

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

25/86

PEX

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

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique
«*»
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE-HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

(En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat)

SUJET

Etude de Faisabilité d'une Retenue Collinaire Sur l'Oued Azzizi (Wilaya de Tipaza)

Proposé par :

S. ET. HY. AL.

Etudié par :

A. AYACHI

M. CHOUAR

Dirigé par :

Mr Dr K. LABIB

PROMOTION : JUIN 1986

E.N.P. 10 , Avenue Hacén Badl — EL-HARRACH - ALGER



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

«*»

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

«*»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT : GENIE-HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

(En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat)

SUJET

Etude de Faisabilité d'une Retenue Collinaire Sur l'Oued Azzizi (Wilaya de Tipaza)

Proposé par :

S. ET. HY. AL.

Etudié par :

A. AYACHI

M. CHOUAR

Dirigé par :

Mr Dr K. LABIB

PROMOTION : JUIN 1986

Remerciements

Qu'il me soit permis de remercier ici, profondément et sincèrement, tous ceux qui, de près comme de loin, se sont intéressés à cette étude ou qui m'ont aidé à sa réalisation et en particulier :

Monsieur le Professeur K. IABIB qui a bien voulu suivre et diriger patiemment ce travail ; ses conseils précieux, ses justes critiques témoignant de l'intérêt qu'il lui portait ont été un encouragement permanent.

Messieurs les Membres du Jury qui ont accepté de m'accorder une partie de leur temps pour lire et apprécier cette étude.

Je voudrais enfin exprimer ma reconnaissance à tous mes amis et aux membres de ma famille, pour avoir su se montrer, tout au long de ces dernières années, compréhensifs et patients.

AYACHI AZ IZ



Remerciements

A travers cette thèse, je tiens à remercier profondément et sincèrement tous ceux qui m'ont aidé à la contribution et à la réalisation de cette étude et principalement :

- Monsieur le Docteur K. IABIB pour ces précieux conseils pour l'élaboration de ce projet
- Messieurs Les Membres du Jury qui pourront apprécier à sa juste valeur cette étude
- A l'ensemble des Professeurs et Responsables de l'E.N.P. qui ont contribué de près ou de loin, à notre formation.
- Aussi, je voudrais exprimer ma gratitude et ma reconnaissance, aux membres de ma famille et à l'ensemble de mes amis, qui ont su me soutenir moralement à travers ces années d'étude en m'exprimant de continuel encouragements.

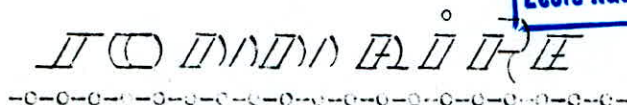
CHOUAR Mohamed

Le développement économique de notre pays, facteur important de l'indépendance nationale, passe par le développement de l'agriculture et l'industrie. La satisfaction des besoins sociaux constitue une préoccupation fondamentale.

L'édification de la base matérielle du socialisme implique donc la création d'une industrie développée et diversifiée s'étendant à toutes les branches. Cette industrie est nécessaire au fonctionnement d'une économie moderne, dégagée de la dépendance étrangère.

Cependant, cette industrialisation ne peut aboutir que si elle s'appuie sur une maîtrise de la science et de la technique. Ainsi "la science et la technologie fondent ensemble des processus de production dans le monde moderne. Leur maîtrise par la théorie et la pratique constitue une des composantes du développement autonome et rapide du pays".

Rapport de la Commission 1
du 5° C.N.R. Alger 2,3 et 4/07/79



PREMIERE PARTIE : SITUATION ET REGIME DE L'OUED AZZIZI

- I. INTRODUCTION
- II. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET TOPOGRAPHIQUE
 1. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT
 2. LES PRECIPITATIONS
- III. ETUDES HYDROLOGIQUES OU REGIME DE L'OUED
 1. EVALUATION DES APPORTS ANNUELS
 2. VARIABILITE DE L'APPORT ANNUEL
 3. APPORTS DE DIFFERENTES FREQUENCES
 4. PREDETERMINATION DES CRUES
 5. HYDROGRAMMES DE CRUES
 6. ESTIMATION DU TRANSPORT SOLIDE
 7. ENVASEMENT -- EROSION DES RETENUES
 8. LA REGULARISATION
 9. LAMINAGE DES CRUES

DEUXIEME PARTIE : LES OUVRAGES DE RETENUE

السراة وسمية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

IV. LES BARRAGES EN TERRE

1. GENERALITES
2. CHOIX DE L'EMPLACEMENT DE LA DIGUE - DIMENSIONNEMENT
3. STABILITE HYDRAULIQUE
4. STABILITE MECANIQUE

V. OUVRAGES ANNEXES

1. GENERALITES
2. DERIVATION PROVISOIRE
3. VIDANGE DE FOND
4. PRISE D'EAU
5. EVACUATEUR DE CRUE . STABILITE

TROISIEME PARTIE : ESTIMATION DU COUT DU PROJET
ET CONCLUSION

I. INTRODUCTION

La question des potentialités en eau du pays se pose comme une donnée essentielle du développement économique et social dans son ensemble.

Les déficits à combler dans le domaine de la mobilisation d'ouvrages pour le compte de la petite et moyenne hydraulique s'avèrent importants.

En regard de la situation géographique de l'Algérie, la pluviométrie moyenne dans notre pays atteint généralement 65 Milliards de m³ par an. En tenant compte du fait que 80 pour cent de cette eau s'évapore, les 13 Milliards de m³ par an restants s'infiltrent vers la mer. Les 13 Milliards représentent approximativement les besoins de l'Algérie pour les années 2000, pour les secteurs de l'irrigation agricole, ceux de l'industrie et de l'eau potable.

A l'heure actuelle, sur les 13 Milliards de m³ de pluies récupérables, 2 Milliards de m³ uniquement sont captés. Les barrages ne retiennent actuellement que 800 Millions de m³ d'eau par an.

Par conséquent, l'écart entre les besoins et les possibilités de les satisfaire est réel.

A cet effet, la Charte Nationale recommande d'intensifier et d'étendre la petite hydraulique par des travaux qui seront entrepris et exécutés afin de pousser au maximum la récupération et l'utilisation des eaux de ruissellement et des nappes aquifères. Ces travaux seront constamment menés dans le cadre des actions d'équipement local : par exemple, les plans communaux etc...

Les coûts exorbitants et les longs délais qu'exige la grande hydraulique nous ramène vers des projets plus modestes, les barrages collinaires. Le souci de mobiliser le maximum de ressources hydrauliques pour développer l'agriculture de montagne a conduit à l'adoption de plans de mesures recommandant la réalisation d'ouvrages de moindres coûts et dans des délais réduits.

Les barrages collinaires sont de petite taille, généralement en terre et irriguent quelques hectares à leur aval.

Au plan hydrologique, il n'est pas nécessaire de disposer d'un trop vaste bassin versant. Sur 1 Km², dans une zone sous 500 mm de pluie, il tombe un demi-million de mètres cubes d'eau.

Malgré l'infiltration, cela paraît suffisant pour remplir un petit barrage tel que nous l'envisageons.

Les petits barrages pourront être ainsi multipliés.

Par conséquent, il est urgent de mettre en oeuvre différents schémas d'aménagement hydraulique axés sur la petite et la moyenne hydraulique. Mais cette politique ne doit en aucun cas entraver la réalisation des grands ouvrages car les retards poseraient d'énormes problèmes à l'avenir.

CONCLUSION :

La clé du développement réside aujourd'hui dans la conduite rigoureuse d'un schéma d'aménagement des infrastructures à l'échelle nationale.

C'est dans ce contexte que la SETHYAL (Société des Etudes Hydrauliques d'Alger), nous a proposé la projection d'un barrage collinaire sur l'Oued AZZIZI, dans la Wilaya de TIPAZA et ceci à la demande de la D.H.E.F.W. de TIPAZA.

II. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET TOPOGRAPHIQUE

L'Oued AZZIZI prend naissance dans les régions montagneuses et arrosées de l'arrière-pays de la Ville de CHERCHELL, et se dirige vers le nord jusqu'au village de HADJRET' situé à 20 Km à l'ouest de la première ville citée.

Prenant sa source à des altitudes aux alentours de 450 mètres, il suit une pente naturelle donnant ainsi à l'oued une longueur totale de 3,25 Km au site du barrage.

Son bassin versant se situe donc au nord du bassin hydrologique des côtiers algérois (02.11)* et plus particulièrement entre les villages de HADJRET et de SIDI-GHILES.

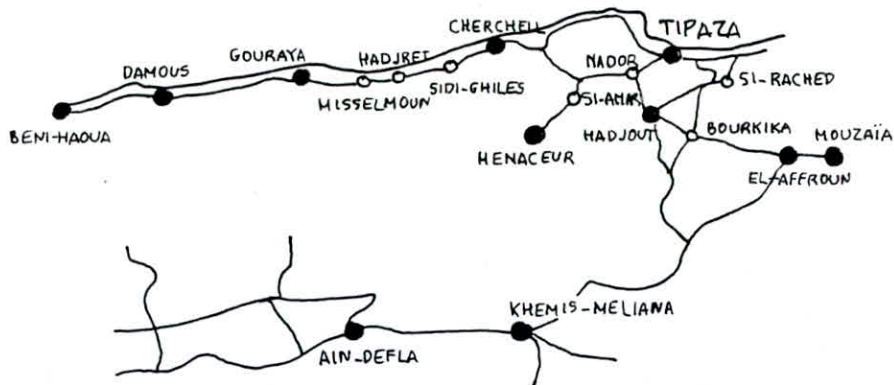
Sa superficie est de 4,375 Km² environ et sa côte minimale est de 35 mètres.

Sa couverture végétale est constituée par des forêts de sapins ainsi que de quelques arbres fruitiers.

* CODE 02.: de grands bassins versants

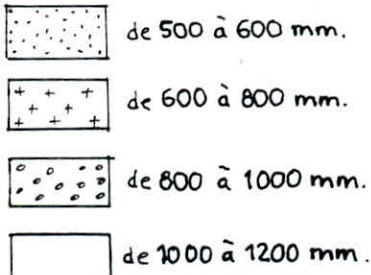
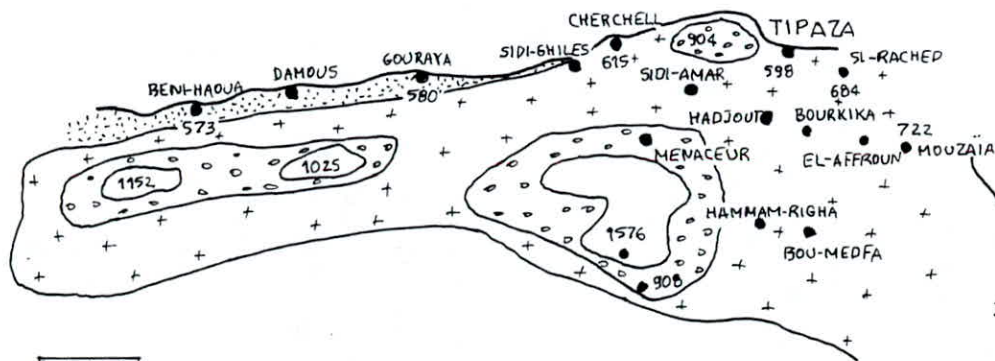
CODE 11 : de sous-bassins versants

ÉCH : 1 / 1000.000^e



PRÉCIPITATIONS MOYENNES ANNUELLES (CHAUMONT)

ÉCH : 1 / 1000.000^e



HADJET EN NOÛSS

R.N. 27

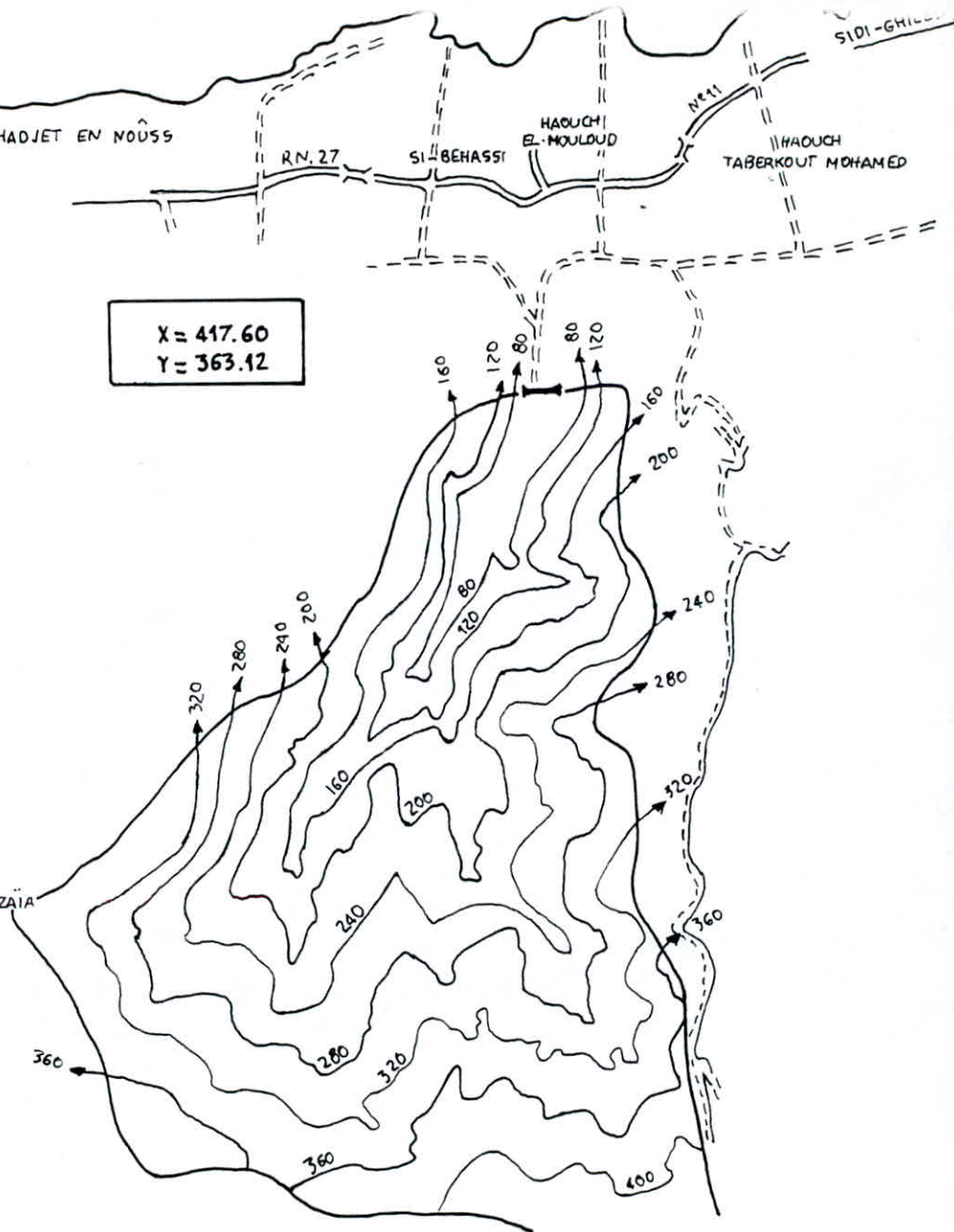
SI-BEHAÏSI

HAOUCH EL-MOULOUD

HAOUCH TABERKOUT MOHAMED

SIDI-GHILES

X = 417.60
Y = 363.12



BARRAGE AZIZI

ÉCH : 1 / 25 000^e

1. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT

1.1. LE RELIEF :

Il est souvent caractérisé par la courbe hypsométrique à partir de laquelle, nous pouvons déterminer l'altitude moyenne du bassin qui est l'ordonnée moyenne de la courbe hypsométrique.

Nous pouvons considérer cette courbe comme une sorte de profil du bassin et sa pente moyenne (en m par Km²) est un élément synthétique de comparaison de la topographie de divers impluviums.

Pour pouvoir tracer cette courbe, nous devons faire la répartition de la surface totale du bassin versant en fonction de l'altitude.

La méthode utilisée est le planimétrage des surfaces situées entre les différentes courbes de niveau.

Nous avons pu dresser le tableau suivants

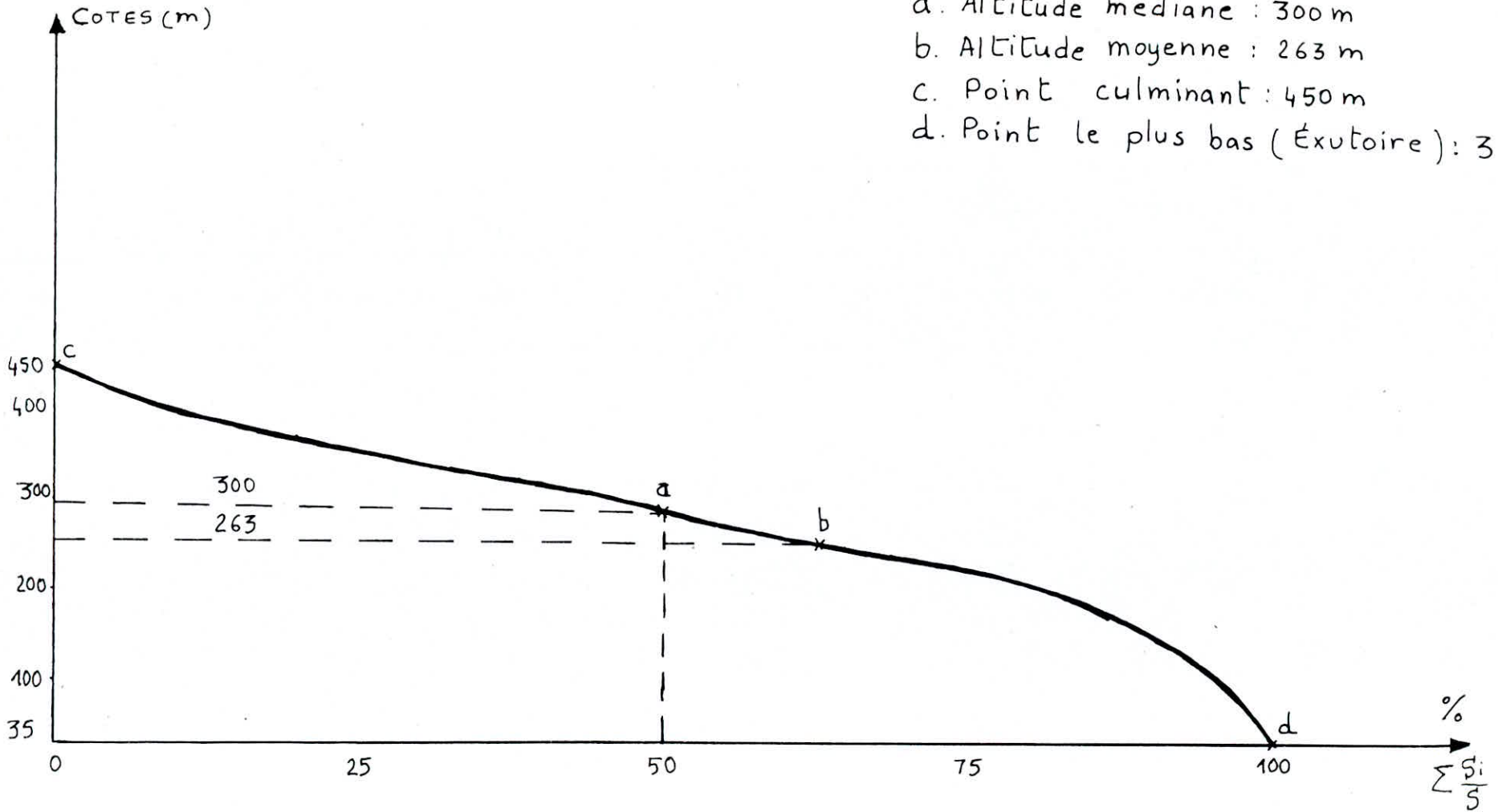
COURBE HYPSONÉTRIQUE
DU BASSIN VÉRSANT DE L'OUÉD AZZIZI

Tableau : RÉPARTITION DE LA SURFACE TOTALE
EN FONCTION DE L'ALTITUDE

N	COTES Z_i (m)	SURFACES S_i (Km ²)	S_i (%)	S_i CUMULÉES (%)	$h_i \cdot S_i$
1	38-80	0,1375	3,14	3,14	7,9063
2	80-120	0,2250	5,15	8,29	22,50
3	120-160	0,2875	6,57	14,86	40,25
4	160-200	0,5375	12,29	27,15	96,75
5	200-240	0,55	12,57	39,72	121,00
6	240-280	0,625	14,29	54,01	162,50
7	280-320	0,6375	14,57	68,58	191,25
8	320-360	0,6875	15,71	84,29	233,75
9	360-400	0,3750	8,57	92,86	142,50
10	400-440	0,3125	7,14	100,00	131,25
		$\Sigma = 4,375$	$\Sigma = 100,00$		$\Sigma = 1149,6563$

GRAPHIQUE: — COURBE Hypsométrique du bassin
(Bassin Azizi)

- a. Altitude médiane : 300 m
- b. Altitude moyenne : 263 m
- c. Point culminant : 450 m
- d. Point le plus bas (Éxutoire) : 35 m



ALTITUDE MOYENNE

Elle est déterminée par la formule :

$$H_{\text{moy}} = \int h \frac{dS}{S} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i \cdot S_i}{S}$$

$$H_{\text{moy}} = \frac{1149,6563}{4,375} = 262,8 \text{ m}$$

PENTE MOYENNE

$$I_{\text{moy}} = \frac{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}}{\sqrt{S}} = \frac{450 - 35}{\sqrt{4,375}} = 0,198$$

Avec :

H_{max} : Altitude maximale du bassin versant

H_{min} : Altitude minimale au site du barrage

S : Superficie du bassin versant

1.2. Le CLIMAT

Le climat de la région étudiée est caractérisé par un été sec et un hiver relativement humide (type méditerranéen).

L'étude des moyennes pluriannuelles des températures a montré que ces dernières variaient entre 17 et 18° C.

Ces valeurs moyennes sont assez stables et changent peu au fil des années indépendamment du nombre des années d'observations*.

En ce qui concerne l'évaporation de la surface de la retenue, nous avons le tableau suivant :

Répartition des Evaporations Mensuelles

MOIS	SEPT.	OCT.	NOV.	DEC.	JAN.	FEV.	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL.	AOUT	ANNEE
mm	166,75	94,25	88,45	52,20	50,75	63,80	75,40	104,40	160,95	162,40	221,85	208,80	1450,0
%	11,5	6,5	6,1	3,6	3,5	4,4	5,2	7,2	11,1	11,2	15,3	14,4	100,00

* Schéma général de l'Amenagement hydraulique de la Mitidja

1.3. LA GÉOLOGIE

Elle joue un très grand rôle puisqu'elle influe sur le régime du cours d'eau et aussi sur l'érosion et le transport solide.

Dans le premier cas, il convient d'étudier les proportions respectives des terrains perméables et imperméables.

Les terrains perméables :

Ce sont les roches meubles telles que les sables, graviers, alluvions diverses, mais aussi, les roches à perméabilité de fissures comme les calcaires et les basaltes.

L'infiltration y est abondante, le ruissellement est plus faible et les crues sont moins importantes.

Ces terrains ont donc un rôle modérateur,

Les terrains imperméables :

On y trouve dans cette catégorie, les roches cristallines (granit), les roches cristallophyliennes (Gneiss, schistes...) et les roches sédimentaires (marnes, argiles, limons, etc...)

Lorsque ces terrains affleurent sans couverture de produits d'altération, toute l'eau de pluie ruisselle et donne lieu à des crues importantes et brutales.

Il faut remarquer l'influence de la géologie sur le tracé du plan hydrographique. Les terrains imperméables sont sillonnés d'une grande quantité de petits filets d'eau et les sources sont rares.

Les terrains perméables présentent peu de rivières et celles-ci sont alimentées par des sources ou des résurgences qui apparaissent au fond de la vallée.

1.4. GEOLOGIE DU SITE

Sous le lit de l'Oued AZZIZI, nous avons des dépôts alluviaux deltiques. Nous distinguons de haut en bas, des argiles, des argiles marneuses, des sables avec graviers et galets. Cette couche alluviale a une épaisseur de cinq (05) mètres. De part et d'autre du lit, nous sommes en présence du reste de la terrasse marine érodée (Pléssanienne). Nous avons les grés, les conglomérats et les gravelites.

Nous avons encore les dépôts de l'ancien delta de l'oued ; Limons sableux, sables, argiles sableuses aux menus galets et graviers.

Enfin sur tout le reste du site, nous avons le Helvetien du Miocène inférieur. Ce sont les marnes gris-bleuâtres aux intercalations des grés calcaires et des calcaires à la base. Aux alentours du site, à environ un kilomètre à l'aval, nous avons les dépôts marins d'une terrasse Monastin. De haut en bas, les argiles et limons argileux, les sables et limons sableux et à la base des graviers et des galets.

2. LES PRECIPITATIONS

L'étude climatique ou hydrologique d'un bassin est basée sur l'exploitation des données d'observations recueillies sur des périodes plus ou moins longues, continues ou non.

