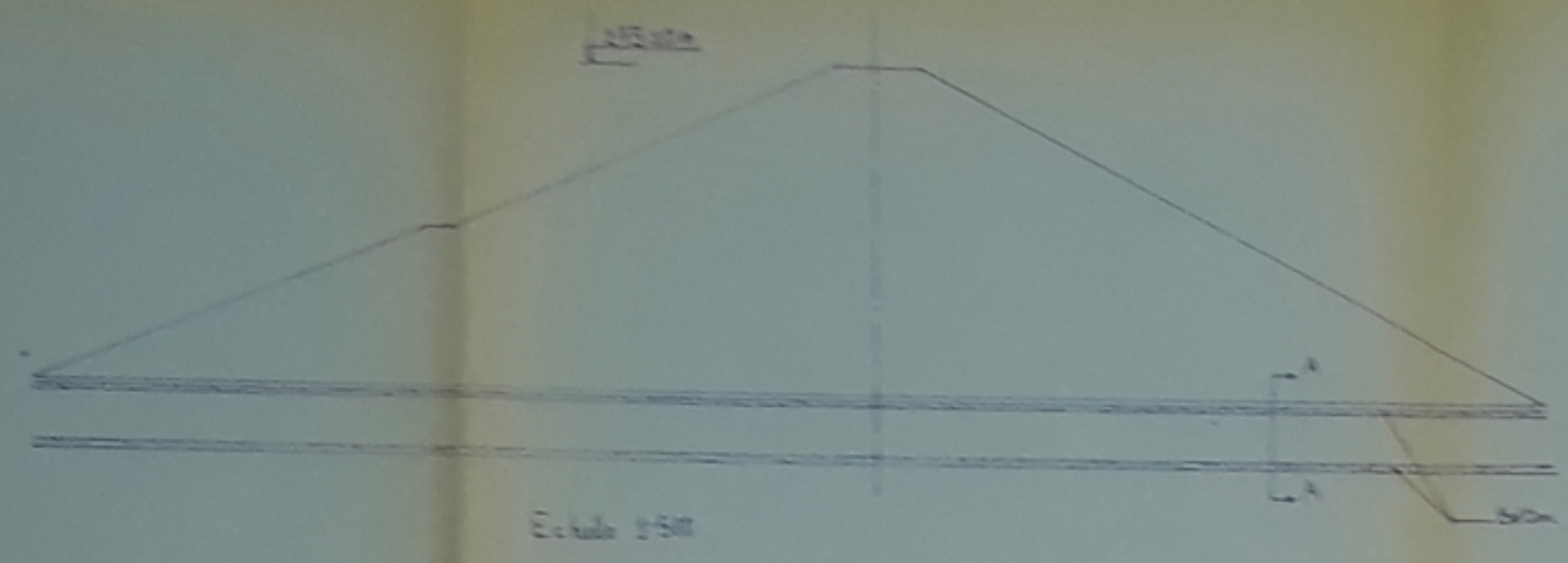
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGÉRIENNE
11, rue nationale, ALGER

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGÉRIENNE
ÉTUDE DE FAUCONNIÈRE D'UN BARRAGE SUR LE LAC DE BORDJ
COTES LONGITUDINALES ET TRANSVERSALES
Travaux de
M. P. L. L. L.
ÉLÈVE
PLANCHE N° 11

24 043 / 55
5.

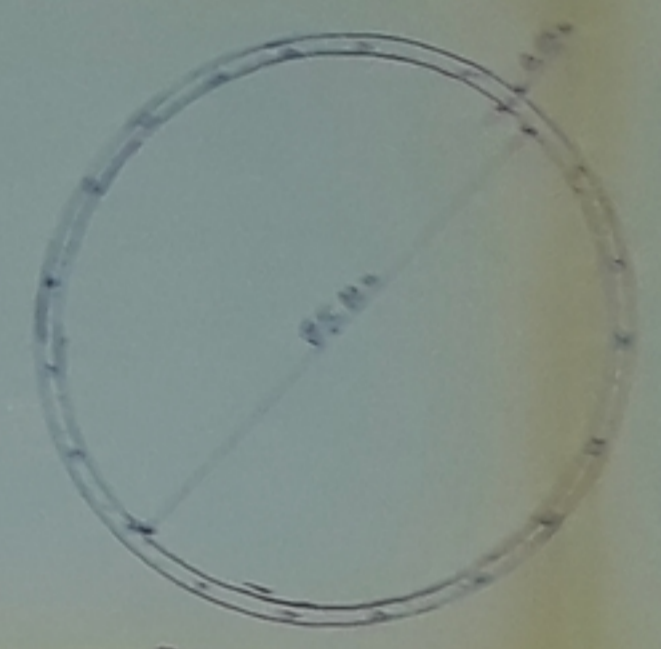
COUPES SCHEMATIQUES DE LA GALERIE DE DERIVATION PROVISOIRE VIDANGE DE FOND . CONDUITE DE PRISE D'EAU.

