

10/86

17A

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

D'HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة - GIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

S U J E T

Etude de faisabilité d'un Barrage
sur l'Oued TIKAZALE (Chelef)

8 PLANCHES

Proposé par :

D.H.W. Chelef

Etudié par :

Mr. KECIBA M.

Mr. AMOUR A.

Dirigé par :

Mr. BAHIDJ B.

PROMOTION : JANVIER 1986

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

D'HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة -
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

S U J E T

Etude de faisabilité d'un Barrage
sur l'Oued TIKAZALE (Chelef)

8 PLANCHES

Proposé par :

D.H.W. Chelef

Etudié par :

Mr. KECIBA M.

Mr. AMOUR A.

Dirigé par :

Mr. BAHDJ B.

PROMOTION : JANVIER 1986

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

المدسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

SUJET

Etude de faisabilité d'un Barrage
sur l'Oued TIKAZALE (Chelef)

Proposé par :

D.H.W. Chelef

Etudié par :

Mr. KECIBA M.

Mr. AMOUR A.

Dirigé par :

Mr. BAHIDJ B.

PROMOTION : JANVIER 1986

— (/) EDICACES —

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

. Je dedie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance

- + A mes parents
- + Mes freres et Soeurs en leur souhaitant du bonheur.
- + A tous les amis.

KECIBA Mohammed

. Je dedie ce memoire:

- + A mes freres et soeurs
- + A ma mere
- + A toute ma famille
- + A tout les amis.

AMOUR A EK

- ~~REMERCIEMENTS~~

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons à adresser un vif remerciement à tous ceux qui, soit par leurs directives, soit par leurs conseils, n'ont ménagé aucun effort pour nous permettre l'élaboration de cette étude.

- A tous les Professeurs et responsables ayant contribué à notre formation.

- A notre Promoteur Monsieur B. BAHIDJ pour ces conseils durant l'élaboration de ce projet.

- A Monsieur BOUTHIBA B. ingénieur de la D.H.W. de Cheliff pour ces conseils.

- A Monsieur KETTAB chef de Département d'Hydraulique.

Toutes les Personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de cette thèse.

I- Introduction.....	1
I.1.- Généralité.....	1
I.2.- Topographie du site.....	1
I.3.- Géologie.....	2
II- Hydrologie.....	4
II.1.-Apport du bassin versant propre.....	5
II.1.1.- Données de basse.....	5
II.1.2.- Courbe hypsométrique du bassin versant..	9
II.1.3.- Pente moyenne du bassin versant.....	9
II.1.4.- Altitude moyenne.....	9
II.1.5.- Temps de concentration.....	11
II.1.6.- Apport annuel.....	11
II.1.6.1.- Apport annuel du bassin de l'Oued Ebda.....	11
II.1.6.2.- Irregularité des apports.....	12
II.1.6.3.- Apport annuel du TIKKAZAKE.....	14
II.1.7.- Variabilité de l'apport annuel.....	16
II.2.- Pompage dans le Cheliff.....	17
II.2.1.- Période de pompage.....	18
II.2.2.- Reconstitution des débits naturel Journal	19
II.2.3.- " " " journalier disponible	
II.2.4.- " " " de pompage....	20

II.3.-	Repartition de l'apport annuel..	
II.4.-	Chimie de l'eau.....	24
II.5.-	Prédétermination des crues.....	25
II.5.1.-	Pluie de court durée.....	25
II.5.2.-	Estimation des débits de pointe.....	26
II.5.2.1.-	Formule empirique.....	26
II.5.2.2.-	Méthode synthétique	27
II.5.3.-	Hydrogramme des crues.....	31
II.6.-	Envasement et transport solide.....	33
II.7.-	Caractéristique volumétrique de la retenue...	35
II.7.1.-	Volume utile.....	36
II.7.2.-	Volume mort.....	36
II.8.-	Regularisation.....	36
II.9.-	La minage des crues.....	39
II.9.1.-	But.....	39
II.9.2.-	Méthode utilisé.....	39
III.-	Etude technique de l'ouvrage.....	42
III.1.-	Généralité.....	42
III.2.-	Etude géologique du site.....	42
III.2.1.-	Perméabilité.....	43
III.2.2.-	Choix du type du barrage.....	43

III- 3.-	Caractéristique géotechnique du barrage.....	44
III- 4.-	Géométrie et conception proposée de l'ouvrage.....	47
III.4.1.-	Dimensionnement de la digue.....	47
III.4.2.-	La revanche.....	48
III.4.3.-	Evaluation la côte du barrage.....	49
III.4.4.-	Largeur de la crête.....	49
III.4.5.-	Risernes.....	50
III.4.6.-	Pente des talus.....	50
III.5.-	Réseau d'écoulement.....	52
III.5.1.-	Infiltration.....	52
III.5.2.-	Tracé de la digue phéatique.....	54
III.5.3.-	Estimation du débit de fuite.....	55
III.5.4.-	Infiltration à travers la fondation.....	55
III.5.5.-	Consolidation du tapis imperméable.....	56
III.5.6.-	Étanchéité et galerie d'injection.....	56
III.5.7.-	Galerie de visite et contrôle d'injection.....	57
III.6.-	Stabilité du barrage.....	57
III.6.1.-	Méthode de calcul.....	58
III.6.2.-	Sollicitation dues au seisme.....	61
IV.0	ouvrages annexes	62

IV.1.- Derivation provisoire - Batardeau	62
IV.1.1.- Influence de la galerie sur la hauteur du batardeau.....	62
IV.1.2.- Exposé de la méthode de calcul.....	63
IV.1.3.- Calcul technico-économique.....	65
IV.2.- Prise d'eau d'irrigation.....	66
IV.2.1.- Détermination du débit de prise.....	66
IV.2.2.- Protection de la conduite de prise.....	67
IV.3.- Evacuateur de crue.....	67
IV.3.1.- But.....	67
IV.3.2.- Choix de l'évacuateur et son emplacement..	67
IV.3.3.- Profil type du deversoir.....	68
IV.3.4.- Stabilité de l'évacuateur de crue.....	69
IV.3.5.- Calcul hydraulique.....	71
IV.3.6.- Canal évacuateur.....	72
IV.3.6.1.- Etude de l'évacuement dans le canal...	72
IV.3.6.2.- Profil en long de l'écoulement.....	74
V.- Station de pompage et conduite de refoulement...	81
V.1.- Calcul du diamètre économique.....	82
V.2.- Choix du groupe de pompe.....	86
V.3.- Estimation de prix de la station de pompage..	86
VI.- Coût du projet.....	86

CONCLUSION.

CARACTERISTIQUES DU PROJET



- But du projet: irrigation des terres agricoles.
 - Superficie du bassin versant : 146km^2 .
 - Perimetre du bassin versant : 64 kms .
 - Apport annuel moyen : 58.10^6 m^3 (apport du bassin + apport pompé).
 - Côte du talweg : 203m .
 - Côte du niveau normal de la retenue: NNR= 238,5m.
 - Côte du plus haut d'eau : 241 m .
 - Côte en crête du barrage : 243 m .
 - ∇ Volume mort : $16,4.10^6\text{ m}^3$.
 - Volume utile : $55,5.10^6\text{ m}^3$.
 - Hauteur du barrage : 46 m .
 - Largeur en crête du barrage : 10 m .
 - Longueur en crête du barrage : 2130 m .
 - Pente du talus amont : 1/3 .
 - Pente du talus aval : 1/2,5 .
 - Evacuateur de type GREGER .
 - Decapage superficiel : 65620 m^3 .
 - Remblai du massif : $2,925.10^6\text{ m}^3$.
 - Filtre et drain : 209750 m^3 .
 - Tranchée d'ancrage : 86000 m^3 .
 - Coût du projet : $537,37.10^6$ D.A .
-

C H A P I T R E I

- 1- Généralité
- 2- Topographie du site.
- 3- Géologie.

I/- Introduction

I.1.- Généralité

La présente étude qui traite la faisabilité du barrage sur l'Oued TIKKAZALE se place dans le cadre général de la mise en valeur agricole de la vallée du Haut et moyen Cheliff.

Cette étude est étroitement liée au monde d'exploitation des autres aménagements de la région. En particulier il existe une profonde similitude entre l'étude actuelle et celle du barrage sur l'Oued HARREZZA.

Ces deux barrages se caractérisent par le même aspect de leur alimentation: Partie bassin versant propre, partie pompage dans le Cheliff.

Les apports hivernaux de l'Oued Cheliff sont largement excédentaire par rapport aux possibilités de stockage existant (barrage de GRIB, de FODDA et de la MERDJA). En particulier l'apport de ces trois bassins versants n'est exploité que pour une faible part(de l'ordre de 20%), le reste étant perdu à la mer.

I.2.- Topographie du site.

Le site envisagé pour une côte de retenue d'environ 240 barre l'Oued en s'appuyant sur le massif du MARABOUT de Sidi Boume en rive gauche et sur l'autre rive sur un épaulement sur lequel est bâtie l'agglomération de Z mala.

La retenue se trouve suspendue au dessus de la vallée du Cheliff vers laquelle, au bout d'un Km a 1,5 Km de pente, redescendant en taillées par le lit de l'oued TIKAZALE, les collines qui la bordent.

Rive gauche, la retenue approche le sommet du relief et la digue doit même être prolongées par une petite digue annexe pour barrer un col dans le versant aval débouche sur le fin de la vallée de O. TIKAZALE et sur la vallée du Cheliff.

Rive droite la vallée de l'oued MALAH située dans la retenue à proximité du barrage n'est séparé des versants descendant vers le Cheliff que par un contrefort relativement mince sur près de 1 Km.

I.3.- Géologie

Celle ci est caractérisée par le fait que la retenue et le barrage reposent essentiellement sur de puissantes formations de breches sedimentaires d'épaisseur inconnue mais reconnues sur près de 45 m au dessous du niveau de l'oued.

Celles-ci présentent des aspects divers suivant que leur ciment est schisteux, marneux ou argileux-sableux. En de rares endroits ont été même rencontrées des lentilles d'argiles très plastiques.

Ces breches qui ont un certain pendage plongeant vers le Cheliff de l'ordre de 10° et plus, sont caractérisée par leur hétérogénéité.

Dans la retenue on note la présence de formation superficielles alluvionnaires. Alluvions d'oued, basse terrasse limoneuse haute terrasse caillouteuse et limoneuse.

a/- Substratum est formé de deux grands ensembles. Les calcaires gréseux littoraux reposant sur des brèches sédimentaires

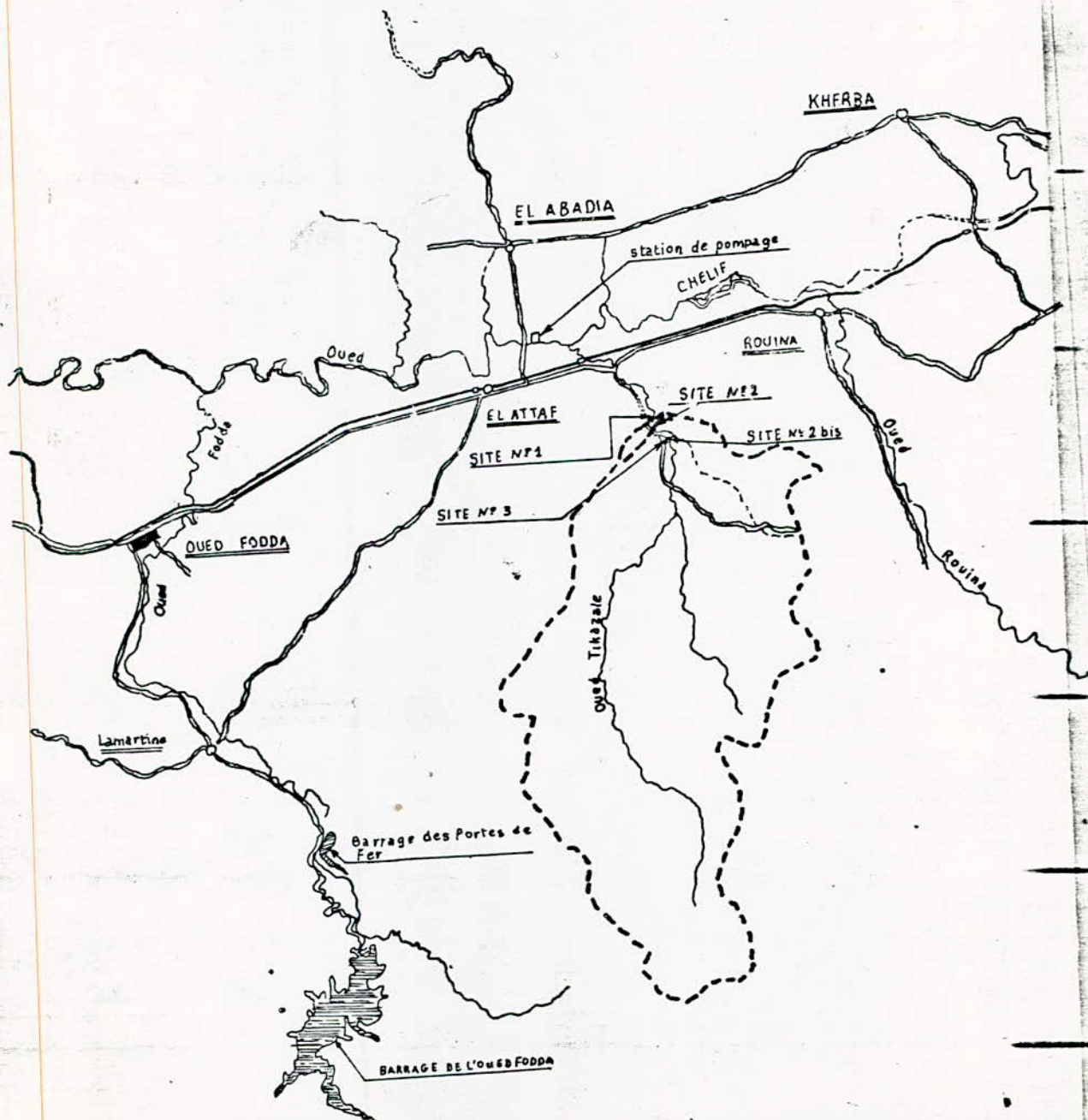
b/- Les formations superficielles

Elles se composent essentiellement de:

- Alluvions de l'oued: Alluvions caillouteuses et limoneuses,
- Basse terrasse limoneuse,
- Haute terrasse caillouteuse. Elle effleuve au nord du site étudié et elle est constituée par de gros blocs,
- Le crôte Zonaire: croute calcaireuse blanche de 20 cm à 1,50m de puissance et qui masque les terrains sous-jacents,
- Recouvrement comprenant de la terre végétale de la crôte et des galets de quartzites et de schistes qui indiquent la présence des brèches sédimentaires en profondeur.

PLAN DE SITUATION

Echelle : 1/200000



CHAPITRE II : HYDROLOGIE

- 1- Apport du bassin versant propre.
- 2- Pompage dans le Cheliff.
- 3- Répartition de l'apport annuel.
- 4- Qualité chimique de l'eau.
- 5- Prédétermination des crues.
- 6- Envasement et transport solide.
- 7- Caractéristiques volumétriques de la retenue.
- 8- Régularisation.
- 9- Laminage des crues (voir planche I).

II/- Hydrologie

Le présent chapitre a pour objet la détermination des éléments suivants:

- Module de l'apport annuel moyen,
- Variabilité de l'apport annuel,
- Répartition annuel de l'écoulement,
- Volume de l'apport maximal,
- Module des précipitation pour la retenue,
- Evaporation de la surface de la retenue,
- Les crues caractéristique,
- Les apports solides,

L'apport annuel se compose de deux(02) partie distincte à savoir.

- L'apport du bassin versant propre, relatif au site de barrage considère,
- L'apport par pompage dans le Cheliff, fourni par la station d'El-Abadia.

Caractéristique physico-géographique du bassin versant

Les études ont été faite sur quatre(04) sites dont les coordonnées LAMBERT sont les suivantes:

Site N°	X	Y
1	414,11	323,67
2	414,35	323,68
2 bis	414,53	323,40
3	414,43	323,07

II.1.- Apport du bassin versant propre:

La détermination de l'apport du bassin versant propre et de son irrégularité interannuelle a été obtenue à partir de la comparaison avec les bassins versants voisins, dont le bassin du FODDA pour lequel on dispose d'une série chronologique de 33 années.

La série chronologique des apports annuels aux quatre sites envisagés sera définie par:

- Le module annuel: obtenu par comparaison avec les bassins versants environnants sur la base des caractéristiques climatologiques et topographiques,

- La distribution annuelle du module: obtenue par corrélation avec les apports du FODDA.

II.1.1./- Donnée de base.

a/- Climat et précipitation.

Le climat de la région est caractérisé par un été sec et un hiver relativement humide et doux.

La pluviométrie a été déterminée à partir de la carte de GAUSSEN et VERNET au 1/500 000

Site n°	Pluviométrie annuel moyenne (mm)
1	552
2 et 2 bis	553
3	563

b/- Repartition de la pluviosite

La distribution mensuelle du reseau pluviométrique est donnée par le tableau suivant:

Mois!	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A	Année
mm.	23	52	67	91	93	73	52	47	42	9	1	2	552
%	4,17	9,42	12,14	16,49	16,85	13,23	9,42	8,51	7,60	1,63	0,18	0,36	100

c/- Moyennes de la température de l'air "C".

Les moyennes de la température à l'air enregistré par la station d'El-Abadia pour une période de 20 ans sont reserves dans le tableau suivants:

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

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

d/- Surface des bassins versants: Sont obtenus par planimétage sur la carte au 1/25.000

Sites n°	Surface du B.V. (Km ²)
1	147
2 et 2 bis	146
3	136

e/- Couvert végétal des bassins versants.

Le pourcentage des surfaces boisés pour les bassins versants des 4 sites est de 14%.

f/- Lithologie des bassins versants:

Extraits à partir de la carte géologique de l'Ouar-
semis par Monsieur MATTAUER.

Lithologie	% Surface	
	Sites n° 1, 2 et 2 bis	Site n°3
Calcaire avec intercalation de calcaire schiste.	5	6
Marnes	10	11
Conglomérats + Marnes	38	35
Formation quaternaire	3	1
Flysch	35	37
Marnes à barre de calcaire	9	10

g/- Envasement

Lithologie	% surface	Débit solide T/K
Marne à faible pente	13	1000 x 0,9
Conglomérat + Marne pente moyenne.	52	3000 x 0,9
Flysch-pente moy et léger couvert végétal	35	1500 x 0,9

Moy = **1850** T/an/ Km²

h/- Evaporation.

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

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D
Evaporation (mm)	36	36	72	96	120	156	192	180	144	64	48	36
Evapo-fictive $E-(P-R)$	-36	-24	14	65	78	149	191	178	130	31	-20	-46

Les valeurs ont été corrigées par un coef de reduction

i/- Indice de compacité.

$$K = 0,28 \sqrt{\frac{P}{A}}$$

P = Périmètre du B.V (Km).

$$P = 64 \text{ Km}$$

A = Superficie du B.V (Km²)

$$A = 146 \text{ Km}^2.$$

d'où : K = 1;28.

j/- Rectangle équivalent

$$A = l \cdot L = 146 \text{ km}^2$$

$$P = 2(l+L) = 64 \text{ Km}$$

$$\text{d'où : } L = 26,44 \text{ Km}$$

$$l = 5,56 \text{ Km}$$

II.1.2./- Courbe hypsométrique du bassin versant

La plus part des facteurs météorologique et hydrologique (précipitation, température, débit etc..) étant fonction de l'altitude

Il est intéressant de calculer la répartition du B.V (en Km² en % de la superficie total) par tranche d'altitude.

Après planimétrage des surfaces, le tableau ci-après récapitule la répartition des superficies en fonction de l'altitude

II.1.3./- Pente moyenne du bassin versant.

Sur la courbe hypsométrique nous notons que 5% de la surface du bassin versant inférieure à 236m et 5% de la surface supérieure à 900m

$$I = \frac{900 - 236}{L} = 2,78 \%$$

l = Longueur du talweg principal (Km). L = 26,5 Km

II.1.4./- Altitude moyenne.

Donnée par la courbe hypsométrique (50 % de la surface à Hm).

$$Hm = 410 \text{ m}$$

courbe - Hypsométrique

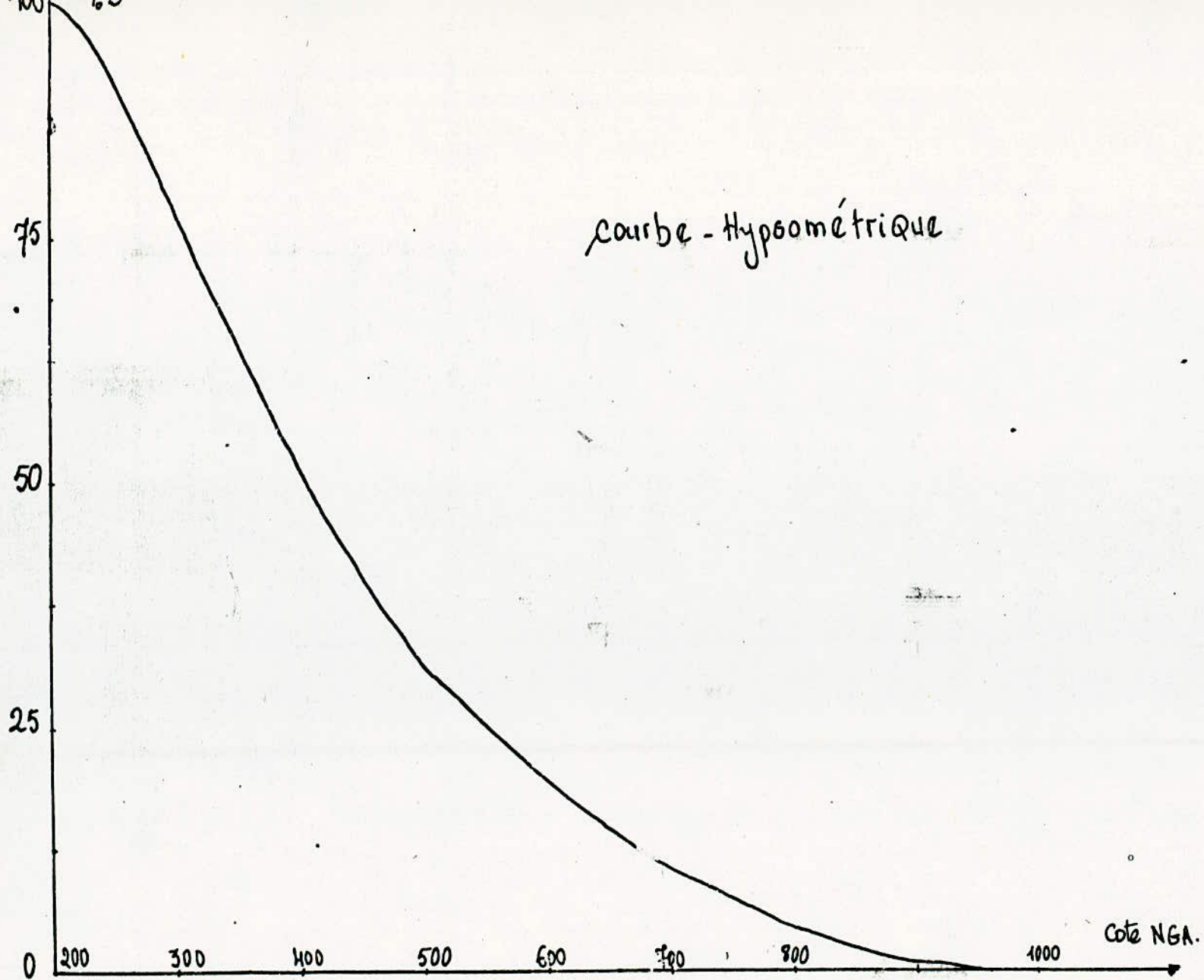


Tableau $l-h = f(S)$.

Altitude	Superficie partielle	%
200 - 250	12,862	8,75
250 - 300	22,050	15,0
300 - 350	21,315	14,5
350 - 400	16,537	11,25
400 - 450	15,435	10,5
450 - 500	13,23	9,0
500 - 550	9,922	6,75
550 - 600	7,717	5,25
600 - 650	6,247	4,29
650 - 700	5,880	4,0
700 - 750	4,777	3,25
750 - 800	4,410	3,0
850 - 900	3,307	2,25
900 - 950	1,837	1,25
950 - 1000	1,103	0,75
1000 - 1072	0,368	0,25

II.1.5/- Temps de concentration

On définit le temps de concentration T_c d'un bassin comme la durée nécessaire pour qu'une goutte tombée sur le point le plus hydrologiquement défavorable arrive à l'exutoire plusieurs formules sont utilisées pour son détermination.

a/- Formule de Giandotti.

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

S = surface de bassin versant 148 Km²

L = longueur du thalweg principal 26,5 Km

h = différence entre altitude moyenne du bassin versant et altitude exutoire 350.

$$T_c = \frac{4\sqrt{148} + 1,5 \cdot 26,5}{0,8 \cdot 350} = 5h 50$$

II.1.6./- Apport annuel.

II.1.6.1.- Apport dans le bassin de Oued Edda

D'après les données mentionnées au tableau ci-après des apports mensuels on a calculé un apport moyen annuel de l'ordre de $79 \cdot 10^6 m^3$.

Cela en absence de données de mesure sur les apports de l'Oued TIKAZALE car nous avons admis qu'il existe une corrélation par faite entre les apports de l'Oued EDDA au barrage de LAMARTINE et ceux de l'Oued TIKAZALE au site considéré, compte tenu de la proximité des bassins versants correspondants

TABLEAU DES APPORTS MENSUELS AU FODDA ($10^6 m^3$)

Années	Sept	Oct	NOV	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juit	AOût	TOTAL annuel
1942-43	1,267	0,000	2,608	1,635	6,919	2,204	22,124	10,035	9,131	0,314	0,050	0,119	66,406
1943-44	1,130	9,623	5,025	36,061	6,317	2,788	5,015	2,630	1,413	0,865	0,375	0,464	71,764
1944-45	2,411	1,317	2,018	3,929	19,231	3,750	2,026	0,533	0,468	1,051	0,794	0,368	37,836
1945-46	0,549	0,716	23,674	3,314	44,558	12,646	28,513	32,770	13,860	4,363	1,675	0,417	167,055
1946-47	0,374	0,009	1,856	11,250	5,751	47,201	8,533	3,147	1,308	0,850	0,000	1,812	82,081
1947-48	1,369	1,115	0,294	15,765	38,420	29,416	17,255	14,547	5,890	1,529	0,501	0,000	126,141
1948-49	0,317	4,545	0,163	0,727	8,703	4,141	2,681	4,388	10,320	0,766	0,000	0,000	36,752
1949-50	0,000	0,000	0,200	0,539	8,314	3,674	5,398	9,168	2,689	1,430	0,112	0,185	31,719
1950-51	4,630	3,042	0,088	17,821	30,257	47,819	34,170	6,229	3,050	1,357	0,045	0,252	148,760
1951-52	0,000	26,348	19,800	7,694	27,162	37,801	10,852	12,405	14,617	2,645	0,171	0,000	158,995
1952-53	0,352	0,000	0,000	2,241	13,176	1,550	5,734	3,152	0,386	0,000	0,000	0,000	29,991
1953-54	0,000	2,430	0,594	0,501	7,796	27,201	19,468	41,828	8,621	3,183	1,916	0,462	114,000
1954-55	0,000	3,356	3,286	3,625	31,715	22,171	21,518	14,643	8,737	2,634	0,380	0,000	112,069
1955-56	2,138	1,032	0,465	12,532	14,398	25,879	11,625	6,896	3,758	0,575	0,045	0,000	58,928
1956-57	0,139	0,109	0,435	1,048	2,894	1,109	0,226	2,694	2,414	0,106	0,000	0,618	11,722
1957-58	4,922	3,639	8,441	8,921	23,465	9,624	15,342	6,724	1,356	0,007	0,000	0,000	82,441
1958-59	0,000	0,356	3,565	8,839	6,618	8,912	7,950	2,561	8,521	4,353	0,178	0,043	51,896
1959-60	0,586	1,659	11,214	24,790	34,346	17,924	24,863	13,627	9,654	2,411	0,659	0,654	142,387
1960-61	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1961-62	0,599	0,835	3,152	0,813	0,679	18,517	8,778	12,296	2,498	0,855	0,000	0,000	48,630

Bassin versant	Module (Mm ³)	Coefficient de Regression
FO DDA	79,0	1
TIKAZALE	12,0	0,152

Les apports aux différents sites se déduisent du tableau des efforts mensuels à l'oued FO DDA.

II.146.2.- Irrégularité des apports.

Il est utile de connaître l'irrégularité des apports du bassin versant propre, pour le dimensionnement optimum de la station de pompage, notamment pour la comparer à l'irrégularité des apports pompés l'échantillon des 33 années disponibles a été ajusté à la loi de GALTON.

$$Y = \frac{1}{\sqrt{2 \pi}} \int_0^x e^{-\frac{x^2}{2}} dx$$

$x = \log Q$
 avec $Q =$ apport annuel
 $Y =$ fréquence de dépassement

Le tableau ci-dessous définit les apports classés de l'oued TIKKAZALE.