Lorsque les données sont inexistantes ou défectueuses ou que la période d'observations d'une station est trop courte pour que les données puissent être traitées statistiquement, l'homogénéisation se veut de combler ces lacunes en tenant compte des observations sans lacunes et de longue durée effectuées en d'autres stations. La méthode d'homogénéisation est la régression linéaire entre variables (module pluviométrique annuel des précipitations) représentatives de postes pris deux par deux.

En effet, si deux stations considérées sont situées dans la même région climatique, à une distance relativement faible à l'échelle d'un continent, il existe généralement une liaison significative entre les totaux annuels pluviométriques qui présentent une distribution à peu près normale.

Dans ces conditions, la régression entre deux (02) séries a de fortes chances d'être linéaire.

En plus, on peut tester le degré de liaison de cette régression (coefficient de corrélation).

La première chose à faire lorsqu'on procède à l'homogénéisation des données d'une région est de dresser un inventaire de toutes les données existantes. A partir de cet inventaire, on choisira les stations de base, c'est-à-dire, celles à partir desquelles, on va combler les lacunes d'observations des autres stations.

Tableau représentant les stations voisines
du bassin versant de l'Ouéd-Azzizi

N	CODE	STATIONS	Coordonnées		longitude	latitude	Observations	
			X	Y			Pluvio	hydro.
1	02.02.02	Beni-Haoua	399,00	359,50	1°34'20"	36°31'52"	25 disc	
2	02.02.03	Damous	411,05	361,35	1°42'24"	36°32'56"	12 - -	
3	02.03.01	Bordj-Ghobrini	460,65	387,00	2°15'39"	36°36'14"	11 - -	15 disc
4	02.03.03	Menaceur	459,50	354,85	2°14'53"	36°29'37"	10 - -	
5	02.03.13	Sidi-Ghiles	448,50	364,90	2°7'16"	36°35'6"	32 - -	
6	02.03.15	Gouraya	428,85	363,55	1°54'22"	36°34'22"	33 - -	
7	02.03.18	Hadjout	475,80	358,80	2°25'48"	36°31'52"	11	9 disc.

2.1. CORRELATIONS DES PLUIES ANNUELLES DANS LES STATIONS

Les pluies de la région viennent généralement de la direction nord-ouest avec la caractère humide des masses d'air froides de la méditerranée.

Avec les données pluviométriques existantes mais insuffisantes, certains tests superficiels pour pouvoir les analyser et les critiquer sont nécessaires. Dans ces stations, la procédure de corrélation a été faite même dans les périodes de base d'observations pluviales.

Les périodes dans lesquelles les observations n'ont pas été faites, sont complétées à l'aide des relations de corrélation effectuées parmi les stations aux caractères semblables.

Pour compléter les données manquantes relatives aux périodes d'observations non faites, nous utilisons les fortes relations de corrélation des couples de stations.

L'équation de corrélation s'écrit comme suit :

$$Y = a X + b$$

où :

a = Pente de la droite de régression

b = Ordonnée à l'origine

X, Y = Données dans les couples de stations composées

Nous reconstituons ainsi la série des précipitations annuelles à partir de cette droite de régression.

Tableau des corrélations des pluies annuelles dans les stations voisines

CODE	STATION X	STATION de base Y	Coéfficient de Corrélation r	Ecart Type σ	Equation de regression $Y = aX + b$	Pluie moyen annuelle (mm)
02.02.02	Beni-Haoua	-	-	-	-	565,8
02.03.13	Sidi-Ghiles	Beni-Haoua	0,758	157,6	$0,819X + 15,01$	617,1
02.03.15	Gouraya	- -	0,827	112,0	$1,176X - 137,75$	597,3
02.02.03	Damous	-	-	-	-	628,4
02.03.01	Bordj-Ghobrini	Damous	0,610	163,69	$0,612X + 236,55$	568,0
02.03.13	Sidi-Ghiles	- -	0,697	173,02	$0,39X + 350,47$	617,1
02.03.18	Hadjout	- -	0,812	183,74	$0,594X + 245,93$	644,0
02.03.01	Bordj-Ghobrini	-	-	-	-	568,0
02.03.03	Menaceur	Bordj-Ghobrini	0,752	163,68	$0,723X + 47,41$	749,9
02.03.13	Sidi-Ghiles	- -	0,548	219,97	$0,316X + 347,44$	617,1
02.03.15	Gouraya	- -	0,847	162,18	$0,848X + 74,04$	597,3
02.03.18	Hadjout	- -	0,530	128,17	$0,62X + 188,21$	644,0
02.03.03	Menaceur	-	-	-	-	749,9
02.03.15	Gouraya	Menaceur	0,87	201,80	$0,742X + 359,78$	597,3
02.03.18	Hadjout	- -	0,88	192,12	$0,88X + 127,82$	644,0
02.03.13	Sidi-Ghiles	-	-	-	-	617,1
02.03.15	Gouraya	Sidi-Ghiles	0,747	159,04	$0,874X + 135,94$	597,3
02.03.18	Hadjout	- -	0,578	127,87	$0,888X + 114,80$	644,0

Du point de vue climatique, les données des stations de Gouraya, de Sidi-Ghiles et de Menaceur sont prises en considération.

D'après la carte de M. CHAUMONT, la pluie moyenne annuelle dans le bassin versant de l'Oued AZZIZI devrait varier entre 600 et 800 mm.

Aussi, nous pouvons prendre comme valeur moyenne du module pluviométrique, la valeur moyenne des trois (03) postes citées ci-dessus et qui sont :

STATION	PLUIE MOYENNE ANNUELLE. Po
MENACEUR	750
SIDI-GHILES	617
GOURAYA	597

CONCLUSION :

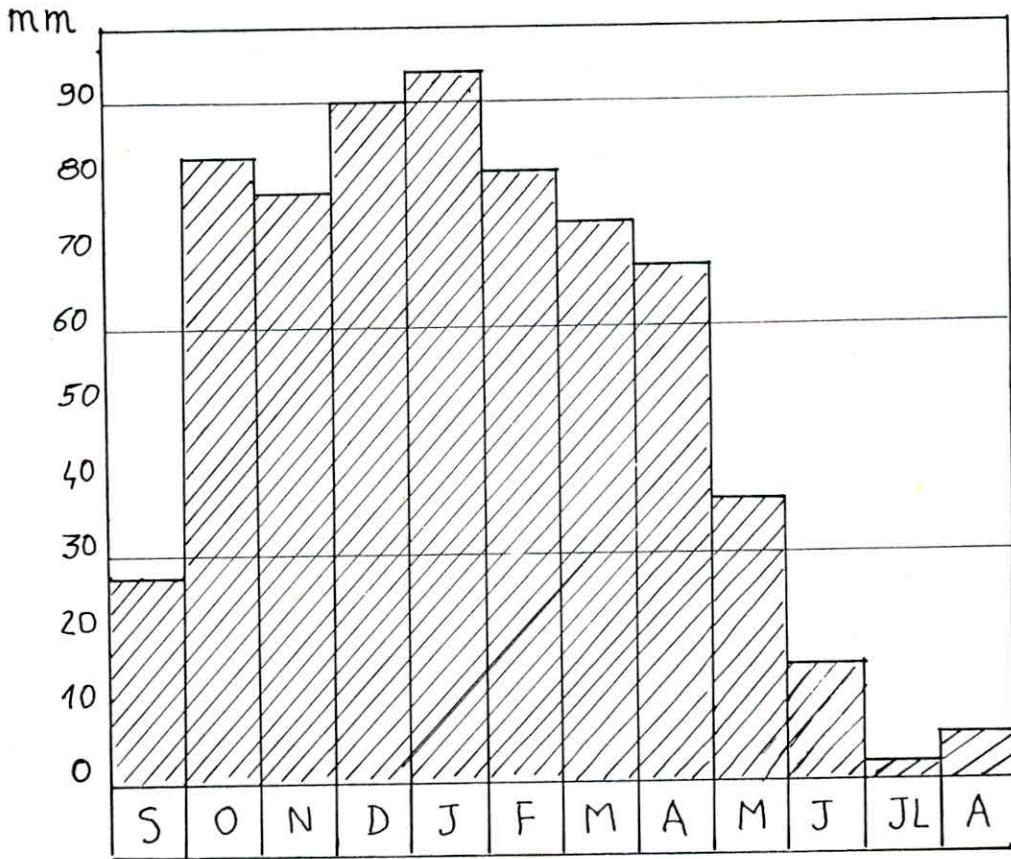
La pluviométrie moyenne annuelle pour le bassin versant de l'oued AZZIZI est :

$$Po = 655 \text{ mm}$$

La pluviométrie du bassin de l'oued AZZIZI est représentée dans le tableau suivant ci-dessous :

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	JL	A	ANNEE
mm	27	83	78	90	94	81	74	68	37	15	2	6	655,0
%	4,1	12,7	11,9	13,7	14,4	12,4	11,3	10,4	5,6	2,3	0,3	0,9	100,0

PLUIES MOYENNES MENSUELLES



GRAPHIQUE DES HAUTEURS
DE PRÉCIPITATIONS
SUR LE BASSIN
DE L'OUÉD AZIZI

MODULE PLUVIOMÉTRIQUE : 655 mm

2.2. PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES

Les données des postes pluviométriques voisins qui disposent de valeurs observées ont été analysées sur les trois (03) stations choisies précédemment et qui sont les stations de Menaceur, de Sidi-Ghiles et de Gouraya.

Les précipitations maximales journalières dans ces postes sont :

CODE	STATION	P24 max (mm)	Coefficient de variation Cv	Exposant climatique b
02.03.05	MENACEUR	78,5	0,37	0,46
02.03.13	SIDI-GHILES	67,8	0,44	0,44
02.03.15	GOURAYA	65,1	0,31	0,44
<u>MOYENNES</u>		70,5	0,37	0,45

Le coefficient de variation Cv est déterminé d'après $Cv = \frac{\sigma}{P_{24 \text{ max}}}$

où σ : Ecart type

Nous connaissons maintenant la valeur et l'intensité de la pluie maximale journalière

$$P_{24} \text{ max (moy)} = 70,5 \text{ mm}$$

nous pouvons trouver les valeurs des précipitations maximales journalières pour des fréquences différentes en utilisant la formule suivante de GALTON :

$$P_J \text{ max, \%} = \frac{P_J \text{ max}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \cdot e^{t \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}$$

Avec $P_J \text{ max} = P_{24} \text{ max (moy)} = 70,5 \text{ mm}$

Et $C_v = 0,37$

Nous avons alors :

$$P_J \text{ max, \%} = 66,12 \quad e^{0,358 t}$$

où t est une variable de GAUSS dont la valeur est reperée dans la table statistique "CUMULATIVE NORMAL DISTRIBUTION".

Remarque :

L'expérience montre que la courbe des fréquences des débits moyens journaliers des cours d'eau ne satisfait pas à la loi de Gauss car elle n'est pas symétrique et la valeur aléatoire (le débit) est toujours positive.

Mais la loi de Gauss est susceptible de nombreuses généralisations par le simple artifice d'un changement de variable.

On peut concevoir en effet que ce n'est pas la variable X qui est distribuée suivant la loi normale mais une certaine fonction Z de cette variable. Ainsi, la distribution de Galton correspond à une distribution Gaussienne de $\text{Log } X$.

Tableau : PRÉCIPITATIONS JOURNALIÈRES FRÉQUENTIÉLLES

FREQUENCES (%)	Probabilité de non dépassement. P_r	99,9	99	98	96	95	90	80
	Probabilité de dépassement $1 - P_r$	0,1	1	2	4	5	10	20
TEMPS DE RETOUR (ANS) $T = \frac{1}{1 - P_r}$		1000	100	50	25	20	10	5
$P_J \text{ max, \% (mm)}$		200,6	152,2	140,1	123,8	119,1	104,7	89,4

2.3. PLUIES DE COURTE DURÉE

La répartition statistique de précipitations temporelles a été calculée suivant la formule de LICITRI

$$P_t = P_{J_1 \max} \cdot \left(\frac{t_c}{24} \right)^b$$

où :

b : Exposant climatique pris égal à 0,45

t_c : Temps considéré en heures

P_{J₁max} : Pluie maximale journalière correspondant à une fréquence de probabilité (mm)

P_t : Pluie de courte durée t_c de même fréquence (en mm)

Les résultats de la répartition des pluies temporelles sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau: Répartition des pluies temporelles

t (heures)				0,25	0,50	0,75	1,0	1,25	1,50	
PÉRIODE DE RETOUR $T = \frac{1}{1-P_f}$	5	1-P _f	0,20	P _t *	11,5	15,7	18,8	21,4	23,7	25,7
				I**	46,5	31,4	25,1	21,4	19,0	17,1
	20	1-P _f	0,10	P _t	13,4	18,3	22,0	25,1	27,7	30,1
				I	53,6	36,6	29,3	25,1	22,2	20,1
	25	1-P _f	0,04	P _t	15,9	21,7	26,0	29,6	32,8	35,6
				I	63,6	43,4	34,7	29,6	26,2	23,7
	50	1-P _f	0,02	P _t	17,7	24,2	29,0	33,0	36,5	39,7
				I	70,8	48,4	38,7	33,0	29,2	26,5
	100	1-P _f	0,01	P _t	19,5	26,7	32,0	36,4	40,3	43,71
				I	78,0	53,4	42,7	36,4	32,2	29,1

*. P_t. Pluie temporelle (en. mm).

** I. Intensité de la pluie. $I = P/t$. (en mm/heure).

III. ETUDES HYDROLOGIQUES DU REGIME DE L'OUED

Des études hydrologiques plus ou moins poussées sont indispensables dès le début de la mise en oeuvre des projets d'usines hydroélectriques, de distribution d'eau, de protection contre les crues, de drainage, d'irrigation, etc...

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une évaluation saine non seulement des débits disponibles "en moyenne", mais surtout des débits extrêmes (crues et étiages).

Le régime des débits d'un cours d'eau durant une période déterminée est le seul poste du bilan hydrologique d'un bassin qui puisse être mesuré dans son ensemble avec une bonne précision.

Nous dirons aussi que le régime de l'oued est aussi la donnée de base indispensable pour l'établissement des projets d'ouvrages hydrauliques.

1. EVALUATION DES APPORTS ANNUELS

L'absence de données d'observations réelles nous incite à appliquer certaines formules empiriques afin d'estimer l'apport moyen annuel

1.1. Formule de CHAUMONT

$$H_0 = 600 P_0 (1 - 10^{X_0})$$

$$\text{Avec } X_0 = - 0,36 P_0^2 = - 0,36 (0,655^2) = - 0,1544$$

où :

P_0 : Pluie moyenne annuelle (en m)

H_0 : Hauteur de la lame d'eau écoulée (en mm)

$$H_0 = 600 \cdot 0,655 (1 - 10^{-0,1544}) = 117,6 \text{ mm}$$

1.2. Formule de DERY

$$H_o = 0,915 P_o^{2,684} \cdot S^{-0,158}$$

où :

- S : Superficie du bassin versant (en Km²)
- P_o : Pluie moyenne annuelle (en m)
- H_o : Hauteur de la lame d'eau écoulée (en m)

$$H_o = 0,915 (0,655)^{2,684} (4,375)^{-0,158} = 0,2328 \text{ m}$$
$$= 232,8 \text{ mm}$$

1.3. Formule de MEDINGER

$$H_o = 0,75 (P_o - 400)$$

où :

- P_o : Pluie moyenne annuelle (en mm)
- H_o : Hauteur de la lame d'eau écoulée (en mm)

$$H_o = 0,75 (655 - 400) = 191,25 \text{ mm}$$

1.4. Formule de SAMIE

$$H_o = P_o^2 (293 - 2,2\sqrt{S})$$

où :

- P_o : Pluie moyenne annuelle (en m)
- S : Superficie du bassin versant (en Km²)
- H_o : Hauteur de la lame d'eau écoulée (en mm)

$$H_o = (0,655)^2 (293 - 2,2\sqrt{4,375}) = 123,7 \text{ mm}$$

1.5. Formule de TURC

$$H_o = P_o - \frac{P_o}{\left(0,9 + \frac{P_o^2}{L^2}\right)^{1/2}}$$

où :

- P_o : Pluie moyenne annuelle (en mm)
- H_o : Hauteur de la lame d'eau écoulée (en mm)
- et L : Paramètre thermique ayant pour expression et pour valeur :

$$L = 300 + 25 T + 0,05 T^3$$

où :

- T : Température moyenne annuelle (en °C)

$$L = 300 + 25 (17) + 0,05 (17)^3 = 970,65$$

et :

$$H_o = 655 - \frac{655}{\left(0,9 + \frac{(655)^2}{(970,65)^2}\right)^{0,5}} = 92,42 \text{ mm}$$

1.6. Formules de M. COUTAGNE

$$* H_o = 1,024 (P_o - 0,26)^2$$

où :

P_o : Pluie moyenne annuelle (en m)

H_o : Hauteur de la lame d'eau écoulée (en m)

$$H_o = 1,024 (0,655 - 0,26)^2 = 0,1598 \text{ m} \\ = 159,8 \text{ mm}$$

* Formule de M. COUTAGNE I, exprimant le déficit d'écoulement annuel moyen en fonction des caractéristiques météorologiques du bassin

$$D = P_o - \lambda P_o^2$$

où :

$$\lambda = \frac{0,001}{0,8 + 0,14 T}$$

T : Température moyenne annuelle (17 °C)

P_o : Pluie moyenne annuelle (en mm)

D : Déficit d'écoulement (en mm)

La formule est valable dans l'intervalle

$$\frac{1}{8\lambda} < P_o < \frac{1}{2\lambda}$$

Par conséquent :

$$\lambda = \frac{0,001}{0,8 + 0,14 (17)} = 0,0003$$

et $D = 655 - 0,0003 (655)^2 = 526,29 \text{ mm}$

La hauteur de la lame d'eau écoulée sera :

$$H_o = P_o - D = 655 - 526,29 = 128,71 \text{ mm}$$

En utilisant les équations de transfert et qui sont :

$$H_o = P_o - D$$

$$q_o = 31,536 H_o$$

$$\text{et } q_o = 31,536 \frac{A_o}{S}$$

où :

S : Surface du bassin versant (en Km²)

q_0 : Débit spécifique (unitaire), en l/s/Km²

A_0 : Apport moyen annuel (en Mm³/an)

Nous obtenons les résultats représentés dans le tableau suivant

Tableau: APPORT MOYEN ANNUEL

FORMULES	Hauteur écoulée H_o (mm)	Apport moyen A_o ($10^6 \cdot m^3$)	Débit Spécifique q_o (l/s/km ²)	Débit moyen Q_o (m ³ /s)
CHAUMONT	117,6	0,515	3,73	0,016
DERY	232,8	1,018	7,38	0,032
MEDINGER	191,3	0,837	6,07	0,027
SAMIE	123,7	0,541	3,92	0,017
TURC	92,42	0,404	2,93	0,013
COUTAGNE.I	128,71	0,563	4,08	0,018
COUTAGNE.II	159,8	0,699	5,07	0,022
MOYENNES	149,5	0,654	4,74	0,021

Répartition mensuelle des apports

Mois	%	Apport A.10 ³
Sept.	1,2	7,85
Oct.	5,3	34,66
Nov.	8,83	57,75
Dec.	11,41	74,62
Jan.	13,95	91,93
Fev.	15,13	98,95
Mars	22,04	144,14
Avr.	11,40	74,56
Mai	7,84	51,27
Juin	1,65	10,79
Juil.	0,88	5,76
Aout	0,37	2,42
Total	100,00	654. 10 ³ m ³

Le module d'écoulement est alors :

$$K_e = \frac{H_0}{P_0} = \frac{149,5}{655} = 0,23$$

2. VARIABILITE DE L'APPORT ANNUEL

Pour les calculs des débits d'écoulement fréquentiels en plus de l'apport moyen annuel, il est aussi nécessaire de connaître le coefficient de variation C_v des apports.

Dans notre cas où les données d'observation font défaut, nous calculerons le coefficient de variation C_v d'après les formules empiriques suivantes :

2.1. Formule de UKRIVIPROVODKHOZ

$$C_v = \frac{0,70}{M_o^{0,125}} = \frac{0,70}{4,71^{0,125}} = 0,5767$$

où :

M_o : Débit spécifique (q_o en l/s/Km²)

2.2. Formule de SKOLOVSKY - CHEVELEV

$$\begin{aligned} C_v &= 0,78 - 0,29 \text{ Log } M_o \\ &= 0,78 - 0,29 \text{ Log } (4,71) = 0,5848 \end{aligned}$$

2.3. Formule de PRADOUN

$$C_v = \frac{0,93}{M_o^{0,23}} \cdot K$$

où :

K : Coefficient de réduction ($0,25 \leq K \leq 1$)

$$C_v = \frac{0,93}{4,71^{0,23}} \cdot 0,9 = 0,586$$

Conclusion : nous adaptons $C_v = 0,58$

3. APPORTS DE DIFFERENTES FREQUENCES

Recherche d'une loi d'ajustement :

Nous utiliserons la loi log-normale (distribution de GALTON) pour la répartition statistique des débits.

Comme nous l'avons déjà établi (page 20), cette loi s'écrit en général sous la forme de :

$$A = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{t \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}$$

Avec $C_v = 0,58$

et $A_0 = 0,654 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

De même "t" est la variable de GAUSS dont la valeur est repérée dans la table statistique (cumulative Normal distribution)

Nous obtenons ainsi l'Equation de la répartition des apports fréquentiels

$$A = 0,5657 \cdot 10^6 e^{0,5385 t}$$

Cet ajustement permet d'attribuer les apports annuels de différentes fréquences et qui sont représentés dans le tableau suivant :

FREQUENCES %	Probabilité de dépassement $1 - Pr$	0,001	0,01	0,02	0,04	0,10	0,20	0,50	0,90
	Probabilité de non dépassement Pr	0,999	0,99	0,98	0,96	0,90	0,80	0,50	0,10
	Période de retour $T = \frac{1}{1 - Pr}$ (ans)	1000	100	50	25	10	5	2	1,11
	Apports $A (10^6 \text{ m}^3)$	/	1,98	1,75	1,45	1,13	0,89	0,57	/

4. PREDETERMINATION DES CRUES

Le but de cette étude est de prédéterminer les crues fréquentielles dans notre bassin.

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximal probable des crues d'eau, en un point donné est évident, en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité de calculer certains ouvrages d'art en vue de leur éventualité ; les dimensions des évacuateurs des crues des barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation, etc...

4.1. Prédétermination du débit maximum de crue par les méthodes dites empiriques

4.1.a. Méthode de POSSENTI

$$Q_{max} = C \frac{P_j}{L} \left(S_m + \frac{S_p}{3} \right)$$

où :

P_j : Pluie journalière fréquentielle (mm)

L : Longueur du Thalweg principal (en Km)

S_m : Superficie montagneuse du bassin versant (en Km²)

S_p : Superficie de plaine du bassin versant (en Km²)

C : Coefficient dépendant de la longueur du thalweg principal
($700 \leq C \leq 800$).

Avec :

$$L = 3,25 \text{ Km}$$

$$S_m = 3,00 \text{ Km}^2$$

$$S_p = 1,375 \text{ Km}^2$$

$$C = 750$$

Nous avons le tableau ci-dessous

Temps de retour (ans)	5	10	25	50	100	1000
P_j (mm)	89,4	104,7	123,8	140,1	152,2	200,6
Q_{max} (m ³ /s)	72,5	84,9	100,3	111,8	123,4	162,6

4.1.b. Méthode de GIANDOTTI

$$Q_{\max} = \frac{a \cdot S \cdot h \cdot \sqrt{H - H_0}}{4 \sqrt{S} + 1,5 L}$$

où :

a : Coefficient topographique (166)

h : Hauteur de la pluie de durée le temps de concentration (en m)

H : Altitude moyenne du bassin (en m)

H₀ : Altitude minimale du bassin (en m)

S : Superficie du bassin versant (en Km²)

L : Longueur du Thalweg principal (en Km)

La hauteur de la pluie de durée le temps de concentration se calcule d'après la formule :

$$h = P_{J \max} \left(\frac{t_c}{24} \right)^b$$

b : Exposant climatique (0,45)

P_{J,max} : Pluie journalière fréquentielle (mm)

t_c : Temps de concentration (en heure)

* Le temps de concentration :

C'est la durée nécessaire pour que la pluie tombée sur le point le plus éloigné de l'exutoire d'un bassin versant, atteigne celui-ci.