GALERIE DE DERIVATION PROVISOIRE



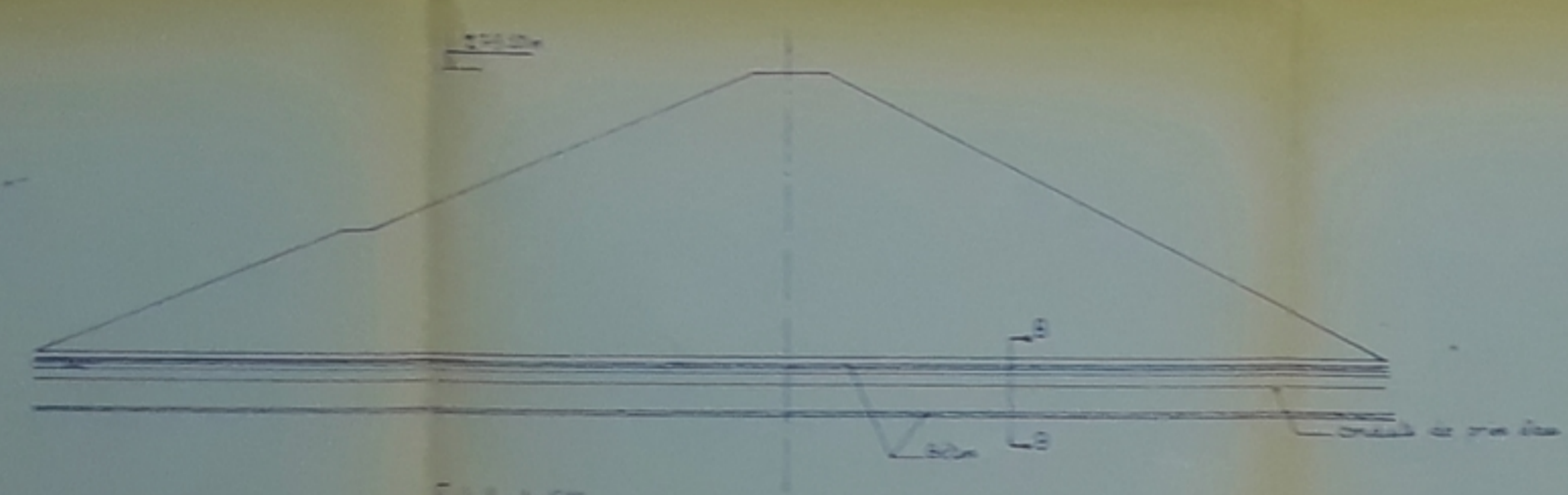
Echelle 1/50

Coup A.A



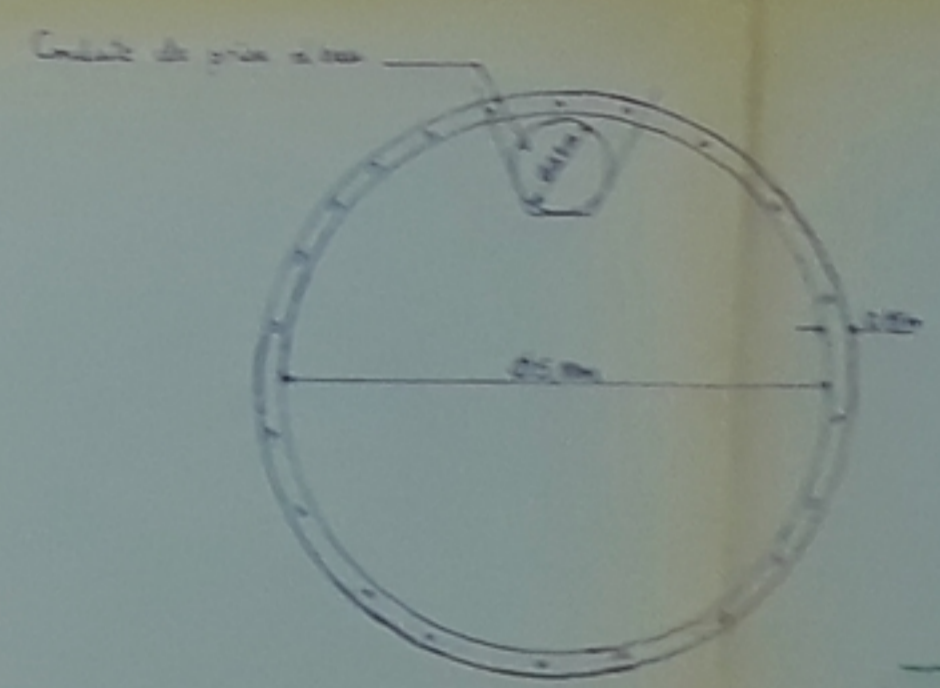
Echelle 1/50

VIDANGE DE FOND . CONDUITE DE PRISE D'EAU



Echelle 1/50

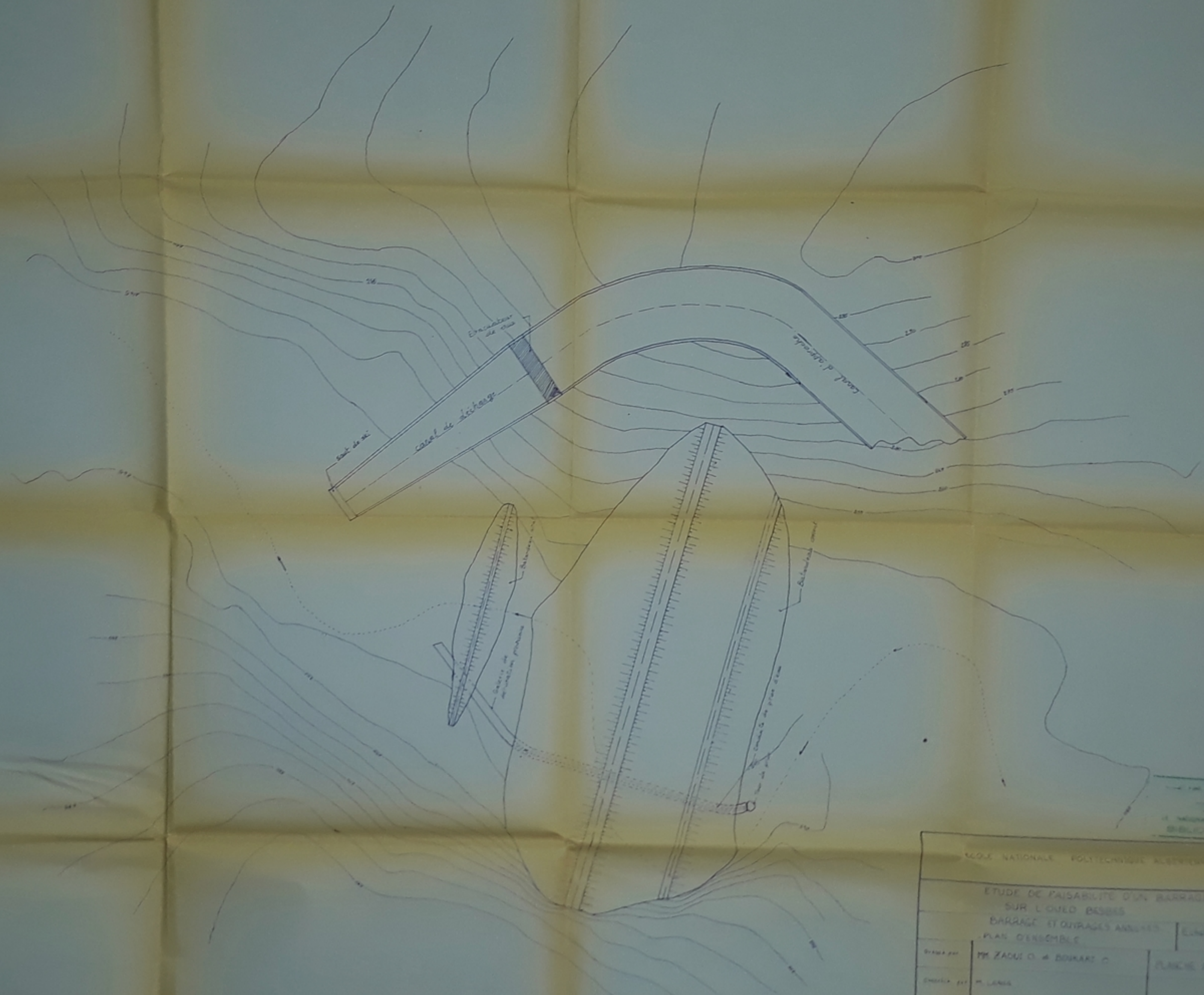
Coup B.B



Echelle 1/50

BIBLIOTHÈQUE

ÉCOLE NATIONALE D'INGÉNIEURS ALGERIENS		
ÉTUDE DE FÉASIBILITÉ D'UN BARRAGE SUR L'OUED BESBIS		
DERIVATION PROVISOIRE VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU		
DATE DE	REVISÉ PAR M. BENT O	PLANS N° 1
UNITÉ DE	M. LEBA	



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGERIENS		
ÉTUDE DE FAISABILITÉ D'UN BARRAGE		
SUR L'OUED BOSSIS		
BARRAGE ET OUVRAGES ANNEXES		
PLAN D'ENSEMBLE		
ÉLÉVÉ PAR	MR ZADJI O. & BOUKARI O.	PLANCH N° 5
CHÉF DE TRAVAIL	M. LARBA	