IRREGULARITE DES APPORTS

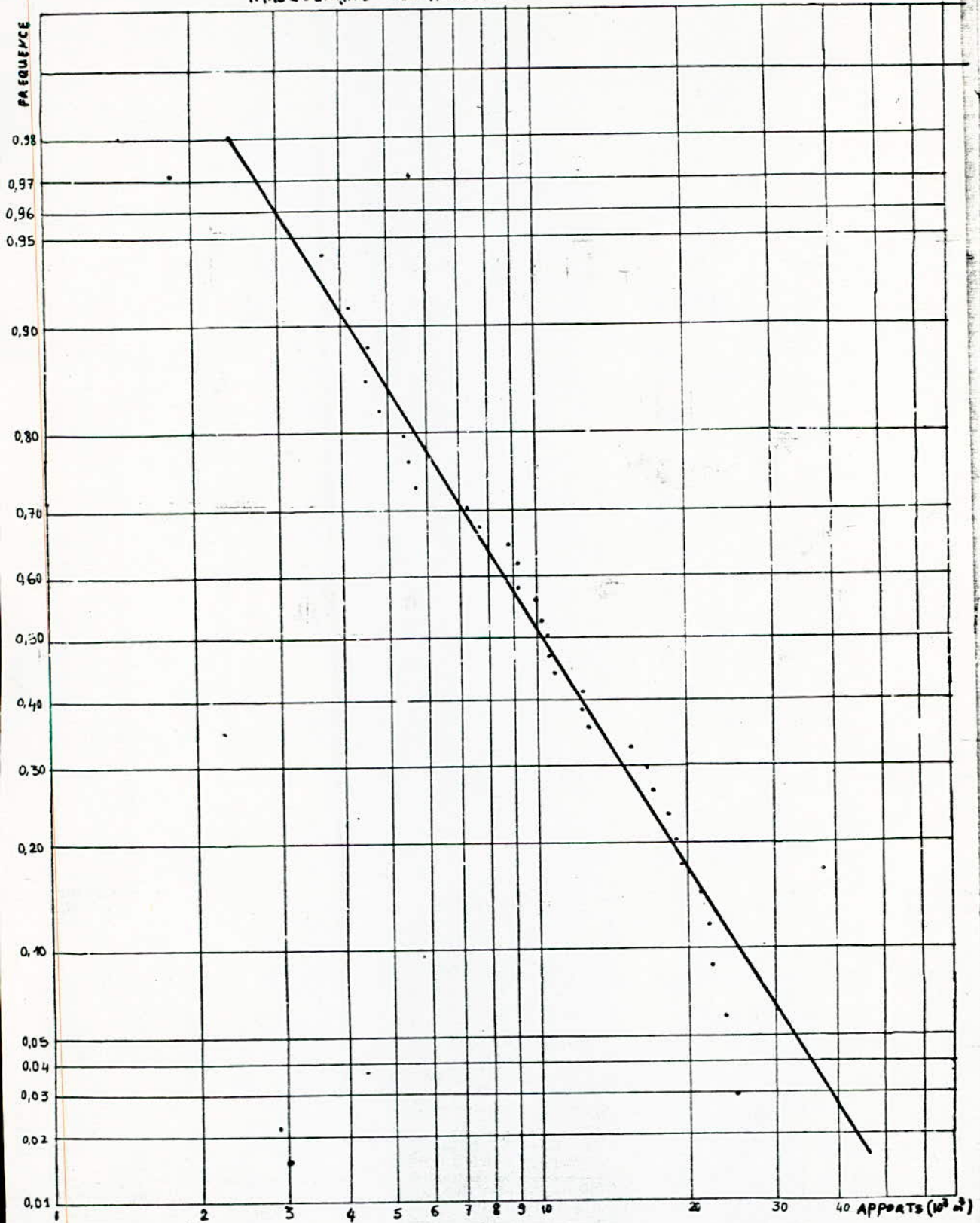


Tableau 3 -

Apport classé de l'oued de TIKKAZALE

Rang	Fooodda $10^3 m^3$	TIKKAZALE $10^3 m^3$	Fréquence dépassement
			0,029
1	167,112	25,234	0,059
2	159,182	24,036	0,088
3	148,896	22,483	0,118
4	148,104	22,364	0,147
5	142,560	21,527	0,176
6	130,680	19,733	0,206
7	125,928	19,051	0,235
8	121,968	18,417	0,265
9	114,048	17,221	0,294
10	111,672	16,862	0,323
11	103,762	15,667	0,353
12	83,952	12,667	0,382
13	82,368	12,438	0,412
14	82,368	12,438	0,441
15	72,072	10,883	0,471
16	70,488	10,644	0,500
17	69,696	10,524	0,529
18	68,112	10,285	0,559
19	66,528	10,046	0,588
20	61,776	9,328	0,618
21	60,984	9,209	0,647
22	58,608	8,850	0,676
23	51,480	7,773	0,706
24	48,312	7,295	0,735
25	38,016	5,740	0,765
26	36,432	5,520	0,794
27	35,640	5,382	0,823
28	31,680	4,784	0,853
29	30,096	4,544	0,882
30	30,096	4,544	0,912
31	27,720	4,186	0,941
32	24,552	3,707	0,971
33	11,880	1,794	

II.1.6.3.- Apport annuel

Pour la détermination des apports on a eu recours aussi aux formules empiriques valables pour le cas de l'Algérie pour l'étude des apports.

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

- Medinger
- Samie
- Turc
- Coutagne
- Chaumont

Les formules retenues sont les suivantes :

1)- Formule de medinger

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

où : P_o = Précipitation annuelles en (m)
 Y_o = (m)

2)- Formule de Samie

$$Y_o = 0,784 (P_o - 0,232)^2 \text{ (m)} \quad \begin{matrix} P_o \text{ (m)} \\ Y_o \text{ (m)} \end{matrix}$$

3)- Formule de Turc

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

P_o (mm).

$L = 300 + 25T + 0,05 T^3$
 T = Température moyenne annuel en °C

4)- Formule de coutagne

Le deficit d'écoulement: $D = P_0 - \lambda P_0^2$

$$Y_0 = P_0 - D = \lambda P_0^2$$

Y_0 et P_0 en (m).

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

5)- Formule de chaumont.

$$Y_0 = 0,6 P_0 (1 - 10^{-0,36 P_0^2})$$

Y_0 , P_0 en (m).

Le tableau suivant recapitule les resultats des différents méthodes.

Tableau:

N°	Auteur	Formule	Apport moyen (m)
1.	Medinger	$Y_0 = 1,024(P_0 - 0,26)^2$	87,31
2	Samie	$Y_0 = 0,784(P_0 - 0,232)^2$	80,28
3	Turc	$Y_0 = P_0 - \frac{P_0}{\sqrt{0,9 + P_0^2/1,2}}$	62,65
4	Coutagne	$Y_0 = 0,6 P_0 (1 - 10^{-0,36 P_0^2})$	73,92
5	Chaumont	$Y_0 = \lambda P_0^2$	100,55
6	Deri	$Y_0 = \frac{0,915 P_0^{2,684} S^{0,842}}{S 10^{-3} - K P_0^2}$	84,40
7	Algerienne	$Y_0 = P_0 (1 - 10^{-K P_0^2})$	58,15
8	DHW		82

Nous retenons un volume moyen de 82 mm

Nous retenons une valeur moyenne de 82 mm pour l'apport moyen annuel.

$$Y_0 = 82 \text{ mm soit un volume de } A_0 = Y_0 \cdot S \cdot 10^3$$

$$A_0 = 12,05 \cdot 10^6 \text{ m}^3 \quad S : \text{Superficie du bassin}$$

d'où le module spécifique de l'écoulement est de:

$$M_0 = \frac{W_0}{T.S.} = \frac{12,05 \cdot 10^6}{31,53 \cdot 10^6} = 2,59 \text{ l/s / Km}^2$$

II.1.7./- Variabilité de l'apport annuel

Pour la détermination des apports des différentes fréquences. Il est nécessaire de connaître, l'apport annuel moyen et le coefficient de variation C_v .

Dans notre cas on a appliqué des formules empiriques valables pour l'Algérie afin de déterminer C_v ; Vu le manque de données d'observation.

a/- Formule de UKRGUITPRO VODKHO Z

$$C_v = \frac{0,70}{M_0^{0,125}}$$

$$M_0 = 2,59 \text{ l/s / Km}^2$$

$$\underline{C_v = 0,62}$$

b/- Formule de FOIDN

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

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

$k' =$ Coefficient de reduction variant de 1 à 0,25
en fonction de l'apport du bassin $K = 0,8$

$$\underline{Cv = 0,60}$$

c/- Formule de SOKOLOVSKI - Chevelev

Pour les régions arides et semi- arides

$$Cv = 0,78 - 0,29 \text{ Log } Mo$$

$$\underline{Cv = 0,66}$$

Tableau récapitulatif

Formules	Cv
1	0,62
2	0,60
3	0,66

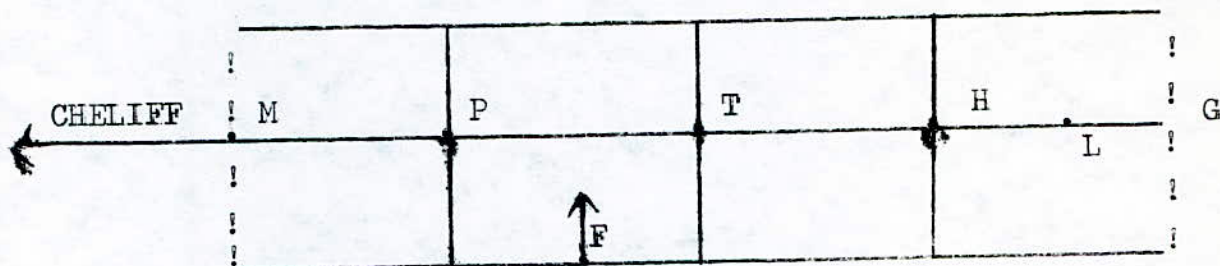
Nous prenant une valeur de $Cv = 0,62$

II.2./- Pompage dans le Cheliff

L'étude hydrologique des ressources en eau disponibles pour le pompage a nécessité une reconstitution journalière des débits du Cheliff sur une série chronologique de 20 ans. Le volume d'eau pompé dans le Cheliff pour le complément de remplissage de la retenue de TIKAZALE dépend des facteurs suivants:

- Les ressources en eau du grand bassin intercalaire GHRIB - BOKADER,
- Les besoins en eau de la Merdja Sidi Abed,
- Les débits d'équipement des diverses stations de pompage,
- La durée de la période des pompages,
- Le programme de gestion des barrages.

Le schéma de la figure ci-dessous représente le grand bassin versant intercalaire GHRIB- BOUKADER.



avec:

- Le barrage du GRIB(G),
- La station de pompage de lavigerie(L),
- " " " " d'el-Khemis, alimentant la retenue de HARREZZA (H),
- La station de pompage d'El-Abadja Alimentant Tikaz(T),
- Le seuil de pontaba(P),
- La station de pompage de Boukader, alimentant la merdja (M).

II.2.1.4 Période des pompages.

Les stations de pompage de HARREZZA et TIKKAZALE ont le double fonction, d'assurer l'irrigation des périmètres et l'adduction vers les barrage correspondant.

La période réservée aux pompages de remplissage des barrages à été fixée par l'administration de l'hydraulique de Mostaganem. Cette période est comprise entre le 15 octobre et le 31 mars. La durée journalière du pompage est de 18h pour les mois de décembre et janvier et de 20h pour les autres mois.

II.2.2./- Reconstitution des debits naturels journalière en un point quelque du Cheliff

Dans ce cas, on supposera que le ruissellement lorsqu'il a lieu se fait sur l'ensemble du bassin versant intercalaire considéré.

Si à chaque instant l'intensité de l'averse était la même en tous points et si en plus l'aptitude du ruissellement était constantes sur l'ensemble du bassin, on aurait pour le débit spécifique instantané.

$$a(T) = \frac{Q(t)}{S} \quad (\text{identique en tous points du bassin})$$

Le débit unitaire journalière moyen serait alors:

$$q_j = \frac{(Q_{B.V})_j}{S_{B.V.}}$$

Le débit unitaire globale q serait.

$$q = \frac{Q_{B.V.}}{S_{B.V.}}$$

En un point K du bassin versant le débit unitaire q_K est déterminé par: $q_K = P_K q$ $P_K = \frac{H_K \cdot C_K}{H_{B.V.} \cdot C_{B.V.}}$

H = pluviométrie moyenne

c = Coef d'écoulement moyen.

P_k = Coef de pondération

II.2.3./- Reconstitution des debits journalière disponible pour le pompage.

Pour respecter la demande aval en eau, on donne la priorité au barrage de la Merdja, c'est à dire que les débits théoriquement pompable pour chaque nouveau barrage doivent être éventuellement diminués.

On pompe dans le Cheliff 160 jours par ans et l'on dispose de telles serie de debits pour 20. années.

Pour le bassin versant on a les apports d'hiver suivante:

tableau 4 -

Années	Apports(10^3m)	Lame équivalente (mm)
1945- 46	322.548	65,74
1946- 47	200.300	40,82
1947- 48	519.462	105,87
1948- 49	154,737	31,53
1949- 50	67.510	13,76
1950- 51	533.400	108,71
1951- 52	218.724	44,57
1952- 53	22.056	18,76
1953- 54	233.900	47,76
1954- 55	176,117	35,89
1955- 56	320,835	65,39
1956- 57	57,616	11,74
1957- 58	406,736	22,89
1958- 59	141,461	28,83
1959- 60	373,537	76,13
1960- 61	374,215	76,26
1961- 62	184,293	37,56

II.2.4./- Reconstitution des debits pompés.

Les debits journaliers pompable se deduisent simplement des debits journaliers disponibles au droit de la stations lorsque le debit de celle-ci est donnée:

Soit Q_T le debit donnée par la station de pompage

Q_{D_i} le debit disponible le jour i

A_{T_i} le debit pompable ce même jour

alors on a :

$$A_{i^T} = Q_{D_i^T} \quad \text{Si } Q_{D_i^T} \leq Q_T$$

$$A_{i^T} = Q_T \quad \text{Si } Q_{D_i^T} > Q_T$$

L'exemple donné ci-dessous est tiré pour un $Q_T=5,5\text{m}^3/\text{s}$

Volume utile (Mm^3)	50	60	70	80	90	100
Volume pompe (moyenne 20 ans).	22,2	24,4	26,1	27,6	28,6	29,0
Volume pompable (moyenne 20 ans)	30,45 Mm^3					
Ecart relative	2,71	1,98	1,43	0,93	0,61	0,47

Apport annuel pompé pour les sites envisagés :

Les débits de pointe et les volumes pompés donnés dans le tableau suivant sont extrapolés à partir des résultats de la simulation et des courbes de fonctionnement de la station de pompage.

Site n°	Q (max) (m^3/s)	Volume pompé M m^3
1	5,5	22,30
2	5,5	22,30
2 bis	5,4	22,10
3	5,35	22,0

Parallèlement le volume régularisé par ce barrage croit avec le débit d'équipement de la station de pompage

Debit d'équipement Q_t (m^3/s)	5,5	7	8,5
Volume régularisé 10^6 m^3	45,6	48,9	50,4

Compte tenu des données disponibles toute estimation ne peut-être que hasardeuse, cependant cette insuffisance de donnée de base doit conduire à la prudence quand au choix de Q_T (débit d'équipement de la station). En conséquence nous retiendrons Q_T dans la fourchette $5,5 < Q_T < 7 \text{ m}^3/\text{s}$.

II.3./- Repartition de l'apport annuel

Elle a été établie à partir des observations pluviométriques et des volumes pompés.

tableau 5

M O I S		J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D	Année
Pluviométrie	répartition en %	4,29	4,32	3,55	2,77	1,49	0,40	0,00	0,00	0,00	0,83	1,20	2,11	21,0
	Apport annuel 10^6 m^3	2,464	2,478	2,038	1,592	0,864	0,233	0,000	0,000	0,000	0,479	0,691	1,20	12,0
Pompages	répartition en %	2,57	20,02	20,23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	16,18	79
	Apport annuel 10^6 m^3	3,130	11,644	11,766	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	9,412	45,

En conclusion l'apport annuel est reparti comme suite:

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D	Année
Répartition %	26,86	24,34	23,50	2,77	1,49	0,40	0,00	0,00	0,00	0,83	1,20	18,30	100
Apport annuel 10^6 m^3	15,60	14,12	13,80	1,592	0,864	0,233	0,000	0,000	0,000	0,479	0,691	10,644	58

Choix définitif du site

Les quatre sites envisagés sont très voisins les uns des autres.

Du point de vue topographie géologique et hydrologique le site n° 2 fut plus favorable pour la suite de notre étude, le tableau ci-dessous recapitule les caractéristiques géographiques du bassin versant

N°	Caractéristique	Symbole	Unité	Valeur
1	Coordonnées	X	Lambert	414,35
		Y	"	332,68
2	Périmètre	P	Km	64
3	Superficie	S	Km ²	146
4	Altitude moyen	H _{moY}	M	410
5	Pente moyenne	I	%	2,78
6	Longueur du talweg	L	Km	26,5
7	Temps de concentration	T _c	heures	6

II4- Qualité chimique des eaux

Le tableau comparatif suivant est dressé à partir des analyses d'eau effectuées sur les oueds HARREZZA et TIKKAZALE pour des débits de 1 à 3 m³/S et des analyses des eaux du Cheliff au barrage du GHRIB. Les concentrations sont exprimées en g/litres.

Tableau 6

	! Cheliff	! Tikkazale	! Harrezza
Minéralisation globale	! 1,59 - 1,84	! 1,2 - 2,00	! 1,45 - 2,12
S ₀₄ ²⁻	! 0,64 - 0,71	! 0,64 - 0,80	! 0,90 - 0,97
Cl ⁻	! 0,35 - 0,45	! 0,35 - 0,38	! 0,26
CO ₃ H ⁻	! 0,06 - 0,07	! 0,26	! 0,32
SO ₄ ⁻ + Cl	! 0,99 - 1,14	! 1,00 - 1,18	! 1,16 - 1,25
Ca ²⁺	! 0,11 - 0,21	! 0,19	! 0,22
Mg ²⁺	! 0,06 - 0,08	! 0,12	! 0,11
Na ⁺	! 0,28 - 0,34	! 0,26	! 0,21
pH	!	! 8,15	! 8,25

Les eaux des trois oueds ont une salinité comparable pour ce qui est de la salinité globale en période de pompage, elle dépend de la proportion existant entre les apports du bassin versant propre et les apports pompés dans l'oued Cheliff.

- La salinité moyenne du Cheliff tombe à 1,2g/l pour le volume pompé,
- La salinité moyenne des oueds HARRIZZA et TIKKAZALE est d'environ 1,5g/l.

En conclusion, les eaux régularisées au barrage du TIKKAZALE peuvent être considérées comme utilisables pour l'irrigation et ne présentent pas de risques pour la salinité des sols.

II.5./- Prédétermination des crues

Dans le but de dimensionner notre ouvrage. La Determinaton des crues de frequences rares qui peuvent se produire S'est averée primordiale.

Pour cela on ne se contentera pas d'une seule méthode, ainsi nous allons appliquer les formules empiriques et la méthode synthétique.

II.5.1.- Pluie de courte durée.

Avant tout il faut savoir la répartition des pluies instantanées(ou bien pluies de courtes durées) afin de déterminer les crues probables pour cela, la repartition statistique des précipitations temporelles à été calculée d'apres la formule suivante(LICITRI)

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

b: exposant climatique == b = 0,32

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

$P_T(P)$: Pluie maximale annuelle de durrée T de probabilité P.

Nous représentant la pluie dans le temps par les tableau ci-dessous:

Tableau 7- Représentation de la pluie dans le temps

T (heures)		0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	
P: 10%	H (mm)	10,5	15	17	18	20	21	23	
	I ($\frac{\text{mm}}{\text{h}}$)	21	15	11,33	9,0	8,0	7,0	6,57	
P: 1%	H (mm)	20	25	30	33	36	38	42	
	I ($\frac{\text{mm}}{\text{h}}$)	40,0	25,0	20,0	16,5	14,4	12,6	12,0	
P: 0,1%	H (mm)	35	40	45	50	54	58	63	
	I ($\frac{\text{mm}}{\text{h}}$)	70,0	40,0	30,0	25,0	21,6	19,3	18,0	
T (heures)		4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	
P: 10%	H (mm)	24,5	25	26	27	28	29	30	31
	I ($\frac{\text{mm}}{\text{h}}$)	6,1	5,5	5,2	4,9	4,6	4,4	4,2	4,1
P: 1%	H (mm)	43,5	45,5	47	49	51	53	59	55
	I ($\frac{\text{mm}}{\text{h}}$)	10,8	10,1	9,4	8,9	8,5	8,1	8,4	7,3
P: 0,1%	H (mm)	64,5	68	70	73	75	78	80	82
	I ($\frac{\text{mm}}{\text{h}}$)	16,1	15,1	14	13,2	12,5	12	11,4	10,9

II.5.2.- Estimation des débits de pointe(Q max).

II.5.2.1.- Formules empiriques.

Formule de MALLET-GAUTHIER

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

K et A. Coefficients dépendants des caractéristiques topographique du bassin versant qui prennent respectivement les valeurs

$$2 \leq K \leq 3 \quad \text{et} \quad 20 \leq A \leq 30$$

P_{an} : pluie annuelle moyenne (m)

S : surface du bassin versant (Km²)

L : longueur du talweg principal (Km)

T : période de retour.

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

Pour les différentes fréquences on a obtenue les debits suivants.

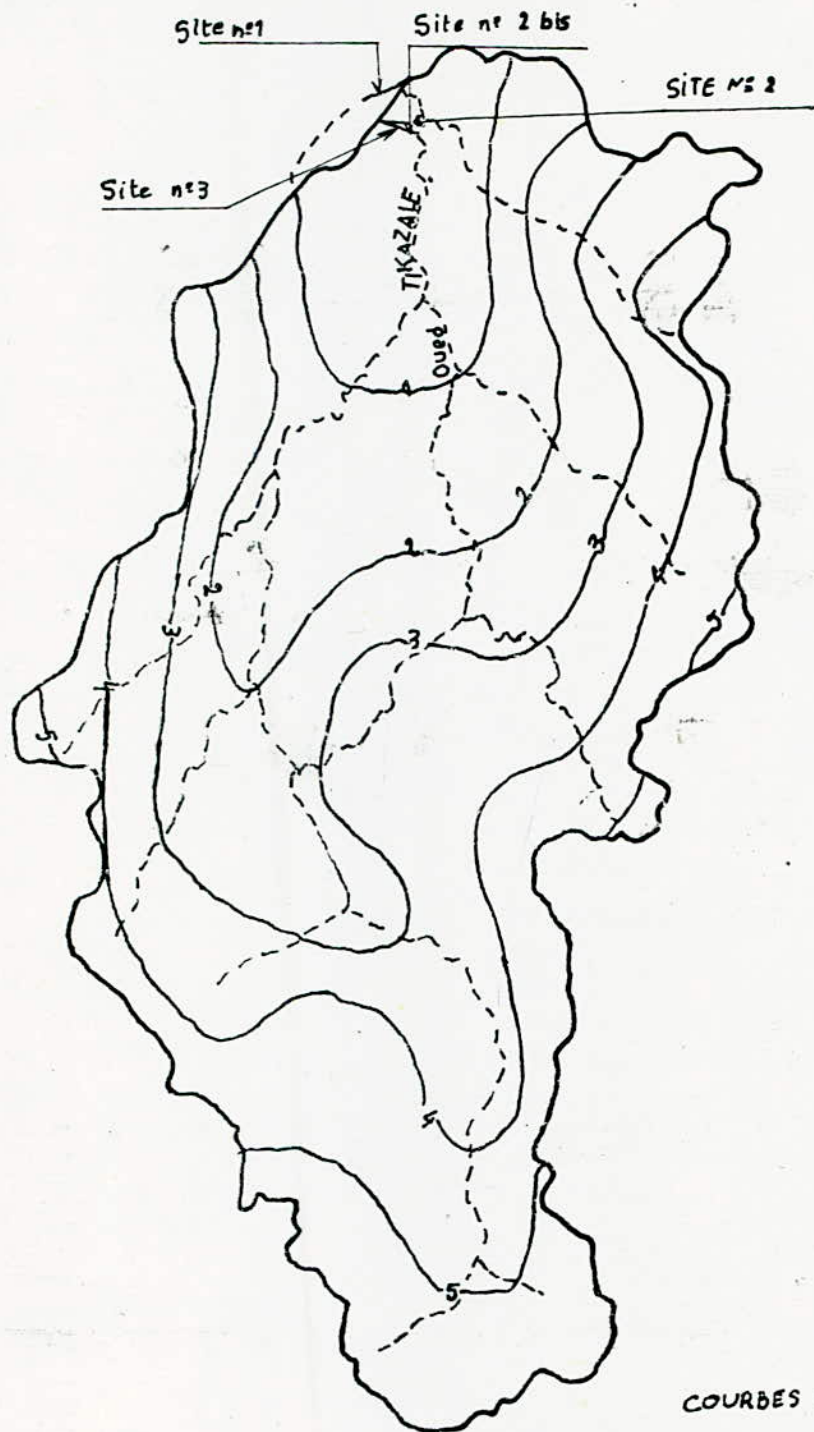
<u>avec</u>	K = 2	A = 25	\bar{P}_{an} (m) = 0,552
	L = 26,44 Km		S = 146 Km ²

d'où

$$Q_{10} = 207 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100} = 322 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{1000} = 404,83 \text{ m}^3/\text{s}$$



COURBES ISOCHRONES

Échelle : 1/100 000

II.5.2.2.- Méthode synthétique

Cette méthode est basée sur les caractéristiques de la concentration des eaux, permet de calculer rapidement le débit de pointe de la crue provoquée par une pluie de durée T quelconque (en supposant une intensité constante sur toute le bassin versant).

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

La méthode synthétique comprend trois paramètres essentiels:

- . Intensité de la durée de pluie
- . Caractéristiques du sol et la végétation du bassin
- . Caractéristiques topographiques.

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

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

I : intensité efficace

ΔS_{\max} : aire de la surface du bassin débitant au site à l'instant considéré (en Km²).

Durée de l'averse	$\frac{H_t}{H_{24}}$	Pluie superficielle Ht réel (mm)			Déficit (mm)	Pluie efficace (mm)			Coefficient de ruissellement Kr		
		10 %	1 %	0,1 %		10 %	1 %	0,1 %	10 %	1 %	0,1 %
1	0,36	27	39	53	13,5	13,5	25,5	39,5	0,49	0,64	0,76
2	0,45	34	48	61	14	20	34	47	0,60	0,72	0,79
3	0,51	38	57	73	14,5	23,5	42,5	58,5	0,63	0,75	0,83
4	0,56	41	62	80	15	26	47	65	0,66	0,78	0,84
5	0,60	46	68	86	15,5	32,5	52,5	70,5	0,67	0,79	0,85
6	0,64	48	69	91	16	32	53	75	0,68	0,80	0,86

Tableau 8

Détermination des débits instantanés

Durée (heure)	Surface (Km ²)	Intensité de la pluie (mm/ h)			Débits instantanés Q m ³ /s)		
		10 %	1 %	0,1 %	10%	1 %	0,1%
1	24	13,5	25,5	39,5	90	170	264
2	43,5	10	17	23,5	121	206	284
3	63	7,83	14,16	19,5	137	248	342
4	80	6,5	11,75	16,25	144	261	361
5	97	6,5	10,5	14,1	175	283	380
6	108	5,33	8,83	12,5	160	265	375

Après la comparaison et l'analyse des résultats obtenus selon la méthode synthétique et les formules empirique, nous avons retenus les valeurs suivantes qui sont:

$$Q_{10 \text{ ans}} = 191 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100 \text{ ans}} = 302 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{1000 \text{ ans}} = 392 \text{ m}^3/\text{s}$$

II.5.3./- Hydrogramme des crue:

Pour la détermination de l'hydrogramme de crue de durée inférieur à 24 h plusieurs crue ont été analysées.