Il est déterminé par la formule de GIANDOTTI

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

où :

H : Différence de niveau entre la côte moyenne du bassin et son point de sortie (228 m)

$$t_c = \frac{4 \sqrt{4,375} + 1,5 (3,25)}{0,8 \sqrt{228}} = 1,10 \text{ heures}$$

Les calculs nous donnent :

Période de retour (ans)	5	10	25	50	100	1000
h (mm)	22,3	26,2	30,9	34,5	38,0	50,1
Q _{max} (m ³ /s)	18,5	21,7	25,6	28,6	31,5	41,5

4.1.c. Méthode de MALLET-GAUTHIER

$$Q_{max} = 2 K \log (1 + a P_o) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + \log \frac{T}{S}}$$

où :

a et K : Coefficients topographiques

$$20 \leq a \leq 30 \quad 2 \leq K \leq 3$$

T : Période de retour (ans)

P_o : Pluie moyenne annuelle en mètres

S : Superficie du bassin versant (en Km²)

L : Longueur du Thalweg principal (en Km)

Avec K = 3 et a = 30

T (ans)	5	10	25	50	100	1000
Q _{max} (m ³ /s)	19,7	22,3	25,4	27,5	29,4	35,1

4.1.d. La méthode rationnelle

Nous utilisons deux (02) formules :

$$Q_{max} = \frac{P_j \cdot t_c}{24} \cdot S$$

$$Q_{jmoy} = \frac{P_j \cdot t_c}{24} \cdot S$$

$$Q_{jmoy} = \frac{P_j \cdot Cr \cdot S}{t_j}$$

Q_{jmoy} : Débit moyen journalier fréquentiel (en m³/s)

P_j : Pluie maximale journalière fréquentielle (en mm)

t_j : Durée d'un jour en secondes

t_c : Temps de concentration (en heures)

Cr : Coefficient de ruissellement

S : Superficie du bassin versant (en Km²)

* Détermination du coefficient de ruissellement Cr :

$$Cr = \frac{P_{eff}}{P_{max}}$$

$$P_{eff} = P_{max} - D$$

$$P_{max} = P_{j \max} \cdot \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

Tableau : Détermination du Coefficient de ruissellement Cr

Temps t (h)	Pluie maximale P.max. (mm)					Déficit D (mm)	Pluie éff P.éff. = P.max. - D. (mm)					Coefficient de ruissellement Cr = P.éff. / P.max.				
	Période de retour (ans)						Période de retour (ans)					Période de retour (ans)				
—	10	25	50	100	1000	—	10	25	50	100	1000	10	25	50	100	1000
0,25	13,48	15,87	17,71	19,52	25,72	12,62	0,81	3,25	5,09	6,90	13,1	0,06	0,20	0,29	0,36	0,51
0,50	18,34	21,69	24,19	26,66	35,13	12,75	5,59	8,94	11,44	13,91	22,39	0,30	0,41	0,47	0,52	0,64
0,75	22,01	26,08	29,08	32,00	42,17	12,87	9,14	13,16	16,16	19,33	29,3	0,42	0,51	0,56	0,60	0,694
1,00	25,05	29,62	33,04	36,42	48,0	13,00	12,05	16,62	20,04	23,42	35,0	0,48	0,56	0,61	0,64	0,73
1,1	26,15	30,92	34,49	38,01	50,1	13,12	13,03	17,80	21,37	24,89	36,98	0,50	0,58	0,62	0,66	0,74

RÉCAPITULATION DES RÉSULTATS OBTENUS PAR LES DIFFÉRENTES MÉTHODES :

MÉTHODES	FRÉQUENCES (%). $1 - P_r$					
	20	10	4	2	1	0,1
	PÉRIODE DE RETOUR (ans). $T = 1 / (1 - P_r)$					
	5	10	25	50	100	1000
	Q max (m ³ /s).					
POSSENTI	72,5	84,9	100,3	111,9	123,4	162,6
GIANDOTTI	18,5	21,7	25,6	28,6	31,5	41,5
MALLET - - GAUTHIER	19,7	22,3	25,4	27,5	29,4	35,1
RATIONNELLE	10,1	14,5	19,8	23,7	27,3	37,11
MOYENNES	30,2	35,9	42,8	47,9	52,9	69,1
ADOPTÉES	30	35	40	50	55	70

5. HYDROGRAMMES DE CRUE

Pour la mise sur pied de divers projets de protection contre les crues, il est nécessaire de prédéterminer la courbe $Q(t)$ des débits en fonction du temps, à partir de celle $I(t)$ de l'intensité en fonction du temps, des précipitations relevées en divers points du bassin.

Le calcul nous permet de déterminer le débit de pointe qui est l'élément essentiel pour le projet d'ouvrages.

L'absence d'observations sur notre bassin ne nous permet pas d'utiliser cette méthode, aussi, nous avons retenu la méthode proposée par M. SOKOLOVSKY pour la construction des hydrogrammes de crues.

Principe de la méthode :

A la partie correspondant à la montée de la crue (courbe de concentration), il assigne une équation ayant pour expression :

$$Q(t) = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^m$$

où :

$Q(t)$: Débit à l'instant t (en heures) après le début de la crue .

Q_{max} : Débit maximal de la crue (fréquentielle)

t_m : Temps de montée de la crue (en heures)

m : Exposant de la courbe (parabole) de montée

La zone afférente à la diminution progressive du débit et désignée sous le nom de courbe de décrue a pour expression :

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

où :

$Q(t')$: Débit à l'instant t' (en heures) après le début de la décrue

t_d : Durée de la décrue (en heures)

n : Exposant de la courbe de décrue

En général, $m = 2$ et $n = 3$

Monsieur SOKOLOVSKY considère un multiple du temps de montée et qu'il nomme K , et qu'il détermine à partir d'observations réalisées sur des bassins voisins de même caractéristiques que le bassin à étudier.

Toujours selon M. SOKOLOVSKY, la valeur la plus fréquente de K est trois (03)

$$K = \frac{t_d}{t_m} = 3$$

Le temps de la décrue est par conséquent égal à trois (03) fois le temps de la crue.

Le manque d'enregistrement sur le bassin à étudier permet toujours à M. SOKOLOVSKY de considérer que le temps de montée t_m est égal au temps de concentration t_c ,

$$t_m = t_c = 1,10 \text{ heure}$$

La durée de la décrue est donc :

$$t_d = 3 t_m = 3,30 \text{ heures}$$

Tableau des débits fréquents des crues

Durée t (h)	$Q_{0,1\%}$ (m^3/s)	$Q_{1\%}$ (m^3/s)	$Q_{10\%}$ (m^3/s)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,3	5,21	4,09	2,6
0,6	20,83	16,36	10,41
0,9	46,86	36,82	23,43
1,1	70,0	55,0	35
1,2	63,83	50,15	31,91
1,5	47,51	37,33	23,75
1,8	34,23	26,90	17,12
2,1	23,70	18,62	11,85
2,4	15,58	12,24	7,79
2,7	9,57	7,52	4,78
3,0	5,343	4,20	2,67
3,3	2,59	2,035	1,30
3,6	0,999	0,784	0,50
3,9	0,243	0,19	0,12
4,2	0,014	0,0124	0,008
4,4	0,0	0,0	0,00

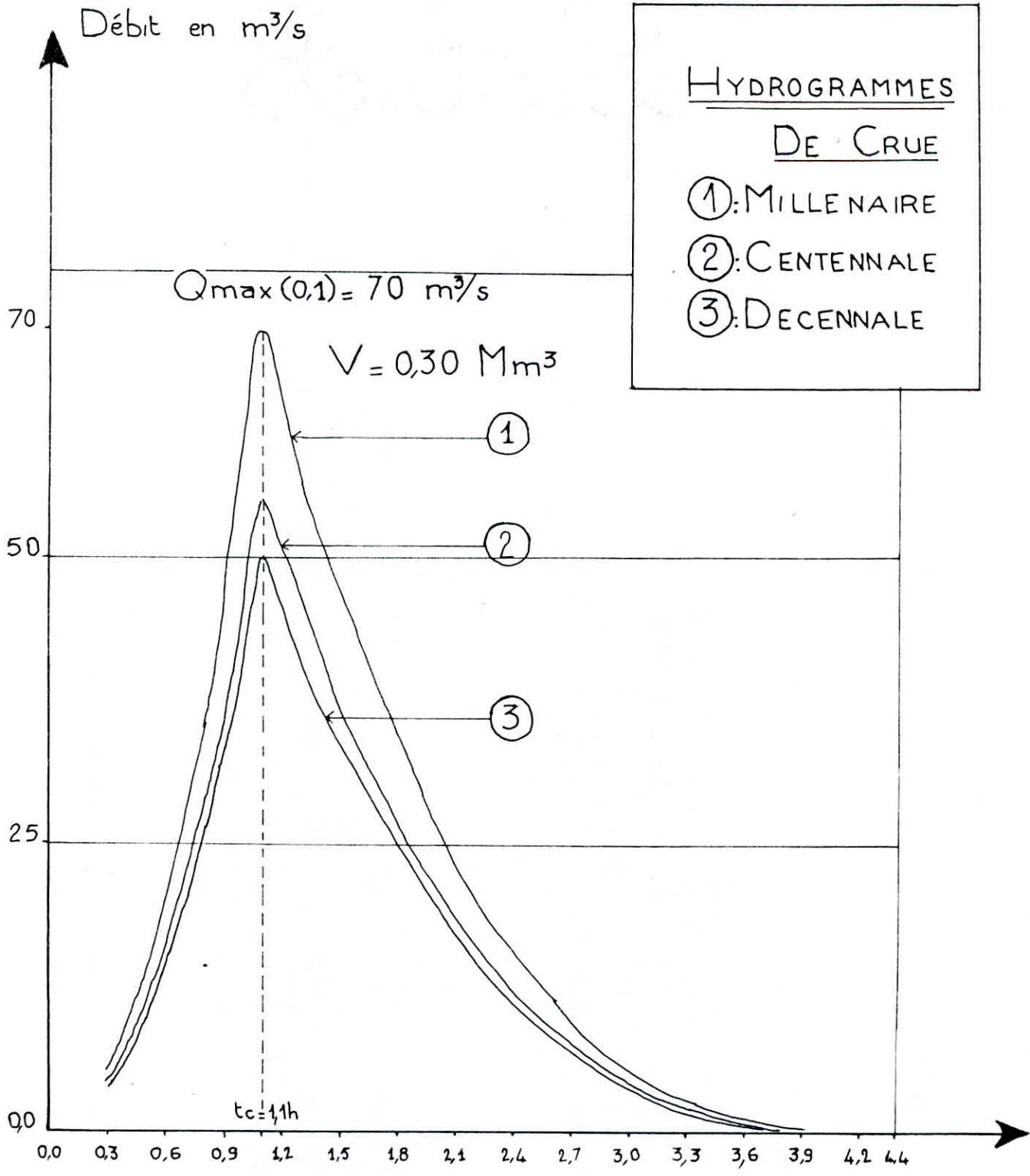
HYDROGRAMMES

DE CRUE

①: MILLENAIRE

②: CENTENNALE

③: DECENNALE



Temps en heures

ESTIMATION DU VOLUME DE L'HYDROGRAMME DE CRUE

CRUE MILLENAIRE

MONTÉE DE LA CRUE				DÉCRUE			
t (h)	Q _{0,1%} (m ³ /s)	V _i (10 ³ m ³)	$\frac{V_i + V_{i-1}}{2}$ (10 ³ m ³)	t (h)	Q _{0,1%} (m ³ /s)	V _i (10 ³ m ³)	$\frac{V_i + V_{i-1}}{2}$ (10 ³ m ³)
0,0	0,0	0,0	2,813	0,0	70	1,08	78,62
0,3	5,21	5,63	14,06	0,1	63,83	50,40	36,69
0,6	20,83	22,5	36,57	0,4	47,51	22,98	35,15
0,9	46,86	50,64	50,52	0,7	34,23	51,31	44,14
1,1	70	50,4		1,0	23,70	36,97	31,28
			Σ=103,96	1,3	15,58	25,60	21,21
				1,6	9,57	16,83	13,58
				1,9	5,343	10,33	8,05
				2,2	2,59	5,77	4,31
				2,5	0,999	2,84	1,96
				2,8	0,243	1,08	0,671
				3,1	0,014	0,262	0,14
				3,3	0,0	0,015	0,0075
						0,0	
							Σ=197,19

Le volume de la crue est :

$$V_c = (103,96 + 197,19) \cdot 10^3$$

$$= 0,3 \text{ Mm}^3$$

6. ESTIMATION DU TRANSPORT SOLIDE

L'influence de la géologie sur l'érosion et le transport solide des cours d'eau est primordiale. En règle générale, nous retiendrons que le transport solide et surtout en suspension, est d'autant plus grand que la résistance du sol est faible et que la constitution des roches est sensible à la dégradation.

Nous appliquerons quelques formules empiriques pour la détermination du taux d'abrasion dans le bassin versant de l'Oued AZZIZI.

Nous comparerons les résultats obtenus avec les données observées au niveau des postes de la Mitidja.

6.1. Formule de TIXERONT

$$T_a = a \cdot H_o^{0,15}$$

où :

T_a : Taux d'abrasion en $t/Km^2/an$

a : Coefficient qui dépend de la perméabilité

H_o : lame d'eau écoulée (en mm)

$$T_a = 350 (191,4)^{0,15} = 769,77 \text{ t/Km}^2/an$$

6.2. Formule de FOURNIER

$$T_a = 91,78 \frac{P^2}{P_o} - 737,62$$

où :

P : Précipitation moyenne des mois les plus pluvieux (en mm)

P_o : Précipitation moyenne annuelle (en mm)

$$T_a = 91,78 \frac{(94,4)^2}{655} - 737,62 = 511,06 \text{ t/Km}^2/an$$

6.3. Formule de SHYL

$$T_a = K (44,9 \cdot C_t + 73,2 \frac{P^2}{P_o} - 1442,8)$$

où :

C_t : Coefficient de torrentialité (2,9)

$\frac{P^2}{P_o}$: Indice climatique calculé ci-dessus

K : Coefficient qui dépend de la lithologie du bassin : 1,5

$$T_a = 395,87 \text{ t/Km}^2/an$$

Tableau des résultats

FORMULES	Ta (t/Km ² /an)	Ta (10 ³ t/an)	Ts (10 ³ m ³ /an)
TIXERONT	769,77	3,37	5,05
FOURNIER	511,06	2,24	3,36
SHYL	395,87	1,73	2,60
Moyennes	558,9	2,45	3,67

Ts : Transport solide

$$Ts = Ta \gamma$$

γ : Poids volumique des alluvions ($\gamma = 1,5 \text{ t/m}^2$)

Remarque :

Les valeurs observées sur plusieurs stations hydrométriques de la Mitidja, même si elles sont insuffisantes, montrent des variations importantes entre elles, en ce qui concerne le transport solide. La dégradation spécifique est égale à 3500 t/Km²/an pour l'Oued EL-Harrach, à 200 t/Km²/an pour l'Oued Masafra, à 1600 t/Km²/an pour la station "fer à cheval".

Le transport solide réajusté par le coefficient de correction

C = 0,60 devient :

$$Ts = 3,67 \cdot 10^3 \cdot 0,60 = 2,202 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{an}$$

7. ENVASEMENT - EROSION DES RETENUES

Lorsque l'équilibre naturel de la couverture végétale de la montagne est rompu par une déforestation massive et par un ruissellement généralisé, il s'ensuit une accélération de l'érosion sans précédent. Les retenues perdent alors leur qualité de réserve interannuelle et les pertes en eau se relèvent aussi sur l'ensemble de leurs bassins versants.

Nous pouvons calculer le volume mort correspondant à l'envasement annuel en prenant pour période de vie, avant l'envasement de la retenue, du barrage, une durée de $T = 15$ ans

Calcul du volume mort

$$V_M = \frac{T \cdot S \cdot Ta}{\gamma}$$

où :

S : Superficie du bassin versant

Ta : Taux d'abrasion

γ : Poids volumique des alluvions

T : Durée de vie moyenne du barrage

$$V_M = \frac{15 \cdot 4,375 \cdot 558,9}{1,5} = \underline{\underline{0,025 \text{ Mm}^3}}$$

Remarque :

La valeur de l'envasement annuel est très approximative, c'est une moyenne qui reflète mal le rythme d'envasement propre à la retenue. Cette hypothèse est vraisemblable puisque l'envasement annuel varie énormément suivant les périodes et ce qui est normal car il est directement proportionnel au volume et à la violence des précipitations sur le bassin versant, à la pente et à la dénudation progressive des sols.

Il est donc difficile de prévoir l'évolution de l'envasement d'une retenue mais il est intéressant de savoir que le rythme de l'envasement s'accélère avec le temps.

8. LA REGULARISATION

Il nous est très utile de définir le volume à stocker dans la retenue pour satisfaire, ce qui est dans notre cas, les besoins d'irrigation.

La méthode que nous allons employer met clairement en évidence, s'il est utile, possible et éventuellement rentable, de procéder à des travaux d'irrigation, en vue de mettre en tout temps à la disposition des cultures, l'eau nécessaire pour obtenir leur rendement optimum.

Le volume d'eau nécessaire est appelé volume utile.

Les données de base pour les calculs sont :

TABLEAU DES BESOINS AGRICOLES

MOIS	AVR	MAI	JUIN	JUL.	AOUT	SEPT.	TOTAL
m ³ /mois/ha	240	1090	1830	2390	2080	1190	8820

- La répartition mensuelle des apports
- La répartition mensuelle des précipitations
- La répartition mensuelle des évaporations et des infiltrations
- Le volume mort
- Les différents taux de régularisation (70 % ; 80 % ; 90 %)

Nous déterminerons les surfaces irrigables respectives aux taux de régularisation.

Nous remplissons les tableaux de calcul et nous traçons la courbe de régularisation en fonction des côtes du réservoir et des taux de régularisation.

Détermination du volume de la retenue

Le planimétrage du plan topographique à l'échelle 1 : 2000 nous a permis d'avoir les valeurs des surfaces en fonction des altitudes (courbes de niveau).

Les volumes correspondants sont calculés par la formule suivante :

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

où :

h : équidistance entre les courbes de niveau (m)

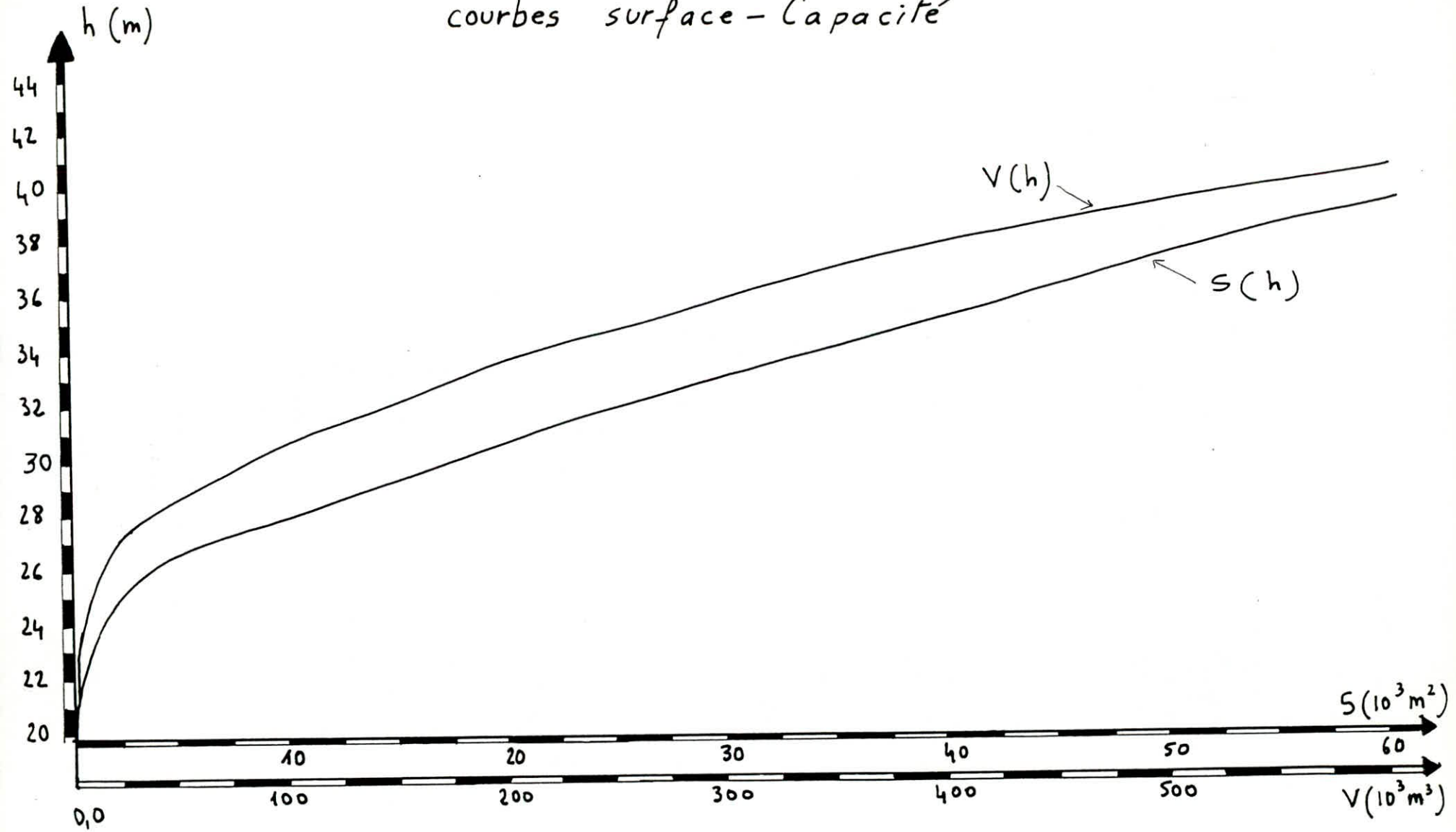
S_i : Surface de la couche (i) ; (en Km²)

S_{i+1} : Surface de la couche (i + 1) ; (en Km²)

V_i : Volume de la couche (i) ; (en Hm³)

COTES (m)	Surfaces S (Km ²)	Surfaces S _i (Km ²)	Equidistance h (m)	Volumes V _i (Hm ³)	Volumes cumulés (Hm ³)
20	340				
		1719	5	0,008595	0,008595
25	3098				
		9666	3	0,028998	0,037593
28	16234				
		20748	3	0,062243	0,099836
31	25262				
		34717	3	0,104151	0,203987
34	44172				
		47158	3	0,141474	0,345461
37	50144				
		63550	3	0,190649	0,536110
40	76956				
				= 536,111 m ³	

courbes surface - Capacité



TAUX DE RÉGULARISATION : 70%

Mois	Précipitations (mm)	Évaporation (mm)	Apports Mensuels Moyens ($10^3 m^3$)	Infiltration (mm)	Besoins en Eau ($10^3 m^3$)	Variation approxim. du réservoir ($10^3 m^3$)	Volume du réservoir au début du mois ($10^3 m^3$)	Volume approximatif ($10^3 m^3$)	Côte du niveau d'eau (m)	Surfaces moyennes ($10^3 m^2$)	Volume des pluies (m^3)	Volume des évaporations (m^3)	Volume des infiltrations (m^3)	Volume du réservoir en fin de mois ($10^3 m^3$)	Côte du niveau d'eau en fin de mois (m)
OCT	83	94,25	34,66	49,8	/	34,66	25,0	59,66	29,3	14,2	1178,6	1338,35	707,16	58,79	29,25
NOV	78	88,45	57,75	35,1	/	57,75	58,79	116,54	31,55	22,6	1762,8	1998,97	793,26	115,51	31,50
DEC	90	52,20	74,62	31,5	/	74,62	115,51	190,13	33,7	32,6	2934,0	1701,72	1026,9	190,34	33,5
JAN.	94	50,75	91,23	28,2	/	91,23	190,34	281,57	35,75	42,2	3966,8	2141,65	1173,12	282,2	33,8
FEV	81	63,80	98,95	28,4	/	98,95	282,2	381,17	37,65	50,0	4050,0	3190,0	1420,0	380,61	37,6
MAR	74	75,40	144,14	29,6	/	144,14	380,61	524,75	39,9	62,8	4647,2	4735,12	1858,88	522,80	39,8
AVR	68	104,40	74,56	30,6	12,48	62,08	522,80	584,88	40,5	66,6	4528,8	6953,04	2037,96	580,42	40,45
MAI	37	160,95	51,27	18,5	56,68	-5,41	580,42	575,01	40,45	66,4	2449,4	10654,9	1224,7	565,58	40,3
JUI	15	162,40	10,79	8,3	95,16	-84,37	565,58	481,21	39,3	59,4	891,0	9846,56	493,02	471,96	39,2
JUIL	02	221,85	5,76	2,0	124,28	-118,52	476,96	353,44	37,2	47,8	95,6	10604,43	95,6	342,84	36,95
AOU	06	208,80	2,42	10,5	108,16	-105,74	382,84	237,1	34,8	38,0	228	7934,4	399,0	228,99	34,6
SEP	27	166,75	7,85	24,3	61,88	-54,03	228,99	174,96	33,2	30,4	820,8	5069,2	738,72	169,97	33,1

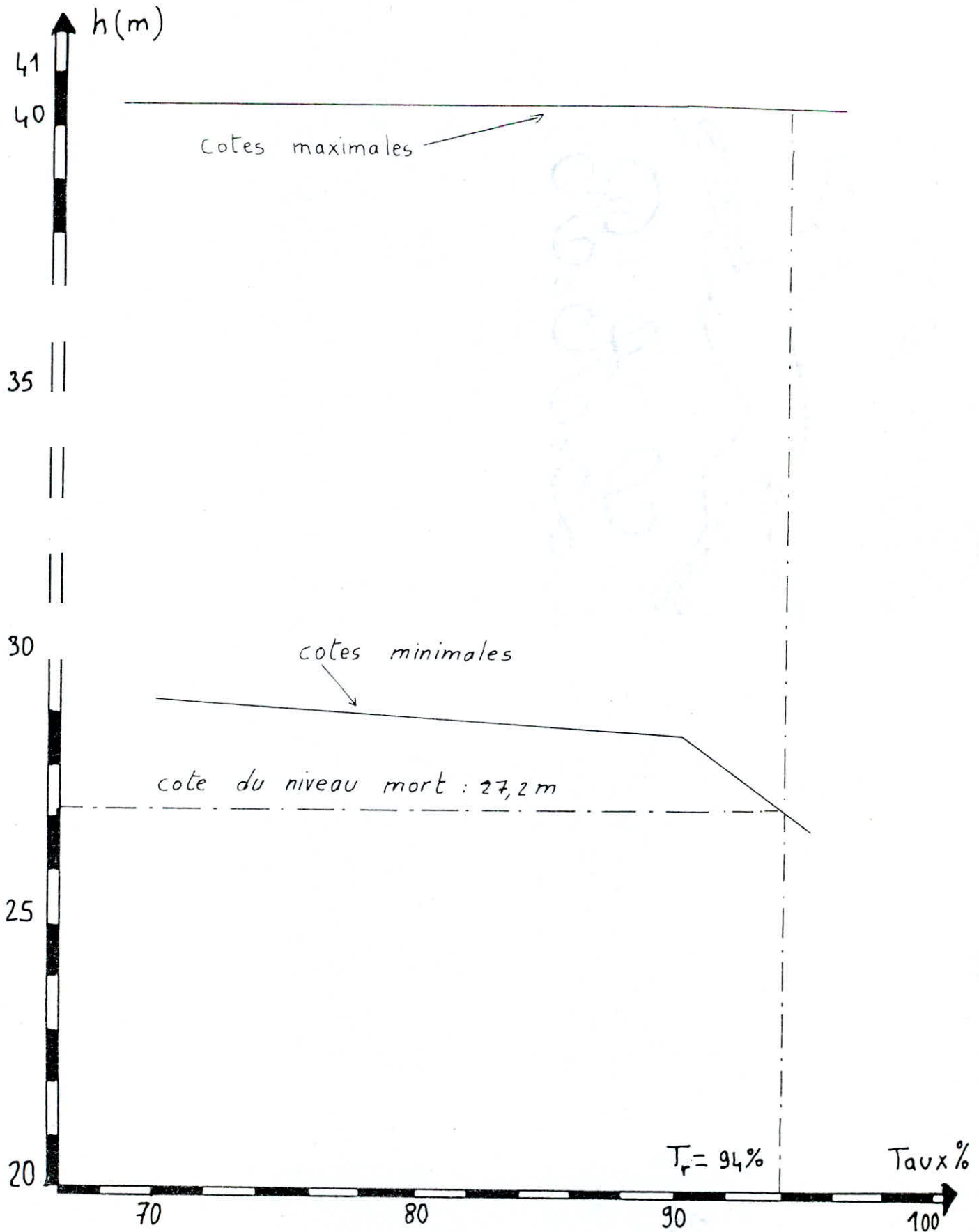
TAUX DE RÉGULARISATION : 90%

Mois	Précipitations (mm)	Evaporation (mm)	Apports Mensuels Moyens (10 ³ m ³)	Infiltration (mm)	Besoins en Eau (10 ³ m ³)	Volume approximatif du réservoir (10 ³ m ³)	Volume réservoir au début du mois (10 ³ m ³)	Volume approximatif (10 ³ m ³)	Cote du niveau d'eau (m)	Surfaces moyennes (10 ³ m ²)	Volume des pluies (m ³)	Volume des Evaporations (m ³)	Volume des Infiltrations (m ³)	Volume réservoir en fin de mois (10 ³ m ³)	Cote niveau d'eau fin de mois (m)
OCT	83	94,25	34,66	49,8	—	34,66	25,0	59,66	29,3	14,2	1178,6	1338,35	707,16	58,79	29,25
NOV	78	88,45	57,75	35,1	—	57,75	58,79	116,54	31,55	22,6	1762,8	1998,97	739,26	115,51	31,50
DEC	90	52,20	74,62	31,5	—	74,62	115,51	190,13	33,7	32,6	2934,0	1701,72	1026,9	190,34	33,50
JAN	94	50,75	91,23	28,2	—	91,23	190,34	281,57	35,75	42,2	3966,8	2141,65	1173,12	282,2	33,80
FEV	81	63,80	98,95	28,4	—	98,95	282,2	381,17	37,65	50,0	4050,0	3190,0	1420,0	380,61	37,60
MAR	74	75,40	144,14	29,6	—	144,14	380,61	524,75	39,9	62,8	4647,2	4735,12	1858,88	522,80	39,80
AVR	68	104,40	74,56	30,6	16,08	58,32	522,80	581,12	40,5	66,6	4528,8	6953,04	2037,96	576,66	40,45
MAI	37	160,95	51,27	18,5	73,03	-21,76	576,66	554,9	40,25	64,5	2386,5	10381,28	1193,25	545,71	40,10
JUI	15	162,40	10,79	8,3	122,61	-111,82	547,71	433,89	38,6	55,4	831,0	8996,96	459,82	425,26	38,40
JUIL	02	221,85	5,76	2,0	160,13	-154,37	425,26	270,9	35,5	41,0	82,0	9095,85	82,0	261,8	35,40
AOU	06	209,80	2,42	10,5	139,36	-136,94	261,8	124,86	31,8	23,6	141,6	4927,68	247,8	119,83	31,65
SEP	27	166,75	7,85	24,3	79,73	-71,88	119,83	47,95	28,7	12,2	329,4	2034,35	296,46	45,95	28,60

TAUX DE RÉGULARISATION : 95%

Mois	Précipitations (mm)	Évaporations (mm)	Apports mensuels Moyens ($10^3 m^3$)	Infiltrations (mm)	Besoins en Eau ($10^3 m^3$)	Variation approximative réservoir ($10^3 m^3$)	Volume réservoir au début du mois ($10^3 m^3$)	Volume approximatif ($10^3 m^3$)	Cote de niveau d'eau (m)	Surfaces moyennes ($10^3 m^2$)	Volume des pluies (m^3)	Volume des évaporations (m^3)	Volume des infiltrations (m^3)	Volume réservoir fin de mois ($10^3 m^3$)	Cote de niveau d'eau (m)
OCT	83	94,25	34,66	49,8	—	34,66	25,0	59,66	29,3	14,2	1178,35	1338,35	707,16	58,79	29,25
NOV	78	88,45	57,75	55,1	—	57,75	58,79	116,54	31,55	22,6	1762,8	1998,97	739,26	115,51	31,50
DEC	90	52,20	74,62	31,5	—	74,62	115,51	190,13	33,7	32,6	2934,0	1701,72	1026,9	190,34	33,50
JAN	94	50,75	91,23	28,2	—	91,23	190,34	281,57	35,75	42,2	3966,8	2141,65	1173,12	282,2	33,80
FEV	81	63,80	98,95	28,4	—	98,95	282,2	381,17	37,65	50,0	4050,0	3190,0	1420,0	380,61	37,60
MAR	74	75,40	144,14	29,6	—	144,14	380,61	524,75	39,9	62,8	4647,2	4735,12	1858,88	522,80	39,80
AVR	68	104,40	74,56	30,6	16,8	+57,76	522,8	580,56	40,5	66,6	4528,8	6953,04	2037,96	576,1	40,4
MAI	37	160,95	51,27	18,5	76,3	-25,03	576,1	551,07	40,15	64,3	2379,1	10349,09	1189,55	541,91	40,05
JUI	15	162,40	10,79	8,3	128,1	-117,31	541,91	424,6	38,75	56,4	846,0	9159,36	468,12	415,82	38,2
JUIL	02	221,85	5,76	2,0	163,3	-161,54	415,82	254,28	35,2	39,6	79,2	8785,26	79,2	245,49	35,0
AOU	06	208,80	2,42	10,5	145,6	-143,18	245,49	102,31	31,1	20,8	124,8	4343,04	218,4	97,87	31,0
SEP	27	166,75	7,85	24,3	83,3	-75,45	97,87	22,83	27,0	6,4	172,8	1067,2	155,52	21,38	26,8

LA RÉGULARISATION



La courbe de régularisation, nous définira le taux normal qui nous permettra de calculer :

- Le volume utile
- La superficie irrigable
- Le niveau normal de la retenue
- Le niveau minimum du réservoir

Principe de détermination de la superficie irrigable en fonction du taux de régularisation ζ (%) de l'apport moyen interannuel A_0 , des besoins (en m^3/ha) d'eau pendant la période d'irrigation ($\sum V$)

$$Si = \frac{A_0 \cdot \zeta}{\sum V} \quad (ha)$$

Taux (%)	70	80	90	95
Superficie irrigable (ha)	52	60	67	70

Conclusion :

Niveau normal de la retenue : NNR : 40,5 m

Côte du niveau mort : 27,2 m

Volume utile : $0,629.10^6$ m³

Superficie irrigable : 69,7 ha

Taux de régularisation : 94 %

9. LAMINAGE DES CRUES

La nécessité de prévoir à l'une des extrémités de la digue un déversoir largement dimensionné de façon à ce que l'eau ne puisse jamais passer sur le barrage malgré les plus fortes pluies et les plus grandes crues, nous incite à calculer la cote maximale du plan d'eau et les débits déversés.

Nous éviterions ainsi le surdimensionnement de l'évacuateur de crue d'où économie.

Le mécanisme est appelé Laminage de crues et est traduit par l'équation différentielle suivante :

$$Q_{\text{aff}}(t) dt = Q_{\text{dev}}(t) dt + A(Z) dZ$$

où :

$Q_{\text{aff}}(t)$: Débit de crue entrant dans la retenue au temps t

$Q_{\text{dev}}(t)$: Débit déversé par l'évacuateur à l'instant t

$A(Z)$: Surface du plan d'eau à la cote maximale Z

dt : Intervalle de temps considéré

Principe et Méthode de calcul

La méthode est graphique et consiste à tracer la courbe des volumes en fonction des hauteurs, à partir du niveau normal de la retenue ; ainsi que les courbes

$$- V(h) + \frac{\Delta V(h)}{2}$$

$$- V(h) - \frac{\Delta V(h)}{2}$$

$$- Q(h)$$

Le but est de faire le bilan des volumes affluants et ceux évacués dans la retenue pendant la durée de la crue.

Nous considérerons pour cela des intervalles de temps de 0,3 heure pour ainsi bien repérer les variations et les ascendances du plan d'eau de la retenue.

Si nous appelons Q_i le débit affluant au temps t_i et Q_{i+1} le débit affluant au temps t_{i+1} , nous pouvons dire que l'apport en volume de la crue entre les instants t_i et t_{i+1} sera donc :

$$V_{\text{aff}} = \frac{(Q_i + Q_{i+1})}{2} \cdot \Delta t$$

$h(m)$	0,25	0,50	0,75	1,00
$Q (m^3/s)$	7,47	21,14	38,84	59,80
$\frac{Q}{2} (m^3/s)$	3,74	10,57	19,42	29,9
$\frac{\Delta V}{2} \cdot (10^3 m^3)$	4,04	11,42	21,0	32,3
$V - \frac{\Delta V}{2} \cdot (10^3 m^3)$	15,96	31,58	44,0	56,2
$V + \frac{\Delta V}{2} \cdot (10^3 m^3)$	24,04	54,42	86,0	120,8

* $Q = mb\sqrt{2g} H^{3/2}$
 $m = 0,45$
 $b = 30 m$

LAMINAGE DE CRUE

$Q_{max} = 39 m^3/s$

$h_{dev} = 0,75 m$

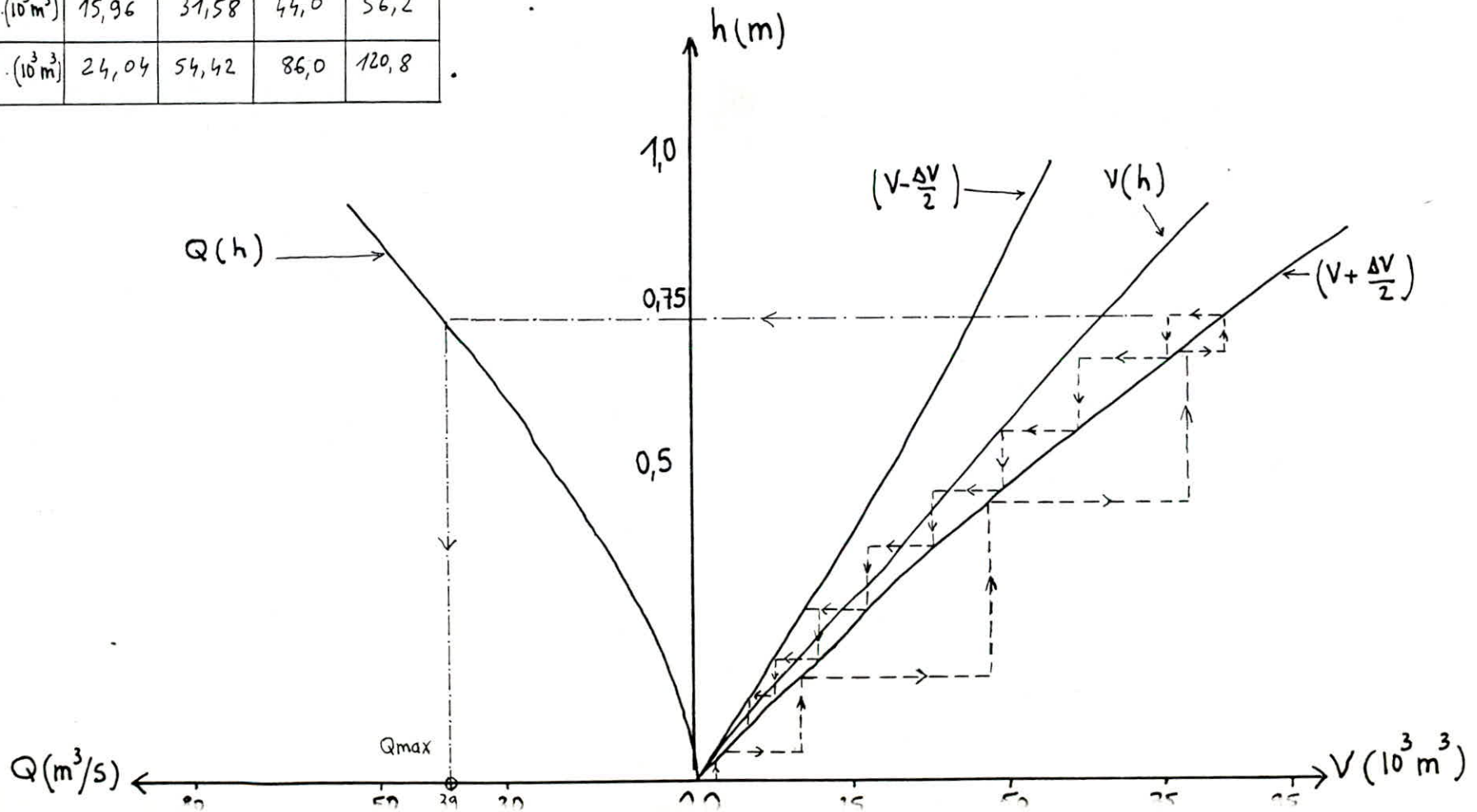


Tableau: Laminage des crues

Temps t (heures)	Débit affluant $Q = m.L.\sqrt{2g}.H^{3/2}$ (m^3/s)	Volume affluant $V = Q_{aff} \cdot \Delta t$ ($10^6 m^3$)	$\frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \cdot \Delta t = \Delta V$ ($10^6 m^3$)	Hauteur de la lame déversée h (m)	Débit déversé Q_{dev} (m^3/s)
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,3	5,21	0,00563	0,0028	0,05	1,0
0,6	20,83	0,0225	0,0141	0,17	4,0
0,9	46,86	0,0506	0,0366	0,45	18,5
1,1	70,0	0,0504	0,0505	0,69	35,0
1,2	63,83	0,023	0,0367	0,68	34,0
1,5	47,51	0,0513	0,0372	0,69	35,0
1,8	34,23	0,03696	0,0441	0,75*	39,0*
2,1	23,70	0,0256	0,0313	0,68	34,0
2,4	15,58	0,0168	0,0212	0,56	26,0
2,7	9,57	0,0103	0,0136	0,47	20,0
3,0	5,34	0,0058	0,0080	0,38	14,0
3,3	2,59	0,0028	0,0043	0,28	8,5
3,6	0,999	0,0011	0,0019	0,20	5,0
3,9	0,243	0,00026	0,00067	0,14	3,0
4,2	0,014	0,00015	0,00021	0,09	1,7
4,4	0,00	0,00	0,00	0,06	1,0

Ce volume déterminé n'est pas obligatoirement évacué en entier.
Une partie le sera mais une autre contribuera à surélever le plan
d'eau dans la retenue.

Les résultats par la méthode graphique sont :

Hauteur de la lame déversante : $h_{dev} = 0,75 \text{ m}$

Débit évacué : $Q_{dev} = 39 \text{ m}^3/\text{s}$

IV. LES BARRAGES EN TERRE

1. Généralités :

Lorsque le relief est un peu accusé, nous pouvons le mettre à profit en créant de petits barrages en terre pour retenir l'eau de ruissellement. La première préoccupation doit concerner le choix du site. Il doit permettre la réalisation d'une retenue d'eau la plus volumineuse possible avec un terrassement peu coûteux et pour qu'il en soit ainsi, il faut que les volumes de terre à pousser soient limités par suite d'un rétrécissement du thalweg et que les terres à pousser puissent être trouvées au voisinage immédiat du barrage si de plus, ces terres sont formées de matériaux suffisamment imperméables, alors le massif du barrage peut être homogène et peut jouer à la fois, le rôle de stabilité et d'étanchéité.

L'avantage des barrages en terre consiste en la simplicité et la rapidité de la construction.

L'homogénéité des remblais, la constance des procédés de mise en oeuvre, doit être recherchées en vue d'obtenir une cohésion interne constante.

Plus le relief sera accusé et plus les conditions citées plus haut pourront se trouver facilement satisfaites.

En second lieu, les sols doivent être imperméables afin que l'eau retenue ne puisse pas être perdue par infiltration.

On ne peut évidemment, construire des barrages collinaires dans les zones de sable. On évitera aussi les lits formés d'alluvions comprenant des graviers et les argiles à circulation interne.

On préférera les matières argileuses et sableuses qui se colmatent bien aux argiles à fort retrait, surtout si les fentes affectent la couche imperméable sur toute l'épaisseur.

Le barrage lui-même sera établi après que l'on aura décapé son emplacement pour s'assurer de la solidité et de l'imperméabilité de son assise.

Autant que possible, les ouvrages doivent être construits à l'étiage, moment où les travaux sont les plus faciles, la vitesse du courant étant réduite et le lit dégagé. On aura détourné les eaux en organisant la dérivation de l'oued.

Le barrage doit être assez lourd et pour cela doit mesurer six (06) à sept (07) mètres de large à son sommet. Cette chaussée est indispensable. Elle permet le transport du personnel, du matériel et des matériaux de réparation en cas de danger. Les pentes avant et arrière devront se rapprocher de 45 %. La construction de risbermes de largeur deux (02) à trois (03) mètres pourraient être nécessaires pour protéger les talus contre les affouillements par l'eau de précipitations.

Comme l'action hydrodynamique des eaux affecte les talus et génère leur érosion et leur glissement, on ajuste pour leur protection un revêtement en enrochement ou en perré (à l'amont) ou une couche végétale à l'aval (gazonnage).

Enfin, il sera nécessaire de prévoir à l'une des extrémités un déversoir largement dimensionné de façon à ce que l'eau ne puisse jamais passer sur le barrage, malgré les plus fortes pluies. L'évacuateur sera donc creusé en terrain dur. Il se poursuivra sur la pente avec une section progressivement décroissante qui libérera l'eau par débordement en aval du barrage.

Le profil de la digue :

Le profil des digues en terre est défini par des calculs de deux (02) natures différentes : d'une part des calculs mécaniques mettant en jeu la charge qu'elles ont à supporter et la résistance des matériaux qui les constituent ; d'autre part, des calculs hydrauliques. Les calculs de résistance utilisent généralement les méthodes du cercle de rupture. Parmi ces méthodes, nous distinguons celle de FELLENIUS dite "Méthode Suédoise".

"Le talus d'un massif en matériaux fins est stable lorsque les forces qui tendent à produire le mouvement d'une tranche telle que A A' B (voir schéma) de celui-ci par cisaillement, sont inférieures aux forces de résistance au cisaillement (qui résultent du frottement interne et de la cohésion)".

2. Choix de l'emplacement du barrage et dimensionnement :

Le site du barrage est fixé d'après des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrogéologiques du bassin versant de l'Oued AZZIZI.

Ces conditions permettent aussi de déterminer les dimensions du barrage (hauteur et longueur) en rapport avec la consommation. On y évalue ainsi les caractéristiques de résistance des sols, leur stratification et leur perméabilité. On y résout aussi les problèmes de remplissage de la retenue et des débits de crues qu'il faut faire passer au bief aval.

2.1. Choix du type de barrage :

Le barrage sera exécuté en terre argile-sableuse (2/3 de sable et 1/3 l'argile par exemple). Cette terre permet de réaliser un corps de digue homogène, étanche, dont le coefficient de perméabilité est de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-6} cm/s.

En effet, aux environs immédiats du chantier, nous disposons de grandes quantités de sols pratiquement imperméables (sables argileux, loess, limons, argiles, etc...)

Pour raccorder notre barrage avec le terrain d'assise (couche perméable, d'alluvions de cinq (05) mètres de profondeur), nous prévoyons une parafeuille de même nature que le matériau constituant la digue. Le terrage (l'ancrage) dans la couche imperméable (marnes calcaires) est de 0,5 à 0,75 mètre.

Avant de construire la digue, nous décapons soigneusement le sol sur une cinquantaine de centimètres et nous le purgerons de toutes traces de végétation et de produits organiques.

Nous labourons ensuite le terrain et nous pratiquons un fossé d'ancrage dans lequel nous pilonnons de l'argile pour établir un masque d'étanchéité et éviter de créer une discontinuité de cohésion interne entre ce sol et le massif qui sera corroyé.

La digue sera exécutée par couches successives d'une trentaine de centimètres d'épaisseur, soigneusement pilonnées ou corroyées pour obtenir une bonne compacité.

2.2. Le dimensionnement :

Le barrage en terre est un remblai de section transversale trapézoïdale. Nous calculerons et choisirons la hauteur du barrage, sa largeur et celle de la crête, les pentes des talus amont et aval, les dimensions de la parafeuille et les risbermes.

Le barrage étant un ouvrage fragile, la surveillance et l'entretien permanents seront nécessaires. Aussi, nous définirons les moyens à employer pour prévenir les dangers et pour procéder aux renforcements nécessaires.

Hauteur du barrage

La hauteur totale du barrage est égale à la hauteur de la lame d'eau au bief amont (niveau normal de la retenue), augmentée de la hauteur de la lame d'eau déversante en cas de crue (niveau maximum de la retenue) et majorée d'une revanche de sécurité pour éviter la submersion en cas de crue exceptionnelle. La revanche sert aussi à compenser le tassement du barrage après sa construction (1 % de la hauteur).

Nous tenons compte de la hauteur des vagues et le battillage contre la crête du barrage, causés par la vitesse de propagation des premières citées.

Dans le "DESIGN OF SMALL DAMS", M. STEVENSON calcule la revanche avec les formules suivantes :

- Hauteur des vagues : $h_V = 0,34 \sqrt{F}$
où F. Fetch (en Km)

+ La vitesse de propagation des vagues

$$V = 1,5 + 2 h_V \text{ (Formule de Gaillard)}$$

- La revanche : $R = 1,5 \left[0,75 h_V + \frac{V^2}{2g} \right]$

Avec $F = 0,7 \text{ Km}$, nous obtenons $R = 0,65 \text{ m}$

Remarque :

Les formules de Moliter, de Mollet-Pacquant donnent des revanches supérieures à 1 mètre. Par contre, les formules russes d'après Labzovsky, Marine, Andreanov et Djeunkevski donnent des revanches inférieures à 1 mètre.

Pour notre part et en considérant la superficie du bassin versant (4,375 Km²) et le Fetch (0,7 Km) qui ne sont pas importants pour créer des hauteurs de vagues considérables, dont au plus, elles auront une hauteur de trente (30) centimètres.

Nous adapterons quand même une hauteur de soixante quinze (75) centimètres (avec la réserve de construction).

Par conséquent, le barrage aura une hauteur de :

$$H_b = 22 \text{ m}$$

Largeur de la crête

a. Formule de Knappen :

$$bc = 1,65 H_b = 7,34 \text{ m}$$

b. Formule de Prece :

$$bc = 1,1 \sqrt{H_b} + 1 = 6,16 \text{ m}$$

ou

$$bc = 3,6 \sqrt[3]{H_b} - 3 = 7,08 \text{ m}$$

Nous choisissons :

$$bc \hat{=} 7 \text{ mètres}$$

Longueur de la crête :

$$L_c = 213,5 \text{ mètres}$$

Pentes des talus :

Le choix des pentes doit assurer la stabilité statique des talus, Certains auteurs ont proposé des tableaux fixant les pentes des talus et ceci en tableaux fixant les pentes des talus et ceci en fonction de la hauteur et du type du barrage. De ces tableaux, nous avons tiré :

Hauteur du barrage	Type de barrage	Pentes du Parement	
		AMONT	AVAL
>> 20 m	Homogène argileux	1 : 3,5	1 : 2,5

La stabilité mécanique par la méthode de Fellenius impose en général une valeur de la pente du talus comprise entre 1 : 3 et 1 : 1,5, suivant la nature des matériaux utilisés et une hauteur maximale

Nous choisissons les pentes suivantes :

à l'amont : 1/3

à l'Aval : Pentes variables 1/2 et 1/2,5

Nous établissons des bermes de trois (03) mètres de largeur pour protéger les talus contre les affouillements par l'eau des pluies et le ruissellement. Ces bermes auront des rigoles latérales pour la capture et l'évacuation des eaux citées au dessus.