T(H)	6	5	4	3	2	1	0	1	2
$\frac{Q_i}{Q_{\max}}$	0,02	0,08	0,18	0,33	0,51	0,73	1,00	0,75	0,55

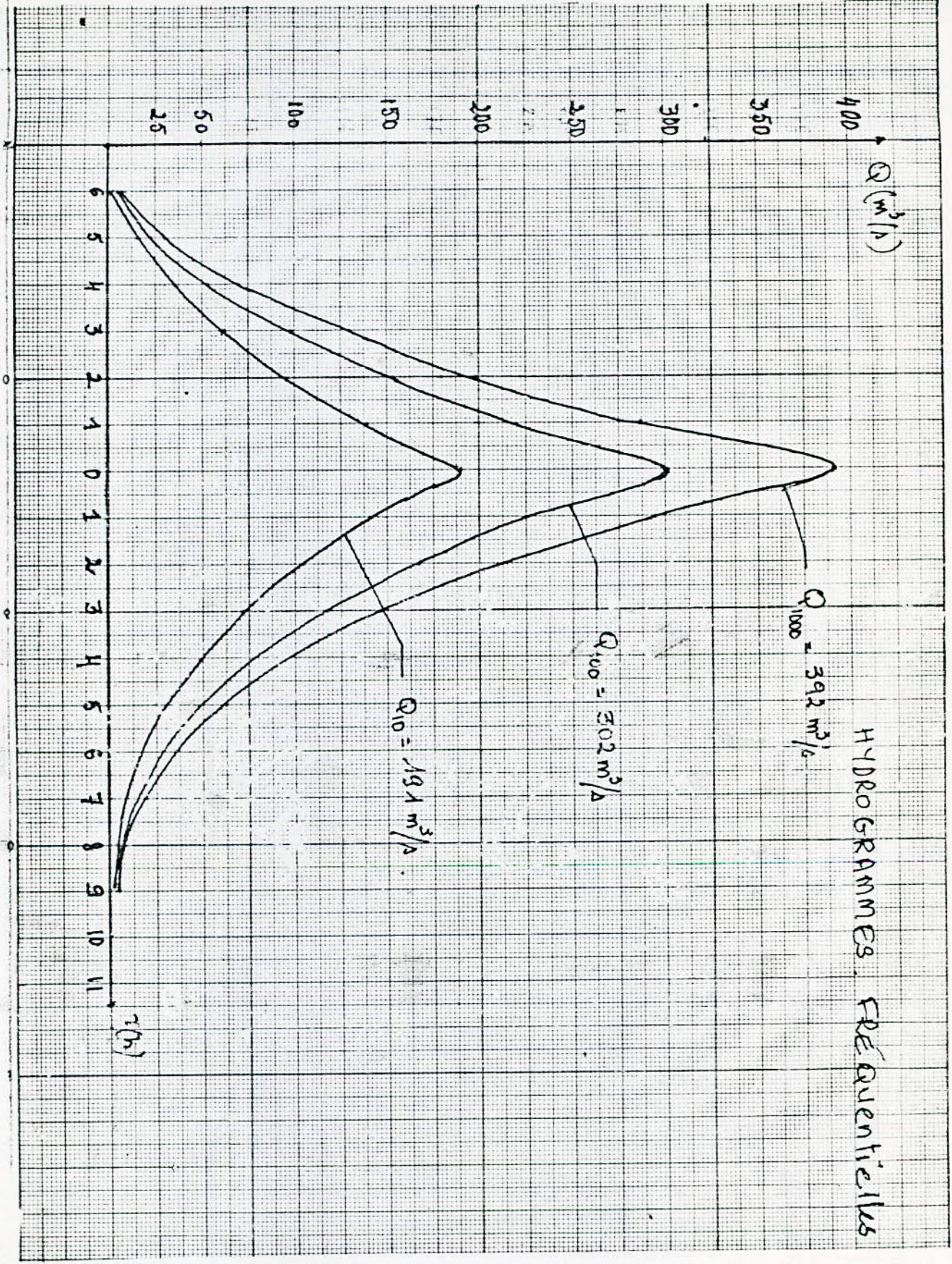
	3	4	5	6	7	8	9	10
	0,38	0,26	0,16	0,09	0,05	0,02	0,0	0,00

Suivant les paramètres de crue disponible le temps de montée (t_m) est égale à 0,35 fois le temps globale de la crue.

Tableau 9- Détermination des hydrogrammes de crue afferent à l'averse de calcul.

T (heures)	Q_i Q_{max}	Q_{1000}	Q_{100}	Q_{10}
1	0,02	7,84	6,04	3,82
2	0,08	31,36	24,16	15,28
3	0,18	70,56	54,36	34,38
4	0,33	129,36	99,66	63,03
5	0,51	199,92	154,02	97,41
6	0,73	286,16	220,46	139,43
7	1,00	392,00	302,00	191,00
8	0,75	294,00	226,50	143,25
9	0,55	215,60	166,10	105,05
10	0,38	148,96	114,76	72,56
11	0,26	101,92	78,52	49,66
12	0,16	62,72	48,32	30,56
13	0,09	35,28	27,18	17,19
14	0,05	19,60	15,10	9,55
15	0,02	7,84	6,04	3,82
16	0,01	3,92	3,02	1,91
17	0,00	0,00	0,00	0,00

HYDROGRAMMES. FREQUENTIELLES



II.6./- Envasement et transport solide

Les caractères lithologiques et topographiques se complètent pour favoriser un ruissellement et une érosion violente la végétation, quand elle existe peut temperer cette agressivité des facteurs géographiques.

Les diverses mesures effectuées sur les transports solides font ressortir une augmentation du taux d'abrasion avec le ruissellement.

Pour tenir compte de la faiblesse de ce ruissellement aux TIKKANALE nous minorons systematiquement les taux généralement admis de 10%.

Lithologie	% de surface	Débit solide en t/an/Km ²
Marnes à faible pente.	13%	1000
Conglomérations + marnes pente moyenne	25%	2800
Flysch-pente moyenne et léger couvert végétal.	35%	1500

Moyenne 1850 t/an/ Km²

Pour la suite on adoptera le taux d'abrasion annuel de 1850 t/an/Km² et d'une densité sèche de vase égale à 1.

Alors l'apport annuel des matériaux en suspension est d

$$V_{ms} = \frac{E_s}{\gamma_s} S \quad (\text{en } m^3/\text{an})$$

E_s = érosion spécifique en $t/Km^2/\text{an}$.

S = superficie du bassin versant en Km^2 .

γ_s = poids spécifique des matériaux.

d'où
$$V_{ms} = 270,1 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{an}$$

En considerant que le transport solide de charriage constitue environ 20% du volume des matériaux en suspension.

donc

$$V_{TS} = V_{ms} + 0,2 V_{ms}$$

$$V_{TS} = (270,1 + 0,2 \cdot 270,1) \cdot 10^3$$

$$\underline{V_{TS} = 324,12 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{an}.}$$

Pour une durée de $T = 50$ ans, l'évolution de l'envasement sera donné par la valeur du volume d'envasement (volume mort).

$$V_M = 324,12 \cdot 10^3 \cdot 50$$

$$\underline{V_M = 16,206 \cdot 10^6 \text{ m}^3}$$

II.7/- Caractéristique volumétrique de la retenue

Par planimétrage du plan topographique nous avons calculé les valeurs des surfaces et capacités en fonctions des altitudes pour établir les courbes caractéristiques de la retenue qui seront considérées pour le calcul du remplissage de la cuvette.

Nous donnerons les résultats dans le tableau recapitulatif qui nous a permis de tracer les courbes:

$S = f(h)$ et $V = f(h)$ notons que les volumes ont été déterminées par la formule suivante:

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

avec:

h : hauteur entre les couches(m)

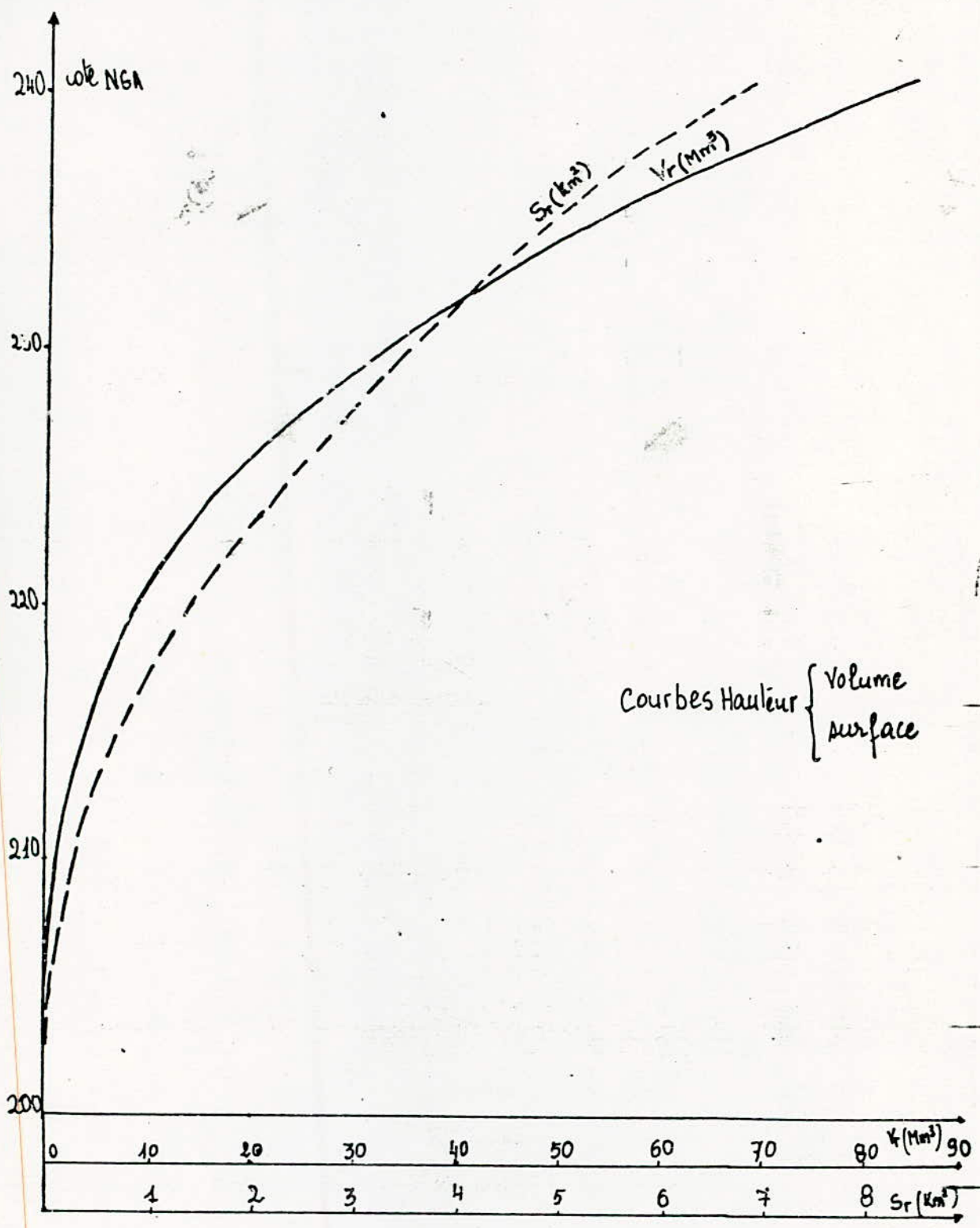
V_i : volume de la couche(m^3)

S_i : surface correspondante de la retenue en bas de la couche(Km^2).

S_{i+1} : surface de la retenue en haut de couche(Km^2).

Tableau recapitulatif:

Cote du niveau H(m)	Profondeur H(m)	Surface d'eau ($10^6 Km^2$)		Différence de côtes DH(m)	Volume($10^6 m^3$)		Indice
		H	m		DV	V_H	
203	00	0,00	0,167	5	1,06	0,00	1
208	05	0,20	0,350	5	1,69	1,06	2
213	10	0,50	0,80	5	3,90	2,75	3
218	15	1,10	1,25	5	7,64	6,65	4
223	20	2,0	2,55	5	12,65	14,29	5
228	25	3,10	3,675	5	18,30	26,94	6
233	30	4,25	5,05	5	25,14	45,24	7
238	35	5,85	6,575	5	32,81	70,38	8
243	40	7,3				103,19	9



II.7.1./- Volume utile

En prenant en considération d'une part l'apport d'autre part la consommation, l'évaporation et l'infiltr mensuel, la combinaison de ces trois facteurs ^{aux} taux de régularisation, nous montre la variation du volume et par conséquent du niveau de la retenue.

L'interprétation graphique de cette variation nous permet de trouver le taux optimal de régularisation ainsi que le volume utile.

Volume utile: $V_u : 55,5 \text{ Mm}^3$
hauteur correspondante $h_{v_u} : 20,8 \text{ m.}$
niveau normal de la retenue: $238,5 \text{ m.}$

II.7.2./- Volume mort: (Il a été calculé précédemen

$V_M : 16,4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
 $h_{v_u} : 14,7 \text{ m}$
 $N_{v_M} : 217,7 \text{ m.}$

II.8./- Régularisation

Cette étude a pour but de déterminer la hauteur économique et cela après avoir défini la relation entre les volumes disponibles de la retenue et la demande pour cela on a choisit plusieurs taux.

Pour calculer le volume dans le réservoir on doit restituer le volume des besoins ajoute à l'infiltration et à l'évaporation de l'apport.

Pour la détermination du volume utile en considérant différents taux de régularisation on a appliqué la méthode GRAPHO-ANALYTIQUE qui tient compte de:

- . La répartition mensuelle de l'apport de l'oued ainsi que le pompage,
- . La superficie de la cuvette en fonction de la hauteur,
- . La répartition mensuelle de l'évaporation,
- . La répartition mensuelle de l'infiltration.

Tout en tenant compte du principe de la régularisation qui suggère que:

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

Après les calculs relatifs aux différents cas; on trace la courbe de régularisation en fonction de la cote du réservoir et du taux de régularisation.

Procédé de calcul

+ Taux de régularisation $T_x = 50 \%$

- Apport utilisable: $A - T_x = 58 \cdot 10^6 \frac{50}{100} = 29 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

- Volume utilisé par hectare avec une dose d'irrigation de l'ordre de 0,52 (l/s/ha)

$$0,52 \cdot 198 \cdot 24 \cdot 3600 = 8,89 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

- Pour la surface irriguée

$$S_i = \frac{\text{Apport utilisé}}{\text{Vol utilisé/ha}} = \frac{29 \cdot 10^6}{8,89 \cdot 10^3} = 3262 \text{ ha}$$

- Volume des besoins pour l'irrigation

$$V_b = \frac{\text{Apport utilisable}}{6} = \frac{58 \cdot 10^6 \cdot 50}{100 \cdot 6} = 4,83 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

+ Taux de régularisation

$$T_x = 60 \%$$

$$- \text{Apport utilisable: } 58.10^6 \cdot \frac{60}{100} = 34,8.10^6 \text{ m}^3$$

$$- \frac{Vu}{ha} = 8,89.10^3 \text{ m}^3$$

$$- S_i = 3914 \text{ ha.}$$

$$- V_b = 5,8.10^6 \text{ m}^3.$$

+ Taux de régularisation

$$T_x = 70 \%$$

$$- \text{Apport utilisable } 58.10^6 \cdot 0,70 = 40,6.10^6 \text{ m}^3$$

$$- \frac{Vu}{ha} = 8,89.10^3 \text{ m}^3$$

$$- S_i = 4566 \text{ ha}$$

$$- V_b = 6,78.10^6 \text{ m}^3$$

+ Taux de régularisation

$$T_x = 80 \%$$

$$- \text{Apport utilisable } 58.10^6 \cdot 0,8 = 46,4.10^6 \text{ m}^3$$

$$- \frac{Vu}{ha} = 8,89.10^3 \text{ m}^3$$

$$- S_i = 5219 \text{ ha}$$

$$- V_b = 7,73.10^6 \text{ m}^3.$$

+ Taux de régularisation

$$T_x = 90 \%$$

$$- \text{Apport utilisable } 58.10^6 \cdot 0,9 = 52,2.10^6 \text{ m}^3$$

$$- \frac{Vu}{ha} = 8,89.10^3 \text{ m}^3$$

$$- S_i = 5871 \text{ ha}$$

$$- V_b = 8,7.10^6 \text{ m}^3.$$

+ Taux de régularisation

$$T_x = 99 \%$$

$$- \text{Apport utilisable } 58.10^6 \cdot 0,99 = 57,42.10^6 \text{ m}^3$$

$$- \frac{Vu}{ha} = 8,89.10^3 \text{ m}^3$$

$$- S_i = 6458 \text{ ha}$$

$$- V_b = 9,57.10^6 \text{ m}^3.$$

Taux de regularisation : 50 %

$$\text{Volume utilisable: } \frac{50 \cdot 10^6 \times 50}{100.6} = 4,83 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Mois	Apport mensuel 10^6 m^3	Surface moyenne S: Km ²	Evaporation I E	I Infil	V _{evap}	V _{Infil}	V _B 10^6 m^3	Σ Des pertes	DY 10^6 m^3	V.A.N. du mois 10^6 m^3	Côtes (m)
N	0,691	0,500	48	25,0	0,024	0,02	-	0,036	0,655	17,055	224,60
D	10,644	1,10	36	28,7	0,040	0,031	-	0,071	10,573	27,620	220,20
J	15,614	1,70	36	23,2	0,061	0,039	-	0,100	15,514	43,142	232,75
F	14,122	2,20	36	25,0	0,079	0,055	-	0,134	13,908	57,130	235,80
M	13,304	2,65	72	22,8	0,191	0,060	-	0,251	113,553	70,683	238,10
A	1,592	2,64	96	21,4	0,253	0,056	-	0,309	1,283	71,80	238,50
M	0,064	2,97	120	18,1	0,356	0,053	4,83	5,239	- 4,375	67,525	237,45
J	0,233	2,06	156	3,7	0,447	0,010	4,83	5,287	- 5,054	62,471	236,75
J _r	0,000	2,72	192	2,4	0,522	0,006	4,83	5,358	- 5,358	57,113	235,79
A	0,000	2,60	180	2,2	0,460	0,006	4,83	5,304	- 5,304	51,809	234,75
S	0,000	2,30	144	11,3	0,331	0,026	4,83	5,187	- 5,187	46,622	233,25
O	0,478	2,03	64	28,5	0,129	0,058	4,83	5,017	- 4,539	42,083	232,20

Taux de regularisation 60 %

$$\text{Volume utilisable : } \frac{58.10^6 \times 60}{100.6} = 5,8.10^6 \text{ m}^3$$

Sois	Apport mensuel 10^6 m^3	Surface moyenne S: Km^2	Evaporation. E	Inf	V_{evap}	V_{I}	V_{B} 10^6 m^3	Σ Dec pertes	DV 10^6 m^3	V Fin du mois 10^6 m^3	Côtes (m)
N	0,691	0,50	48	25,0	0,024	0,012	-	0,036	0,655	17,055	224,60
D	10,644	1,10	36	28,7	0,040	0,031	-	0,071	10,573	27,628	228,20
J	15,614	1,70	36	23,2	0,061	0,039	-	0,100	15,514	43,142	232,75
F	14,122	2,20	36	25,0	0,079	0,055	-	0,134	13,988	57,130	235,00
M	13,004	2,65	72	22,8	0,191	0,060	-	0,251	13,553	70,683	238,10
A	1,592	2,64	96	21,4	0,253	0,056	-	0,309	1,283	71,900	238,50
M	0,864	2,97	120	18,1	0,356	0,054	5,8	6,210	- 5,346	66,554	237,35
J	0,233	2,85	156	3,7	0,447	0,010	5,8	6,254	- 6,021	60,533	236,50
Jt	0,000	2,26	192	2,4	0,434	0,005	5,8	6,239	- 6,239	54,294	235,25
A	0,000	2,48	180	2,2	0,446	0,005	5,8	6,251	- 6,251	48,043	233,80
S	0,000	2,21	144	11,3	0,388	0,025	5,8	6,143	- 6,143	41,900	232,05
O	0,478	1,87	64	28,5	0,053	0,053	5,8	5,973	- 5,495	36,405	230,90

Taux de regularisation 70 %

Volume utilisable $\frac{58.10^6 \times 70}{100.6} = 6,78.10^6 \text{ m}^3$

Mois	Apport mensuel 10^6 m^3	Surface moyenne S: Km^2	évaporation. E	Inf	V_{evap}	V_I	V_B 10^6 m^3	Dec pertes	DV 10^6 m^3	V Fin du mois 10^6 m^3	côtes (m)
N	0,691	0,500	43	25,0	0,024	0,012	-	0,036	0,655	17,055	224,60
D	10,644	1,10	36	28,7	0,040	0,031	-	0,071	10,573	27,628	228,20
J	15,614	1,70	36	23,2	0,061	0,039	-	0,100	15,514	43,142	232,75
F	14,122	2,20	36	25,0	0,079	0,055	-	0,134	13,988	57,130	235,80
M	13,804	2,65	72	22,8	0,191	0,060	-	0,251	13,553	70,683	238,10
A	1,592	2,64	96	21,4	0,253	0,056	-	0,309	1,283	71,900	238,50
M	0,864	2,97	120	18,1	0,356	0,053	6,781	67,190	6,326	65,574	237,20
J	0,233	2,85	156	3,7	0,444	0,040	6,78	7,234	7,001	58,573	236,10
J ^L	0,000	2,66	192	2,4	0,510	0,0064	6,78	7,296	7,296	51,277	234,60
A	0,000	2,44	180	2,2	0,439	0,0053	6,78	7,224	7,224	44,053	233,00
S	00,000	2,14	144	11,3	0,308	0,024	6,78	7,112	7,112	36,941	230,92
D	0,478	1,81	64	28,5	0,115	0,051	6,78	6,946	6,468	30,473	229,00

Taux de regularisation 80 %

$$\frac{58.10^6 \times 80}{100.6} = 7,73. 10^6 \text{ m}^3$$

Mois	Apport mensuel 10^6 m^3	Surface moyenne $S: \text{Km}^2$	Evaporation	Inf	V_{Evap}	V_{I}	V_{B} 10^6 m^3	\sum Des PERTes	DV 10^6 m^3	V Fin du mois 10^6 m^3	Côtes (m)
N	0,691	0,500	48	25,0	0,024	0,012	-	0,036	0,655	17,055	224,60
D	10,644	1,100	36	28,7	0,040	0,031	-	0,071	10,573	27,628	228,20
J	15,614	1,700	36	23,2	0,061	0,061	-	0,100	15,514	43,142	232,75
F	14,122	2,20	36	25,0	0,079	0,055	-	0,134	13,988	57,130	235,80
M	13,804	2,65	72	22,8	0,191	0,060	-	0,251	13,553	70,683	238,10
A	1,592	2,64	96	21,4	0,253	0,056	-	0,309	1,283	71,900	238,50
M	0,864	2,97	120	18,1	0,356	0,053	7,73	8,139	-7,275	64,625	237,05
J	0,233	2,82	156	3,7	0,433	0,010	7,73	8,179	-7,946	56,679	235,50
J	0,000	2,62	192	2,4	0,503	0,006	7,73	8,239	-8,239	48,44	233,85
A	0,000	2,33	180	2,2	0,419	0,005	7,73	8,154	-8,154	40,286	231,95
S	0,000	1,97	144	11,3	0,283	0,022	7,73	8,035	-8,035	32,251	229,65
O	0,478	1,54	64	28,5	0,098	0,043	7,73	7,871	-7,393	24,858	227,25

Taux de regularisation 90 %

Volume utilisable $\frac{58.10^6 \times 90}{100.6} = 8,7.10^6 \text{ m}^3$

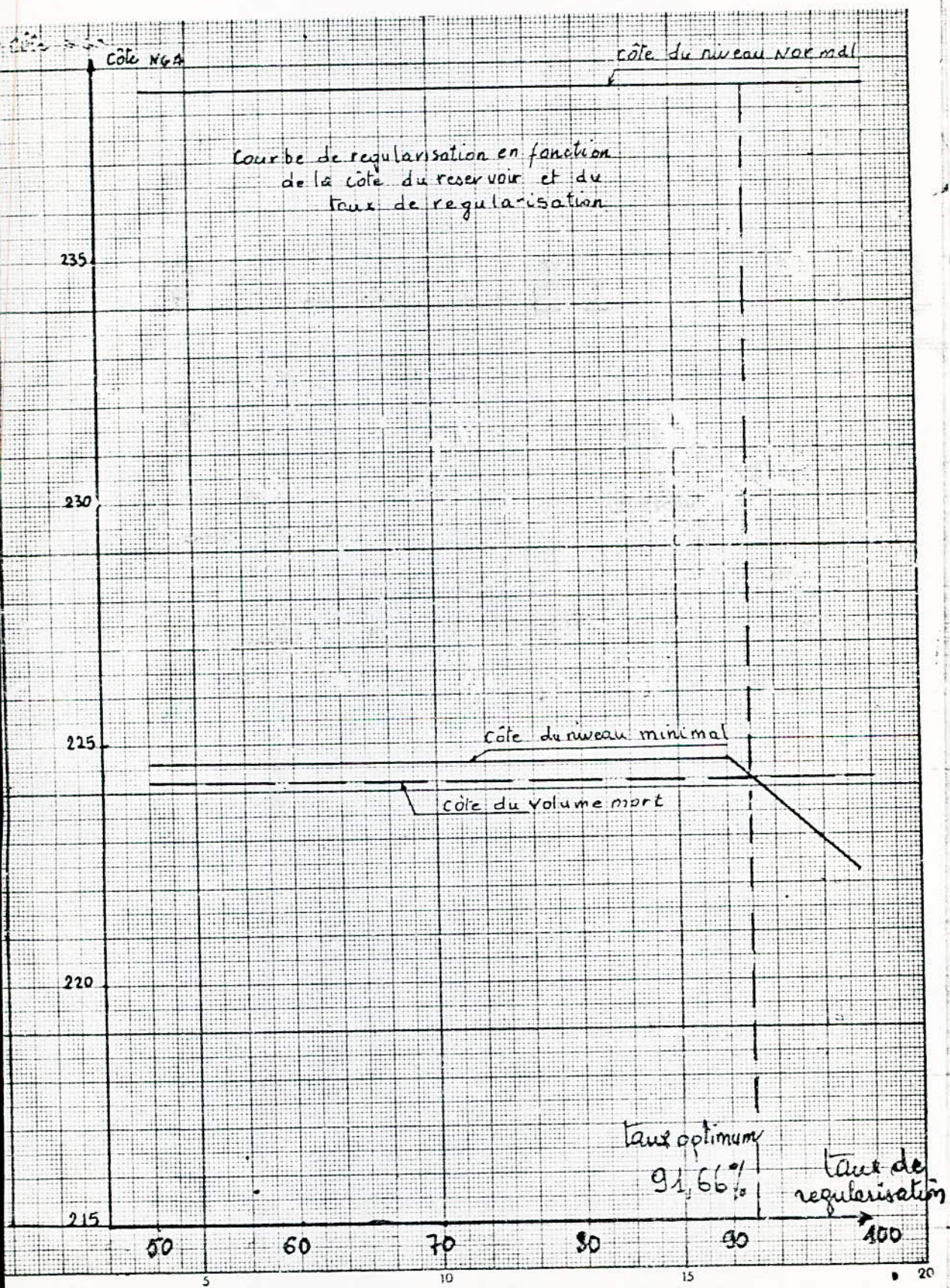
Mois	Apport mensuel (10^6 m^3)	Surface moyenne S(Km^2)	Ecapora- E mm/nois)	Infiltra- I (mm/nois)	Volume evaporé V_e (10^6 m^3)	Volume Infiltré V_i (10^6 m^3)	besoin pour l'irriga- VB (10^6 m^3)	Σ des pertes y (10^6 m^3)	EV (10^6 m^3)	Volume du réservoir à la fin du mois	Côtes
N	0,691	0,50	48	25,0	0,024	0,012	-	0,036	0,655	17,055	224,60
D	10,644	1,10	36	28,70	0,040	0,031	-	0,071	10,573	27,624	228,20
J	15,614	1,70	36	23,2	0,061	0,039	-	0,100	15,514	43,142	232,75
F	14,122	2,20	36	25,0	0,079	0,055	-	0,134	13,988	57,130	235,80
M	13,804	2,65	72	22,8	0,191	0,060	-	0,251	13,553	70,683	238,10
A	1,592	2,64	96	21,4	0,253	0,056	-	0,309	1,283	71,90	238,50
M	0,864	2,97	120	18,1	0,356	0,054	0,70	9,110	-0,246	63,654	236,95
J	0,233	2,80	156	3,70	0,437	0,010	8,70	9,147	- 8,914	54,74	235,35
J ^t	0,000	2,55	192	2,40	0,490	0,006	8,70	9,196	- 9,196	45,544	233,05
A	0,000	9,91	180	2,20	0,524	0,006	8,70	9,230	- 9,230	36,314	230,81
S	0,000	1,78	144	11,30	0,256	0,020	8,70	8,976	- 8,976	27,338	228,17
O	0,478	1,27	64	25,8	0,031	0,033	8,70	8,814	- 8,336	19,002	225,25

Taux de régularisation 99%

Volume utilisable

$$\frac{58.10^6 \cdot 99}{100.6} = 9,57 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Mois	Apport Mensuel (10^6 m^3)	Surface Moyenne S (K m^2)	Evaporati E mm/m	Enfiltr I (mm/mois)	Volume évaporé VE (10^6 m^3)	Volume Infiltré Vi (10^6 m^3)	Besoin pour l'irrigation VB (10^6 m^3)	des Pertes V (10^6 m^3)	V (10^6 m^3)	Volume du reser. a la fin du mois (10^6 m^3)	Cotes
N	0,691	0,50	48	25,0	0,024	0,012	-	0,036	0,655	17,055	224,60
D	10,644	1,10	36	28,70	0,040	0,031	-	0,071	10,573	27,624	228,20
J	15,614	1,70	36	23,2	0,061	0,039	-	0,100	15,514	43,142	232,75
F	41,122	2,20	36	25,0	0,079	0,055	-	0,134	13,988	57,130	235,60
M	3,804	2,65	72	22,8	0,191	0,060	-	0,251	13,553	70,683	238,10
A	1,592	2,64	96	21,4	0,253	0,056	-	0,309	1,283	71,90	238,50
M	0,864	2,87	120	18,1	0,344	0,0519	9,57	9,965	-9,101	62,799	236,80
J	0,233	2,74	156	3,70	0,427	0,0101	9,57	10,007	-9,774	53,025	234,95
Jt	0,000	2,50	192	2,40	0,480	0,006	9,57	10,056	-10,056	42,969	232,50
A	0,000	2,74	180	2,20	0,493	0,006	9,57	10,069	-10,069	32,90	229,95
S	0,000	1,72	144	11,30	0,253	0,019	9,57	9,842	-9,842	23,058	226,90
O	0,478	1,25	64	25,8	0,08	0,0322	9,57	9,682	9,204	13,854	222,25



II.9./- Laminage de crue.