Nous diminuons le volume du barrage en construisant un prisme de drainage à la senelle du parement aval, de hauteur cinq (5) mètres, de largeur de crête de trois mètres et demi (03,5 m) et de pente 1: 2,5 Ce prisme de drainage a pour but d'abaisser la ligne de saturation pour la prévention de la sortie de l'écoulement souterrain sur le talus aval et pour son évacuation au bief aval.

Il faut beaucoup de pierres pour sa construction.

Protection des talus :

a. Talus aval : Il est affecté par une dégradation superficielle naturelle due au ruissellement.

Le revêtement par une couche végétale herbouse de vingt (20) centimètres d'épaisseur sera suffisant.

b. Talus avals : L'enrochement est le plus répandu des revêtements. Il est capable de résister à l'érosion. Nous pouvons utiliser autant que possible les matériaux que nous trouvons dans la région du site.

L'enrochement peut être en vrac ou en perré de pierres arrangées à la main, reposant sur une couche drainante (filtrante) de graviers et de sable d'épaisseur dix (10) centimètres.

L'épaisseur de l'enrochement est d'environ de trente (30) centimètres à un (01) mètre.

Nous construirons des butées en pierres pour augmenter la stabilité du revêtement et pour empêcher son glissement.

3. STABILITE HYDRAULIQUE DE LA DIGUE

Indépendamment des conditions mécaniques de stabilité, il convient de s'assurer que les infiltrations ne risquent pas de compromettre la tenue de l'ouvrage. Le calcul hydrotechnique de filtration est nécessaire pour ainsi établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage.

La filtration est créée par la charge d'eau au bief amont.

Les infiltrations sont plus faciles le long des fissures résultants du tassement de la fondation ou du retrait, des matériaux constitutifs.

De toute façon, l'eau pénètre dans la digue par imbibition.

Des infiltrations sont particulièrement à craindre si le terrain sous-jacent comporte une couche perméable en relation avec le lit de la rivière. En temps de crue, l'eau de cette couche se met en charge et il se peut qu'il existe au delà de la digue une zone plus faible qui se perce : l'eau apparaît en bouillonnant ; il se forme un RENARD.

Pour éviter cela, il est recommandé de ne pas faire de prélèvements de matériaux à l'extérieur du lit majeur endigué.

Aussi, il est très intéressant de faire un ancrage de la digue suffisamment profond pour couper par un masque étanche la couche perméable.

3.1. La ligne de saturation :

Hypothèses de calcul :

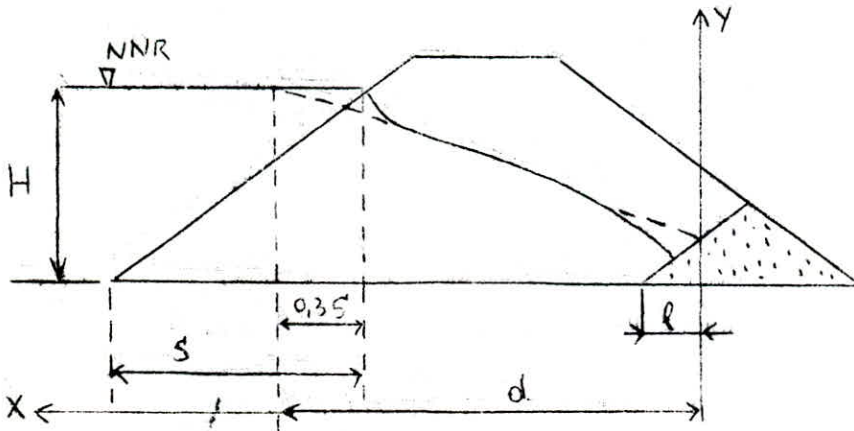
- On admet la filtration dans un seul plan
- Le barrage a pour massif un matériau homogène et isotrope.
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol du barrage : elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

La ligne de saturation est tracée à partir de la parabole de KOZENY dont l'équation est :

$$X^2 + Y^2 = (X + Y_0)^2$$

$$\text{où : } Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

X et Y : Coordonnées de la parabole



Avec $l = (0,05 - 0,06) H_b = 1,32 \text{ m}$

Nous avons $S = 64,4 \text{ m}$

$0,3 S = 19,32 \text{ m}$

$d = 62,65 \text{ m}$ et $Y_0 = 3,27 \text{ m}$

Nous traçons la parabole de KOZENY à partir du tableau suivant :

X	0	10	20	30	40	50	60	62
Y	3,27	8,72	11,89	14,38	16,50	18,37	20,07	20,4

3.2. Estimation du débit de fuite :

La filtration suit la loi de DARCY $V = KI$

a. Filtration à travers le corps du barrage :

Formule de KOZENY

$$q = K (\sqrt{H^2 + d^2} - d)$$

Avec $K = 10^{-6} \text{ cm/s}$

et $H = 20,5 \text{ m}$

$$q = 3,27 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

b. Filtration à travers la fondation du barrage

Nous utiliserons la formule de Dupuit
(valable pour l'écoulement de filtration laminaire)

$$q = K \frac{(H + b)^2 - h^2}{2L}$$

où :

b : profondeur de la parafouille (b = 5,5 m)

L : Epaisseur de la parafouille (L = 5,5 m)

h : Hauteur d'eau à l'aval (h = c)

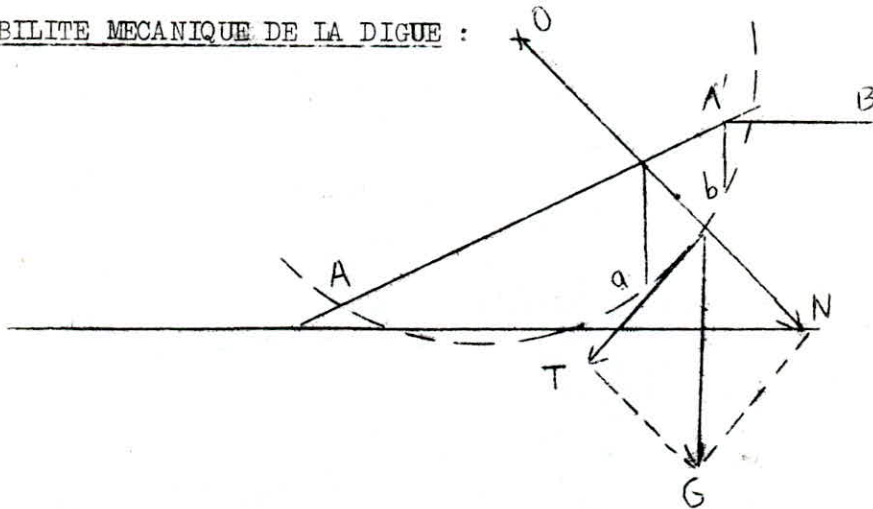
H : Hauteur d'eau à l'amont (H = 20,5 m)

$$q = 61,45 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

c. Le débit de fuite total :

$$q = 64,72 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

4. STABILITE MECANIQUE DE LA DIGUE :



Si nous considérons une tranche limitée par deux (02) plans verticaux et les forces qui agissent sur elle, l'équilibre de cette tranche s'écrit :

$$T < [(n - p) \cdot \text{tg } \varphi + c] \cdot l$$

où :

- T : Composante du poids G suivant la tangente à la courbe de rupture AB
- N : Composante du poids suivant la normale à (ab)

$$N = n \cdot l$$

- n : pression normale
- p : pression interstitielle
- l : longueur de l'arc (ab)

Cette méthode consiste à rechercher par tâtonnement celui des arcs de cercle AB (de centre O et de rayon r) qui correspond au coefficient de sécurité minimal (cercle critique).

Ordre de calcul (voir schéma)

Nous considérons une digue en terre. Nous traçons un cercle quelconque de rayon R d'arc CMD, de manière à ce qu'il englobe une partie du talus et une partie de terrain d'assise perméable. Nous divisons la partie de terrain englobé par l'arc de cercle, en tranches tel que $b = R / m$ (Nous prenons en général $m = 10, 20, 30, \text{etc.}\dots$) La verticale issue du centre O passe par le milieu de la première tranche et par convention nous notons d'un signe (+) les tranches à gauche et du signe (-) les tranches à droite (cas de talus oval) et le contraire pour le talus acent.

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont les suivantes :

*T : Composante périphérique du poids G de la tranche

$$T = G \sin \alpha$$

$$\text{avec } \sin \alpha = \frac{n}{u}$$

où n : numéro de la tranche

et u = 10

Le poids G de la tranche est déterminé par :

$$G = \left[\sum \gamma_i \cdot h_i \right] b$$

où : γ Poids volumique

h : Hauteur de la tranche

b : largeur de la tranche

*N : Composante normale du poids G

$$N = G \cdot \cos \alpha$$

$$\text{où } \cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

*S : La force de Cohésion :

$$S = C \cdot l$$

où :

l : Longueur de la courbe de glissement

$$l = \frac{b}{\cos \alpha}$$

*F : La force de frottement

$$F = N \cdot \operatorname{tg} \varphi = G \cdot \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi$$

où :

φ : Angle de frottement interne du sol

*W : La force de pression hydrodynamique

$$W = \gamma_{\text{eau}} \cdot h_p \cdot l$$

où :

h_p : Hauteur piézométrique de la tranche

Le coefficient de sécurité contre le glissement s'exprime par la formule :

$$K_G = \frac{\sum_{i=1}^n S_i R + \sum_{i=1}^n C_i R}{\sum_{i=1}^n T_i R}$$

ou

$$K_G = \frac{\sum_{i=1}^n (N_i - W/i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n C_i l_i}{\sum_{i=1}^n G_i \sin \alpha_i}$$

et en cas de séisme :

$$K_{GS} = \frac{\sum_{i=1}^n (N_i - W/i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n C_i l_i}{\sum_{i=1}^n G_i \sin \alpha_i + \frac{1}{R} \sum_{i=1}^n T_i d_i}$$

Avec $T_i = a \cdot G_i$

T_i = Force due au séisme

a = Coefficient sismique ($a = 0,18$)

et d_i = Le bras de levier de la force sismique

Les cas à envisager pour le calcul de stabilité sont :

- 1- Le réservoir est vide (fin de construction)
- 2- Le réservoir est plein (fonctionnement normal)

Nous calculons le talus aval car il se trouve sous l'action tranchante de la pression hydrodynamique de l'écoulement de filtration.

- 3- Le réservoir étant plein, il est vidangé rapidement (le talus amont est en danger).

Les données de base pour le calcul de stabilité sont :

* Barrage en terre homogène en sable argileux dont les propriétés physiques et mécaniques sont :

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle

$$\gamma_1 = 1,7 \text{ tf / m}^3$$

Le poids volumique du sol saturé $\gamma_2 = 2,1 \text{ tf / m}^3$

La cohésion à l'état naturel $C_1 = 8 \text{ tf / m}^2$

La cohésion du sol à l'état saturé $C_2 = 4 \text{ tf / m}^2$

L'angle de frottement interne à l'état sec : $\varphi_1 = 25^\circ$

L'angle de frottement interne à l'état saturé : $\varphi_2 = 20^\circ$

* Assise perméable d'alluvions

Le poids volumique $\gamma_3 = 1,5 \text{ tf / m}^3$

La cohésion spécifique $c_3 = 0$

L'angle de frottement interne : $\varphi_3 = 27^\circ$

FIN DE CONSTRUCTION . TALUS AVAL . R = 42 mètres

z	b (m)	h_1 (m)	h_3 (m)	δ_1 (t/m ³)	δ_3 (t/m ³)	G_n (t/m)	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$ (t/m)	$G_n \cos \alpha$ (t/m)	z_n (m)	$\operatorname{tg} \varphi$	$G_n \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi$ (t/m)	$C_i \cdot b_n$ (t/m)	T (t/m)	d_n (m)	$T \cdot d_n$ (t)
9	4,2	6,65	0,0	1,7	1,5	47,48	0,9	0,436	42,73	20,70	9,64	0,467	9,67	77,12	8,54	40,60	346,72
8	/	11,9	/	/	/	84,97	0,8	0,60	67,97	50,98	7,0	/	23,80	56,0	15,29	39,20	599,37
7	/	15,05	/	/	/	107,46	0,7	0,714	75,22	76,73	5,88	/	35,83	47,04	19,34	36,75	710,75
6	/	16,8	/	/	/	119,96	0,6	0,80	71,97	95,97	5,25	/	44,82	42,0	21,60	35,70	771,12
5	/	15,05	3,5	/	/	129,51	0,5	0,87	64,75	112,67	4,83	/	52,62	38,64	23,30	33,95	791,03
4	/	13,65	5,25	/	/	130,54	0,4	0,92	52,21	120,10	4,57	/	56,10	36,56	23,49	33,25	781,04
3	/	11,9	7,0	/	/	129,07	0,3	0,954	38,72	123,13	4,4	/	57,50	35,20	23,23	32,90	764,27
2	/	10,15	8,05	/	/	123,19	0,2	0,98	24,64	120,73	4,29	/	56,38	34,32	22,17	33,25	737,15
+1	/	8,75	8,40	/	/	115,40	0,1	0,997	11,54	114,82	4,22	/	53,62	33,76	20,77	33,60	697,87
0	/	7,35	8,75	/	/	107,60	0,0	1,0	0,0	107,60	4,20	0,509	54,77	0,0	19,36	33,95	657,27
-1	/	4,9	8,5	/	/	88,54	-0,1	0,997	-8,85	88,10	4,22	/	44,84	/	15,94	35,70	569,06
-2	/	3,5	8,05	/	/	75,71	-0,2	0,98	-15,14	74,20	4,29	/	37,77	/	13,63	36,75	500,9
-3	/	2,1	7,0	/	/	59,1	-0,3	0,954	-17,73	56,38	4,40	/	28,70	/	10,64	37,80	402,19
-4	/	0,7	1,75	/	/	16,02	-0,4	0,92	-6,41	14,74	4,57	/	7,50	/	2,89	39,20	113,29
-5	/	0,0	3,15	/	/	19,85	-0,5	0,87	-9,92	17,27	4,83	/	8,79	/	3,57	40,25	143,69
-6	2,45	/	1,05	/	/	3,86	-0,6	0,80	-2,32	3,09	3,06	/	1,57	/	0,695	41,30	28,70

$\Sigma = 389,38$

$\Sigma = 574,28$ $\Sigma = 400,64$

$\Sigma = 8614,44$

$K_G = 2,5$

$K_{G5} = 1,64$

FIN DE CONSTRUCTION . TALUS AVAL . R = 45,5 mètres

N°	b (m)	h1 (m)	h3 (m)	γ_1 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	Gn (t/m)	sin α	cos α	Gn. sin α (t/m)	Gn. cos α (t/m)	ln (m)	tg φ	Gn. cos α tg φ (t/m)	Ci. ln (t/m)	T (t/m)	dn (m)	T. dn (t/m)
+9	2,97	3,5	0,0	1,7	1,5	17,67	0,9	0,436	15,9	7,71	6,81	0,467	3,60	54,48	3,18	45,15	143,57
+8	4,55	8,05	/	/	/	62,27	0,8	0,60	49,81	37,36	7,58	/	17,45	60,64	11,2	44,45	497,84
+7	/	11,55	/	/	/	89,34	0,7	0,714	62,54	63,79	6,37	/	29,80	50,96	16,08	42,0	675,40
+6	/	13,65	/	/	/	105,58	0,6	0,80	63,34	84,47	5,67	/	39,45	45,36	19,0	40,60	771,60
+5	/	14,7	/	/	/	113,70	0,5	0,87	58,85	98,92	5,23	/	46,20	41,84	20,47	39,72	812,90
+4	/	12,95	2,45	/	/	116,89	0,4	0,92	46,76	107,54	4,95	/	50,22	39,57	21,04	39,20	824,70
+3	/	11,2	4,30	/	/	115,98	0,3	0,954	34,79	110,65	4,77	/	51,68	38,16	20,80	38,50	802,90
+2	/	9,10	5,60	/	/	108,61	0,2	0,98	21,72	106,54	4,64	/	49,75	37,14	19,54	38,50	752,60
+1	/	7,35	6,10	/	/	98,49	0,1	0,997	9,85	98,00	4,57	/	45,76	36,58	17,72	38,50	682,20
0	/	5,95	6,30	/	/	89,02	0,0	1,0	0,0	89,02	4,55	0,509	43,31	0,0	16,02	39,55	633,73
-1	/	4,20	5,95	/	/	73,10	-0,1	0,997	-7,31	72,73	4,57	/	37,02	/	13,15	40,6	532,80
-2	/	2,80	5,60	/	/	59,88	-0,2	0,98	-11,97	58,68	4,64	/	29,87	/	10,77	42,0	452,34
-3	/	1,0	2,50	/	/	24,80	-0,3	0,954	-7,44	23,66	4,77	/	12,04	/	4,46	43,40	193,56
-4	/	0,0	2,75	/	/	18,77	-0,4	0,92	-7,50	17,27	4,95	/	8,79	/	3,37	44,8	151,20
-5	2,97	/	1,10	/	/	4,90	-0,5	0,87	-2,45	4,26	3,41	/	2,17	/	0,88	45,15	39,82

$\Sigma = 326,89$

$\Sigma = 467,11$

$\Sigma = 404,73$

$\Sigma = 7967,2$

$$K_G = 2,66$$

$$K_{Gs} = 1,74$$

FIN DE CONSTRUCTION . TALUS AVAL . R = 49 mètres

N°	b (m)	h1 (m)	h3 (m)	γ_1 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	Gn (t/m ³)	sin α	cos α	Gn . sin α (t/m)	Gn . cos α (t/m)	ln	tg φ	Gn . cos α . tg φ (t/m)	Ci . ln (t/m)	T (t/m)	dh (m)	T . dh (t/m)
+9	2,1	2,1	0,0	1,7	1,5	7,50	0,9	0,436	6,74	3,27	4,82	0,467	1,52	38,56	1,35	47,95	64,73
+8	4,9	7,0	/	/	/	58,31	0,8	0,60	46,64	35,00	8,17	/	16,30	65,36	10,49	46,55	488,3
+7	/	10,3	/	/	/	85,80	0,7	0,714	60,06	61,26	6,87	/	28,54	54,96	15,4	45,15	695,3
+6	/	12,25	/	/	/	102,04	0,6	0,80	61,22	81,63	6,13	/	38,04	49,04	18,35	43,75	802,81
+5	/	14,35	/	/	/	119,53	0,5	0,87	59,76	103,98	5,64	/	48,45	45,12	21,5	43,05	925,57
+4	/	12,6	2,1	/	/	120,39	0,4	0,92	48,15	110,74	5,33	/	51,60	42,64	21,66	42,0	909,7
+3	/	10,85	4,1	/	/	120,52	0,3	0,954	36,15	114,90	5,14	/	53,54	41,12	21,68	42,0	910,56
+2	/	9,10	5,2	/	/	114,02	0,2	0,98	22,8	111,73	5,0	/	52,06	40,0	20,52	42,0	861,84
+1	/	7,0	5,95	/	/	102,04	0,1	0,997	10,20	101,50	4,93	/	47,30	39,44	18,36	42,35	777,5
0	/	5,25	6,1	/	/	88,57	0,0	1,0	0,0	88,57	4,90	0,509	45,08	0,0	15,94	43,05	686,2
-1	/	3,15	5,9	/	/	69,61	-0,1	0,997	- 6,96	69,26	4,93	/	35,25	/	12,52	43,75	547,75
-2	/	1,4	5,1	/	/	49,15	-0,2	0,98	- 9,83	48,16	5,0	/	24,51	/	8,84	45,85	405,31
-3	/	0,0	3,85	/	/	28,30	-0,3	0,954	- 8,49	26,90	5,14	/	13,74	/	5,09	44,9	238,72
-4	/	0,0	2,1	/	/	15,44	-0,4	0,92	- 6,18	14,20	5,33	/	7,23	/	2,77	47,95	132,82

$\Sigma = 320,26$

$\Sigma = 463,10$

$\Sigma = 416,24$

$\Sigma = 8447,10$

$$K_G = 2,74$$

$$K_{GS} = 1,78$$

FONCTIONNEMENT NORMAL . TALUS AVAL . R = 38,5 mètres

N ^o	b (m)	h ₁ (m)	h ₂ (m)	h ₃ (m)	γ ₁ t _f /m ³	γ ₂ t _f /m ³	γ ₃ t _f /m ³	G _n (t _f /m)	sin α	cos α	G _n .sin α (t _f /m)	G _n .cos α (t _f /m)	P _n (m)	W _φ (t _f /m)	(N-W _φ)tg φ (t _f /m)	Ci.P _n (t _f /m)	T (t _f /m)	d _n (m)	T.d _n (t _f)
+9	3,85	4,55	0,0	0,0	1,7	2,1	1,5	29,78	0,9	0,436	26,8	12,98	8,83	0,0	6,05	70,64	5,36	37,45	200,75
+8	-	6,65	2,8	0,0	-	-	-	66,16	0,8	0,60	52,93	39,70	6,42	17,97	10,13	51,36	11,91	36,4	433,50
+7	-	6,30	7,0	0,0	-	-	-	97,83	0,7	0,714	64,48	69,85	5,39	37,73	11,69	21,56	17,61	35,0	616,30
+6	-	5,40	12,6	0,0	-	-	-	137,20	0,6	0,8	82,32	109,77	4,81	60,60	17,9	19,24	24,7	33,25	821,14
+5	-	5,25	10,15	0,7	-	-	-	120,47	0,5	0,87	60,24	104,81	4,43	48,10	20,64	17,72	21,69	31,50	683,10
+4	-	5,25	8,75	2,45	-	-	-	119,25	0,4	0,92	47,7	109,71	4,18	46,82	22,89	16,72	21,47	31,15	668,90
+3	-	5,95	6,65	4,0	-	-	-	115,81	0,3	0,954	34,74	110,48	4,03	42,92	24,59	16,12	20,85	31,15	649,50
+2	-	7,0	3,5	4,9	-	-	-	102,41	0,2	0,98	20,48	100,36	3,93	33,01	31,39	31,44	18,43	30,80	567,95
+1	-	9,45	0,0	5,6	-	-	-	94,19	0,1	0,995	9,42	93,72	3,87	21,67	33,57	30,96	16,95	30,80	522,36
0	-	8,05	-	5,6	-	-	-	85,03	0,0	1,0	0,0	85,03	3,85	21,56	29,58	30,80	15,31	31,85	487,63
-1	-	6,65	-	5,6	-	-	-	75,86	-0,1	0,995	-7,59	75,49	3,87	21,67	25,08	30,96	13,65	33,25	454,10
-2	-	5,25	-	4,9	-	-	-	62,66	-0,2	0,98	-12,53	61,41	3,93	19,26	19,64	31,44	11,28	33,95	383,01
-3	-	3,50	-	3,85	-	-	-	45,14	-0,3	0,954	-13,54	43,07	4,03	15,52	14,02	0,0	8,13	35,00	285,20
-4	-	2,10	-	2,45	-	-	-	27,89	-0,4	0,92	-11,16	25,66	4,18	10,24	7,85	0,0	5,02	36,75	184,50
-5	2,97	0,70	-	0,7	-	-	-	6,65	-0,5	0,87	-3,33	5,88	3,42	2,39	1,63	32,27	1,20	37,8	45,37

Σ = 354,97

Σ = 276,63

Σ = 401,23

Σ = 7003,4

$K_G = 1,9$

$K_{G5} = 1,26$

FONCTIONNEMENT NORMAL . TALUS AVAL . R = 42 mètres

N°	b (m)	h1 (m)	h2 (m)	h3 (m)	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	Gn (t/m)	Sin α	Cos α	Gn.Sin α (t/m)	Gn.Cos α (t/m)	ln (m)	W ϕ (t/m)	(N-W ϕ)tg ϕ (t/m)	Ci.ln (t/m)	T (t/m)	dn (m)	T.dn (t/m)
+9	4,2	4,9	0,0	0,0	1,7	2,1	1,5	34,99	0,9	0,436	31,49	15,25	9,64	0,0	7,1	77,12	6,30	41,6	262,0
+8	/	6,1	3,5	/	/	/	/	74,42	0,8	0,60	59,54	46,65	7,0	24,50	14,98	56,0	13,40	39,9	534,48
+7	/	5,6	7,7	/	/	/	/	107,9	0,7	0,714	75,53	77,03	5,88	45,28	11,55	23,52	19,42	38,15	740,95
+6	/	5,25	9,8	/	/	/	/	123,92	0,6	0,80	74,35	99,13	5,25	51,45	17,36	21,0	22,31	36,75	819,73
+5	/	5,15	9,45	1,75	/	/	/	131,14	0,5	0,87	65,58	114,09	4,83	54,10	21,83	19,32	23,61	35,35	834,44
+4	/	4,90	7,7	3,85	/	/	/	127,15	0,4	0,92	50,86	116,97	4,57	52,80	23,56	18,28	22,89	35,0	801,05
+3	/	5,95	4,55	5,25	/	/	/	115,69	0,3	0,954	34,71	110,37	4,40	43,12	31,34	35,2	20,82	34,3	714,27
+2	/	7,80	0,0	6,3	/	/	/	109,67	0,2	0,98	21,94	107,47	4,29	27,03	37,49	34,32	19,74	34,47	680,46
+1	/	8,05	/	7,0	/	/	/	101,58	0,1	0,995	10,16	101,07	4,22	29,54	33,33	33,76	18,28	35,0	639,95
0	/	6,65	/	7,35	/	/	/	93,79	0,0	1,0	0,0	93,79	4,20	30,87	32,03	0,0	16,88	35,35	596,79
-1	/	4,9	/	7,35	/	/	/	81,29	-0,1	0,995	-8,13	80,88	4,22	31,02	25,38	/	14,63	36,75	537,73
-2	/	3,5	/	6,65	/	/	/	66,89	-0,2	0,98	-13,36	66,54	4,29	28,53	19,35	/	12,04	37,45	450,91
-3	/	1,75	/	5,25	/	/	/	45,57	-0,3	0,954	-13,67	43,47	4,40	21,74	11,06	/	8,20	38,85	318,67
-4	/	0,0	/	3,80	/	/	/	23,94	-0,4	0,92	-9,57	22,02	4,57	17,37	2,37	/	4,31	40,95	176,46
-5	/	0,0	0,0	1,75	/	/	/	11,03	-0,5	0,87	-5,51	9,59	4,83	8,46	0,57	/	1,98	41,65	82,69

$\Sigma = 373,92$

$\Sigma = 289,1$

$\Sigma = 318,52$

$\Sigma = 8190,6$

$K_G = 1,62$

$K_{GS} = 1,07$

FONCTIONNEMENT NORMAL . TALUS AVAL . R = 45,5 mètres

N ^o	b (m)	h ₁ (m)	h ₂ (m)	h ₃ (m)	γ ₁ t _f /m ³	γ ₂ t _f /m ³	γ ₃ t _f /m ³	G _n (t _f /m)	sin α	cos α	G _n . sin α (t _f /m)	G _n . cos α (t _f /m)	l _n (m)	Wφ (t _f /m)	(N-Wφ) tgφ (t _f /m)	Ci.l _n (t _f /m)	T (t _f /m)	dn (m)	T.dn (t _f)		
+9	3,5	3,50	0,0	0,0	1,7	2,1	1,5	20,83	0,9	0,436	18,75	9,07	8,02	0,0	4,22	64,16	3,75	44,8	168,00		
+8	4,55	6,65	1,05	-	/	/	/	61,47	0,8	0,60	36,89	36,87	7,58	7,96	13,47	60,64	11,07	43,4	480,44		
+7	-	6,10	5,05	-	/	/	/	95,44	0,7	0,714	68,2	68,14	6,37	32,17	16,76	50,96	17,18	42,7	733,60		
+6	-	5,30	7,85	-	/	/	/	116,00	0,6	0,80	92,8	92,8	5,68	44,59	17,54	22,72	20,88	40,25	840,42		
+5	-	5,25	9,45	-	/	/	/	130,90	0,5	0,87	113,9	113,88	5,22	49,33	23,50	20,88	23,56	39,55	931,80		
+4	-	4,90	8,05	2,45	/	/	/	131,54	0,4	0,92	52,62	121,01	4,94	51,87	25,16	19,76	23,68	38,85	919,97		
+3	-	5,60	5,60	3,85	/	/	/	123,10	0,3	0,954	36,93	117,43	4,76	44,97	26,37	19,04	22,16	38,50	853,20		
+2	-	9,45	0,0	5,25	/	/	/	108,93	0,2	0,98	21,80	106,74	4,64	24,36	38,39	37,12	19,61	38,50	755,00		
+1	-	7,70	/	/	/	/	/	95,39	0,1	0,995	9,54	94,91	4,57	24,00	33,05	36,56	17,17	38,85	667,10		
0	-	5,96	/	5,95	/	/	/	86,63	0,0	1,0	0,0	86,63	4,55	27,10	30,30	36,40	15,59	39,55	616,60		
-1	-	4,20	/	5,60	/	/	/	70,71	-0,1	0,995	-7,07	70,35	4,57	25,60	22,78	0,0	12,73	40,95	521,30		
-2	-	2,45	/	5,25	/	/	/	54,79	-0,2	0,98	-10,95	53,68	4,64	24,36	14,92	/	9,86	42,0	474,72		
-3	-	0,70	/	3,50	/	/	/	29,31	-0,3	0,954	-8,70	27,95	4,76	16,73	5,73	/	5,27	43,75	230,78		
-4	-	0,0	/	2,45	/	/	/	16,72	-0,4	0,92	-6,67	15,38	4,94	17,67	1,67	/	3,00	45,15	135,45		
										Σ=418,04			Σ=273,85			Σ=368,24			Σ=8267,8		

$$K_G = 1,53$$

$$K_{GS} = 1,07$$

VIDANGE RAPIDE . TALUS AMONT . R = 38,5 mètres

N_0	b (m)	h ₂ (m)	γ t \ddot{t} /m ³	Gn t \ddot{t} /m	sin α	cos α	Gn.sin α (t \ddot{t} /m)	Gn.cos α (t \ddot{t} /m)	h (m)	W ϕ (t \ddot{t} /m)	N-W ϕ (t \ddot{t} /m)	tg ϕ	(N-W ϕ)tg ϕ (t \ddot{t} /m)	Ci.ln (t \ddot{t} /m)	T (t \ddot{t} /m)	dn (m)	T.dn (t \ddot{t})
+9	1,00	1,05	2,1	2,21	0,9	0,436	1,98	0,963	2,30	2,40	-1,35	0,364	-0,49	9,68	0,40	38,15	15,26
+8	3,85	4,10	/	33,15	0,8	0,60	26,51	19,90	6,41	26,30	-6,40	/	-2,3	25,68	6,11	37,40	228,10
+7	/	6,90	/	55,78	0,7	0,714	39,04	39,84	5,40	37,26	2,58	/	0,96	21,64	10,18	35,90	365,50
+6	/	8,80	/	71,15	0,6	0,80	42,69	56,92	4,81	42,35	14,60	/	5,42	19,28	13,20	35,00	462,0
+5	/	10,00	/	80,85	0,5	0,87	40,42	70,34	4,43	44,20	26,14	/	9,62	17,74	14,5	34,30	497,35
+4	/	10,85	/	87,72	0,4	0,92	35,08	80,71	4,19	45,40	35,31	/	12,91	16,76	15,78	33,95	535,73
+3	/	10,90	/	88,13	0,3	0,954	26,43	84,85	4,03	43,98	40,87	/	14,88	16,40	16,00	33,50	536,00
+2	/	10,65	/	86,11	0,2	0,98	17,22	84,39	3,92	41,83	42,60	/	15,82	15,72	16,00	33,25	532,00
+1	/	10,0	/	80,85	0,1	0,997	8,09	80,45	3,87	38,60	41,85	/	15,34	15,48	14,55	33,60	488,88
0,0	/	9,10	/	73,58	0	1,0	0,0	73,58	3,86	35,03	38,55	/	14,28	15,44	13,24	33,95	449,50
-1	/	7,90	/	63,87	-0,1	0,997	-6,39	63,55	3,87	30,49	33,10	/	12,15	15,48	11,20	34,65	388,08
-2	/	6,50	/	52,55	-0,2	0,98	-10,51	51,50	3,93	25,50	26,00	/	9,46	15,72	9,16	35,7	327,01
-3	/	4,05	/	32,74	-0,3	0,954	-9,82	32,08	4,10	16,60	15,48	/	5,64	16,40	5,74	36,7	210,66
-4	3,50	1,80	/	13,23	-0,4	0,92	-5,29	12,17	3,80	6,80	5,37	/	1,95	15,21	2,18	37,8	82,40

$\Sigma = 204,83$

$\Sigma = 115,81$

$\Sigma = 236,64$

$\Sigma = 5118,40$

$K_G = 1,72$

$K_{GS} = 1,05$

VIDANGE RAPIDE . TALUS AMONT . R = 42 mètres

N ^o	b (m)	h _z (m)	γ_2 t \ddot{f} /m ³	G _n (t \ddot{f} /m)	sin α	cos α	G _n sin α (t \ddot{f} /m)	G _n .cos α (t \ddot{f} /m)	l _n (m)	W ϕ (t \ddot{f} /m)	N-W ϕ (t \ddot{f} /m)	t \ddot{g} ϕ	(N-W ϕ) t \ddot{g} ϕ (t \ddot{f} /m)	Ci.l _n (t \ddot{f} /m)	T (t \ddot{f} /m)	d _n (m)	T. d _n (t \ddot{f})
+8	4,2	2,45	2,1	21,61	0,8	0,6	17,29	12,97	7,0	17,15	-4,18	0,364	-1,50	28,00	3,88	42,0	162,9
+7	/	5,95	/	52,48	0,7	0,714	36,73	37,47	5,89	35,0	2,47	/	0,90	23,60	9,44	40,25	379,9
+6	/	8,05	/	71,0	0,6	0,8	42,60	56,80	5,25	42,26	14,54	/	5,30	21,00	12,7	39,20	497,8
+5	/	9,45	/	83,35	0,5	0,87	41,67	72,52	4,83	45,64	26,88	/	9,78	19,30	15,0	38,15	572,3
+4	/	10,15	/	89,53	0,4	0,92	35,80	82,37	4,57	46,38	36,00	/	13,10	18,30	16,11	37,80	608,96
+3	/	10,15	/	89,53	0,3	0,954	26,85	95,41	4,40	44,66	50,75	/	18,50	17,60	16,11	37,45	603,31
+2	/	10,50	/	92,61	0,2	0,98	18,52	90,76	4,29	45,04	45,72	/	16,64	17,20	16,67	37,45	624,29
+1	/	9,60	/	84,67	0,1	0,997	8,46	84,25	4,22	40,51	43,74	/	15,92	16,90	15,24	37,8	576,0
0	/	8,40	/	74,10	0	1,0	0,00	74,10	4,20	35,20	38,9	/	14,16	16,80	13,33	37,8	503,87
-1	/	7,00	/	61,74	-0,1	0,997	-6,18	61,43	4,22	29,54	31,89	/	11,61	16,90	11,11	39,2	435,5
-2	/	5,25	/	46,31	-0,2	0,98	-9,27	45,38	4,29	22,52	22,86	/	8,32	17,20	9,30	40,25	334,10
-3	/	2,80	/	24,70	-0,3	0,954	-7,41	23,57	4,40	12,32	11,25	/	4,095	17,60	4,44	41,30	183,37

$\Sigma = 205,1$

$\Sigma = 116,83$ $\Sigma = 230,4$

$\Sigma = 4983,8$

$K_G = 1,69$

$K_{Gs} = 1,073$

VIDANGE RAPIDE . TALUS AMONT . R = 45,5 mètres

N ^o	b (m)	h ₂ (m)	γ ₂ (t/m ³)	G _n (t/m)	sin α	cos α	G _n .sin α (t/m)	G _n .cos α (t/m)	h _n (m)	W _φ (t/m)	N-W _φ (t/m)	t _g φ	(N-W _φ)t _g φ (t/m)	Ci.l _m (t/m)	T (t/m)	dh (m)	T.dh (t)
+8	3,35	2,1	2,1	14,78	0,8	0,6	11,81	8,90	5,58	11,71	-2,80	0,364	-1,02	22,40	2,60	45,15	117,39
+7	4,55	5,0	/	47,78	0,7	0,714	33,44	34,12	6,37	31,8	2,32	/	0,85	25,60	8,60	43,75	376,26
+6	/	7,15	/	68,32	0,6	0,8	41,00	54,67	5,68	40,61	14,10	/	5,14	22,80	12,29	42,7	524,78
+5	/	8,75	/	83,61	0,5	0,87	41,80	72,75	5,22	45,67	27,10	/	09,86	20,90	15,05	41,65	626,82
+4	/	9,45	/	90,30	0,4	0,92	36,11	83,10	4,94	46,60	36,50	/	13,30	19,80	16,25	40,60	659,75
+3	/	10,15	/	96,99	0,3	0,954	29,09	92,53	4,76	48,30	44,23	/	16,10	19,10	17,45	40,25	700,0
+2	/	9,80	/	93,64	0,2	0,98	18,72	91,77	4,64	45,40	46,40	/	16,90	18,60	16,85	40,60	684,1
+1	/	9,10	/	86,95	0,1	0,997	8,69	86,52	4,57	51,50	35,10	/	12,78	18,30	15,65	40,60	633,8
0	/	7,70	/	73,58	0,0	1,0	0,0	73,58	4,55	35,0	38,58	/	14,05	18,20	13,24	41,65	551,4
-1	/	6,30	/	60,20	-0,1	0,997	-6,02	59,99	4,57	28,70	31,20	/	11,36	18,30	10,83	42,35	458,6
-2	/	3,85	/	36,79	-0,2	0,98	-7,36	36,10	4,64	17,80	18,30	/	6,67	18,58	6,62	43,7	289,39
-3	3,7	1,20	/	9,33	-0,3	0,954	-2,80	8,90	3,87	4,64	4,26	/	1,56	15,48	1,67	44,8	74,80

Σ = 204,48

Σ = 107,55 Σ = 238,1

Σ = 5697,1

$K_G = 1,69$

$K_{Gs} = 1,05$

V. OUVRAGES ANNEXES DES BARRAGES EN MATERIAUX LOCAUX

1. Généralités :

Pendant l'élaboration d'un projet d'aménagement hydraulique, il faut prévoir un évacuateur de crue, un ouvrage de prise d'eau, une vidange de fond et un ouvrage de la dérivation provisoire. L'évacuateur de crue sert à l'évacuation des eaux de crues superflues. Les ouvrages de prise d'eau sont construits dans le but de la consommation (irrigation, alimentation, etc...). La vidange de fond sert à la vidange totale ou partielle de la retenue et ceci dans un but d'inspection, de réparation et d'entretien des ouvrages disposés en bief amont ou de la purge de la retenue (vacuation des dépôts). L'ouvrage de dérivation provisoire, permet l'évacuation des débits des cours d'eau pendant la construction du barrage. La dérivation est organisée en creusant un tunnel de l'aval vers l'amont.

2. La dérivation provisoire :

Le premier stade de la construction d'un barrage dans le lit d'une rivière consiste essentiellement à réaliser des conditions permettant d'établir les fondations de l'ouvrage.

Ce résultat ne peut être obtenu qu'en provoquant une certaine obstruction du lit et en organisant une dérivation par un tunnel. La mise à sec de la partie du lit dans laquelle le barrage devra être implanté est réalisée au moyen de batardeaux amont et aval. Ces batardeaux devront faire partie du corps du barrage à la fin de la construction.

La galerie de dérivation peut être utilisée pendant l'exploitation comme évacuateur de crue, vidange de fond et ouvrage de prise d'eau. Pour des raisons économiques, nous choisisons cette variante. La galerie est aménagée sous le barrage et est bétonnée. La conduite de prise d'eau est placée dedans.

L'écoulement dans la galerie sera en charge.

2.1. Dimensionnement de la galerie :

En considérant le débit décennal, nous pouvons dimensionner la galerie de dérivation.

En effet

$$Q_{10\%} = 35 \text{ m}^3/\text{s}$$

et $Q = \mu S \sqrt{2g \cdot z}$

avec z : hauteur d'eau au dessus du centre de gravité de la galerie ($z = 19,5 \text{ m}$)

μ : Coefficient du débit pris préalablement (soit $\mu = 0,62$)

Nous aurons $S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2g \cdot z}} = 2,89 \text{ m}^2$

et $D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 1,92 \text{ m}$

Le rayon hydraulique est : $R = \frac{S}{P} = \frac{2,89}{6,02} = 0,48 \text{ m}$

Le coefficient du débit corrigé est :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{\sum \xi + \frac{\lambda L}{4R}}}$$

où :

$\sum \xi$: Somme des résistances locales

λ : Coefficient de frottement

Donc : $\sum \xi = \xi_{\text{entrée}} + \xi_{\text{vanne}} + \xi_{\text{sortie}} = 1,76$

En effet : $\xi_{\text{Entrée}} = 0,5$

$\xi_{\text{Sortie}} = 1,0$

et ξ_{vanne} est déterminée comme suit :

La vanne est ordinaire et est à passage direct

C'est une vanne opercule dont le :

$\frac{X}{D} = \frac{6}{8}$ et le coefficient des pertes de charge

est $K = 17$

La résistance locale ξ_{vanne} est :

$$\xi_{\text{vanne}} = \frac{K}{L} \cdot D = 0,26$$

Par conséquent le coefficient du débit est :

$$\mu = 0,59$$

et la section mouillée S est

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2g \cdot z}} = 3,03 \text{ m}^2$$

d'où : $D = \sqrt{\frac{4S}{\pi \cdot \nu}} = 1,96 \text{ m}$

Nous prendrons : $D = 2 \text{ m}$

2.2. Fixation de la hauteur du batardeau amont :

Dans la galerie l'écoulement est en charge et le régime est Permanent.

L'équation de Bernoulli établie pour des sections à l'amont et à l'aval de la digue,

$$H_{bat} + J \cdot L - H_2 = \frac{V^2}{2g} \left(\sum \zeta + f \cdot \frac{L}{D} \right)$$

où : H_2 = Hauteur d'eau à l'aval

J = Pente du terrain

D = Diamètre hydraulique

$\sum \zeta$ = Somme des coefficients de pertes de charge

f = Coefficient de frottement

Pour les coudes le coefficient de perte de charge se calcule comme suit :

L'équation de Darcy Weisbach

$$Y = \frac{\zeta}{90} \left[0,131 + 1,847 \left(\frac{D}{2\varphi} \right)^{3,5} \right]$$

où φ = Longueur du tronçon de conduite

Avec : $Y = 1,71$

$f = 0,017$

$L = 130 \text{ m}$

$D = 2 \text{ m}$

$Q = 31 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_2 = 0,5 \text{ m}$

La hauteur du batardeau est $H_{bat} = 12$ mètres

Pour des raisons économiques, nous fixerons là cette hauteur à $H_b = 6$ mètres

Le batardeau sera incorporé au barrage.

3. La vidange de fond :

L'ouvrage de vidange est très important et a plusieurs rôles, aussi intéressants les uns que les autres.

En effet, il assure le réglage de la montée du plan d'eau pendant le premier remplissage du réservoir il permet d'abaisser le niveau de la retenue pour rendre possible et la visite et l'entretien du barrage et des ouvrages annexes : il évacue une partie du débit de crue.

En général, l'ouvrage est constitué par une ou plusieurs conduites en acier mais dans notre cas, nous projetons d'utiliser la galerie comme ouvrage de vidange. La galerie débouchera à l'aval dans un bassin d'amortissement qui dissipera l'énergie cinétique établie. Le régime de vidange n'étant pas permanent, nous considérons alors la courbe des capacités et surfaces et nous prenons des intervalles de hauteur d'eau dans la retenue, pour lesquels nous considérons que le régime est permanent.

Pour chaque intervalle de hauteur choisi Δh_i , le volume à vidanger sera :

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

Le temps de vidange correspondant à h_i sera :

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

où Q_i = Débit à travers la galerie

Le temps de vidange total est :

$$T = \sum t_i = 15,3 \text{ heures}$$

Pour augmenter ce temps de vidange et pour avoir une vidange normale ne mettant pas en jeu la stabilité du talus amont, nous disposons d'une vanne à opercule permettant le réglage du débit à passer.

$$\text{Avec } \frac{X}{D} = \frac{6}{8}$$

où X : course de l'opercule

Le temps de vidange sera :

$$T = 61,2 \text{ heures}$$

ou $T = 2 \text{ jours et } 13 \text{ heures}$

3.1. Le bassin d'amortissement. Dimensionnement

Nous choisissons une largeur du bassin d'amortissement
(B = 4 mètres)

Le débit spécifique $q = \frac{Q}{b} = 7,85 \text{ m}^2/\text{s}$

La hauteur critique $K = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 1,85 \text{ m}$

La charge critique

$$H_K = 1,5 \quad K = 2,77 \text{ m}$$

En négligeant les pertes de charge

$$\Delta H = a' - a = 1,5 \text{ m}$$

Le paramètre adimensionnel

$$\Delta H_+ = \frac{\Delta H}{K} = 0,81$$

L'abaque 18 nous donne à partir de $\Delta H_+ = 0,81$

$$h_{t+} = 0,46$$

$$h_{r+} = 1,83$$

$$L_+ = 9,8$$

et par suite :

la hauteur d'eau à la sortie de la galerie

$$h_t = h_{t+} \cdot K = 0,85 \text{ m}$$

la hauteur du ressaut établi

$$h_r = h_{r+} \cdot K = 3,38 \text{ m}$$

La longueur du ressaut

$$L_r = L_+ \cdot K = 18,13 \text{ m}$$

La longueur du bassin d'amortissement est donc :

$$L = 20 \text{ m}$$

et sa profondeur : $h = 4 \text{ m}$

4. Prise d'eau :

La conduite de prise d'eau qui longe la galerie de dérivation est dimensionnée comme suit :

Le mois de juillet constitue le mois dont le module d'irrigation est le plus élevé (2390 m³/mois/ha)

Le module d'irrigation total pour la période d'irrigation Avril - Septembre est de 8820 m³/mois/ha.

Par conséquent, le mois de Juillet représente 27 % des besoins annuels agricoles. Et par suite, le volume de la prise pour ce mois de juillet est V_p :

$$V_p = 0,27 V_u$$

où :

V_u Volume utile (629000 m³)

et

$$V_p = 169830 \text{ m}^3$$

Le débit de prise sera pour huit (08) heures d'irrigation/jour

$$Q_p = \frac{V_p}{T} = 0,190 \text{ m}^3/\text{s}$$

Si nous considérons une vitesse d'écoulement dans la conduite de $V = 2 \text{ m/s}$, le diamètre de la conduite sera :

$$D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi V}} = 0,350 \text{ m. } (\varnothing 350)$$

4.1. Protection de la conduite de prise :

Pour protéger la conduite contre la corrosion, nous prévoyons un revêtement extérieur d'enduit bitumeux.
L'épaisseur du revêtement est de

4.2. La tour de prise :

Pour régler le débit de prise d'eau suivant la demande en besoins agricoles, nous installons à l'amont du barrage une tour de prise. L'accès à cette tour se fait par l'intermédiaire d'une passerelle reliée à la crête du barrage. Nous utiliserons des escaliers pour accéder aux vannes de réglage. Aussi pour protéger les ouvrages de prise, contre les corps flottants, nous plaçons une grille.

5. L'Evacuateur de crue :

En prenant en considération la destination de l'ouvrage hydraulique, le type de barrage, la hauteur d'eau dans le réservoir, les conditions topographiques, géologiques du site du barrage et tenant compte des questions économiques, nous optons pour un évacuateur de crue de surface. Cet évacuateur comportera un déversoir à profil pratique (type CRAEGER), un canal d'écoulement et un dissipateur d'énergie.