II.9.1.- But

L'intérêt d'un évacuateur de crues est de permettre pour une cote de retenue normale donnée, d'abaisser la cote des plus hautes eaux et donc de réduire la tranche d'eau morte. Ceci entraîne une économie sur la hauteur de la digue d'une part, et un investissement supplémentaire relatif à l'ouvrage évacuateur d'autre part.

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

- a/- Méthode analytique
- b/- " graphique
- c/- " du pas à pas

II.9.2.- Méthode utilisée

Dans notre cas, nous avons appliqué la méthode graphique car elle donne des bons résultats.

Par cet intermédiaire, on détermine l'hydrogramme des débits sortant à partir de:

- La courbe hauteur-capacité
- La cote du niveau normal
- L'hydrogramme de la crue millénaire (crue de projet).

L'équation du débit évacué par le déversoir est donnée par:

$$Q = C L H^{3/2} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

$$C = \mu \sqrt{2g} = 2,1$$

$$L = 45 \text{ m}$$

$$H = \text{charge totale sur le déversoir (m)}.$$

En 1er lieu la méthode consiste à donner des valeurs différentes pour H (charge d'eau deversante) pour une durée de temps Δt :

Soit:

$$H = 0,5 - 1,0 - 1,5 - 2,0 - 2,5 \dots \dots \dots \text{etc.}$$

Puis on calcule le débit évacuer pour chaque interval de temps. Pour faciliter le travail on dresse le tableau suivant:

Tableau 10 -

T(heure)	H(m)	Q (m ³ /s)	Q/2 (m ³ /s)	$\frac{V}{2} = \frac{Q}{2} t$ (10 ⁶ m ³)
1 - 2	0,5	29,69	14,845	0,053
2 - 3	1,0	84,31	42,155	0,152
3 - 4	1,5	154,32	77,163	0,278
4 - 5	2,0	237,59	118,794	0,428
5 - 6	2,5	332,04	166,021	0,598
6 - 7	3,0	436,48	218,240	0,785
7 - 8	3,5	550,02	275,01	0,990
8 - 9	4,0	672,21	336,105	1,209
9 - 10	4,5	801,85	400,925	1,443
10 - 11	5,0	939,14	469,57	1,690
11 - 12	5,5	1083,48	541,741	1,950
12 - 13	6,0	1234,54	617,270	2,222
13 - 14	6,5	1392,03	696,015	2,505

Aussi cette méthode consiste à tracer la courbe $V(h)$ à partir de la côte N N R, ainsi que les courbes $V + \frac{\Delta V}{2}$, $V - \frac{\Delta V}{2}$, et $Q(h)$. Notons toute fois que d'après le tableau suivant le plan d'eau attendra la côte correspondant à une lame deversante de 2,50m pour un debit évacuer de 340 m³/s.

$$Q_{10,1} = 392 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau 10_a

T (heure)	Q entrée (m ³ /s)	Dt(heure)	DV(10 ⁶ m ³)	Charge H (m)	Q sortant m ³ /s
1	7,84	1 - 2	0,0706	0,55	35,0
2	31,36	2 - 3	0,1834	0,65	42,5
3	70,56	3 - 4	0,3600	0,92	77,5
4	129,36	4 - 5	0,5927	1,27	120
5	199,92	5 - 6	0,8749	1,85	200
6	286,16	6 - 7	1,2207	2,33	305
7	392,00	7 - 8	1,2348	2,50	340
8	294,00	8 - 9	0,9173	2,20	280
9	215,60	9 - 10	0,6562	1,90	225
10	148,96	10 - 11	0,4516	1,52	165
11	101,92	11 - 12	0,2963	1,21	110
12	62,72	12 - 13	0,1764	0,98	85
13	35,28	13 - 14	0,0988	0,78	57
14	19,60	14 - 15	0,0494	0,60	40
15	3,92	15 - 16	0,0212	0,41	25
16	3,92	16 - 17	0,0070	0,32	15
17	0,00				

CHAPITRE III: Etude technique de l'ouvrage.

- 1- Généralité.
- 2- Etude geologique.
- 3- Caractéristiques geotechniques du barrage.
- 4- Dimensionnement et conception proposes de l'ouvrage.
(voir planche II)
- 5- Réseau d'écoulement (voir planche III).
- 6- Stabilité du barrage (voir planche IV).

III/- ETUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE

III.1.- Généralité.

L'étude d'un barrage nécessite avant tout une bonne connaissance géologique du site, une étude approfondie des matériaux constituant les recharges de l'ouvrage est indispensable pour prévoir leur comportement futur.

III.2.- Etude géologique du site.

Pour le site choisi on observe un socle de brèche et conglomérats, et à l'appui rive gauche de la digue principale des dépôts calcaires organisés en forme de nappe ayant un pendage de 3% vers l'aval.

En rive droite ces dépôts calcaire ne se rencontrent jamais.

Dans la retenue on note la présence de formation superficielle alluvionnaire; alluvion d'oued, basse terrasse caillouteuse et limoneuse.

L'ensemble des terrains à été reconnu par une série de puits et de sondages.

L'examen de ces puits et sondages montre bien le caractère hétérogène des calcaires dont certains ont un caractère vacuolaire et brechoïde et des grés dont une bonne partie se présente sous forme de sable.

III.2.1.- Perméabilité

Le terrain à été testé au point de vue perméabilité, dans les divers sondages ont été pratiqués des essais de type lujean par passe de 5 m (parfois 3 m) sans du reste que la pression de 10 Kg ait pu souvent être atteinte, ce qui se conduit des extrapolations.

Notons que les essais effectués donneraient les résultats suivantes:

- Dans les calcaires des résultats de l'ordre de 10^{-5} m/s sur la rive droite et de la moitié sur la rive gauche,

- Le rapport géologique semble considérer cette perméabilité imputable à la texture, nous serions quant à nous portés à considérer qu'il doit néanmoins exister des fissuration et vides (visible dans certaines carottes dans le terrain),

- La perméabilité des gréseuses se situent généralement entre $5 \cdot 10^{-6}$ et $5 \cdot 10^{-7}$ m/s,

- Dans les brèches la perméabilité des couches superficielles est de l'ordre de $4 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Nous n'avons pas d'éléments sur la perméabilité des couches superficielles alluvionnaires et limoneuses.

III.2.2.- Choix du type du barrage:

Un tel choix dépend non seulement de la topographie du site mais surtout de la disponibilité des matériaux sur place.

Les données géologique et géotechnique nous a permis de définir trois type de matériaux bien distincts: Les brèches, les limons et les calcaires.

Dans ce cas une digue en beton ou en enrochement est à exclure du fait de la qualité mediocre des fondations et de l'absence totale d'enrochement à proximitè du site.

Il faut donc envisager la conception d'une digue en terre homogène ou à zone.

Il semble que l'on puisse écarter systématiquement une digue de type zone et que l'on doit envisager la conception d'une digue homogène composé de Brèche.

III.3./- CARACTERISTIQUE GÉOTECHNIQUE DU BARRAGE

La partie géotechnique du présent rapport traite de l'ensemble des essais de laboratoire auxquels ont été soumis les échantillons des différents types de sols prélevés.

Le rapport géologique distingue la présence de 3 types de terrain bien distincts à savoir.

- Substratum composé de sol només " brèches sédimentaire",
- Dépôt plus récents de calcaire gresifié,
- Terrasse alluvionnaire de l'oued composée de limon argileux.

a)- Brèches sédimentaire.

Ce sont des matériaux graveleux parfois sableux à ciment limono-argileux peu plastique.

En remarque pour la valeur de la densité sèche des brèches

$$\gamma_d = 1,76 \quad (t/m^3)$$

Et une densité humide

$$\gamma = 2,10 \quad (t/m^3)$$

Pour la perméabilité effectuées sur les éprouvettes oédométriques sous différents charges donnent des résultats suivantes:

$$7 \cdot 10^{-11} < K \text{ (m/s)} < 6 \cdot 10^{-7}.$$

Elle se présentent donc en volume suffisant pour leur utilisation lors de la construction du barrage (d'où leur considération comme matériaux d'emprunt).

Pour les caractéristiques mécaniques des matériaux compacts ont été évaluées à l'aide d'essai de cisaillement rectiligne.

L'essai lent a donné les paramètres suivants:

$$C = 0,2 \text{ bar}$$

$$\varphi = 25^\circ$$

En conclusion:

Les brèches considérées comme matériaux d'emprunt réagissent favorablement au compactage leur faible plasticité et la teneur en eau optimale de compactage pour élevé constituent des éléments favorables à leur utilisation.

b)- calcaires:

Selon les moyennes des mesures de densité sèche et de teneur en eau, on voit que les valeurs de densité comprises entre $1,64 \pm 1,98 \text{ t/m}^3$ et qui ne sont pas saturé ($S_{v_{\max}} = 63 \%$).

Deux essais oedométrique définissent les calcaires comme peu compressible ce qui est normal étant donné leur nature

Deux essais de cisaillement rectiligne rapide ont donné les résultats suivants:

- éprouvettes consolidées sous 1 bar, sable
gresifié intact

$$C = 1 \text{ bar}$$

$$\varphi = 26^\circ$$

remanié - éprouvette consolidées sous 0,5 bar, sable

$$C = 0$$

$$\varphi = 30^\circ$$

Le cohésion obtenu pour le sable gresifié intact est certainement due à la cimentation du sol considéré. Les mesures de perméabilité à l'oedometre ont donné des valeurs comprise entre $2 \cdot 10^{-7}$ et $6 \cdot 10^{-7}$ m/s.

Les essais au pot de TERZAGHI réalisés sur des éprouvettes compactées à $1,75 \text{ t/m}^3$ de densité sèche donnent des perméabilité comprise entre $2 \cdot 10^{-7}$ et $6,610^{-7}$ m/s.

En conclusion les calcaires limoneux et graveleux peuvent être consideres du point de vue mécanique comme de bons terrain de fondation pour l'ouvrage.

tableau

c.)- Limon argileux

Les moyennes de mesures de densité sèche et de teneur en eau de l'ensemble des échantillons prélevés dans les limons de la basse terrasse sont indiqués. Les valeurs de mesures sont présent au tableau suivantes.

On constate que les limons sont moyennement dense ($1,55 < \gamma_d < 1,92 \text{ t/m}^3$).

Deux essais de cisaillement rectiligne rapide sur éprouvettes non consolidées à teneur en eau naturelle ont donné les valeurs suivants

$$0,35 \text{ bar} < C < 0,5 \text{ b}$$
$$14^\circ < \varphi < 23^\circ$$

La perméabilité des limons en place a été mesurée lors des essais oedométriques sous différentes charges on a trouvé des valeurs variant entre 10^{-7} et 10^{-10} m/s. La moyenne des mesures se situant autour de $5, 10^{-8}$ m/s.

Etant donné que les limons argileux constituent la basse terrasse de l'oued. On les rencontre en amont sur toute l'étendue et ont une épaisseur minimale moyenne de l'ordre de 4 - 5 m. Ils sont donc présents en quantité suffisante pour leur utilisation possible dans la construction de l'ouvrage.

Toutefois leur compressibilité assez importante et les faibles valeurs obtenues comme caractéristique apparentes.

$$C = 0,5 b$$

$$\varphi = 8^\circ$$

N'autorisent de les employer que dans un ouvrage zone leur perméabilité trouvée en moyenne comprise entre 10^{-7} et 10^{-8} m/s constitue une limite extrême en ce qui concerne une éventuelle utilisation comme noyau central.

III.4./- GÉOMÉTRIQUE ET CONCEPTION PROPOSÉE DE L'OUVRAGE.

III.4.1.- Dimensionnement de la digue

Dans le cas d'une digue en terre, il faut se prémunir contre tout risque de submersion, une revanche devra donc être ménagée qui tiendra compte des effets des vagues que le vent peut former dans la retenue et des tassements des sols de fondation du corps de la digue.

III.4.2./- La revanche

Cette revanche est une fonction de la hauteur " h " est de la vitesse V des vagues dans la retenue,

La ravanche minimum R est donnée par

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

Pour la hauteur " h " elle peut-être déterminé de deux manières différentes.

- Formule de Stevenson.

$$h(m) = 0,75 + 0,34 \sqrt{F} - 0,26^4 \sqrt{F}$$

F = longueur du Fetch du plan d'eau = 5 Km.

soit h = 1,12 m.

- Formule de Molitor

$$h(m) = 0,75 + 0,032 \sqrt{F.V} - 0,271^4 \sqrt{F}$$

V = vitesse du vent dominant (Km/h) = 100 Km/h

Soit h = 1,06 m .

Nous prendrons donc h = 1,20 m

Vitesse des vagues

Elle est donnée par la relation de GAILLARD

$$V (m/s) = 1,50 + 2 h$$

h = hauteur des vagues en (m)

$$\underline{V = 3,90 m/s}$$

$$\underline{\underline{h_v = 1,20 m}}$$

$$\underline{\underline{V = 3,90 m/s}}$$

d'où $R = 0,75 h_v + \frac{v^2}{2g}$

R = 1,67 m.

Et en tenant compte des tassements affectant les sols de fondation et le corps du remblai après la fin de construction de la digue on peut prendre.

Finalement $R = 2,00 \text{ m}$

III.4.3./- Evaluons la cote du barrage

$$H_{\text{cour}} = H_{\text{vu}} + h_{\text{vm}} + h_{\text{div}} + R$$

avec une assise semi perméable. Prise égale à 6 m on aura.

La hauteur du barrage

$$H_b = 20,8 + 14,7 + 2,5 + 2 + 6 = 46 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{H_b = 46 \text{ m}}}$$

III.4.4./- Largeur de la crete

La largeur en crete de l'ouvrage doit assurer une securite suffisante contre tout risque de submersion par les vagues au cas où la revanche serait trop faible.

On peut l'estimer à partir de deux méthodes.

- Formule de KNAPPEN

$$b \text{ (m)} = 1,65 \sqrt{H_b}$$

avec $h =$ hauteur du barrage = 46 m

$$\text{soit } \underline{\underline{b = 11,19 \text{ m}}}$$

- Formule de PRECCE:

$$b \text{ (m)} = 1,1 \sqrt{H} + 1$$

$$\text{soit } \underline{\underline{b = 8,46 \text{ m}}}$$

En tenant compte du fait que la largeur en crete est une bonne garde contre les tremblements de terre on prendra une valeur moyenne

$$\underline{\underline{b = 10 \text{ m}}}$$

III.4.5./- Risbermes:

Deux risbermes à l'aval, larges de 3m et un risberme de même largeur au niveau de la pente amont pour supporter les enrochements posés sur le talus.

III.4.6./- Pente des talus

On se donne généralement empiriquement les pentes qui paraissent optimales dépendant de la nature des matériaux et on vérifie par l'étude de stabilité si avec ces pentes le barrage a une sécurité suffisante.

Tableau récapitulatif des pentes empiriques

! Hauteur du barrage(m)	! Type de barrage	! Pente des paraments	
		! Amont	! Aval
! $H_b < 5m$! - Homogène	! 1/ 2.5	! 1/2
	! - à Zone	! 1/ 2	! 1/2
! $H_b = 5 \div 10 m$! - Homogène à granulométrie étudiée.	! 1/ 2	! 1/2
	! - Homogène à fort % d'argile	! 1/ 2.5	! 1/2.5
	! - à Zones.	! 1/ 2	! 1/2.5
! $H_b = 10 \div 20m$! - Homogène à granulométrie étendue.	! 1/ 2.5	! 1/2.5
	! - Homogène à fort %d'argile	! 1/3	! 1/2.5
	! - à Zones	! 1/2.5	! 1/2.5
! $H_b > 20m$! - Homogène à granulométrie étendue.	! 1/3	! 1/2.5
	! - Homogène à fort %d'argile	! 1/ 3.5	! 1/ 2.5
	! - à Zones	! 1/3	! 1/ 3

Pour notre cas on propose:

- Pente amont 1/3

- Pente aval 1/2.5

Les talus des barrages en terre doivent être nécessairement protégés contre toutes actions pouvant contribuer à leurs altérations

- Protection des talus

Les talus doivent être protégés contre les dangers d'érosion provoqués par les vagues de la retenue par le ruissellement des eaux de pluie et par le vent.

a)- Protection du talus Amont

Elle pourra consister en un deversement d'enrochement en vrac ou d'enrochement posé à la main.

Nous proposons la solution de perré (enrochement posée à la main) avec une épaisseur de l'ordre de 70 cm.

D'autre part il peut y avoir risque d'entraînement des grains fins à travers les vides de l'enrochement, donc il faut placer entre le brèches et l'enrochement une couche de 50 cm de gravier et de sable pour remédier à ce risque.

Pour être stable, ce filtre doit-être tel que

$$F_{58} > 25 \text{ mm.}$$

En ce qui concerne la qualité de l'enrochement il est nécessaire de disposer d'une roche dure et résistante aux altérations

Le Perré doit-être bloqué à la partie inférieure sur un épaulement ou sur le risberme de façon à écarter toute possibilité de glissement.

b)- Protection du talus Aval

Pour éviter l'érosion due au ruissellement et au vent, le talus Aval sera revêtu d'une couche de 40 à 50 cm de terre végétale qui sera plantée de gazon.

En plus des risbermes ménagé avec des caniveaux collectant et évacuant les eaux sans risque d'érosion.

III.5.- RESEAU D'EGOUTEMENT

III.5.1./- Infiltration

Pour que la ligne de saturation ne coupe pas la face Aval du massif des dispositifs spéciaux de drainage ayant pour but de la maintenir à l'intérieur du massif doivent alors être employés.

Pour cette raison on a adopté un tapis filtrant horizontale de 80 m à partir du pied Aval paraît être suffisant pour garder la ligne d'infiltration supérieure à l'intérieur du corps du barrage même quand la perméabilité horizontale est supérieure à la verticale.

Pour calculer l'épaisseur de ce tapis on a adapté les principes suivantes:

Supposons la couche d'assise horizontale et admettons que le plan d'eau à l'aval n'existant pas ($h_2 = 0$)

Soit e l'épaisseur du tapis filtrant et "L" la longueur utilisée. Le filtre pourra évacuer un débit q .

Pour mesure de sécurité on considère que la capacité drainante du tapis doit être au minimum deux fois supérieure à la quantité d'eau infiltré à travers le corps de la digue, en prenant comme perméabilité du filtre = $5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$.

L'équation de DARCY

$$Q = K i A$$

En remarquant que:

$$A = \frac{e}{2} - h_2 = \frac{e}{2} - 0 = \frac{e}{2}$$

$$i = \frac{e}{L} \text{ gradient hydraulique}$$

nous aurons

$$q = K \left(\frac{e}{L} \right) \frac{e}{2}$$

Et en prenant $q = 21,018 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/ml}$ débit de fuite on aura

$$21,018 \cdot 10^{-7} = 5 \cdot 10^{-5} \frac{e}{80} \cdot \frac{e}{2}$$

$$\underline{e = 2,6 \text{ m}}$$

- L'épaisseur du tapis filtrant peut-être prise égale à 3,0 m pour une meilleur sécurité.
- Il faut éviter que le filtre renferme plus de 5 % de fins inférieurs à 0,05 mm,
- Les dimensions des éléments les plus gros du filtre ne doivent pas dépasser 65 à 70 mm afin d'éviter une ségrégation importante,
- Le tapis filtrant aboutit à l'Aval dans un massif en enrochement.

III.5.2./- Le tracé de la ligne phréatique

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

Elle est déterminée sur la base de la parabole de KOZENY. Toutefois casagrande plutard apportera quelques précisions en faisant partir la parabole théorique d'un point situé à 0,3 m du point M ou " m " est la projection de la partie du talus.

La ligne de saturation partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau et du parement amont.

C'est une parabole d'équation.

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

X et Y étant ses coordonnées.

$$\text{avec } Y_0 = H^2 + d^2 - d.$$

La ligne de saturation réelle partira du point M. situé à l'intersection du parement amont et du plan d'eau, la tangente en M est perpendiculaire au parement. Elle rejoindra ensuite la parabole théorique.

Coordonnées pour le tracé point par point de la ligne de saturation.

X(m)	Y (m)
0.00	7.19
- 2.69	3.59
- 3.59	0.00
10	13.98
20	18.42
30	21.98
40	25.04
60	30.24
70	32.53
80	34.67
84	35.50

avec:

$$d = 48 \text{ m (graphique)}$$

$$Y_0 = 7,19 \text{ m}$$

$$Y^2 + X^2 = (X + 7,19)^2$$

III.5.3./- Estimation du débit de fuite

Le débit de l'écoulement réel à travers le milieu anisotrope est donné par

$$q = \sqrt{K_H \cdot K_V} \left(\sqrt{H^2 + \frac{K_V}{K_H} d^2} - \sqrt{\frac{K_V}{K_H} d} \right)$$

avec: $K_H = 4 \cdot 10^{-7} \text{ m/s.}$ $q = 21,018 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/ml.}$
 estime par metre liniaire

Perte annuelle.

$$q_a = 66 \text{ m}^3/\text{an/ml.}$$

III.5.4./- Infiltration à travers la fondation

Les fuites à travers les fondations peuvent être calculés approximativement par l'application des formules approchées de TERZAGHI valable si la fondation est homogène.

On adoptant une longueur du tapis qui peut-être limitée par la quantité de fuite permise égale à $L = 125 \text{ m.}$ et d'après l'étude géologique on a une couche semi-perméable d'une hauteur $h = 100 \text{ m}$ et une charge $H = 35 \text{ m.}$

On aura:

$$q = K \frac{H}{2} \sqrt[3]{\frac{2h}{L}} - 1$$

avec $K_f = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ (Coefficient de perméabilité de fondation).

$$q = 15,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/ml.}$$

Perte annuelle

$$q = 473 \text{ m}^3/\text{an} / \text{ml}$$

Et l'épaisseur du tapis peut-être déterminé à partir de la formule approchée suivante.

$$e = \frac{K_v}{K_f} \cdot \frac{b}{h} \cdot x$$

K_v = Perméabilité du tapis = $1 \cdot 10^{-8}$ m/s

K_f = Perméabilité de fondation = $1 \cdot 10^{-6}$ m/s

x = Distance horizontale du pied amont = 125 m

h = Hauteur de couche semi-perméable de fondation
= 100 m

$$e = \frac{1 \cdot 10^{-8}}{1 \cdot 10^{-6}} \cdot \frac{125}{100} \cdot 125 = 1,56 \text{ m}$$

Pour assurer la sécurité sous le barrage la longueur et l'épaisseur du tapis pourront être les suivants:

$$L = 250 \text{ m}$$

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

III.5.5./- Consolidation du tapis imperméable

Pour assurer une meilleur consolidation du tapis imperméable(compose de limon argileux) à l'amont, on placera sur ce tapis une tranchée filtrante de sable aboutissant au massif en enrochement (voir planche II).

III.5.6./- Etancheite et galerie d'injection

Le site du barrage de TIKKAZALE pose des problèmes d'etancheite dans la cuvette et au droit du barrage.

Pour ce cas on a adopté un parafouille d'ancrage qui doit-être fondé à une profondeur de 2 m. ou 3 m pour assurer un meilleur ancrage dans la zone altérée et cette parafouille d'ancrage sera constituê de brêches fines et munis d'une galêrie d'inspection.

Ces dimensions seront prises à titre indicatif comme suit.

Largeur au pñafond du noyau égale à 12 m. largeur en base du noyau est de 5 m et la pente des talus 1/1.

III.5.7./- Galerie de visite, de controle d'injecti

Il est prévu une galerie d'injection et de contrôle sous le massif principal, cette galerie permettra d'une part le controle de l'etancheïté des rideaux d'injection et d'autre part la possibilité d'éventuelles injections complémentaires ainsi que la disposition d'un dispositif de controle par piézomètre.

III.6.- STABILITE DU BARRAGE

Un barrage en terre est un massif assez étendu qu'il n'est pas nécessaire de vérifier sa stabilité contre le renversement ni contre le glissement, cependant il est nécessaire de vérifier la stabilité des talus de la digue. Ce glissement peut se produire soudainement ou dure plusieurs mois voir plusieurs années, la rupture affecte une forme vaguement circulaire où bien au contraire il ne présente aucune caractéristique géométrique particulière. La cause du glissement évident est dûe à l'action hydrodynamique de l'eau.

Pour notre cas, nous avons procédé par la méthode des tranches ou méthode suédoise développée par Fellenius et perfectionnée par Bishop.

III.6.1./- Méthode de calcul

Elle se repose sur l'hypothèse selon laquelle la rupture se fait suivant une surface cylindrique circulaire cette méthode (Fellenius) suppose également une rupture instantanée et simultanée le long de la surface de glissement appelée aussi cercle de glissement.

Nous divisons la partie du massif limitée par le cercle de glissement et prendre le ~~minimum~~ des coefficients de sécurité des cercles considérés.

$$K_s = \frac{\sum S_n + \sum \frac{c_n}{A}}{\sum T_n}$$

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

où $n = 10, 20, 30 \dots$ mais le plus souvent on prends

$n = 10$.

La verticale issue du centre " O " du cercle passe par le milieu de la 1ère tranche.

Par convention les tranches à gauche de la verticale sont Numéroté(-) négativement et celles de droite positivement pour le talus aval et inversement pour le talus amont considérons l'équilibre de la coupe n^i ème.

Le poids G_n de la tranche

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

γ_1 = poids volumique du sol du massif à l'état naturel
(t/m³),

γ_2 = poids volumique du même sol à l'état saturé
(t/m³),

h'_n = hauteur moyenne de la partie sèche de la nⁱème tranche (n)

h''_n = hauteur moyenne de la partie saturée de la même tranche (n),

. La composante normale N_n est:

$$N_n = G_n \cos \alpha_n$$

. La composante tangentielle T_n est:

$$T_n = G_n \sin \alpha_n$$

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

Considérons la tranche d'ordre n elle est soumise.

- à la force de la pesanteur G_n ayant N_n et T_n comme composantes normales et **tangentielle**,

- aux forces de pression des tranches voisines auxquelles elle oppose des forces d'égalles intensités,

- à la force de pression hydrodynamique

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

Les forces s'opposant au glissement sont

où φ = angle de frottement interne du sol?
 $S_n = (N_n - W_{qn}) \operatorname{tg} \varphi(t)$

- La force de cohésion.

$$C_n = C I_n \text{ avec } C: \text{ Cohésion du sol (t/m}^2\text{),}$$

I_n : longueur de l'arc de glissement dans limites de la tranche " n " considérée.

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

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

Où R : rayon du cercle de glissement

La force de pression hydrodynamique est:

$$W_n = \gamma_{\text{eau}} h_p l_n$$

Où γ : poids spécifique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$)

h_p : hauteur piezométrique de la tranche considérée prise approximativement égale à la hauteur de l'eau d'infiltration sur la courbe de glissement (m)

$$h_p = h''_n$$

$$l_n = \frac{b}{\cos \alpha_n} \text{ (m)}$$

est la formule donnant K_s s'écrit alors.

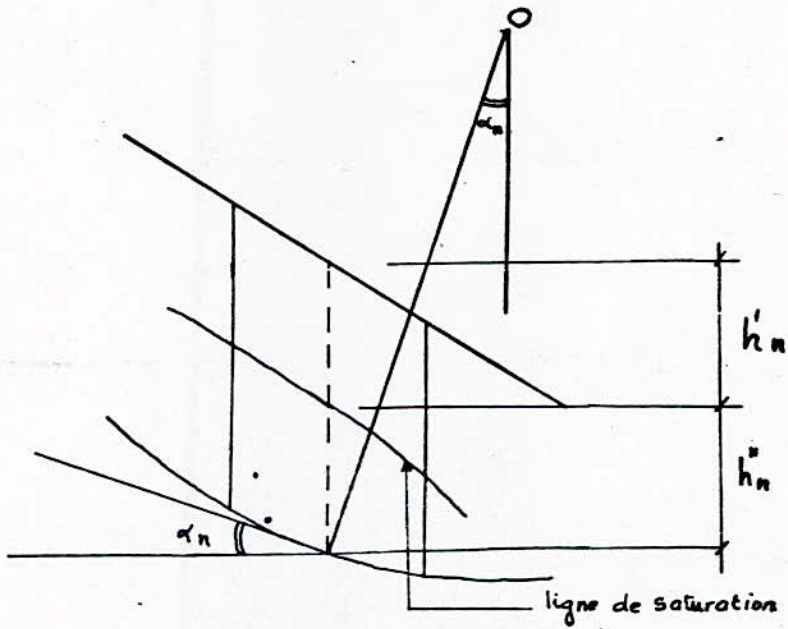
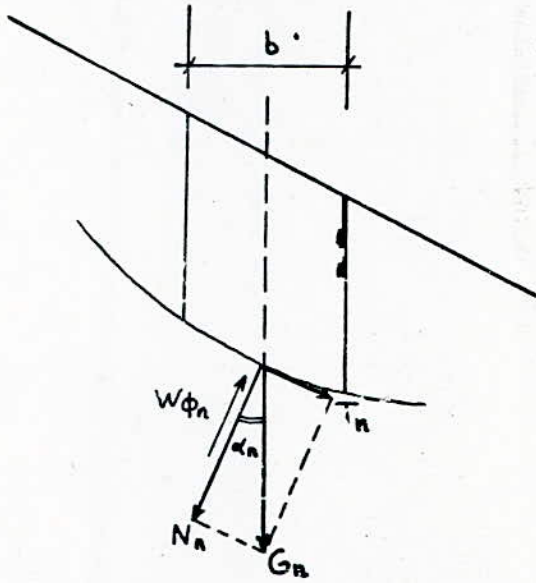
$$K_s = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - \gamma h''_n \cdot \frac{b}{\cos \alpha_n}) \operatorname{tg} \varphi + c_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{G_n \sin \alpha_n}$$

c_i et φ_i sont fonction de l'état de la zone de la tranche

Les principaux cas à étudier sont les suivants:

- I - Stabilité en fin de construction
- II - Stabilité en cours de fonctionnement retenue pleine
- III - Vidange rapide (talus Amont).

Schéma de calcul de la stabilité par la
Méthode de FELLENIUS



Les calculs se feront avec et sans séismes Les coefficients de sécurités minimums sont inscrits au tableau suivant:

Cas	I	II	III
Avec séisme	1,0	1,0	1,0
Sans séisme	1,5	1,5	1,25

III.6.2./- Sollicitations dues aux séismes

Comme notre barrage se situe dans une zone sismique il nous faut alors tenir compte des effets sismiques en faisant une force horizontale due à l'accélération

$$X = a \cdot g (t)$$

a = coefficient d'intensité sismique de la région
(a = 0,20),

g = accélération de la pesanteur (m / s²)

Ce qui rend l'expression du coefficient de sécurité comme suit:

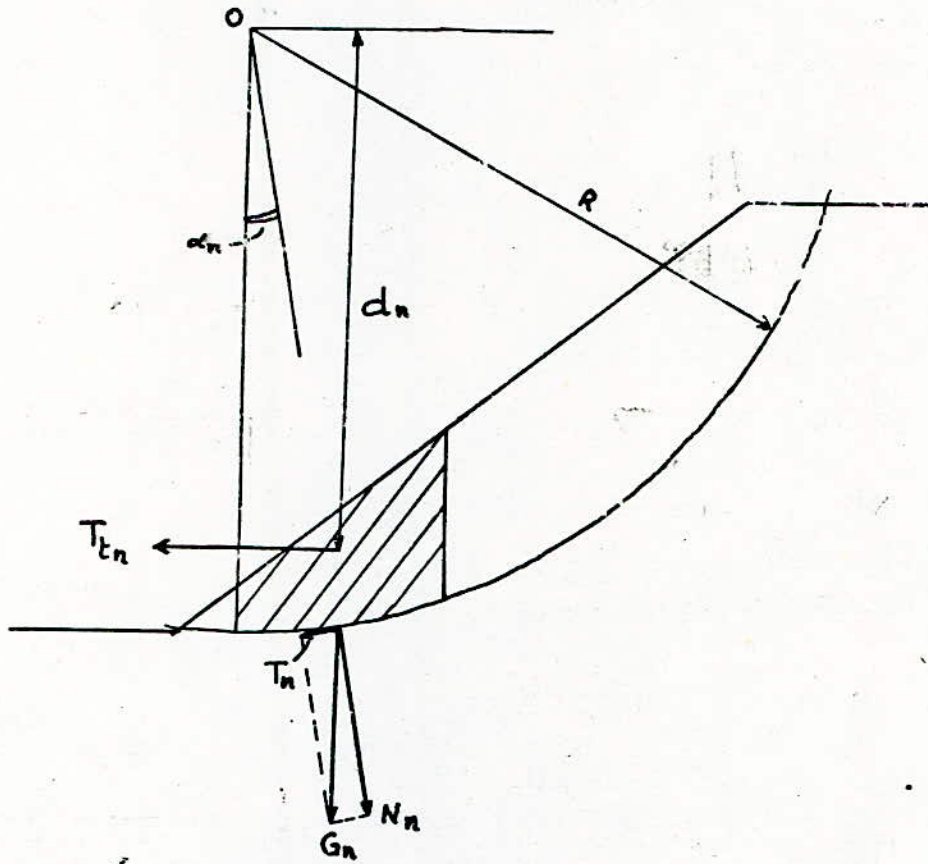
$$K_s = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - X h''_n \frac{b}{\cos \alpha_n}) \operatorname{tg} \varphi + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum T_{t_n} d_n}$$

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

d_n = bras de levier (m)

Les calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants.

Sollicitation due au seisme



Fin de construction Aval

R = 95m

Avec seisme et sans Seisme.

N° de la	b (m)	h' (m)	h''' (m)	δ_2 t/m ³	δ_3 t/m ³	G _n (t/m)	sin α	cos α	G _n sin α	G _n cos α	L _n (m)	tg φ	G _n cos tg φ (t)	G _n (t)	T _{tn}	T _{tn} dn (t)	
-3	5	-	1,0	-	18	9	-0,25	0,97	- 2,25	8,73	5,15	0,49	4,28	5,15	1,80	161,1	
-2	9,5	3,5	2,0	17,6	"	90,72	-0,17	0,98	-15,76	90,86	9,69	0,53	48,55	-	19,53	1738,46	
-1	"	7,5	4,0	"	"	193,80	-0,08	0,99	-15,50	191,86	9,59	0,53	101,68	-	38,35	3390,62	
0	"	9,5	5,0	"	"	244,34	-0,00	1,00	0,00	244,34	9,50	0,46	112,39	8,55	48,86	4202,53	
1	"	13,0	5,0	"	"	302,36	+0,08	0,99	24,23	299,83	9,59	"	137,92	8,63	60,56	5117,88	
2	"	17,5	3,75	"	"	300,72	+0,16	0,98	60,64	349,58	9,69	"	160,80	8,72	71,35	5850,70	
3	"	19,25	1,75	"	"	351,7	+0,25	0,97	87,94	341,22	9,79	"	156,96	8,81	70,35	5592,82	
4	"	21,75	0,0	"	"	331,66	-0,33	0,94	120,01	341,84	10,11	"	157,24	9,10	72,73	5455,0	
5	"	20,0	0,0	"	"	334,4	-0,42	0,91	140,45	304,30	10,44	"	139,98	9,39	66,88	4832,32	
6	"	18,0	"	"	"	300,96	0,50	0,87	150,48	261,83	10,92	"	120,44	9,83	78,0	3972,1	
7	"	14,25	"	"	"	238,76	-0,58	0,81	138,19	192,99	11,73	"	88,77	10,57	47,65	2859,0	
8	8,5	3,25	"	"	"	123,42	-0,67	0,74	82,69	91,33	12,84	"	42,01	11,56	24,68	1295,87	
										Σ 771,12					Σ 1271,02	Σ 90,31	Σ 44468,4

$$K_s = \frac{1271,02 + 90,31}{771,12} = 1,76$$

$$K_{ss} = \frac{1271,02 + 90,31}{771,12 + 1} = 1,09$$

Fin de construction Aval - R = 100 m.

Avec seisme

et sans seisme.

	b (m)	h' (m)	h'' (m)	γ_1 t/m ³	γ_3 t/m ³	G_n (t/m)	Sin α	Cos α	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	ln (m)	tg φ	$G_n \cos \alpha \text{tg} \varphi$	Ci ln (t)	T_{En} (t)	$T_{En} d_n$ (t)
-3	8	2,5	2,0	17,6	1,8	64	-0,25	0,96	-16	61,44	8,33	0,53	32,56	-	12,8	1190,14
-2	10	6	4,0	"	"	177,6	-0,16	0,98	-28,41	174,05	10,20	"	12,24	-	85,51	3285,29
-1	"	10	5,5	"	"	275	-0,08	0,99	-22	272,25	10,10	"	144,29	-	55,0	5060,0
0	"	13,5	6	"	"	345,6	0,00	1,0	0,00	345,6	10,0	0,46	158,97	9	69,11	6324,17
1	"	16	5,5	"	"	300,06	0,08	0,99	30,40	376,26	10,10	"	173,08	9,09	76,01	6841,5
2	"	20	3,75	"	"	419,5	0,16	0,98	67,12	411,11	10,20	"	189,11	9,18	83,90	7383,2
3	"	24	1,5	"	"	449,4	0,25	0,96	112,35	431,42	10,42	"	190,45	9,38	89,88	7505,25
4	"	23	-	"	"	404,9	0,33	0,94	133,58	380,51	10,64	"	175,03	9,57	80,95	6516,47
5	"	22,5	-	"	"	396,0	0,43	0,91	166,32	360,36	10,99	"	169,76	9,89	79,2	6177,6
6	"	19,5	-	"	"	343,2	0,50	0,85	171,6	290,58	14,49	"	137,34	10,34	68,63	4941,6
7	"	15	-	"	"	264	0,58	0,81	153,12	213,04	12,34	"	213,04	11,19	52,80	3379,2
8	"	7,5	-	"	"	110,8	0,67	0,74	79,99	87,91	13,51	"	40,44	12,16	23,75	1365,62
									847,67				1605,63	89,72		5997,93

$$K_s = \frac{1605,63 + 89,72}{847,67} = 2,00$$

$$K_{ss} = \frac{1605,63 + 89,72}{847,67 + \frac{1}{100} \cdot 5997,93} = 1,17$$

Fin de construction Aval

R = 105 m

Avec seisme

et sans seisme

	b (m)	h' (m)	h'' (m)	δ_1 t/m ³	δ_3 t/m ³	G _n (t/m)	Sin α	Cos α	G _n Sin α	G _n cos α	ln (m)	tg φ	G cos tg φ	Ci ln (t)	T tn	T _{en dn} (t)
3	10,5	2,5	2,0	1,72	1,8	84,0	-0,25	0,96	- 21	80,64	10,93	0,53	42,74	-	16,8	1696,4
2	6	6,5	4,5	"	"	205,17	-0,16	0,08	-32,83	201,07	10,71	0,53	106,56	-	41,03	4000,75
1	"	11	6,25	"	"	321,40	-0,08	0,99	-25,71	318,18	10,60	0,53	168,63	-	64,28	6171,2
0	"	14	6,75	"	"	386,29	0,00	1,00	0,00	386,29	10,50	0,46	177,69	9,45	77,25	7338,75
1	"	17,5	6,00	"	"	436,8	0,08	0,99	34,94	432,43	10,60	"	198,92	9,54	87,37	8125,1
2	"	21,5	4,5	"	"	482,37	0,16	0,98	77,18	472,72	10,71	"	217,45	9,64	96,47	8826,7
3	"	25	4,0	"	"	499,80	0,25	0,96	124,95	479,80	10,93	"	220,71	9,88	99,98	9098,84
4	"	26,5	-	"	"	489,72	0,33	0,94	161,61	460,33	11,17	"	211,75	10,05	97,93	8324,33
5	"	25,5	-	"	"	471,24	0,42	0,91	197,42	421,83	11,54	"	194,04	10,38	94,24	7539,2
6	"	22,5	-	"	"	415,8	0,50	0,87	207,9	361,74	12,07	"	166,40	10,56	83,15	6194,67
7	"	16,5	-	"	"	304,92	0,58	0,81	176,85	246,98	12,96	"	113,60	11,66	60,98	4299,32
8	7	6	-	"	"	73,92	0,67	0,74	49,56	54,70	14,19	"	25,16	12,77	14,78	923,96
									950,83			1843,65		94,23	72489,22	

$$K_s = \frac{1843,65 + 94,23}{950,83} = 2,04$$

$$K_{ss} = \frac{1843,65 + 94,23}{950,83 + \frac{1}{105} \cdot 72489,22} = 1,18$$

Fin de Constructior R = 110m

Avec Seisme

et Sans seisme

Amont

N° des tranches	b (m)	h' (m)	h'' (m)	γ_1 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	G_n t/m	Sin α	Cos α	$G_n \sin\alpha$ (t)	$G_n \cos\alpha$ (t)	Ln (m)	tg φ	$G_n \cos \text{tg } \varphi$	Ci Ln (t)	T_{t_n}	$T_n d_n$
-3	6	1	1	1,76	1,8	21,36	-0,25	-0,97	-5,34	20,72	6,18	0,46	9,53	5,56	4,27	448,35
-2	11	3,5	2,5	"	1,8	117,26	-0,16	0,98	-18,76	114,91	11,22	"	52,86	10,10	23,45	2438,80
1	11	7,5	4,5	"	1,8	234,3	-0,08	0,99	-18,74	231,96	11,11	"	106,70	10,0	46,95	4825,55
0	11	11	5	"	1,8	311,96	0,00	1,00	0,00	311,96	11,0	"	143,50	9,9	62,38	6363,10
1	11	14,5	4,5	"	1,8	369,32	0,08	0,99	29,58	366,12	11,11	"	168,41	10,0	73,96	7396,0
2	11	17	6	"	1,8	449,92	0,16	0,98	71,99	440,92	11,22	"	202,82	10,10	89,98	8818,36
3	11	21	-	"	-	406,56	0,25	0,97	101,64	391,36	11,34	"	181,40	10,21	81,32	7684,42
4	11	20,5	-	"	-	396,88	0,33	0,94	130,97	373,06	11,70	"	171,61	10,53	79,33	7219,33
5	11	18,5	-	"	-	358,16	0,42	0,91	150,43	325,92	12,08	"	149,92	10,87	71,63	6160,46
6	11	15	-	"	-	210,4	0,50	0,87	145,2	252,65	12,64	"	116,22	11,37	58,08	4646,66
7	11	9	-	"	-	174,24	0,58	0,81	101,06	141,13	13,58	"	64,92	12,22	34,85	2439,50
8	4,5	3	-	"	-	23,76	0,67	0,74	15,92	17,58	14,86	"	8,09	13,37	4,75	306,37

$$\Sigma = 703,95$$

$$\Sigma = 1375,78 \quad \Sigma = 124,23 \quad \Sigma = 58746,80$$

$$K_s = \frac{1375,98 + 124,23}{703,95} = 2,13$$

$$K_s = \frac{1375,98 + 124,23}{703,95 + \frac{58746,9}{110}} = 1,21$$

Fin de construction Amont R = 105

Avec seisme
et sans seisme

N° des tranches	b (m)	h' (m)	h'' (m)	δ $\frac{m^3}{m^3}$	δ_s $\frac{m^3}{m^3}$	Gn t/m	Sin α	Cos α	G _n sin α (t)	G cos α (t)	L _n (m)	tg φ	Gn cos tg φ	Ciln (A)	T _{tn}	T _{tn} dn (t)
- 3	6	2,5	-	1,76	-	26,4	-0,25	0,97	- 6,6	25,61	6,18	0,46	11,78	5,56	5,28	525,69
- 2	10,5	5	2,0	"	1,8	130,2	-0,16	0,98	-20,83	127,59	10,71	"	58,61	9,64	26,03	2577,3
- 1	10,5	8,5	3,5	"	1,8	223,23	-0,08	0,99	-17,56	220,10	10,61	"	101,24	9,55	44,65	4398,02
0	10,5	12	4,5	"	1,8	306,81	0,00	1,00	0,00	306,81	10,5	"	141,13	9,45	61,37	5983,25
1	10,5	15	4	"	1,8	352,8	0,08	0,99	28,22	349,27	10,61	"	160,66	9,55	70,57	6703,83
2	10,5	18	2,5	"	1,8	379,89	0,16	0,98	60,78	372,29	10,71	"	171,25	9,64	75,98	7066,45
3	10,5	21	-	"	-	388,08	0,25	0,97	97,02	376,44	10,82	"	173,16	9,74	77,62	6985,50
4	10,5	20,5	-	"	-	378,84	0,33	0,94	25,02	356,11	11,17	"	163,81	10,05	75,77	6553,02
5	10,5	19	-	"	-	357,12	0,42	0,91	47,47	319,52	11,53	"	146,98	10,38	70,22	5757,77
6	10,5	15,5	-	"	-	286,44	0,5	0,87	43,22	249,20	12,07	"	114,67	10,86	57,28	4382,17
7	10,5	10	-	"	-	184,8	0,58	0,81	107,18	149,69	12,96	"	68,86	11,24	36,95	2586,5
8	5,5	3,5	-	"	-	33,83	0,67	0,74	22,70	25,07	14,19	"	11,53	12,72	6,77	436,45

$$\Sigma = 686,62$$

$$\Sigma = 1323,54 \quad \Sigma 118,43$$

$$\Sigma = 53956,75$$

$$K_s = \frac{1323,54 + 118,43}{686,62} = 2,10$$

$$K_{ss} = \frac{1323,54 + 118,43}{686,62 + \frac{53956,75}{105}} = 1,20$$

Fin de construction Amont : R = 100

Avec seisme
et sans seisme

FIN ^{oo} des branches	b (m)	h' (m)	h'' (m)	δ_1 t/m ³	δ_2 t/m ³	G _n t/m	Sin α	Cos α	G _n sin α (t)	G _n cos α (t)	I _n (m)	tg φ	G _n cos tg	cil _n (m)	T _{tn}	Z T _{tn} · d _n (t)
- 3	8	4	-	1,76	-	56,32	-0,25	0,97	-14,08	54,63	8,24	0,46	25,13	-7,42	11,26	1053,43
- 2	10	7	1,5	"	1,8	150,2	-0,16	0,98	-24,03	147,19	10,20	"	67,71	9,13	30,03	2778,00
- 1	10	10	3	"	1,8	230,0	-0,03	0,99	-18,4	227,70	10,10	"	104,74	9,09	46,0	425,50
0	10	13,5	3,5	"	1,8	300,6	0,00	1,00	0,00	300,6	10,0	"	138,27	9,0	60,12	5470,92
1	10	16	3	"	1,8	335,6	0,08	0,99	26,95	332,24	10,10	"	152,93	9,09	67,17	6040,5
2	10	19	2	"	1,8	370,04	0,16	0,98	59,21	366,34	10,20	"	168,52	9,13	74,08	6512,0
3	10	21	-	"	-	369,6	0,25	0,97	92,4	358,51	10,31	"	164,91	9,23	73,92	6356,83
4	10	21	-	"	-	369,6	0,33	0,94	121,97	347,42	10,64	"	159,31	9,57	73,92	5987,25
5	10	19	-	"	-	334,4	0,42	0,91	140,45	304,30	10,99	"	139,98	9,89	66,00	5183,45
6	10	16	-	"	-	281,6	0,50	0,87	140,8	244,99	11,49	"	112,69	10,34	56,32	4054,8
7	10	10,5	-	"	-	184,8	0,53	0,81	97,18	149,69	12,34	"	68,86	11,10	36,95	2401,75
8	3,5	4	-	"	-	36,72	0,74	0,74	25,94	28,65	7,43	"	13,18	6,69	7,73	467,87

$$\Sigma = 658,29$$

$$\Sigma = 1316,63 \quad \Sigma = 109,83 \quad \Sigma = 50561,88$$

$$K_s = \frac{1316,63 + 109,83}{658,29} = 2,17$$

$$K_{ss} = \frac{1316,63 + 109,83}{658,29 + 50562,88} = 1,22$$

Fonctionnement Normal. R = 90 m.

Avec Seisme
et sans seisme.

N°	b (m)	h' (m)	h'' (m)	h''' (m)	δ_1 (t/m ³)	δ_2 (t/m ³)	δ_3 (t/m ³)	G _n t/m	Sin α	Cos α	G _n Sin α	G _n Cos α	ln	W ϕ_n	tg ϕ	(G _n cos α - W ϕ_n) tg ϕ	Ciln (t)	T _{tn}	T _{tn dn} (t)
-4	9	0	0	3,5	-	-	1,8	56,7	-0,28	0,96	-15,87	54,43	9,37	32,79	0,49	10,60	9,37	11,33	917,73
-3	-	2,5	-	7	1,78	-	1,8	153,45	-0,21	0,97	-32,22	148,84	9,28	64,96	0,53	44,45	-	30,68	248,31
-2	-	6	-	9	1,78	-	1,8	241,92	-0,14	0,98	-33,86	237,08	9,18	82,62	0,53	81,86	-	81,86	3770,67
-1	-	9,5	-	10,5	1,78	-	1,8	322,29	-0,07	0,99	-22,56	319,06	9,09	95,44	0,53	118,51	-	64,45	5091,55
0	-	13,5	-	11	1,76	-	1,8	392,04	0,00	1	0,00	392,04	9	92	0,46	134,79	8,1	78,4	6036,8
1	-	15,5	-	10,5	1,76	-	1,8	415,62	0,07	0,99	29,09	411,46	9,09	95,44	0,46	145,36	8,18	83,12	6316,87
2	-	19	-	14	1,76	-	1,8	527,76	0,14	0,98	73,88	517,20	9,18	128,52	0,46	178,79	8,26	105,55	7916,25
3	-	22,5	-	6,5	1,76	-	1,8	461,7	0,21	0,97	96,95	447,84	9,28	60,32	0,46	178,25	8,35	92,33	6601,83
4	-	25	-	3,25	1,76	-	1,8	448,65	0,28	0,96	125,62	430,70	9,37	30,45	0,46	184,11	8,43	89,72	6100,73
5	-	22,5	4,5	0	1,76	2,1	-	441,45	0,36	0,93	158,92	410,54	9,68	43,96	-	168,81	1,93	88,28	5694,06
6	-	19	5,5	-	1,76	2,1	-	404,91	0,43	0,90	174,11	364,41	10,0	55	-	142,32	2,0	80,97	4777,03
7	-	18	2,5	-	1,76	2,1	-	332,37	0,50	0,87	166,18	289,16	10,34	25,85	-	121,12	2,06	66,47	3589,2
8	-	13,5	0	-	1,76	-	-	213,84	0,57	0,82	121,88	175,34	10,97	0	-	30,65	9,87	42,77	2010,03
9	4,5	3,5	0	-	1,76	-	-	27,72	0,64	0,77	17,74	21,34	11,69	0	-	9,81	10,52	5,53	229,63

$$K_s = \frac{1599,43 + 77,07}{859,86} = 1,95$$

859,86

$$K_{ss} = \frac{1599,43 + 77,07}{859,86 + 1} = 1,09$$

1599,43 77,07

61537,69

Fonctionnement Normal R = 100m.

Avec seisme.

et sans seisme.

N°	b (m)	h' (m)	h'' (m)	h''' (m)	δ_1 t/m ³	δ_2 t/m ³	δ_3 t/m ³	G _n t/m	sin α	cos α	G _n sin α	G _n cos α	l _n (m)	W _n	tg φ	$\frac{G_n \cos \alpha}{W_n} - \frac{G_n \sin \alpha}{W_n \text{tg } \varphi}$	Ci ln T _{tn} (t)	T _{tn}	R _{tn} dn (t)
-3	8	2,5	-	2,0	1,78	-	1,8	64,4	-0,25	0,96	-16,1	61,82	8,33	16,66	0,53	23,93	-	12,08	1191,70
-2	10	6	-	4,0	2,78	-	"	178,8	-0,16	0,16	-28,61	175,22	10,20	40,80	"	71,21	-	35,75	3289,0
-1	"	10	-	5,5	1,78	-	"	277,0	-0,08	0,99	-22,06	274,22	10,10	55,55	"	115,90	-	55,4	5069,1
-0	"	13,5	-	6,0	1,78	-	"	345,6	0,0	1	0,00	345,6	10,0	60,0	0,46	131,37	9,0	69,12	6289,61
-1	"	16	-	5,5	"	-	"	380,06	0,08	0,99	30,40	376,26	10,10	55,55	"	147,52	9,09	76,01	6841,5
-2	"	20	-	3,75	"	-	"	419,5	0,16	0,98	67,12	411,11	10,20	38,25	"	117,51	9,18	83,90	7383,2
-3	"	24	-	1,5	"	-	"	449,4	0,25	0,96	112,35	431,42	10,42	15,65	"	119,25	9,38	89,88	7505,26
-4	"	23	-	-	"	-	"	404,8	0,33	0,94	133,58	380,51	10,64	-	"	175,03	9,58	80,95	6516,48
-5	"	19,5	3,0	-	"	2,1	-	406,2	0,42	0,91	170,60	369,64	10,99	32,97	"	154,87	2,20	81,23	6336,2
-6	"	17,5	2,0	-	"	2,1	-	350,0	0,50	0,87	175,0	304,5	11,49	22,98	"	129,50	2,30	70,0	5040
-7	"	15	-	-	"	-	-	264,0	0,58	0,81	153,12	213,84	12,34	-	"	98,36	11,11	52,8	3379,2
-8	9	7,5	-	-	"	-	-	118,8	0,67	0,74	79,59	87,91	13,51	-	"	40,44	12,16	23,75	1365,62

$$\Sigma = 854,89$$

$$\Sigma = 1450,92 = 74,0$$

$$\Sigma = 60206,86$$

$$K_g = \frac{1450,92 + 74}{854,89} = 1,78$$

$$K_{ss} = \frac{1450,92 + 74}{854,89 + \frac{60206,86}{100}} = 1,05$$

N°	b (m)	h' (m)	h'' (m)	h''' (m)	δ_1 t/m ³	δ_2 t/m ³	δ_3 t/m ³	Gn t/m	Sin α	Cos α	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	l_n	W_{ϕ_n}	tg ϕ	$G_n \cos - W_{\phi} / \sin \phi$	Ci ln (t)	T _{tn}	T _{tn} dn (t)
-3	10,5	2,5	-	2,0	1,78	-	1,8	84,52	-0,25	0,96	-21,13	81,14	10,93	21,86	0,53	31,42	-	16,90	1563,25
-2	"	6,5	-	4,5	1,78	-	1,8	96,53	-0,16	0,98	-33,04	93,40	10,71	48,49	"	81,73	-	41,5	3799,16
-1	"	11	-	6,25	1,78	-	1,8	123,71	-0,08	0,99	-25,89	120,47	10,60	66,25	"	74,74	-	64,73	5890,43
0	"	14	-	6,75	1,76	-	1,8	136,29	0,00	1,0	0,00	136,29	10,50	70,87	0,46	145,00	2,45	77,25	6952,5
1	"	17,5	-	6,00	"	-	1,8	155,8	0,08	0,99	34,94	143,43	10,50	63,6	"	161,66	9,54	87,37	7688,56
2	"	21,5	-	4,5	"	-	1,8	182,37	0,16	0,98	77,10	172,72	10,71	48,19	"	195,22	9,64	96,47	8344,65
3	"	25	-	2,0	"	-	1,8	199,8	0,25	0,96	124,95	179,80	10,93	21,86	"	210,66	9,88	99,97	8597,42
4	"	22,5	4,00	-	"	2,1	-	1504,0	0,33	0,94	166,32	143,76	11,17	44,68	"	197,31	2,23	100,8	8064,0
5	"	18,5	7,00	-	"	2,1	-	1496,23	0,42	0,91	208,41	1451,57	11,54	80,73	"	170,56	2,31	99,23	6946,1
6	"	18,5	4,00	-	"	2,1	-	1430,08	0,50	0,87	215,01	1374,17	12,07	48,29	"	149,90	2,41	86,02	5161,2
7	"	16,5	-	-	"	-	-	1304,92	0,58	0,81	176,85	146,93	12,96	-	"	113,61	11,66	60,98	3689,2
8	"	6	-	-	"	-	-	110,88	0,67	0,74	74,29	82,05	14,19	-	"	37,73	12,77	22,17	1341,28

$$K_s = \frac{1600,01 + 69,89}{997,92} = 1,67$$

$$\Sigma = 997,72$$

$$\Sigma = 1600,01 \quad \Sigma = 69,89 \quad \Sigma = 68038,38$$

$$K_{ss} = \frac{1600,1 + 6989}{997,92 + 68038,38} = 1,02$$

Vidange Rapide R = 68 m

N° des tranches	b (m)	h" (m)	γ_s (t/m ³)	Sin α	Cos α	G_n (t/m)	$G_n \sin \alpha$ (t)	$(N-pl_n)$ (t)	tg φ_i	$(N-pl) \text{tg} \varphi_i$ (t)	l_n	$C_i l_n$ (t)
- 4	4,5	2	2,1	- 0,30	0,95	18,9	-5,67	9,40	0,46	4,32	4,73	0,946
- 3	6,8	6	"	- 0,23	0,97	85,68	-19,70	43,53	"	20,02	7,01	1,402
- 2	"	9,5	"	- 0,15	0,98	135,66	-20,34	69,63	"	32,02	6,93	1,386
- 1	"	12,5	"	- 0,07	0,99	178,5	-12,49	92,56	"	42,57	6,86	1,372
0	"	13,5	"	0,00	1,00	192,78	0,00	100,98	"	46,45	6,80	1,368
1	"	16	"	0,07	0,99	228,48	15,99	118,48	"	54,50	6,86	1,372
2	"	17	"	0,15	0,98	242,76	36,41	124,61	"	57,32	6,93	1,386
3	"	17,5	"	0,23	0,97	249,9	57,47	126,97	"	58,40	7,01	1,402
4	"	17,5	"	0,30	0,95	249,9	74,97	124,35	"	57,20	7,15	1,43
5	"	16,5	"	0,38	0,92	235,62	89,53	113,54	"	52,22	7,39	1,47
6	"	14,5	"	0,46	0,88	207,6	95,49	95,44	"	43,90	7,72	1,54
7	"	12	"	0,53	0,84	171,36	90,82	75,39	"	34,67	8,09	1,61
8	"	7,5	"	0,61	0,79	107,1	65,33	44,31	"	20,38	8,60	1,72

$$\sum = 468,11$$

$$\sum = 523,97$$

$$\sum = 18,39$$

$$K_s = \frac{523,97 + 18,39}{468,11} = 1,16$$

468,11

Vidange Rapide

R = 70m

N° des tranches	b (m)	h" (m)	δ_2 t/m ³	sin α	Cos α	G _n	Gn sin α (t/m)	(N-pl) (t) ⁿ	tg φ_i	(N-pl)tg φ_i (t)	ln (m)	Ciln (t)
- 3	5,5	1,25	2,1	- 0,25	0,97	14,43	- 3,60	7,33	0,46	3,37	5,67	1,13
- 2	7	6,70	"	- 0,16	0,98	98,49	- 15,75	50,55	"	23,25	7,14	1,42
- 1	7	7,50	"	- 0,08	0,99	110,25	- 8,82	57,17	"	26,29	7,07	1,41
- 0	7	9,50	"	0	1	139,65	0,00	73,15	"	33,64	7	1,40
1	7	111,50	"	0,68	0,99	169,05	13,52	87,66	"	40,32	7,07	1,41
2	7	12,50	"	0,16	0,98	183,75	29,40	94,32	"	43,38	7,14	1,42
3	7	13,00	"	0,25	0,97	191,10	47,77	97,09	"	44,66	7,21	1,44
4	7	13,00	"	0,33	0,94	191,10	63,06	94,09	"	43,28	7,44	1,48
5	7	11,00	"	0,41	0,90	161,7	66,29	76,23	"	35,06	7,77	1,55
6	7	8,5	"	0,50	0,86	124,95	62,47	56,28	"	25,88	8,13	1,62
7	7	6,0	"	0,58	0,81	88,20	51,15	37,42	"	17,21	8,64	1,72
8	3,0	2,0	"	0,66	0,74	29,40	19,40	11,39	"	5,23	4,05	0,81

$\Sigma = 324,89$

$\Sigma = 341,57$

$\Sigma = 16,81$

$$K_s = \frac{341,57 + 16,81}{324,89} = 1,10$$

Vidange Rapide

R = 65 m.