5.1. Tracé du profil pratique

Le profil du déversoir est obtenu à partir des coordonnées de CRAEGER - OFFITCHEROV pour une hauteur de la lame déversante $H_d = 1$ mètre (voir page suivante)

5.2. Dimensionnement du bassin d'amortissement

Hypothèses de calcul :

Le débit de crue $Q_{max} = 39$ m³/s

La hauteur de la lame déversante $H_d = 0,75$ m

La largeur du déversoir $b = 30$ m

Calculs :

Le débit spécifique $q_v = \frac{Q}{b} = 1,30$ m²/s

La hauteur critique au dessus du seuil du déversoir

$$K = 3 \sqrt{\frac{q_v^2}{g}} = 0,556 \text{ m}$$

La charge critique au dessus du seuil

$$H_K = 1,5 K = 0,834 \text{ m}$$

En négligeant les pertes de charge

$$H = H_K + P = 4,33 \text{ m}$$

où P : Différence de côte entre le seuil et le radier du déversoir (P = 3,5 m)

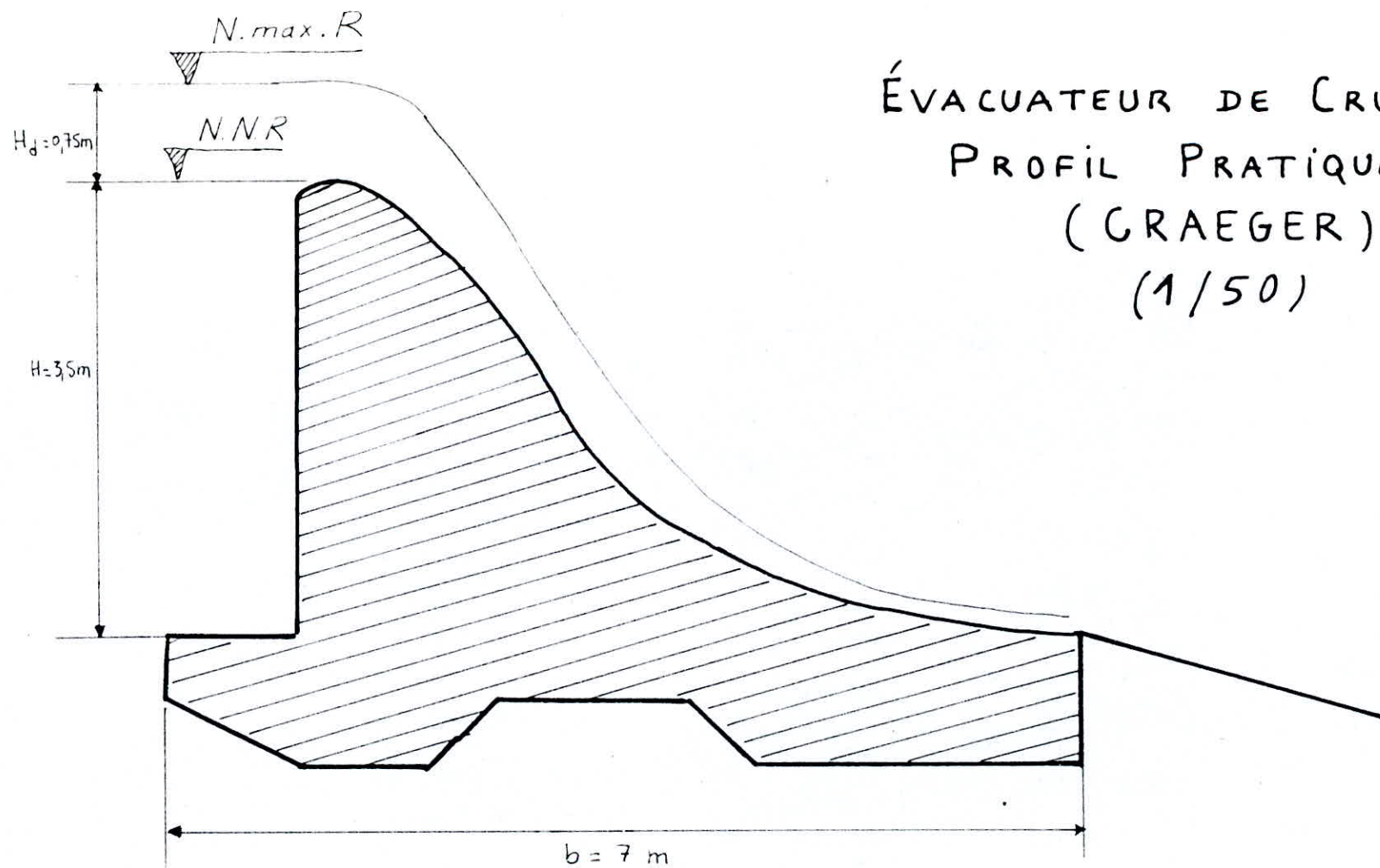
En utilisant la théorie de la longueur fluidodynamique, nous introduisons le paramètre adimensionnel

$$H_+ = \frac{H}{K} = 7,79$$

L'abaque 18 nous donné à partir de $H_+ = 7,79$: $h_{t+} = 0,26$

$$hr_+ = 2,60$$

$$L_+ = 17$$



ÉVACUATEUR DE CRUE
PROFIL PRATIQUE
(GRAEGER)
(1/50)

Et par suite :

La hauteur d'eau à l'aval du déversoir :

$$h_t = h_{t+} \cdot K = 0,15 \text{ m}$$

La hauteur du ressaut :

$$h_r = h_{r+} \cdot K = 1,44 \text{ m}$$

La longueur du ressaut :

$$L = L + \dots K = 9,45 \text{ m}$$

Nous prendrons pour longueur du bassin d'amortissement

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

5.3. Le chenal d'écoulement :

L'ouvrage d'évacuation est un canal à l'air libre, de section rectangulaire. Il est installé sur l'une des rives de la vallée. Son extrémité aval est disposée de façon à produire une lame d'eau qui se déverse dans l'oued à une distance suffisante du pied du barrage, par exemple grâce à un déflecteur en saut de ski.

La longueur du canal est de : $L = 110 \text{ m}$

Sa section est décroissante. De trente (30) mètres, largeur du seuil du déversoir, elle décroît jusqu'à dix (10) mètres quatre vingt et onze (91) centimètres (largeur à la sortie du canal).

Le régime d'écoulement dans le canal est graduellement varié.

La détermination de la courbe de remous se fait en intégrant l'équation différentielle.

$$dL = \left[\left(\Delta L - \frac{Q^2 L}{g A^3} \right) / (J_0 - J) \right] \cdot dh$$

Un programme * spécial, établi par M. Gheza Lapray pour calculatrice TI 59, permet son calcul.

Ce programme est basé sur les formules suivantes :

(* Le programme est fait pour le calcul du remous en canal trapézoïdal linéairement convergent.)

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

La section moyenne mouillée du tronçon i

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

Le coefficient de frottement de NIKURADZE

$$f_r = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{\Delta h} \right)^{-2}$$

où ϵ rugosité relative

Δh diamètre hydraulique

$$Dh = \frac{A1}{Pi}$$

Le gradient de perte de charge :

$$J = \frac{fr. Q^2}{Dh. A^2. 2g}$$

Remous en canal trapézoïdal linéairement convergent
 Programme établi par le Professeur Gheza Lapray (*).
 pour calculatrice programmable TI.59

LRN 2nd LBL A RCL 05 $X^2 + 1 = \sqrt{X} \times 2 = \text{STO } 09$ RCL 08 + RCL 17 $\div 2 = \text{STO } 07$ R/S
 LBL B RCL 15 $\text{STO } 14 \div 2 + \text{RCL } 06 = \div \text{RCL } 20 \times (\text{RCL } 16 - \text{RCL } 18) + \text{RCL } 18 = \text{STO } 04$
 $\times \text{RCL } 07 + \text{RCL } 05 \times \text{RCL } 07 X^2 = \text{STO } 10 \times 4 \div (\text{RCL } 04 + \text{RCL } 09 \times \text{RCL } 07) = \text{STO } 11$
 $1/X \times \text{RCL } 02 = \text{STO } 29$ Ln X $\times .86 - 1.14 = X^2 1/X \text{STO } 12 - \text{RCL } 01 X^2 \times (\text{RCL } 04$
 $+ 2 \times \text{RCL } 05 \times \text{RCL } 07) \div 9.8 \div \text{RCL } 10 Y^X 3 = \text{STO } 13 \div (\text{RCL } 03 - \text{RCL } 12 \times$
 $(\text{RCL } 01 \div \text{RCL } 10) X^2 \div \text{RCL } 11 \div 19.6) \times \text{RCL } 17 = \text{STO } 15 - \text{RCL } 14 = 2\text{nd } |X|$
 $2\text{nd } X \gg t$ B RCL 15 $2\text{nd } |X| \text{SUM } 06$ RCL 17 $\text{SUM } 08$ RCL 08 + RCL 17
 $\div 2 = \text{STO } 07$ RCL 01 $\div \text{RCL } 10 \times \text{RCL } 11 \div \text{RCL } 00 = \text{STO } 19$ RCL 06 R/S

ALLURE DE LA PROFONDEUR CRITIQUE HYPOTHÉTIQUE

2nd LBL C RCL 04 + 2 RCL 05 $\times \text{RCL } 27 = \text{STO } 31$ RCL 04 + RCL 05 $\times \text{RCL } 27 =$
 $\times \text{RCL } 27 = \text{STO } 30$ $1/X Y^X .3 \times \text{RCL } 27 = \text{STO } 27$ RCL 28 - 1 = $2\text{nd } |X| 2\text{nd } X \gg t$
 C RCL 09 $\times \text{RCL } 27 + \text{RCL } 04 = \text{STO } 26$ $1/X + \text{RCL } 30 \times 4 = \text{STO } 23$ $1/X \times \text{RCL } 07$
 $= \text{STO } 21$ Ln X $\times .86 \div 1.14 = X^2 1/X \text{STO } 24 \div \text{RCL } 23 \times \text{RCL } 01 X^2 \div \text{RCL } 30$
 $X^2 \div 19.6 = \text{STO } 22 \div \text{RCL } 03 = 1/X \text{STO } 25$ RCL 27 R/S

ALLURE DE LA PROFONDEUR NORMALE HYPOTHÉTIQUE.

2nd LBL RCL 04 + RCL 05 $\times \text{RCL } 37 = \times \text{RCL } 37 = \text{STO } 40$ RCL 04 + RCL 37 = $\text{STO } 40$
 RCL 04 + RCL 37 + RCL 09 = $\text{STO } 36$ $1/X \times 4 \times \text{RCL } 40 = \text{STO } 33 \div \text{RCL } 02 =$
 $1/X \text{STO } 39$ Ln X $\times .86 - 1.14 = X^2 1/X \text{STO } 35 \div \text{RCL } 33 \times \text{RCL } 01 X^2 \div$
 $\text{RCL } 40 X^2 \div 19.6 = \text{STO } 32 \div \text{RCL } 03 = Y^X .3 \times \text{RCL } 37 = \text{STO } 37$ RCL 32 -
 RCL 03 = $2\text{nd } |X| 2\text{nd } X \gg t$ D RCL 01 $\div \text{RCL } 40 = \text{STO } 34 \times \text{RCL } 33 \div$
 RCL 00 = $\text{STO } 38$ RCL 34 R/S

Exécution du programme :

* Introduction des données

- Précision : $0,001 X \iff t$
- Q = 39 STO 01
- Jc = 0,150 STO 03
- ϵ = 0,001 STO 02
- I = 0,000001 STO 05
- L = 0 STO 06
- ho = 0,15 STO 08
- hu0 = 0,45 STO 37
- bo = 30 STO 18
- bn = 10 STO 16
- Ko = 0,556 STO 27
- Ln = 105 STO 20
- y = 0,000001 STO 00
- DL = 5 STO 15
- $\Delta H \rightarrow$ STO 17

* Exécution :

Appuyer sur A $hi1 = h1 + \frac{\Delta H}{2} \rightarrow$ STO 07

RCL09 $\chi = 2\sqrt{1 + \frac{I}{2}} = 2$

sur B, Lo -1= \rightarrow STO 06

RCL 08 \rightarrow h1

RCL 04 \rightarrow b1 RCL 29 $\rightarrow \frac{\epsilon}{Dh}$

RCL 19 \rightarrow R0 \rightarrow Régime

sur C \rightarrow K \rightarrow RCL 27

sur D \rightarrow hu \rightarrow RCL 37

Remous descendant type P2
 et Remous ascendant du type P3
 Turbulent rugueux, torrentiel, subnormal.

Li (m)	hi (m)	b_i^{-1} (m)	Ki (m)	hvi (m)
1,35	0,14	28,76	0,55	0,145
13,6	0,10	26,88	0,572	0,156
18,0	0,092	26,57	0,598	0,164
19,93	0,097	26,16	0,604	0,165
22,25	0,103	25,88	0,610	0,166
23,88	0,107	25,59	0,614	0,168
25,57	0,111	25,29	0,619	0,169
27,33	0,115	24,97	0,624	0,170
29,16	0,119	24,64	0,629	0,171
31,08	0,123	24,38	0,635	0,173
32,58	0,126	24,02	0,639	0,174
34,66	0,130	23,34	0,646	0,176
38,56	0,137	22,83	0,658	0,179
41,56	0,142	22,16	0,668	0,181
45,42	0,148	21,56	0,681	0,185
48,86	0,153	20,94	0,694	0,188
52,50	0,158	20,00	0,707	0,191
57,92	0,165	19,43	0,729	0,197
61,16	0,169	18,71	0,743	0,200
65,34	0,174	17,97	0,763	0,205

Li (m)	hi (m)	b_i^{-1} (m)	Ki (m)	hvi (m)
69,63	0,179	17,51	0,783	0,211
72,23	0,182	16,91	0,797	0,213
75,71	0,186	16,46	0,816	0,219
78,31	0,189	15,85	0,831	0,222
81,77	0,193	15,26	0,852	0,228
85,20	0,197	14,52	0,874	0,223
89,40	0,202	13,95	0,903	0,241
92,70	0,206	13,67	0,927	0,247
95,12	0,209	12,98	0,947	0,252
98,28	0,213	12,44	0,973	0,255
101,36	0,217	11,92	1,001	0,266
104,35	0,221	11,28	1,030	0,273
107,98	0,226	10,79	1,068	0,283
110,78	0,230	10,55	1,100	0,291
112,15	0,232	10,09	1,117	0,296
114,83	0,236	9,63	1,151	0,305
117,43	0,240	9,08	1,187	0,314
120,58	0,245	8,66	1,234	0,326
123,0	0,249	7,95	1,274	0,337
127,08	0,256	—	1,350	0,357

5.3.1. Le dissipateur d'énergie :

A la sortie du chenal d'écoulement, la vitesse établie est de

$$V_{\text{sortie}} = 15,61 \text{ m/s}$$

Nous projetons un déflecteur en saut de ski dont le rayon de courbure est :

$$R = 5 h_{\text{sortie}} = 1,15 \text{ m}$$

la portée du jet est calculée comme suit : la cinématique du mouvement nous permet d'établir le système d'équation suivant :

$$x = (V \cos \alpha) \cdot t$$

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

l'équation de la parabole est :

$$Y = X \operatorname{tg} \alpha - \frac{1}{2} g \frac{X^2}{V^2 \cos^2 \alpha}$$

où :

α Angle de déviation ($\alpha = 30^\circ$)

La portée X est calculée pour $Y = 0$

Nous obtenons :

$$X = 21,37 \text{ m}$$

Remarque :

Nous protégerons les rivages de l'oued contre les affouillements en faisant une protection en enrochements.

5.4. Stabilité :

5.4.1. Centre le glissement :

Le coefficient de sécurité est déterminé par la formule suivante :

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

où * f : Coefficient de frottement entre le terrain d'assise et la base du barrage ($f = 0,3$)

* G : Poids du déversoir

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

où :

h : Hauteur du déversoir (h = 3,5 m)

b : Largeur du déversoir (b = 7 m)

γ_b : Poids spécifique du béton ($\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$)

* $W\phi$: Pression de l'eau d'infiltration

$$W\phi = \frac{1}{2} \alpha \cdot \gamma_{\text{eau}} \cdot h \cdot b$$

où α coefficient de réduction $\alpha = 0,5$

* P. Poussée de l'eau sous le parement amont

$$P = \frac{1}{2} \gamma_{\text{eau}} \cdot h^2$$

Par conséquent : $K_G = 1,14$

5.4.2. Contre le renversement :

$$K_r = \frac{G \cdot n}{P\phi + W\phi \cdot e}$$

où m, n et e bras de levier respectivement de P, G et $W\phi$

$$\text{et } m = \frac{1}{3} h \quad n = e = \frac{2}{3} b$$

$$K_r = 3,84$$

5.4.3. Contre le soulèvement :

$$K_s = \frac{G + P_e}{W\phi}$$

où P_e = Poids de l'eau sur la console à la base du déversoir

$$P_e = b_c \cdot \gamma_e \cdot h = 3,5 \text{ tonnes}$$

$$K_s = 5,37$$

Conclusion : La stabilité du déversoir est assurée contre le glissement, le renversement et le soulèvement.

CONCLUSION

ESTIMATION DU COUT DU PROJET

TROISIEME PARTIE :

VI. ESTIMATION DU COUT DU PROJET

1. DIGUE

DESIGNATION	VOLUME (m ³)	PRIX DU m ³ (DA)	MONTANT (10 ⁶ DA)
REMBLAI	110.000	120	13,2
PARAFOUILLE	2000	120	0,24
DECAPAGE	6400	70	0,45
FILTRE	725	170	0,12
ENROCHEMENT	3650	160	0,58
PRISME	1800	160	0,29

= 14,88 . 10⁶ DA

2. EVACUATEUR DE CRUE

DESIGNATION	VOLUME (m ³)	PRIX DU m ³ (DA)	MONTANT (DA)
DEVERSOIR	316,5	2000	0,63 10 ⁶
BASSIN	160	2000	0,32 "
CANAL	540	2000	1,08 "
SAUT DE SKI		2000	0,10 "
ANCRAGE	1000	2000	2,00 "
DEBLAI	600	160	0,10 "

= 4,23 . 10⁶ DA

3. GALERIE DE DERIVATION

DESIGNATION	VOLUME (m ³)	PRIX DU M ³ (DA)	MONTANT (10 ⁶ DA)
DEBLAI TUNNEL	408	160	0,065
BETONNAGE	64	2000	0,130
DEBLAI BASSIN	378	70	0,027
BETONNAGE	57	2000	0,120

= 0,342 . 10⁶DA

4. PRISE D'EAU

DESIGNATION	LONGUEUR (m)	PRIX DU m (DA)	MONTANT (10 ⁶ DA)
CONDUITE	165	360	0,06
TOUR DE PRISE	/	/	0,5

= 0,56 . 10⁶DA

5. MONTANT TOTAL DU PROJET : 20.000.000,00 DA.

CONCLUSION :

Les potentialités en terres irrigables sont énormes et entraînent des visions d'avenir grandiose où l'eau est appelée à jouer un rôle économique et politique.

Elle sera le fertilisant par excellence et les productions attendues seront de nature à bouleverser le plan d'approvisionnement alimentaire. Pour cela, il faudrait constituer des périmètres irrigables où les moyens modernes pourront être mis en oeuvre.

Par suite de la modification de la carte hydrographique, conséquence directe de l'aménagement d'importants réservoirs d'eau et des bassins de retenue, il serait intéressant la préservation des richesses naturelles, les embellir et les multiplier au profit des générations actuelles et à venir. Dans cet esprit sera perfectionné l'état sanitaire du bassin hydrographique et seront déployés les travaux en vue de la protection de l'environnement. Des mesures devront être prises pour prévenir la pollution. Les décharges d'eau gagneront en pureté au bénéfice de la reproduction, la protection et l'utilisation du règne animal.

Les bassins versants à l'amont des sites feront l'objet de reboisement. La terre non protégée ne retient plus l'eau qui ruisselle, les sources mal alimentées s'assèchent lentement et l'érosion fait des ravages. Les barrages s'envasent, leur capacité s'effondre et les besoins en eau des cultures ne peuvent être satisfaits.

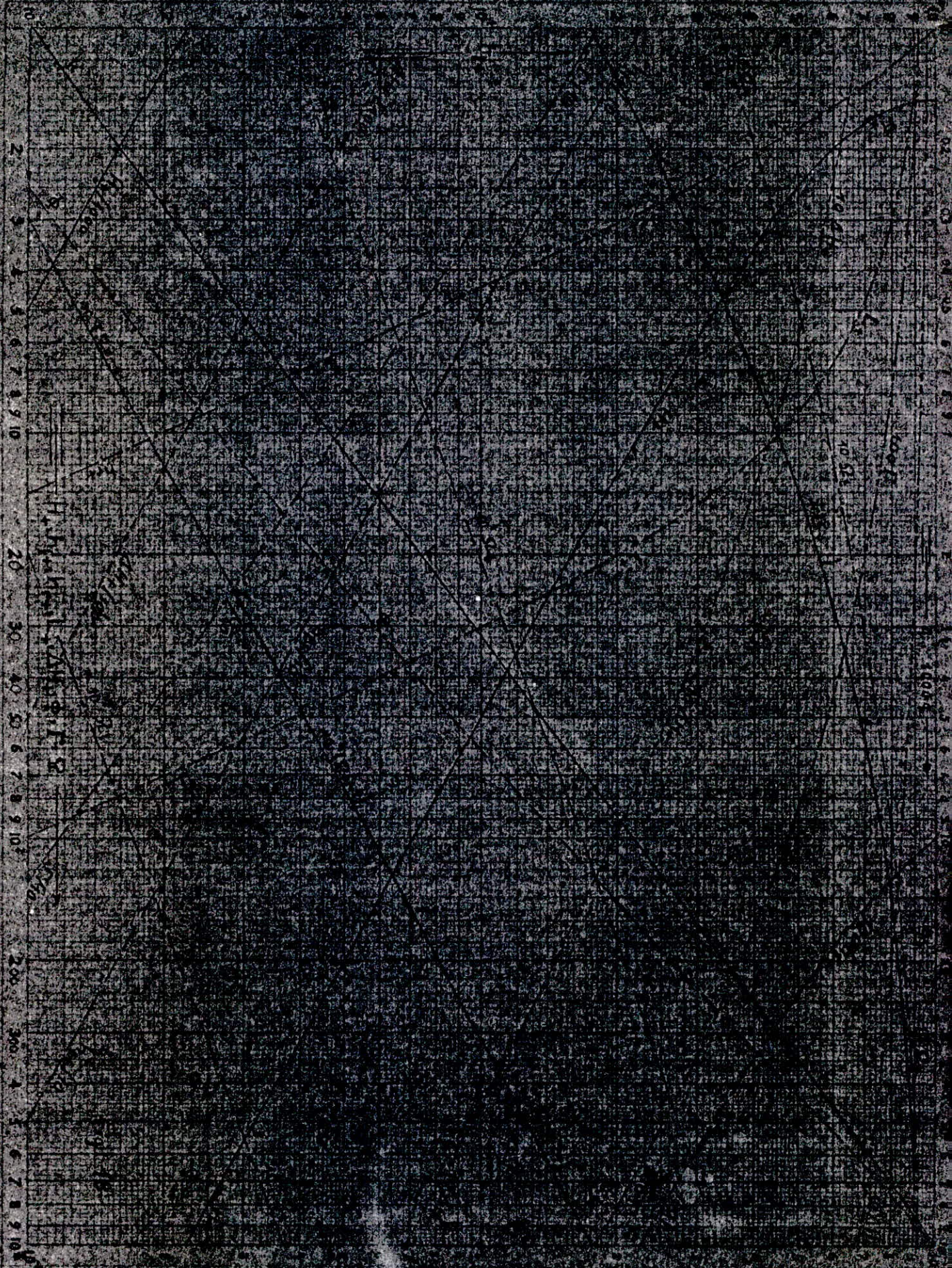
L'absence d'une conception sur les rapports Hommes-nature et l'absence d'investissement préservant la nature conduit à un écrémage des ressources qui se traduit par une dégradation écologique générale.

La retenue collinaire que nous projetons sur l'Oued AZZIZI (W. TIPAZA) devrait atteindre ses objectifs comme la récupération des terres jusqu'à présent sans eau.

Mais il est certain que le secteur de l'hydraulique ne peut à lui seul répondre aux besoins des secteurs utilisateurs. Trainant d'énormes retards en matières de réalisations d'ouvrages, les exigences de la consommation de l'homme, de l'usine, de la terre, impliquent que l'hydraulique évolue dans un cadre global.

Un développement intégré du secteur est en train de s'opérer.
Il reste que chaque utilisateur doit prendre conscience que l'eau
est un bien d'intérêt collectif, que son gaspillage va toujours
au détriment de la collectivité.