N° des tranches	b (m)	h " (m)	δ_2 t/m ³	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	G_n t/m	$G_n \sin \alpha$ (t)	(N- pl _n) (t)	tg φ_i i	(N-pl) (t) tg φ_i	l_n (m)	Cil _n (t)
- 4	4,0	1,5	2,1	- 0,30	0,95	12,60	- 3,78	6,27	0,46	2,88	4,21	0,84
- 3	6,5	5	"	- 0,23	0,97	68,25	- 15,69	34,67	"	15,94	6,70	1,34
- 2	6,5	9	"	- 0,15	0,98	122,85	- 18,42	63,06	"	29,00	6,63	1,32
- 1	6,5	12	"	- 0,07	0,99	163,80	- 11,46	84,94	"	39,07	6,56	1,31
0	6,5	14	"	0,00	1,00	191,10	0,00	100,10	"	46,64	6,50	1,30
1	6,5	16	"	0,07	0,99	218,40	15,28	113,25	"	52,09	6,56	1,31
2	6,5	17	"	0,15	0,98	232,05	34,80	119,11	"	54,79	6,63	1,32
3	6,5	17,5	"	0,23	0,97	238,87	54,94	121,37	"	55,83	6,70	1,34
4	6,5	17	"	0,30	0,95	232,05	69,61	115,47	"	53,11	6,84	1,36
5	6,5	16	"	0,38	0,92	218,40	82,99	105,24	"	48,41	7,06	1,41
6§	6,5	14	"	0,46	0,88	191,10	87,90	88,08	"	40,51	7,38	1,47
7	6,5	11	"	0,53	0,84	150,15	79,57	66,06	"	30,38	7,73	1,54
8	6,5	6	"	0,61	0,79	81,90	49,95	33,89	"	15,58	8,22	1,64

$\sum = 425,69$

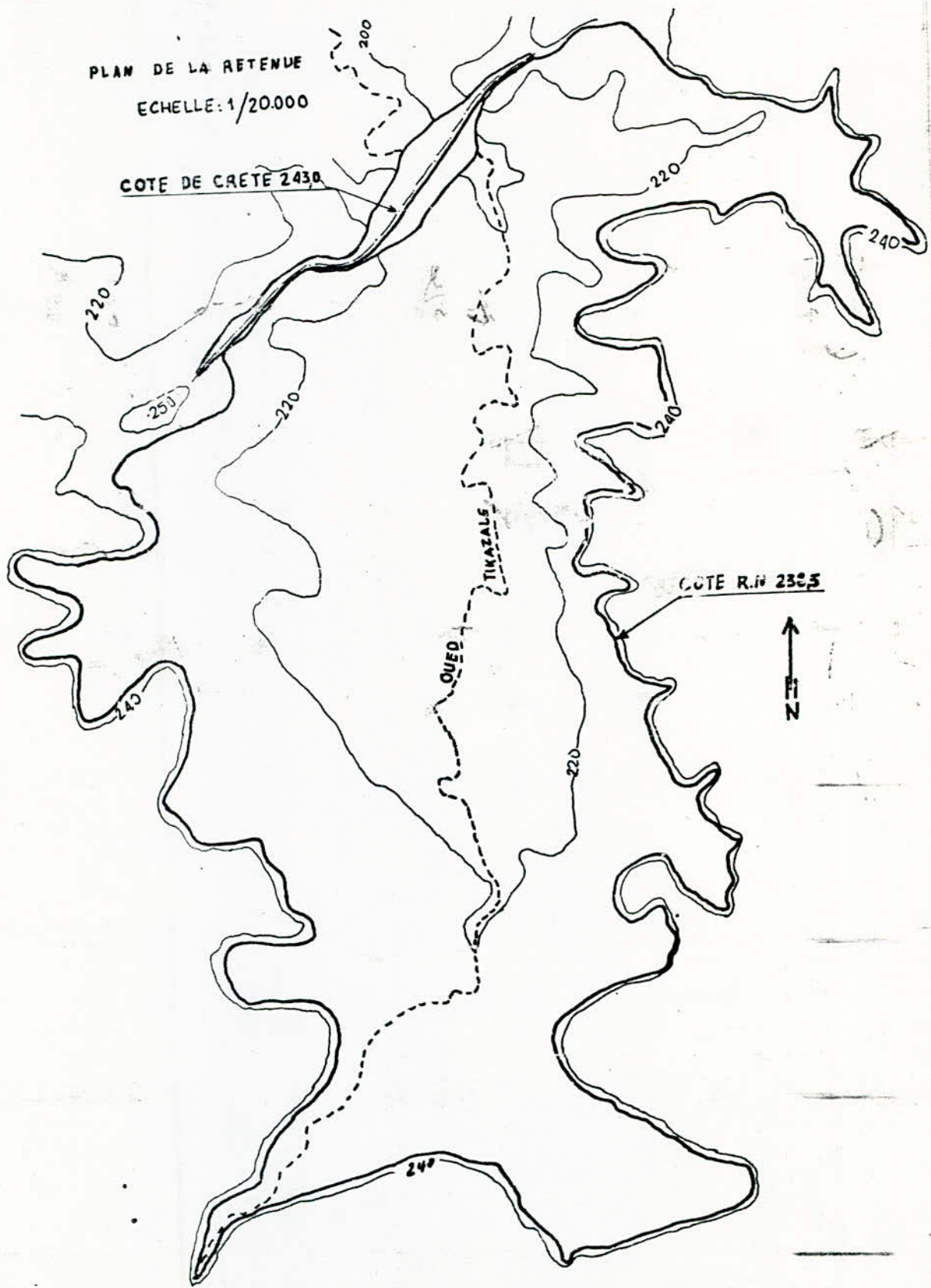
$\sum = 483,63$

$\sum = 17,50$

$$K_s = \frac{483,63 + 17,50}{425,69} = 1,17$$

PLAN DE LA RETENUE
ECHELLE: 1/20.000

COTE DE CRETE 2430



CHAPITRE IV: Ouvrages annexes (voir planche VI)

=====

- 1- Derivation provisoire et batardeau (voir planche VII).
- 2- Prise d'eau d'irrigation.
- 3- Evacuateur de crues.

IV.- OUVRAGES ANNEXES.

IV.1./- Dérivation provisoire Batardeau, -

Pour la construction d'un barrage, il est nécessaire de dériver le cours de l'oued; afin de pouvoir édifier l'ouvrage, à l'abri de l'eau.

L'évacuation des eaux de la crue de chantier prise en compte (crue de 10 ans $Q_p = 191 \text{ m}^3/\text{s}$) est assurée par la dérivation provisoire celle-ci est constituée d'une conduite en béton précontraint

Un convergent de prise est aménagé à l'amont assurant les conditions d'écoulement ci-dessus.

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

Nous envisageons pour notre cas une galerie de profil circulaire longue de 210 m.

IV.2.1./- Influence du diamètre de la galerie sur la hauteur du batardeau.

Le débit évacué par la galerie varie avec son diamètre et lui est proportionnel, par conséquent la hauteur du batardeau est inversement proportionnelle.

Pour cela plusieurs diamètres ont été choisis pour dériver le débit décennal $Q_p = 191 \text{ m}^3/\text{s}$.

IV.1.2./- Exposé de la méthode de calcul.

Hypothèses

- Ecoulement en charge dans la galerie,
- Dans la hauteur du batardeau est incluse la sécurité,
- Ecoulement permanent.

L'équation de Bernoulli faite entre la section à l'axe de Batardeau et la section à la sortie de la galerie tout en considérons la hauteur d'eau laissée à l'aval nulle ($H_2 = 0$).

$$H_{\text{bat}} + JL - H_2 = \frac{V_2^2}{2g} \left(\sum Y + f \frac{L}{D} \right) \quad (1)$$

H_{bat} = hauteur du batardeau revanche incluse.

L = longueur de la galerie

D = diamètre hydraulique

$\sum Y$ = somme des coefficients de p.d.c.

J = pente du terrain le long du tracé $J = 0,016$.

Pour les coefficients des pertes de charges

($Y_{\text{entrée}}$; Y_{sortie} ; Y_{courbe})

L'équation(1), nous permet d'écrire

$$\Delta H = \frac{Q_2^2}{2g A^2} \left(\sum Y + f \frac{L}{D} \right)$$

avec f: Coefficient de frottement donné par la formule de NIKURADSE.

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

Σ = rugosité absolue de la Paroi.

D_h = diamètre hydraulique

d'où $\Delta H = H_{bat} - H_2 + JL$

$H_{bat} = \Delta H + H_2 - JL$

avec $H_2 = 0$ pas d'eau à l'Aval.

Application numérique.

	$Q_p = 10 \% = 191 \text{ m}^3/\text{s}$		
	4	5	6
\emptyset (m)	4	5	6
H_{bat} (m)	23,087	6,68	0,97
Fr	0,0146	0,0139	0,0134
$R = \frac{VD}{\nu}$	$6,08 \cdot 10^7$	$4,85 \cdot 10^7$	$4,05 \cdot 10^7$
Σ/D_h	0,00025	0,0002	0,00016
Nature du régime.	Turbulent rugueux	Turbulent rugueux	Turbulent rugueux

IV.1.3/- Calcul technico-économique

Pour avoir un **coût** minimum des ouvrages de dérivation, nous effectuons une **étude technico-économique** en évaluant.

- Le prix de l'excavation et du bétonnage,
- Le prix de remblai.

Données.

- Prix du remblai 132 DA/m³
- Prix de l'excavation 100 DA/m³
- Prix du bétonnage 2500 DA/m³

Ø (m)	4	5	6
Coût de la galerie (10 ⁶ DA)	0,988	1,322	1,691
Coût du batardeau (10 ⁶ DA)	224,4	14,52	3,036
Coût total (10 ⁶ DA)	225,38	15,58	4,727

D'après les estimations des coûts des ouvrages et de la vitesse et du **tracé** de la courbe des coûts, nous avons optés pour une hauteur du batardeau de $h_b = 8$ m (avec une revanche de $R = 1$ m) et une galerie de diamètre $D = 5$ m.

Notons enfin que le batardeau amont à la fin des travaux ne sera pas détruit vu son importance (largeur - longueur) et sera lié à la digue à une hauteur de 15 m. Le vide entre le batardeau et le digue sera rempli par le tout-venant d'oued compacté.

IV.2.- PRISE D'EAU D'IRRIGATION

Les prises d'eau destinées à l'irrigation sont effectuées à l'aide de deux pertuis ménagés dans la tour de prise et calés à des niveaux différents pour la fenêtre du bas elle sera placée à 2 m. du niveau mort et ce pour éviter la phénomène de vortex lors de l'écoulement.

Ces orifices sont munis de vannes du type wagon manoeuvres à partir de la cabine de commande de la tour de prise.

Pour le débit de prise qui influencera sur le choix du type d'ouvrage de prise d'eau.

I.V.2.1./- La détermination du débit de prise

Pour le débit de prise qui doit-être restitué pendant les trois mois d'apport nul, sa valeur représentera dans ce cas 15 % du volume utile du resevoir par mois.

$$Q_p = \frac{V_p}{T}$$

Q_p = debit de prise

T = période d'un mois

V_p = volume de prise.

$$Q_p = \frac{0,15 Vu}{T} = \frac{0,15 \cdot 71,9 \cdot 10^6}{31,24 \cdot 3600} = 4,02 \text{ m}^3/\text{s}$$

En adoptant un diamètre $\varnothing = 1500$ mm.

On aura une vitesse

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

$$V = \frac{4 \cdot Q_p}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 4,02}{3,14 (1,5)^2} = 2,27 \text{ m/s.}$$

IV.2.2./- Protection de la conduite de prise.

Notre conduite qui sera en acier doit-être protégé contre le phénomène de corrosion qui s'exprime par la destruction progressive des métaux sous l'effet du milieu environnant.

Pour cela on appliquera des couches de peintures à l'extérieur de la conduite.

-- cette conduite Métallique sert de tronc commun à deux ouvrages de prise qui sont:

- la prise d'eau d'irrigation,
- la vidange de fond.

IV.3.- EVACUATEUR DE CRUE

IV.3.1./- But.

Un évacuateur de crues est destiné à permettre le passage des débits de crue au droit d'un barrage sans que cet ouvrage ou ses fondations risquent d'être endommagés par submersion ou par affouillement et sans que le niveau du plan d'eau amont, en période de crue, dépasse le niveau de retenue, car tout débordement si faible fût-il ne tarderait pas à entailler profondément la face Aval et le couronnement de l'ouvrage.

IV.3.2./- Choix de l'évacuateur et son emplacement

Le choix de l'emplacement est guidé par des raisons de facilités de construction, de sûreté des fondations, et par d'autres considérations.

En prenant en considération tout cela, nous aurions pu opter pour un évacuateur en puits mais dans ce cas la réalisation est très difficile et une surélévation donnée du plan d'eau provoque une saturation; phénomène de "saturation des organes évacuateurs" et puis devant la complexité d'un tel écoulement, une expérimentation sur modèle réduit s'avère nécessaire.

Pour le choix d'un évacuateur latéral, les conditions topographique, le niveau du seuil du déversoir, ne nous permet pas d'envisager ce genre d'évacuateur qui en plus demande des parement de tranchée assez solide pour résister aux grandes forces d'inertie de la masse liquide devant ces inconvénients ces deux possibilités se voient rejetées.

Notre choix se porte donc sur un évacuateur frontal qui répond bien au condition topographiques du site, de plus sa réalisation est assez facile.

IV.3.3./- Profil type du déversoir

Le deversoir sera à profil pratique type Craeger, qui est le profil qui s'adapte le mieux à la lame d'eau de façon à ce que celle-ci ne puisse décoller, en effet, en pareil cas. Il se produit des vibrations (décollements et récollements de la lame) dangereuses pour la stabilité et la conservation de l'ouvrage son profil est construit en fonction des coordonnées Craeger-offitcherov suivantes.

X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
0,00	0,315	2,75	0,801
0,25	0,090	3,00	0,985
0,50	0,0175	3,25	1,189
0,75	0,000	3,50	1,470
1,00	0,015	3,75	1,653
1,25	0,0675	4,00	1,910
1,50	0,150	4,25	2,183
1,75	0,250	4,50	2,468
2,00	0,365	4,75	2,770
2,25	0,495	5,00	3,088
2,50	0,640	5,25	3,423

IV.3.4./- Stabilité de l'évacuateur de crue:

Pendant son exploitation, l'ouvrage est soumis à divers sollicitation, nous devons prévoir son comportement dans plusieurs cas de charge.

Dans notre présente étude nous vérifierons la stabilité contre:

- le glissement,
- le renversement,
- le soulèvement.

a)- Stabilité contre le glissement.

$$K_g = \frac{\sum \text{Force stabilisatrice}}{\sum \text{Forces d'entraînement}} \cdot \frac{f(G - W_{\phi})}{P}$$

$$K_g < K_g \text{ adm} = (1,05 \cdot 3,5)$$

où: f = Coefficient de frottement ($f = 0,6$)

G = poids de l'ouvrage

W_{ϕ} = pression de l'eau d'infiltration

P = poussée due à la pression de l'eau

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

Avec: γ_b : poids spécifique du béton = $2,4 \text{ m}^3$

h : 5,0 m.

b : 11 m

d'où: G : 66 t/ml

$$P = \frac{1}{2} \gamma_{\text{eau}} h^2 = 12,5 \text{ ml}$$

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

($\gamma_{\text{eau}}: 1 \text{ t/m}^3$)

α : coefficient de réduction de sous pression
(α : 0,5 à 1,0).

$$W_{\phi} = 27,5 \text{ ml}$$

$$\text{d'où: } K_g = \frac{0,6 (66 - 27,5)}{12,5} = 1,85$$

b)- Stabilité contre le renversement:

$$K_r: \frac{\sum \text{Moment retenant / C}}{\sum \text{Moment renversant / C}} = \frac{\sum M_{ret/C}}{\sum M_{rev/C}}$$

$$K_r < K_{r adm} = (1,3 \div 1,5)$$

$$\begin{aligned}
 - \sum M_{ret/C} &= \frac{2}{3} G \cdot b - \frac{2}{3} W \emptyset \cdot b = \frac{2}{3} (G \cdot b - W \emptyset b) = \\
 &= \frac{2}{3} b (G - W \emptyset)
 \end{aligned}$$

d'où : $M_{ret/C} = 14 \text{ t.m.}$

$$- \sum M_{rev/C} = \frac{1}{3} \text{ p.h.}$$

d'où: $M_{rev/C} = 94. \text{ t.m.}$

$$K_r = \frac{140}{92} = 1,48$$

c)- Stabilité contre le soulèvement

$$K_s: \frac{\sum \text{Forces empêchant le soulèvement}}{\sum \text{Forces provoquant le soulèvement}} = \frac{G + P_1}{W \emptyset}$$

avec: P_1 = poids de l'eau sur la console à la base du deversoir.

$$P_1 = b \cdot h = 10 \text{ t/ml}$$

b_1 = largeur de la console de la base ($b = 2m$).

d'où: $K_s = 2,76.$

IV.35/Calcul hydraulique

Le débit passant par le déversoir $Q = 340 \text{ m}^3/\text{s}$ provoque une montée du plan d'eau $Z = 2,50 \text{ m}$.

La hauteur critique K au dessus du seuil du déversoir est

$$K = \sqrt[3]{\frac{92}{g}} \text{ (m)}$$

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

$b = 45 \text{ m}$ largeur du déversoir.

$$\text{d'où } K = \sqrt[3]{\frac{(340)^2}{45 \cdot 9,81}} = 1,7978$$

est la charge critique sera $H_K = 3/2 K = 2,696 \text{ m}$.

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

$$H = h_t + \frac{v_t^2}{2g} = H_k + (C_s - C_v) \text{ (m)}$$

h_t = profondeur d'eau au pied du déversoir (m)

v_t = vitesse de l'écoulement au même endroit (m)

C_s = cote du seuil = 238,5

C_p = cote du radier = 233,5 m

$$\text{d'où } H = 2,696 + (238,5 - 233,5) = 7,696 \text{ m}$$

En application de la théorie de la longueur fluïdodynamique. Le paramètre adimensionnel

$$H_+ = \frac{H}{K} = \frac{7,696}{1,7978} = 4,2807$$

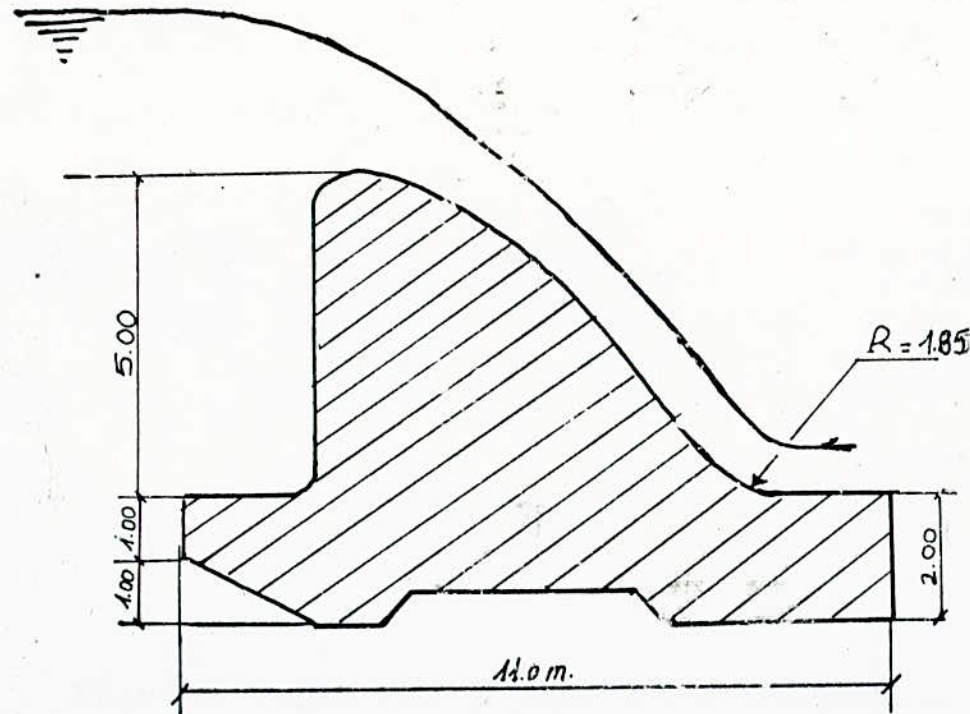
et de l'abaque 18 a on tire

$$H_+ \text{ abaq 18a} \rightarrow h_{t+} = 0,357$$

$$\text{d'où: } h_t - h_{t+} \cdot K = 0,357 \cdot 1,7978 = 0,6418 \text{ m}$$

Profil Évacuateur DE CRUES

Echelle 1/100



IV.3.6./- Canal évacuateur

Le débit évacuer par le deversoir sera véhiculé vers l'oued, notre choix à été porté sur un canal trapezoidal et linéairement convergent ce canal a été projete avec une pente unique (de 10%), suivant les caractéristiques topographiques.

IV.3.6.1.- Etude de l'écoulement dans le canal

L'écoulement dans le canal est un écoulement graduellement varie dont l'équation caractéristique est l'équation différentielle suivante:

$$dh = \frac{1 - \frac{Q_e^2}{g A^3}}{J_u - J} \cdot dh$$

$$L' = \int_{h_1}^{h_2} \frac{1 - Q_e^2 / g A^3}{J_u - J} dh$$

Les profondeur h_i caractérisant l'état de la surface libre de l'eau au courbe de remous d'ordonné h_i et d'abseisse L_i sont obtenues par l'intégration de l'équation différentielle d'ordonnée h_i et d'abseisse L_i sont obtenues par l'intégration de l'équation différentielle dans laquelle:

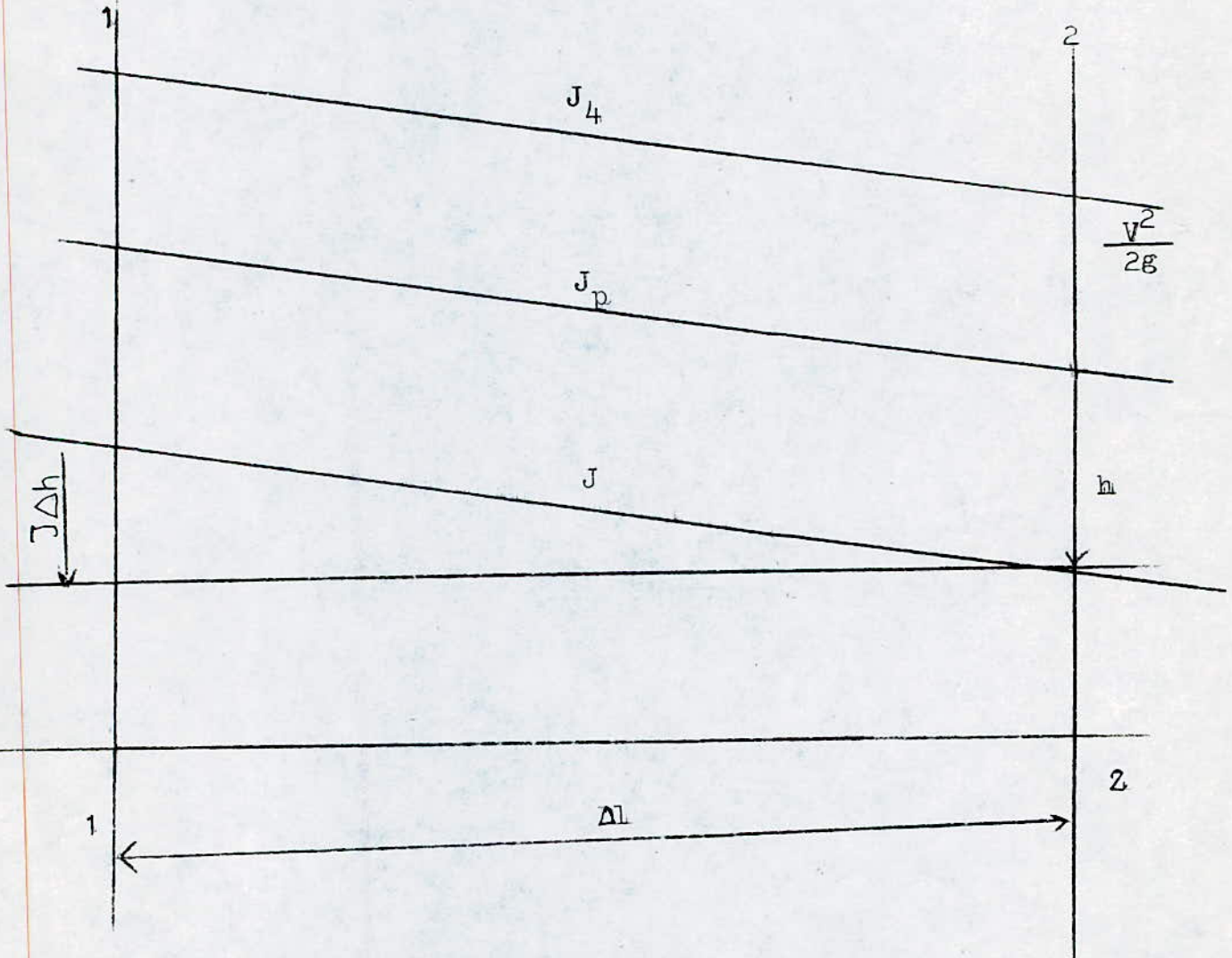
- Q : debit véhiculé (m³/s)
- e : largeur du plan d'eau (m).
- g : accélération de la pesanteur (m²/s)

A = section mouillée (m^2)

L'_2 = longueur développée entre deux section (1) et (2).

J_4 = pente géométrique du canal

J_1 = gradient de perte de charge



IV.-/3.6.2/- Profil en long de l'écoulement:

Les calculs sont effectués au moyen d'un calculateur TEXAS - INSTRUMENTS 59.

Le programme est établi pour Mr GEZA LAPRAX (Maître de Conférence de l'Hydrodynamique graphique).

Le principe est basé sur les formules suivantes:

$$b_i^{i-1} = b_0 + \frac{b_m - b_0}{L_m} (L_i + \frac{\Delta L}{2}) \quad (m)$$

avec

- b_i^{i-1} - largeur moyenne du tronçons (m)
- b_0 - largeur initiale du canal (m)
- b_m - largeur final du canal (m)
- L_m - longueur du canal (m)
- L_i - longueur développée jusqu'au début du tronçons (m)
- ΔL - distance entre les sections initiale et final du tronçons.

$$A_i = (h_i + \frac{\Delta h_i}{2}) (b_i^{i-1} + \int^2 (h_i + \frac{\Delta h_i}{2})$$

Avec:

- A_i - section mouillée moyenne du tronçons (m²),
- h_i - profondeur d'eau au début du tronçons (m)
- Δh_i - décroissement du plan d'eau entre les sections initiale et finale du tronçons (m)
- \int - inclinaison des talus : $\int = \text{ctg } \alpha$

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

P_i = périmètre moyen du tronçons (m)

$$X = 2 \sqrt{1 + \int^2}$$

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

LRN 2nd LBLA RCL05 X²+1 = $\sqrt{X} \times 2 = \text{STO}09 \text{ RCL}08 + \text{RCL}17 \div 2 = \text{STO}07 \text{ R/S}$

025 2nd LBLB RCL15 STO14 $\div 2 + \text{RCL}06 = \div \text{RCL}20 \times (\text{RCL}16 - \text{RCL}18) + \text{RCL}18 = \text{STO}04$

054 $\times \text{RCL}07 + \text{RCL}05 \times \text{RCL}07 \times 2 = \text{STO}10 \times 4 \div (\text{RCL}04 + \text{RCL}09 \times \text{RCL}07) = \text{STO}11$

093 $1/x \times \text{RCL}02 = \text{STO}29 \ln x \times .86 - 1.14 = X^2 1/x \text{STO}21 - \text{RCL}01 \times X^2 \times (\text{RCL}04 + 2 \times \text{RCL}05$

119 $\times \text{RCL}07) \div 9.8 \div \text{RCL}10 \times X^3 = \text{STO}13 \div (\text{RCL}03 - \text{RCL}12 \times (\text{RCL}01 \div \text{RCL}10) \times X^2 \div \text{RCL}11 =$

155 $19.6) \times \text{RCL}17 = \text{STO}15 - \text{RCL}14 = 2^{\text{nd}} |x| 2^{\text{nd}} x \rightarrow \text{EB RCL}15 2^{\text{nd}} |x| \text{SUM}06 \text{RCL}17 \text{SUM}$

191 $08 \text{ RCL}08 + \text{RCL}17 \div 2 = \text{STO}07 \text{ RCL}01 \div \text{RCL}10 \times \text{RCL}11 \div \text{RCL}00 = \text{STO}19$

206 RCL06 R/S

Allure de la profondeur critique hypothétique

209 2nd LBLC RCL04 + 2 x RCL05 x RCL27 = STO31 RCL24 + RCL05 x RCL27 =

233 $\times \text{RCL}27 = \text{STO}30 1/x \times X^3 \times \text{RCL}31 \times \text{RCL}01 \times X^2 \div 9.8 = \text{STO}28 \times X^3$

259 $\times \text{RCL}27 = \text{STO}27 \text{RCL}28 - 1 = 2^{\text{nd}} |x| 2^{\text{nd}} x \rightarrow \text{EC RCL}09 \times \text{RCL}27 + \text{RCL}04$

281 $= \text{STO}26 1/x \times \text{RCL}30 \times 4 = \text{STO}23 1/x \times \text{RCL}02 = \text{STO}21 \ln x \times .86 -$

306 $1.14 = X^2 1/x \text{STO}24 \div \text{RCL}23 \times \text{RCL}01 \times X^2 \div \text{RCL}30 \times X^2 \div 19.6 = \text{STO}22$

334 $\div \text{RCL}03 = 1/x \text{STO}25 \text{RCL}27 \text{R/S}$

Allure de la profondeur normale hypothétique

344 2nd LBLD RCL04 + RCL05 x RCL37 = X RCL37 = STO40 RCL04 + RCL37 x RCL09

369 $= \text{STO}36 1/x \times 4 \times \text{RCL}10 = \text{STO}33 \div \text{RCL}02 = 1/x \text{STO}39 \ln x \times .86 - 1.14$

398 $= X^2 1/x \text{STO}35 \div \text{RCL}33 \times \text{RCL}01 \times X^2 \div \text{RCL}40 \times X^2 \div 19.6 = \text{STO}33 \div \text{RCL}03 =$

426 $\times X^3 \times \text{RCL}37 = \text{STO}37 \text{RCL}32 - \text{RCL}03 = 2^{\text{nd}} |x| 2^{\text{nd}} x \rightarrow \text{ED RCL}01 \div \text{RCL}40 =$

450 $\text{STO}34 \times \text{RCL}33 \div \text{RCL}00 = \text{STO}38 \text{RCL}37 \text{R/S}$

Remous descendant TYPE P₂

turbulent rugueux torrentiel super-normal

L_i	h_i	$\frac{i_1}{b_i}$	K_i	h_{u_i}
0,000	0,6418		1,797	
7,259	0,6318	44,740	1,806	0,570
16,960	0,6218	44,135	1,822	0,575
32,283	0,6118	43,241	1,847	0,582
35,200	0,6108	42,589	1,866	0,588
37,868	0,6098	42,390	1,872	0,590
40,988	0,6088	42,184	1,878	0,592
44,839	0,6078	41,935	1,886	0,594
50,207	0,6068	41,605	1,896	0,597
50,963	0,6067	41,388	1,902	0,599
51,736	0,6066	41,332	1,904	0,599
52,583	0,6065	41,274	1,906	0,600
53,528	0,6064	41,210	1,908	0,600
54,612	0,6063	41,138	1,910	0,601
55,919	0,6062	41,052	1,913	0,602
57,676	0,6061	40,943	1,916	0,603
57,904	0,60609	40,872	1,918	0,603
58,145	0,60608	40,855	1,919	0,604
58,405	0,60607	40,837	1,919	0,604
58,689	0,60606	40,818	1,920	0,604
59,006	0,60605	40,797	1,921	0,604
59,371	0,60604	40,772	1,922	0,604
59,814	0,60603	40,743	1,922	0,605
		40,705		

Remous ascendant TYPE P₃
Turbulent rugueux torrentiel sub-normal

L_i	H_i	$l-1$ b_i	K_i	h_{u_i}
60,428	0,60602	40,705	1,924	0,605
61,048	0,60603	40,705	1,924	0,605
61,955	0,60604	40,671	1,925	0,605
62,941	0,60605	40,539	1,929	0,606
63,476	0,60606	40,485	1,930	0,607
63,892	0,60607	40,451	1,931	0,60746
64,247	0,60608	40,423	1,933	0,60772
64,560	0,60609	40,399	1,933	0,60795
64,845	0,60610	40,378	1,934	0,6081
65,107	0,60611	40,358	1,9346	0,6083
65,352	0,60612	40,340	1,9352	0,6085
65,583	0,60613	40,324	1,9358	0,6086
65,801	0,60614	40,307	1,9362	0,6088
66,009	0,60615	40,292	1,9368	0,6089
66,208	0,60616	40,278	1,937	0,6091
66,400	0,60617	40,264	1,9377	0,6092
66,584	0,60618	40,250	1,938	0,6093
66,763	0,60619	40,238	1,9385	0,6095
66,935	0,60620	40,225	1,9389	0,6096
67,103	0,60621	40,212	1,9393	0,6097
67,265	0,60622	40,201	1,9397	0,6098
67,42	0,60623	40,189	1,9401	0,6099
67,578	0,60624	40,178	1,9404	0,600

Remous ascendant TYPE P₃

T.R.T. Sub-normal

L_i	H_i	$\frac{i-1}{b_i}$	K_i	H_{u_i}
67,729	0,60625	40,167	1,9408	0,6101
67,876	0,60626	40,156	1,9411	0,6102
68,021	0,60627	40,146	1,9414	0,6103
68,162	0,60628	40,136	1,9418	0,6104
68,300	0,60629	40,126	1,942	0,6105
68,436	0,60630	40,116	1,9424	0,61066
68,570	0,60631	40,106	1,9427	0,61075
68,701	0,60632	40,097	1,9430	0,61084
68,830	0,60633	40,088	1,9433	0,61093
68,956	0,60634	40,079	1,9436	0,6110
69,081	0,60635	40,07	1,9439	0,6111
69,204	0,60636	40,061	1,944	0,61119
70,336	0,60646	40,016	1,945	0,6116
71,355	0,60656	39,939	1,948	0,6123
72,285	0,60666	39,869	1,950	0,6130
73,147	0,60676	39,805	1,952	0,6136
73,955	0,60686	39,74	1,954	0,6142
74,719	0,60696	39,69	1,956	0,6147
75,445	0,6070	39,63	1,958	0,6153
76,139	0,6071	39,58	1,959	0,6157
76,805	0,6072	39,53	1,961	0,6162
77,446	0,6073	39,49	1,962	0,616
78,066	0,6074	39,44	1,964	0,617

Remous ascendant TYPE P₃T.R.T. sub-normal

L_i (m.)	H_i (m.)	$\begin{matrix} i-1 \\ b_i \end{matrix}$ (m.)	K_i (m.)	H_{u_i} (m.)
78,666	0,6075	39,402	1,965	3
79,249	0,6076	39,36	1,967	0,6180
79,816	0,6077	39,31	1,968	0,6184
80,368	0,6078	39,27	1,970	0,6188
85,147	0,6088	39,08	1,976	0,6267
89,370	0,6098	38,76	1,987	0,6230
93,140	0,6108	38,48	1,997	0,6269
96,59	0,6118	38,22	2,006	0,6295
99,80	0,6128	37,98	2,014	0,632
102,833	0,6138	37,76	2,022	0,634
105,706	0,6148	37,55	2,029	0,636
108,452	0,6158	37,55	2,037	0,638
111,090	0,6168	37,15	2,044	0,640
113,636	0,6178	36,97	2,051	0,643
116,100	0,6188	36,79	2,057	0,644
118,492	0,6198	36,62	2,064	0,646
120,820	0,6208	36,45	2,070	0,648
123,090	0,6218	36,28	2,076	0,650
125,307	0,6228	36,128	2,082	0,652
127,477	0,6238	35,971	2,088	0,654
129,602	0,6248	35,818	2,094	0,6560
131,686	0,6258	35,668	2,100	0,6577

Remous ascendant TYPE P₃

T.R.T. sub-normal

L_i (m.)	h_i (m.)	$\frac{i-1}{b_i}$ (m.)	K_i (m.)	h_{u_i} (m.)
133,733	0,6268	35,52	2,106	0,6594
135,745	0,6278	35,375	2,112	0,6612
137,724	0,6288	35,233	2,118	0,6629
139,672	0,6298	35,093	2,123	0,6645
141,591	0,6308	34,954	2,129	0,6662
143,483	0,6318	34,818	2,134	0,6679
145,349	0,6328	34,684	2,140	0,6695
147,191	0,6338	34,552	2,145	0,6711
149,01	0,6348	34,421	2,151	0,6728
150,80	0,6358	34,292	2,156	0,6744
166,433	0,6458	33,669	2,183	0,6823
182,298	0,6558	32,545	2,233	0,6973
196,976	0,6658	31,454	2,284	0,7127
210,734	0,6758	30,438	2,334	0,7278
223,740	0,6858	29,483	2,385	0,7429
236,105	0,6958	28,576	2,435	0,7580
247,910	0,7058	27,713	2,485	0,7732
259,215	0,7158	26,88	2,536	0,7885
270,068	0,7258	26,09	2,5872	0,8039
280,507	0,7358	25,33	2,6387	0,8196
290,565	0,7458	24,60	2,6908	0,8354
300,268	0,7558	23,89	2,7435	0,8515
309,639	0,7658	23,21	2,7969	0,8679
318,699	0,7758	22,55	2,8511	0,8845
327,466	0,7858	21,92	2,9060	0,9014
335,956	0,7958	21,30	2,9618	0,9187
344,185	0,8058	20,70	3,0185	0,9362
352,163	0,8158	20,13	3,0761	0,9542

Dissipateur d'energie

Dans tous les cas les ouvrages doivent ~~être~~ comporter des dispositifs permettant de dissiper la plus grande fraction possible de l'energie cinétique de la lame d'eau .

Pour notre cas on a procédé pour la protection contre ces affouillements. L'utilisation d'un(en saut de ski).

Le rayon de courbure du deflecteurs est fonction de la pression exercée pour le radier. En pratique $R \gg 5h$.

$h = 0,8158$ $R \gg 4,08 \text{ m}$ et nous prenons $R = 4,5 \text{ m}$

Tracé du jet

D'après le schéma et les relations suivantes (assimiles du principe du projectile).

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

(2) $y = (V \sin \alpha) t - 1/2 g t^2$

de (1) $t = \frac{x}{V \cos \alpha}$ $\xrightarrow{ds(2)}$ $Y = Y \sin \alpha \frac{x}{V \cos \alpha} - \frac{1}{2} g \left(\frac{x}{V \cos \alpha} \right)^2$

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

avec $h_c = \frac{V^2}{2g}$

La portée X est déterminée à partir de la relation suivante

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

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

v - vitesse au départ du saut. (m)

$V = Q = \frac{Q}{A \cdot h \cdot b} = \frac{340}{0,8158 \cdot 20,13} = 20,70 \text{ m/s}$

α = angle correspond à la portée égal en général a 30'

$X = 1,8 \left(0,8158 + \frac{(20,70)^2}{19,6} \right) \sin 60^\circ = 35,35 \text{ m.}$

Soit $X = \underline{35,50 \text{ m}}$

V.- STATION DE POMPAGE ET CONDUITE DE REFOULEMENT:

La station de pompage d'El-Abadia est destinée à assurer le pompage d'irrigation en été et le complément de remplissage de la retenue projetée de TIKAZALE en hiver. L'équipement de la station relatif à la fonction irrigation d'été n'a pas été déterminé avec précision, cependant il est envisagé au stade préliminaire actuel une installation de même type que celle d'El-Khemis; et dont les caractéristiques sont les suivantes:

- Débit de pointe $3,2 \text{ m}^3/\text{s}$ assuré par 3 groupes principaux de 1000 l/s et deux groupes de 500 l/s.

Toute fois, il apparait que la fonction remplissage de la reserve de TIKAZALE conduit à un dimensionnement beaucoup plus large de la station de pompage.

Pour ce faire, il convient d'optimiser l'équipement complémentaire d'adduction de remplissage, qui ne fonctionnera qu'en hiver.

Les éléments de base pris en compte dans la présente étude ont été fournis par l'administration, ils définissent notamment:

- Le dimensionnement probable de la station irrigation,
- Les caractéristiques des groupes pouvant être adoptes,
- Le coût des conduites,
- Le coût du K W H consommé.

VI./- Calcul du diamètre économique:

La relation de BONNIN et de BRESSE nous donne une approche du diamètre économique et à partir de la valeur ainsi déterminée, on choisit des diamètres normalisés sur lesquels portera l'étude technico-économique.

Données:

$$Q = 4,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 8 \text{ Km.}$$

$$\Sigma = 0,5 \text{ mm}$$

$$H_g = 73 \text{ m.}$$

- Relation de BONNIN

$$D = \sqrt[3]{Q} = 2000 \text{ mm}$$

D: en m

Q: en m³/s.

- Relation de BRESSE

$$D = 1,5 \sqrt[3]{Q} = 3000 \text{ m}$$

- La vitesse moyenne de l'eau dans la conduite:

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2} \quad (\text{m/s})$$

- Le coefficient de frottement est calculer en moyennant de la formule de COLBROOK:

$$f = \left(0,86 \ln \frac{\Sigma}{3,7 \cdot D} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right)^{-2}$$

- Nombre de REYNOLDS. R = $\frac{V \cdot D}{\nu}$

avec: La viscosité dynamique: $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s.}$

La résolution de la formule de COLEBROOK se fait par approximation successive, la 1^{er} est donnée par la formule de NIKURADSE.

$$f' = (1,14 - 0,86 \ln \epsilon/Dh)^{-2}$$

- Le gradient de la perte de charge en régime turbulent rugueux est calculé à l'aide de la formule de DARCY-WERSBACK:

$$J = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g}$$

- La perte de charge linéaire h_r en régime turbulent rugueux est égale à:

$$\Delta h_r = J \cdot L \text{ (m)}$$

- La perte de charge singulière sont estimés à 15 % des pertes de charge linéaire.

$$\Delta h_s = 0,15 \Delta h_r$$

d'où la perte de charge totale ΔH_t est:

$$\Delta H_t = \Delta h_r + \Delta h_s$$

- La hauteur manométrique totale H_{MT} :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_t$$

- Calcul de la puissance absorbée:

$$N = \frac{\rho \cdot Q \cdot H_{MT}}{\eta}$$

Où: η est le rendement de la pompe ($\eta = 75\%$)

- L'énergie consommée E:

$$E = N \cdot 24 \times 120 \text{ (Km h/an)}$$

- Les frais d'exploitation: $F_e = E \cdot e$ (DA)

Où: e est le prix de l'énergie ($e = 0,19$ DA/Km h).

Frais d'Amortissement

Le prix de la conduite sera calculé pour une durée de vie de 30 ans un taux d'intérêt de 8 % adopté en Algérie et qui correspond à une annuité de:

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i$$

avec: $i = 8 \%$

$A = 0,09$

$n = 30$ ans

D(m)	prix(DA/ml)	L (m)	Prix de la conduite (106 DA)	Annuité (106 DA)
1500	1600	8000	12,80	1,152
1600	1815	8000	14,52	1,307
1750	2100	8000	16,80	1,512
2000	2570	8000	20,56	1,850
2500	3020	8000	24,16	2,174
3000	3550	8000	28,40	2,556

Frais d'exploitation:

Q (mm)	J	DH _t (m)	H _{MT} (m)	N (Km)	E. 10 ⁶ Km/h/an	F ^e 6 (10 ⁶ DA)
1500	0,00392	36,06	109,06	6421,03	18,49	3,51
1600	0,00274	25,20	98,20	5427,36	15,63	2,96
1750	0,00151	13,88	86,88	5114,46	14,73	2,80
2000	0,00042	6,41	79,41	4692,08	13,51	2,56
2500	0,00024	2,92	75,92	4506,94	12,96	2,46
3000	0,00009	0,92	73,92	4345,34	12,51	2,38

Bilan

D (m)	Frais d'exploitation 10 ⁶ (DA)	Frais d'amortissement (10 ⁶ DA)	Total (10 ⁶ DA)
1,50	3,51	1,152	4,662
1,60	2,96	1,307	4,267
1,75	2,80	1,512	4,312
2,00	2,56	1,850	4,41
2,50	2,46	2,174	4,634
3,00	2,38	2,556	4,936

Donc le ϕ économique est de l'ordre 2000 mm.

La conduite choisit est en béton.

V.2./- Choix du groupe de pompe

Le choix du type de pompe à adopter résulte de l'examen de diverse condition à savoir le débit à refouler et la hauteur d'élévation.

Sur la base de donnée on a choisi 4 groupe électro pompe principaux de 1000 l/s et 4 groupe de 500 l/s.

Les frais de renouvellement des pompes de la station n'ont pas été pris en compte ici, cependant, ces pompes servent aussi bien pour l'irrigation en été que pour le remplissage de la retenue en hiver, seront à renouveler plus souvent (tous les 15 ans)
Coût des pompes= coût 3 pompe principale + 3 pompe de réglage

$$e = 4 \times 0,63 \cdot 10^6 + 0,35 \cdot 10^6 \times 4 = 3,92 \cdot 10^6 \text{ DA.}$$

V.3./- Estimation de frais de la station de pompage et de la conduite

Prix de conduite 10^6 DA	Prix des pompes (10^6 DA)	Génie civil 10^6 DA.	Filtre Degilleur	Transfo (10^6 DA)	Total (10^6 DA)
4,41	3,92	0,485	0,570	0,223	9,608

Chapitre VI. Coût du projet

Estimations du coût

L'estimation et l'évaluation d'un projet, est tributaire de plusieurs facteurs. Telle que l'emplacement de ce projet vis-à-vis des centres d'approvisionnement des matières premières du climat (car dans certaine régions on doit faire recours à l'utilisation des adjuvants par exemples.

Dans ce sens une estimation sur le coût du projet à été établie.

Tableau 13

Désignation	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (M DA)
-Décapage superficiel	65620 (m ³)	90	5,90
-Fouille sous Massif	137800 (")	95	13,09
-Remblai massif	2,925 Mm ³	132	386,10
-Enrochement	121640 (m ³)	160	19,46
-Filtre et drains	209750 (")	410	85,99
-Tranchée d'ancrage	86000 (")	90	7,74
Total Digue = 518,28.			
-Conduite métallique (tour de prise et vidange de fond) Ø 1500.	225(ml)	1600	0,36
-Conduite béton Ø 500. (dérivation provisoire)	210 (")	800	0,16
-Béton Armé			
-Tour de prise et passerelle.	702(m ³)	2500	1,75
-Galérie sous remblai. (dérivation provisoire)	2848(")	2500	7,12
Total ouvrages Annexes Σ = 9,39			
Appareil hydromécanique			9,70
Total Σ = 537,37			

Conclusion:

Dans la présente étude, nous avons abordés les principales étapes nécessaires, pour le faisabilité du barrage de l'Oued de TIKAZALE dont la réalisation servira à l'irrigation des territoires avoisinants.

Toutefois nous signalons que le site du barrage du TIKAZALE pose des problèmes d'étanchéités tant dans la cuvette qu'en droit du site, c'est pourquoi l'utilisation de voile d'étanchéité ainsi qu'un système de drainage c'est imposé.

Ces voiles qui seront assez coûteux étant la surface intéressées ne paraissent pas présenter de difficultés exceptionnelles si les hypothèses précédentes sont valables.

Enfin nous estimons que le site étudié convient bien à la construction de l'ouvrage, si toutefois des données et des précisions seront confirmées notamment des reconnaissances géologiques et les caractéristiques géotechniques.

- Index des tableaux -

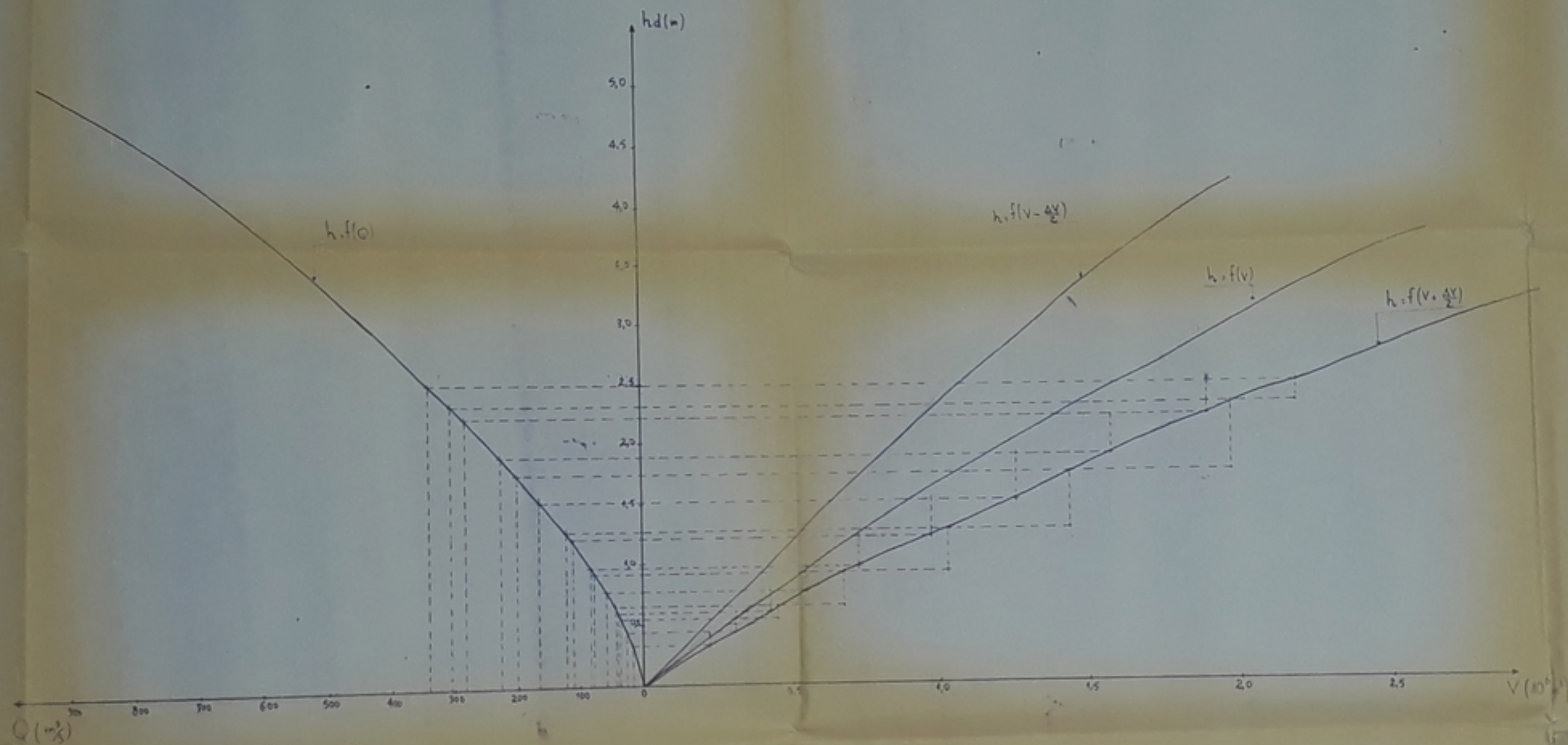
Tableau 1	$h = f(s)$
Tableau 2	Tableau des apports mensuels du FODDA.
Tableau 3	Apport classé du Oued TIKKAZALE
Tableau 4	Apport pompe
Tableau 5	Apport annuel total
Tableau 6	Qualité chimique des eaux
Tableau 7	Représentation de la pluie dans le temps
Tableau 8	Calcul de la pluie efficace sur le bassin versant
Tableau 8 _a	Détermination des débits instantanée
Tableau 9	Détermination des hydrogrammes de crue
Tableau R = 50 %	Regularisation $T_x = 50 %$
Tableau R = 60 %	" $T_x = 60 %$
Tableau R = 70 %	" $T_x = 70 %$
Tableau R = 80 %	" $T_x = 80 %$
Tableau R = 90 %	" $T_x = 90 %$
Tableau R = 99 %	" $T_x = 99 %$
Tableau 10	LAMINAGE de crue
Tableau 11	Calcul de stabilité
Tableau 12	Courbe de remous (Coordonnées).
Tableau 13	Estimation du coût de l'ouvrage.

Nomenclature des planches

- Laminage de crue I
- Coupe type de la digue II
- Infiltration III
- Stabilité du barrage IV
- Coupe transversale et longitudinale sur l'axe du barrage V
- Barrage et ouvrages annexes VI
- Derivation provisoire et vidange de fond VII
- Profil évacuateur VIII

- REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES -

- 1/ - REMANIERAS - Hydrologie de l'ingénieur (EYROLLES Paris 1982)
- 2/- CARLIER - Hydraulique générale et.....EYROLLES 1972
appliquée.
- 3/ - G.SCHNEEBELI - Hydraulique souterraineEYROLLES 1978
- 4/ - A.LENCASTRE - Manuel d'hydraulique..... EYROLLES 1982
- 5/ - CH MALLET et J.PACQUANT - Les barrages en terre
en terre .EYROLLES 1951
- 6/- R.GINOCCHIO - L'energie hydraulique.....EYROLLES 1978
- 7/- G.LARRAY - Théorie de la longueur fluidodynamique (ENFA)



PH 01086
-1-

الجمهورية التونسية المتعددة الثقافات
Ecole Nationale Polytechnique

Etude de faisabilité d'un barrage sur l'Oued Tikazate (w. Chlef).

Laminage - de - Crue .



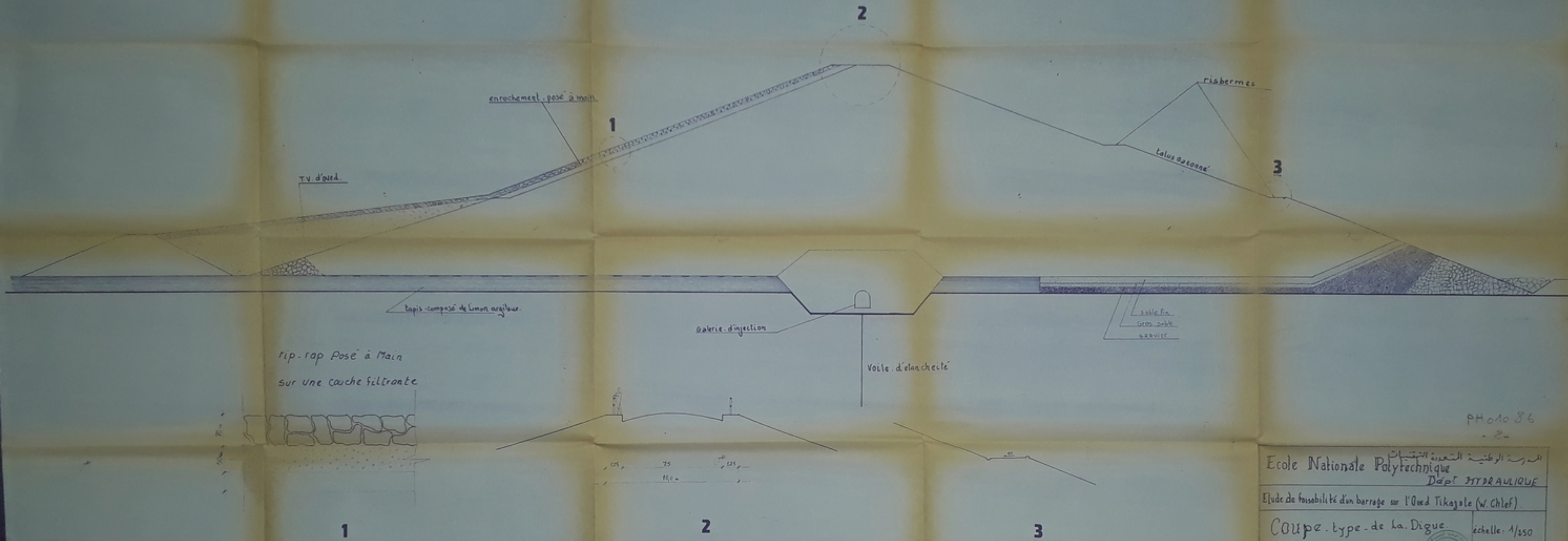
échelle :

Etabli par: M^r AMOUR dit ZERROUK . R.
et M^r KECCBA . M.