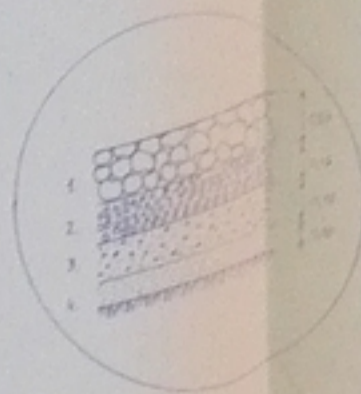
- G. REMENIERAS : - Hydrologie de l'ingénieur (EYROLLES) 1976
- G. SCHNEIDERLI : - Hydraulique souterraine (EYROLLES) 1978
- M. CARLIER : - Hydraulique générale et appliquée (EYROLLES) 1980
- R. GINOCCHIO : - L'énergie hydraulique (EYROLLES) 1978
- G. LAPRAY : - Théorie de la longueur fluidodynamique
(Ecole Nationale Polytechnique d'Alger)
- E. BELOKONEV : - Barrages en matériaux locaux
(Institut d'Hydrotechnique et de Bonification
I.H.B. SOUMMA - BLIDA
- Ouvrages annexes des barrages en matériaux locaux
(I.H.B. 1981)
- Constructions des barrages et des vannes des ouvrages
hydrauliques (I.H.B. 1982)
- H. SERRES : - Politiques d'Hydraulique Pastorale
Presses universitaires de France
Collection : Techniques vivantes
- G. JAMME : - Travaux Fluviaux (EYROLLES) 1974
- R. ARRUS : - L'eau en Algérie
. Office des Publications Universitaires (Alger)
. Presses universitaires de Grenoble 1985
- E.N.P.A. : (Ecole Nationale Polytechnique d'Alger)
Thèses de fin d'études, 1985 - 1986
- T. HAMIDI et D. CHABANE : - Etude de Faisabilité du
barrage de l'oued BOU-HALLOUFA - EL KAIA
- D. ANNAD et M.C. BENNECER : - Etude de Faisabilité
d'un barrage sur l'oued MELLEGUE - TEBESSA
- N. TAIBI et M. MEGHRAOUI : - Etude de Faisabilité de la
retenue collinaire sur CHAABET EL AZERA, SERIE - JANVIER 86
- M.S. AKAZZI et M. ARIBI : - Etude de Faisabilité d'un
barrage sur l'oued TOUILA, MEDEA 1986
- M. REREI et M. MEZAACHE : - Etude de Faisabilité d'une
retenue collinaire sur l'oued Nechemaya
GUELMA - ENPA - JANVIER 1986



Revêtement du talus Amont

Enrochement de protection

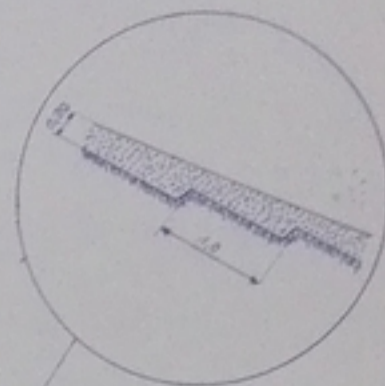
- 1. Pierres
- 2. Graviers
- 3. Sable grossier
- 4. Sable



المركز الوطني للتقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

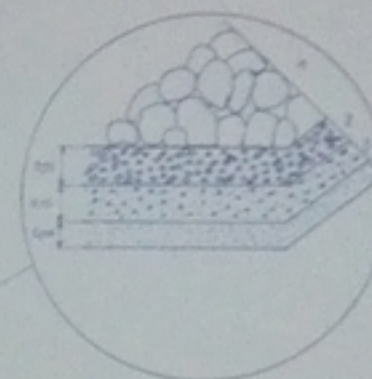
Revêtement du talus Aval

Gazonnement

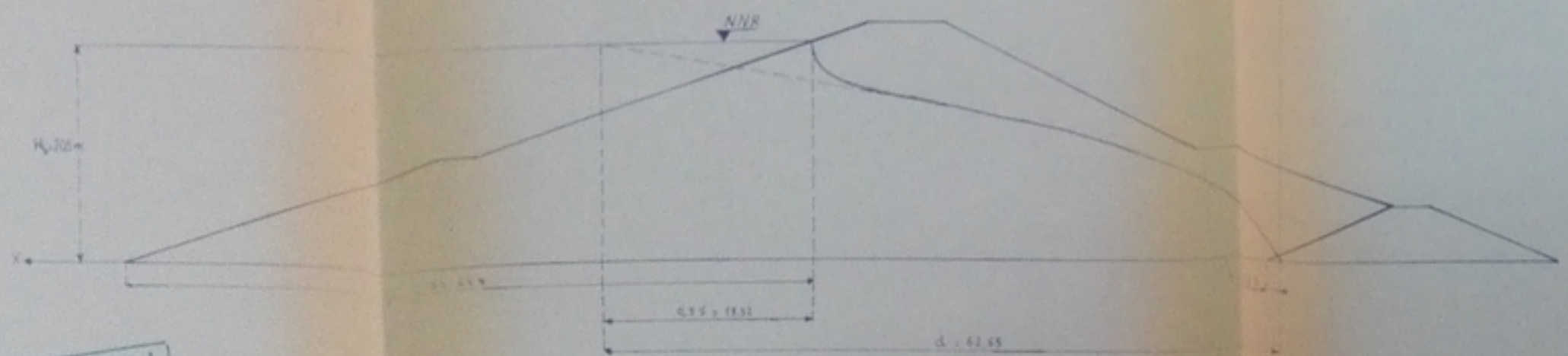
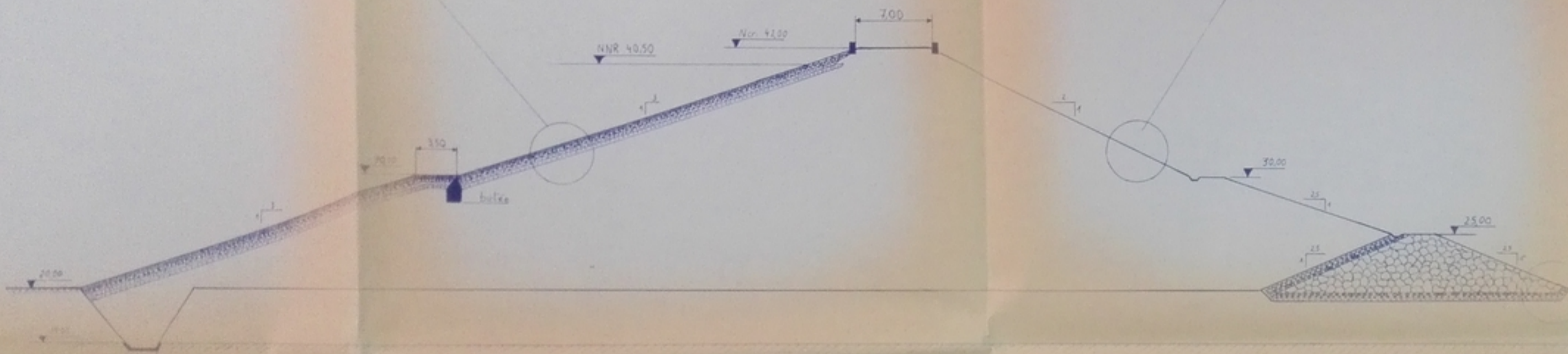


المركز الوطني للتقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Prisme de drainage



PH 02586
1.



المركز الوطني للتقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

Etude de Faisabilité
d'une Retenue Collinaire
sur l'oued Azzizi

PROFIL TRANSVERSAL ET
LIGNE DE SATURATION
DE LA DIGUE

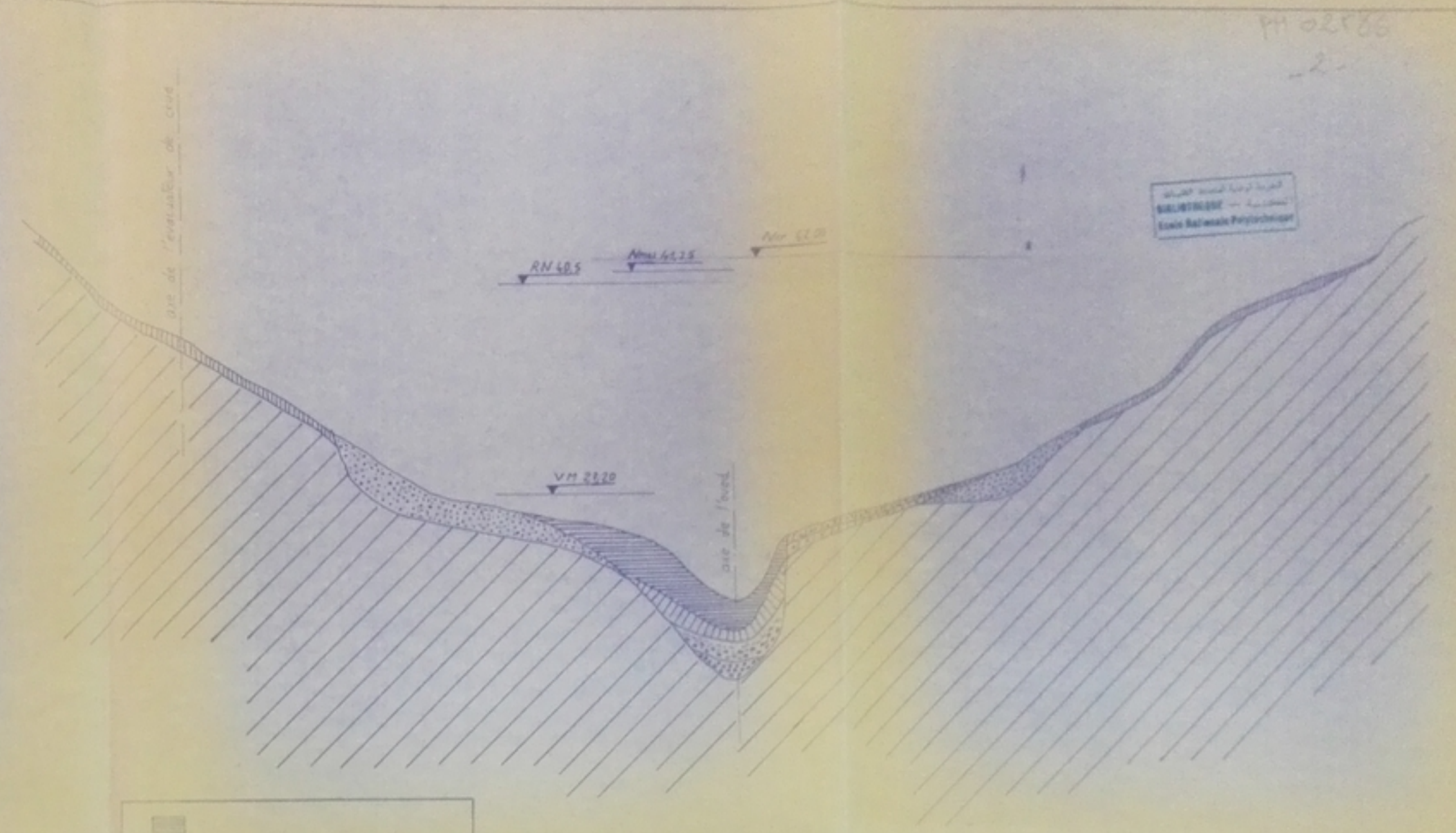
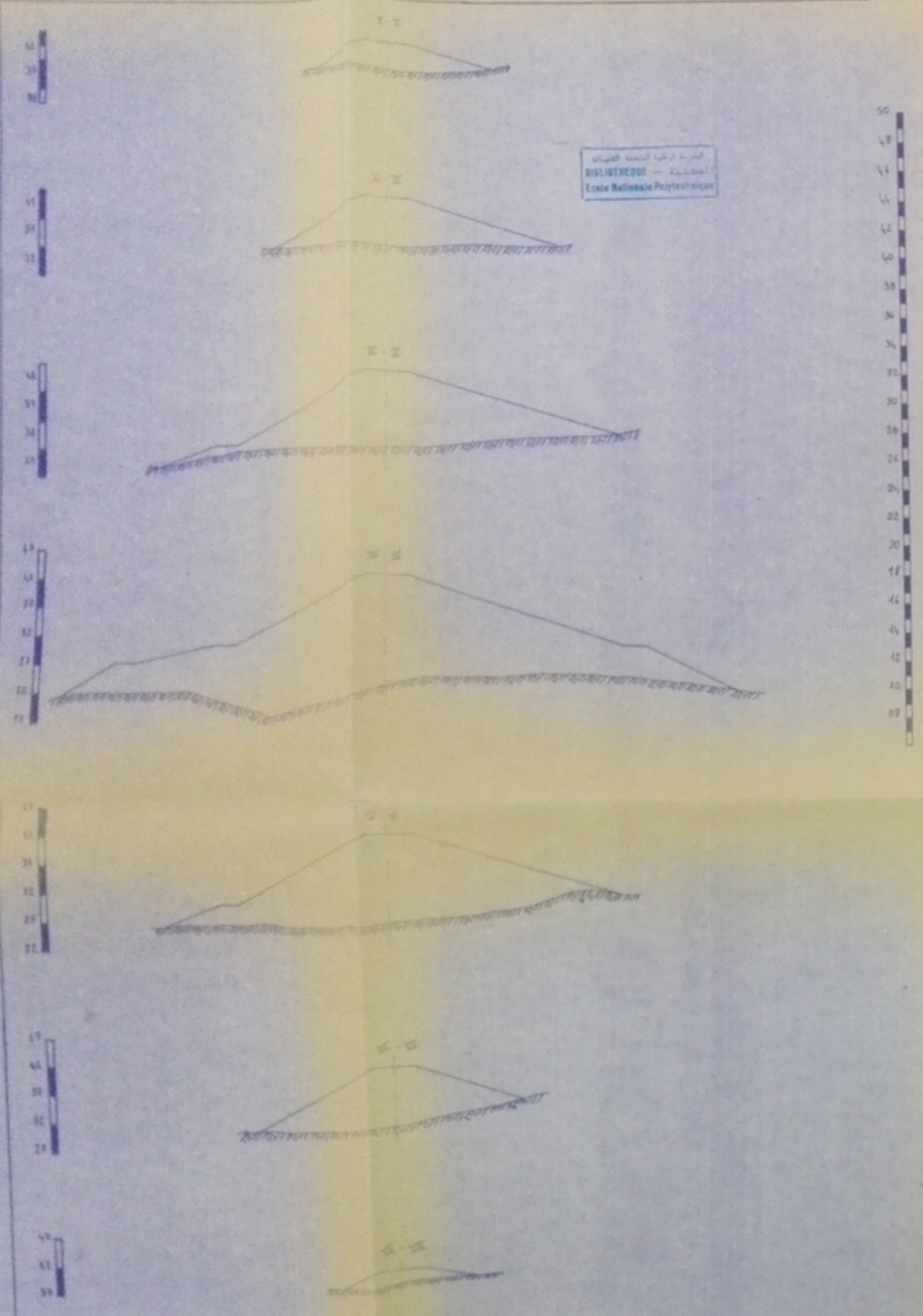
Echelle: 1/200

المركز الوطني للتقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Proposé
par: SETHY AL

Etudié
par: A. AYACHI
M. CHOUAR

Dirigé
par: M: K. LABIB Lalib



- Argiles
- Argiles marneuses } Dépôts alluviaux
- Sables sur galets }
- cailloux }
- limons, sables, argiles sableuses }
- sur menus galets et graviers. }
- Grès, conglomérats et gravilles. }
- Marnes gris-bleutres aux intercalations }
- de grès calcaires et des calcaires }
- à la base. }

ECOLE NATIONALE
 POLYTECHNIQUE

Etude de Faisabilité
 d'une Retenue Collinaire
 sur l'oued Azzizi

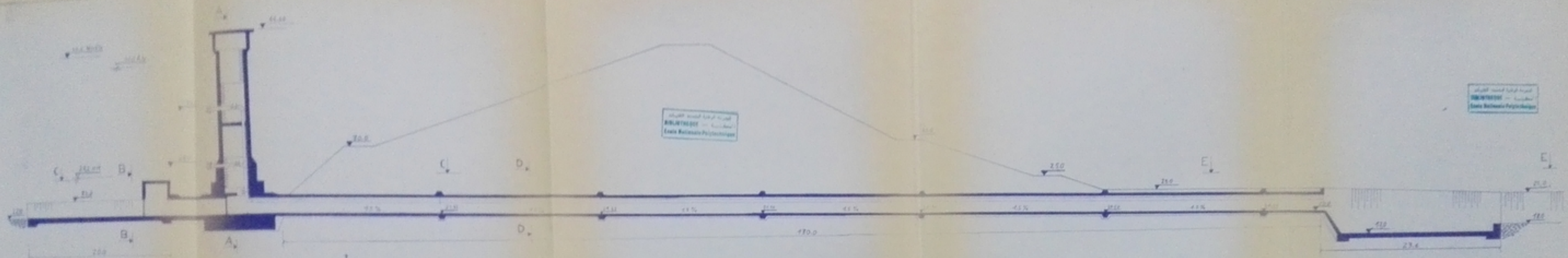
Profil Géologique de la Cuvette
 et
 Coupes Transversales de la Digue

Echelle: 1/500

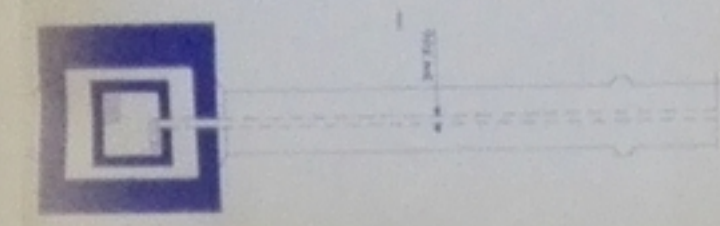
Proposé par: SET.HYAL

Etudié A.AYACHI
 par M.CHOUAR

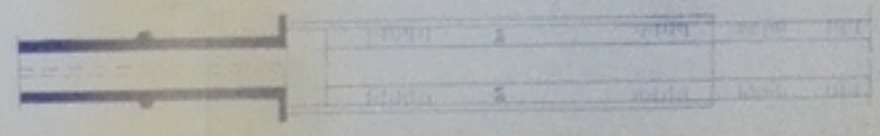
Dirigé par: M. K.LABIB *Lalouf*



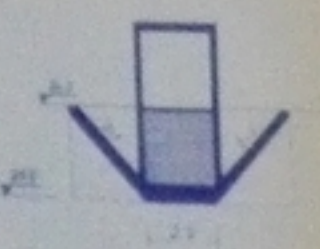
Coupe C-C



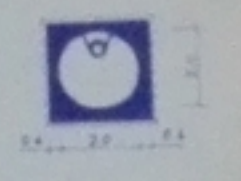
Coupe E-E



Coupe B-B (1/4)

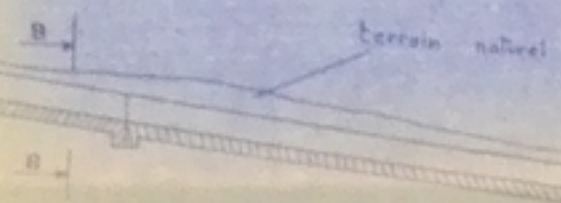


Coupe D-D (1/4)



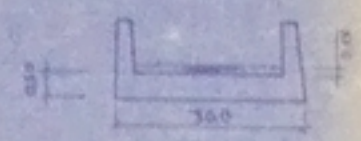
PH 02182
3

ECOLE NATIONALE
 POLYTECHNIQUE
 Etude de Faisabilité
 d'une Retenue Collinaire
 sur l'oued Azzizi
 PRISE D'EAU ET
 VIDANGE DE FOND
 COUPE LONGITUDINALE
 Echelle: 1/200
 Proposé par: SETHY AL
 Etudié par: A. AYACHI
 M. CHOUAR
 Dirigé par: M. K. LABIB Latidj

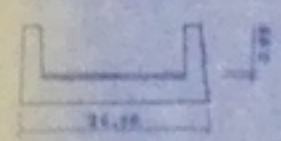


Canal d'écoulement

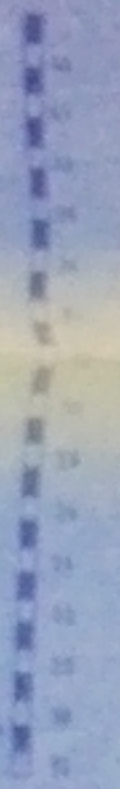
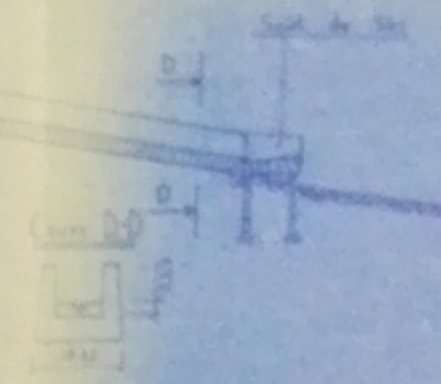
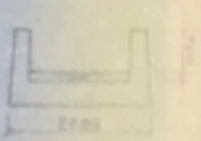
Coupe A-A



Coupe B-B



Coupe C-C



مكتبة الجامعة الوطنية
BIBLIOTHÈQUE
École Nationale Polytechnique

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

ÉTUDE DE FAISABILITÉ D'UNE
RETENUE COLLECTIVE SUR IBOUD AZZIZI

Coupe longitudinale de l'évacuateur
de crue

ÉCHELLE: 1/200

proposé par
SETHYAL

Étudié par
A. AYACHI
M. CHOVAR

Dirigé par
Dr. K. LABIB



DENOMINATIONS

- 1 DIGUE EN TERRE
- 2 EVACUATEUR DE CRUE
- 3 GALERIE DE DERIVATION
- 4 TOUR DE PRISE
- 5 BASSIN D'AMORTISSEMENT
- 6 CANAL D'AMENEE
- 7 PONT
- 8 PASSERELLE D'ACCES
- 9 SAUT DE CHI

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

Etude de faisabilité
d'une Retenue Collinaire
sur l'oued Azziz

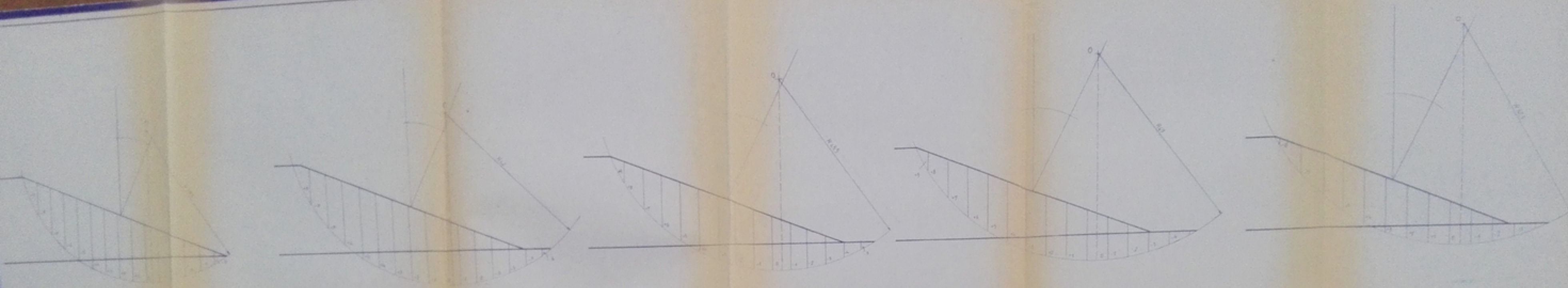
PLAN D'IMPLANTATION
DE LA
RETENUE COLLINAIRE

Echelle: 1/500

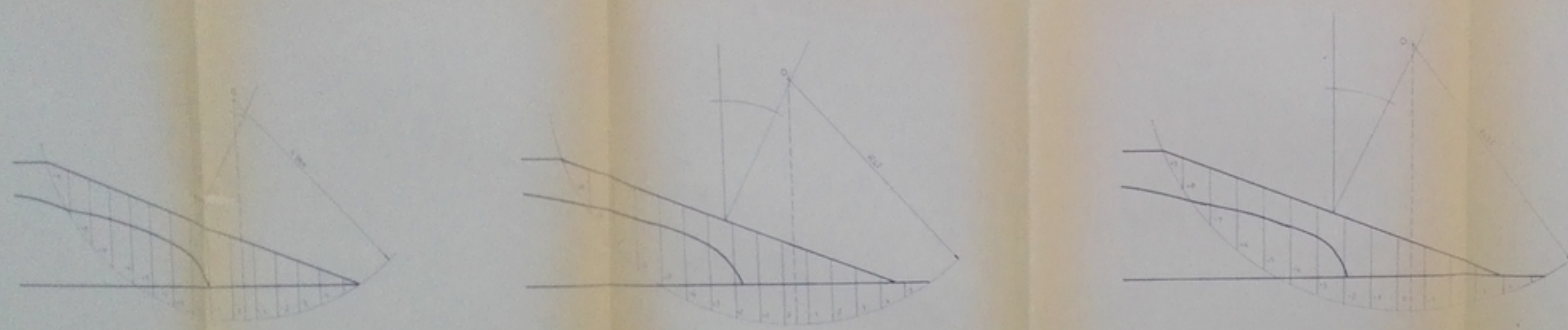
Proposé
par: SETHYAL

Etude: A. AYACHI
par: M. CHOUIF

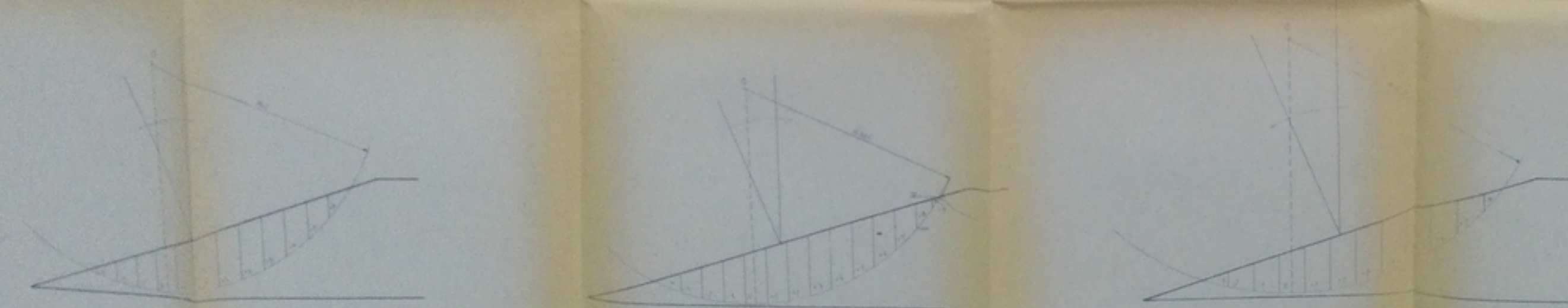
Dirigé
par: M. KLABIS



FIN DE CONSTRUCTION



FONCTIONNEMENT NORMAL



VIDANGE RAPIDE

الجمهورية التونسية
الوزارة التونسية للتعليم العالي والبحث العلمي
الجامعة التونسية
الكلية الوطنية للهندسة
الهندسة المدنية

page 80
-6-

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

Etude de Faisabilité
d'une Retenue Collinaire
sur l'oued Azzizi

STABILITE DES TALUS

الجمهورية التونسية
الوزارة التونسية للتعليم العالي والبحث العلمي
الجامعة التونسية
الكلية الوطنية للهندسة
الهندسة المدنية

Echelle 1/350

Proposé par SETHYAL

Etudié par A AYACHI
par M CHOUAF

Dirigé par M. K LABIB Labib

الجمهورية التونسية
الوزارة التونسية للتعليم العالي والبحث العلمي
الجامعة التونسية
الكلية الوطنية للهندسة
الهندسة المدنية