Plaque N^o :

Contrôle par: M^r Bahidj .

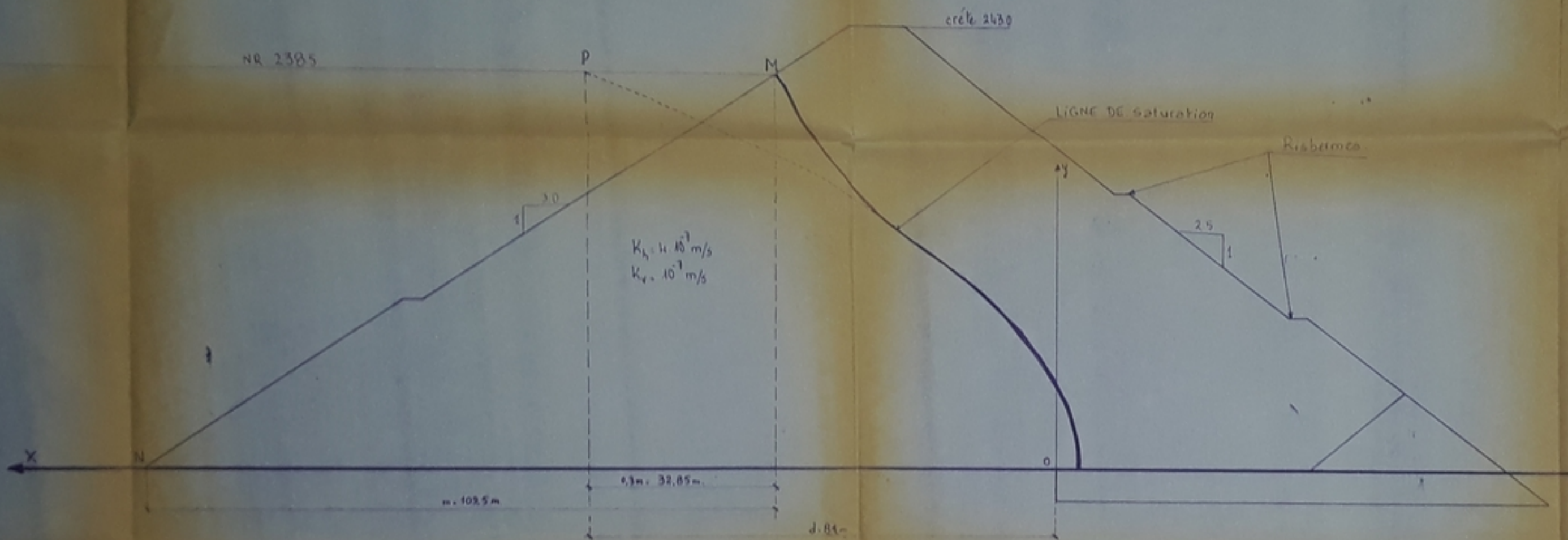
janvier 86



PH 010 86
- 2 -

المدرسة الوطنية للتقنيات Ecole Nationale Polytechnique Dép. HYDRAULIQUE	
Etude de faisabilité d'un barrage sur l'Oued Tikajale (W. Chlef)	
Coupe type de la Digue.	échelle: 1/250
Établi par: M ^r KECIBA M. et M ^r ATTOUR dit ZERROUK R.	Planche N ^o II
Contrôle par: M ^r Bahidj B.	janvier 86

Tracé de la ligne de saturation.



PH01086
-03-

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique
Dép^t HYDRAULIQUE

Etude de faisabilité d'un barrage sur l'Oued Tikazole (w. Chlef).

ligne de saturation.

échelle: 1/500

Etabli par:

M^r KECIBA M.
d^r AMOVR dit ZERROUK A

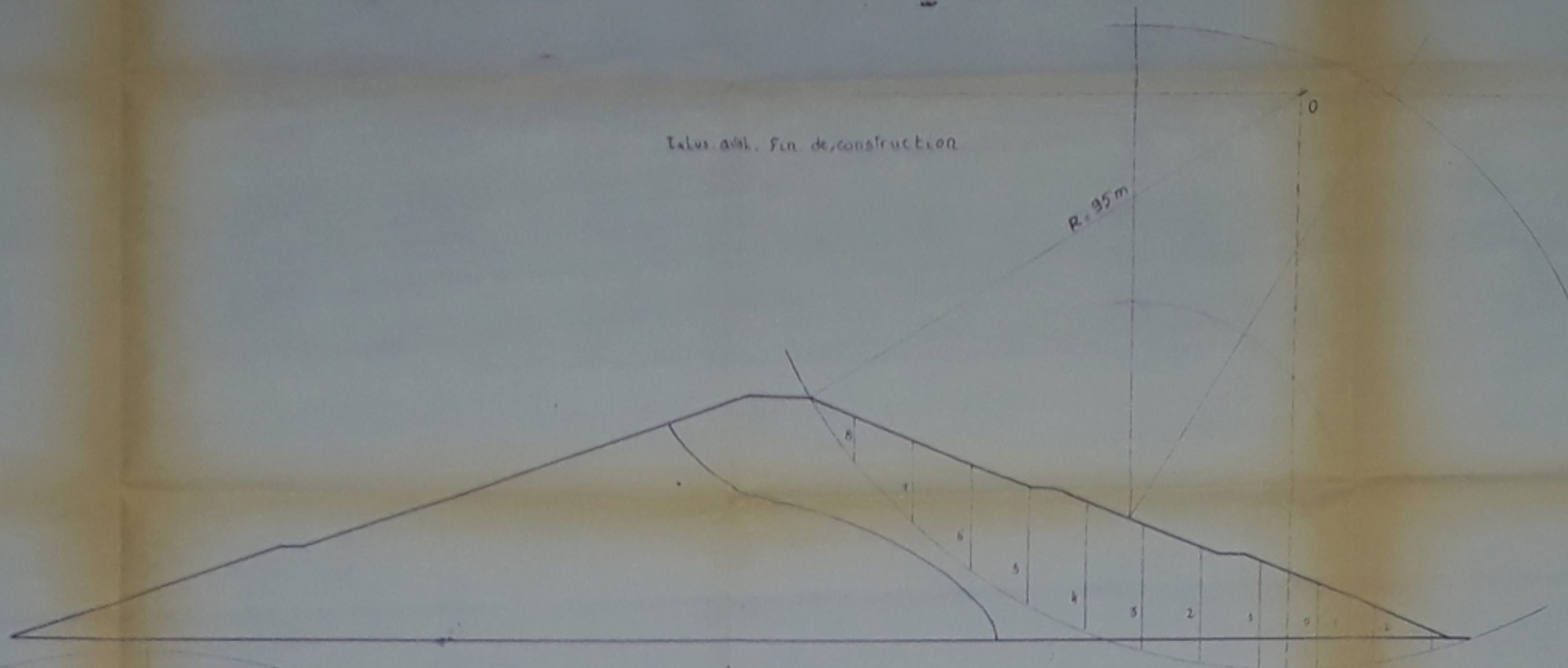
Plaque
N^o III

Contrôle par:

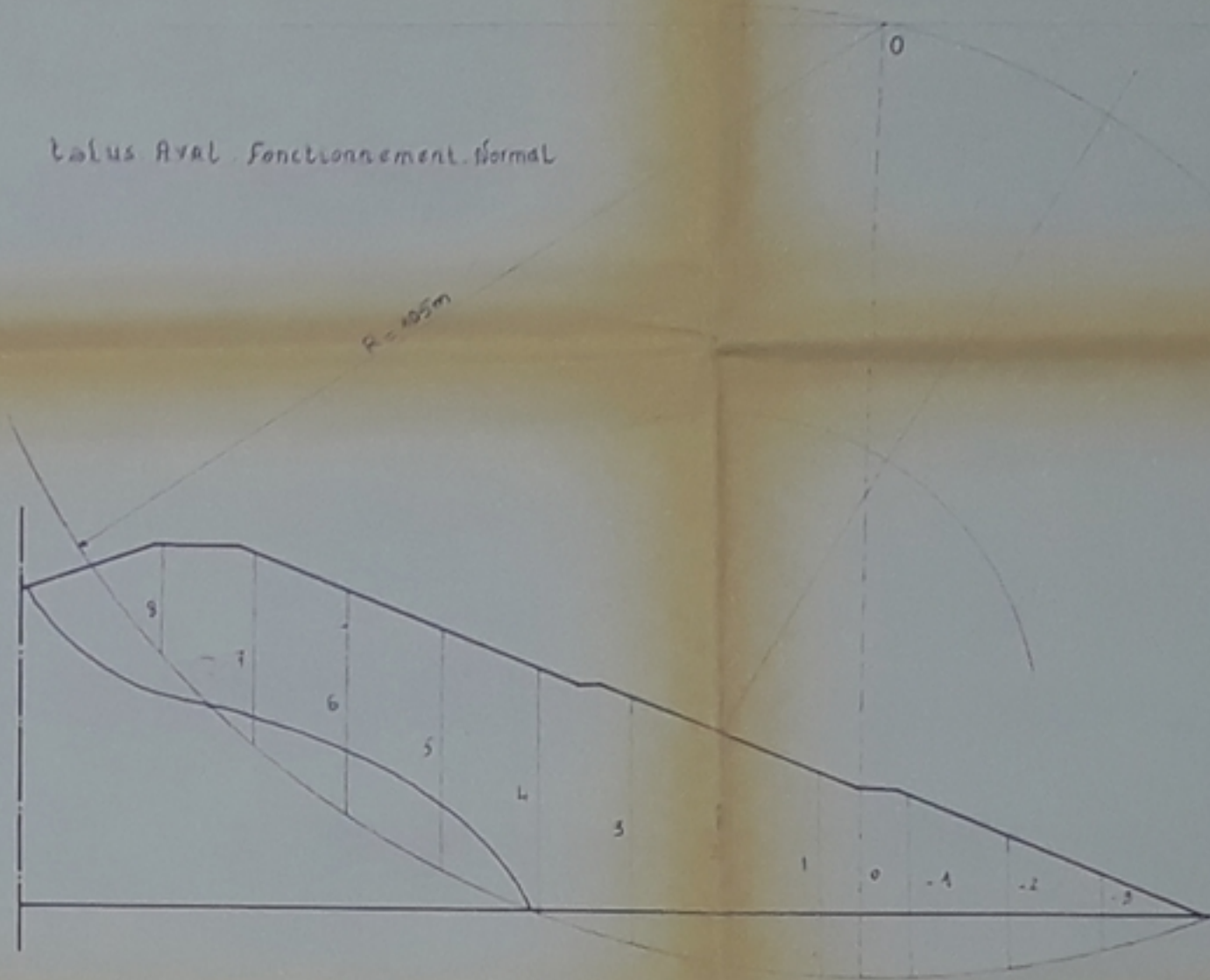
M^r Bahidj B

Janvier 86

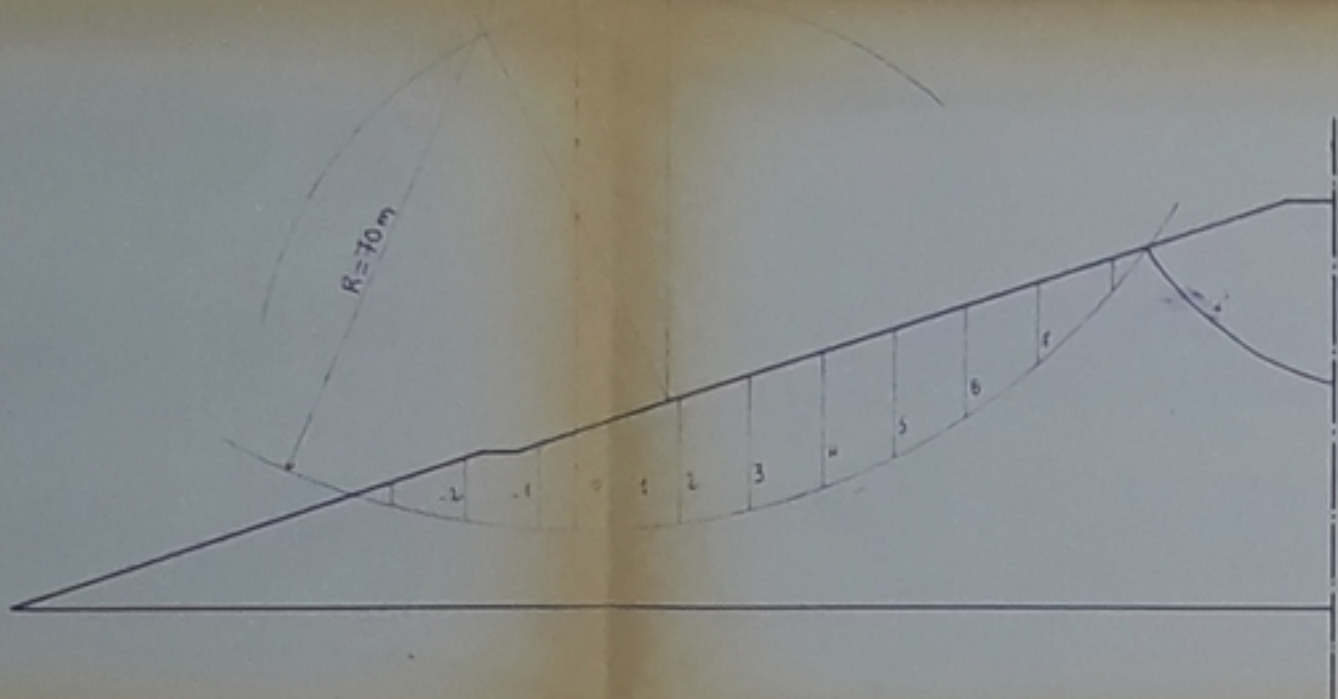
Talus amont. Fin de construction



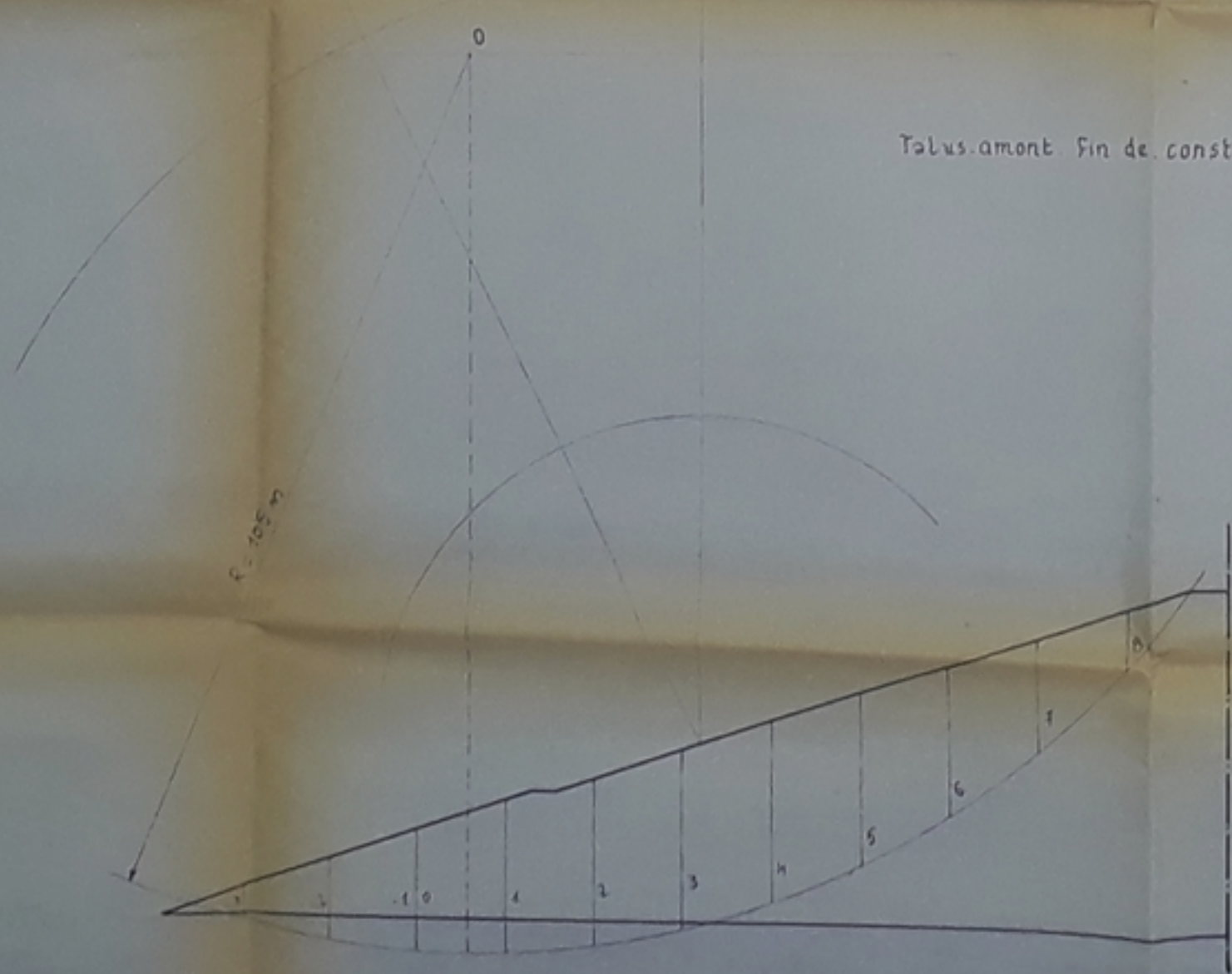
Talus aval. Fonctionnement normal



Talus amont - vidange rapide



Talus amont. Fin de construction



PH 01086
- 4 -

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
Ecole Nationale Polytechnique
Dépt HYDRAULIQUE

Etude de faisabilité d'un barrage sur l'Oued Tihazale (w Chlef).

STABILITE DES TALUS
CERCLES DE RUPTURE

échelle: 1/500

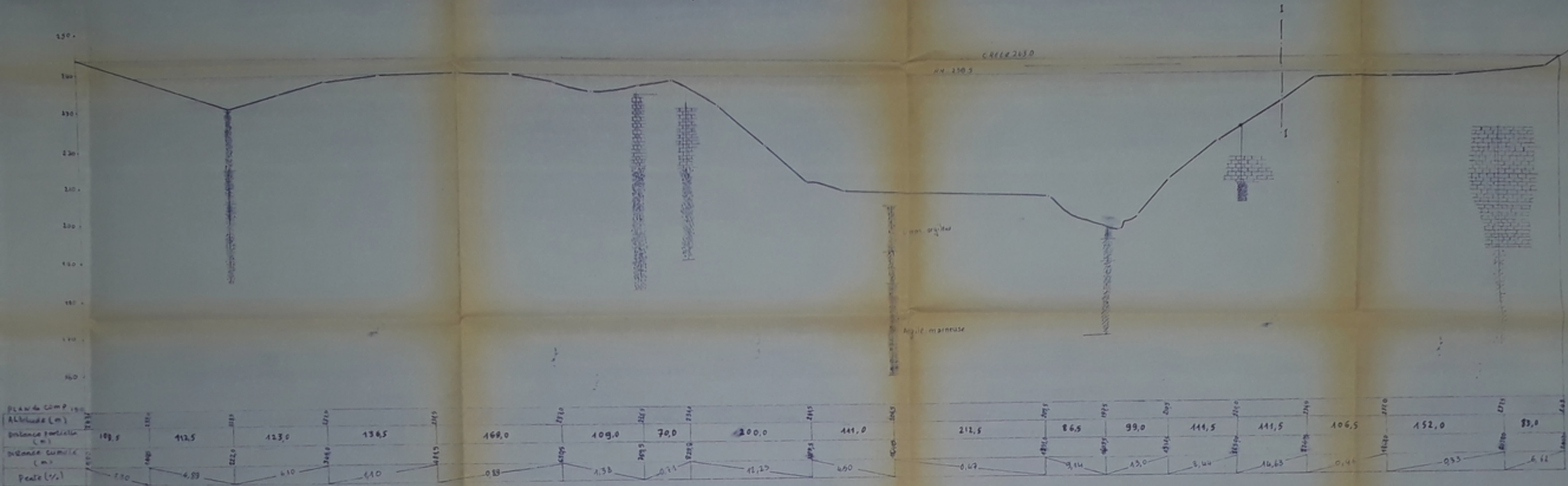
Etabli par: M^r KECIBA M.
M^r ATTOUR dit ZEROUK A

Planche
N° III

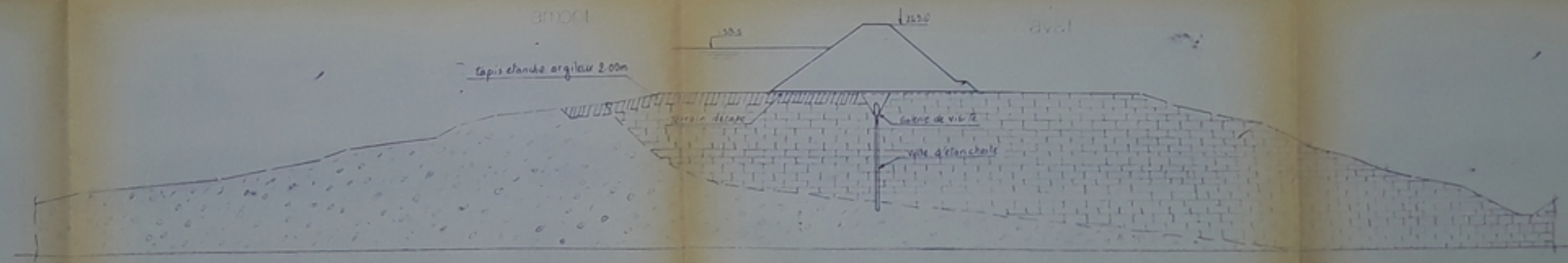
Contrôle par: M^r Bahidj.

Janvier 86

Coupe Longitudinale



Coupe - transversale



concrète

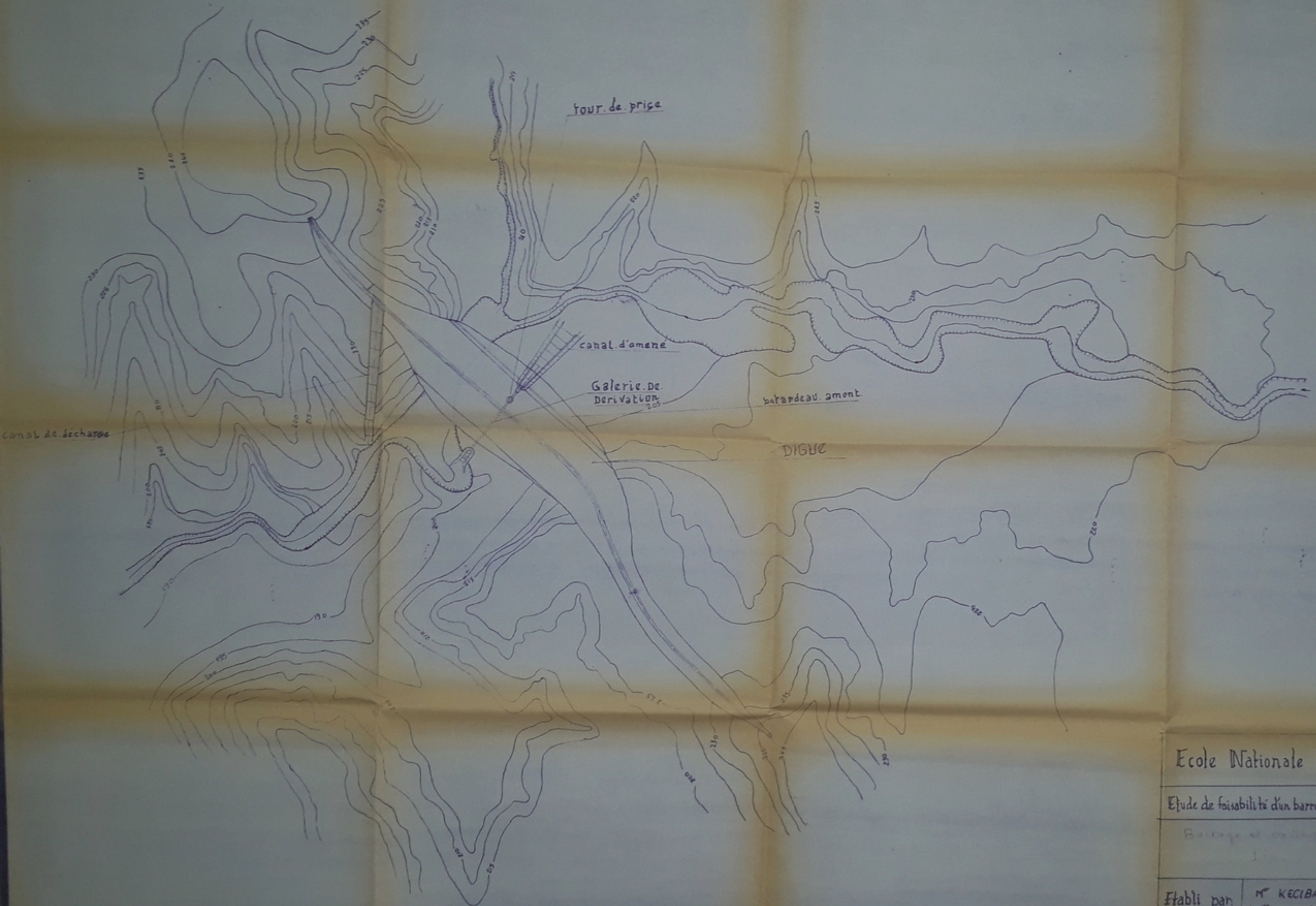
 Breche

PH 1086
-05-


المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique
 Dép. HYDRAULIQUE

Etude de faisabilité d'un barrage sur l'Oued Tikogole (W. Ghlef).
 Coupe Transversale et Longitudinale
 sur l'axe du barrage

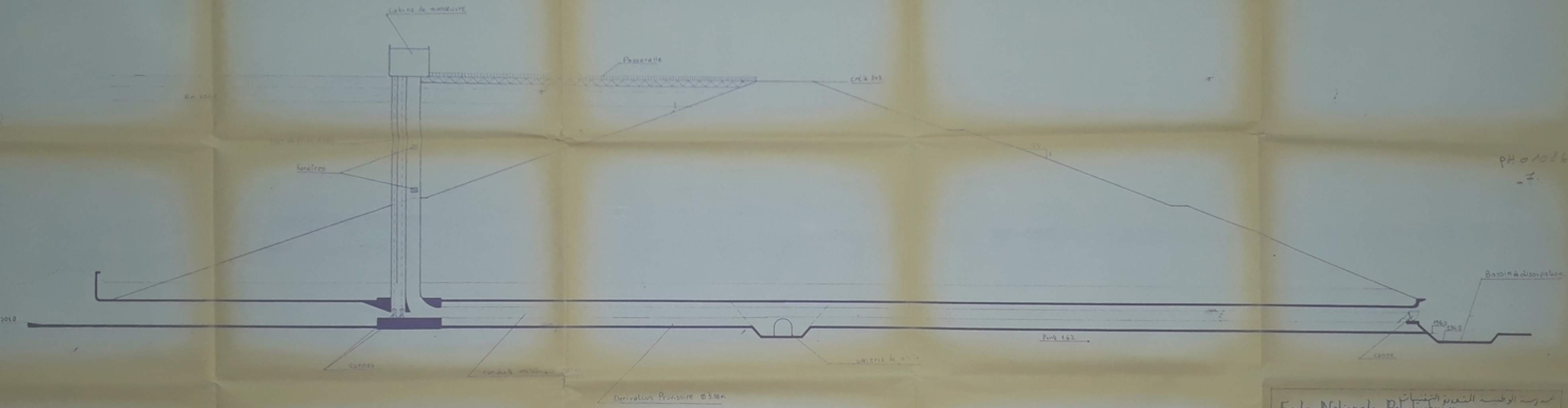
Echelle: 1/2500 1/500	Planche N° III
Etabli par: M ^r RMOUAD ZERROUK, R et M ^r KECIBA M.	Janvier 86
Contrôle par: M ^r Bahidj	



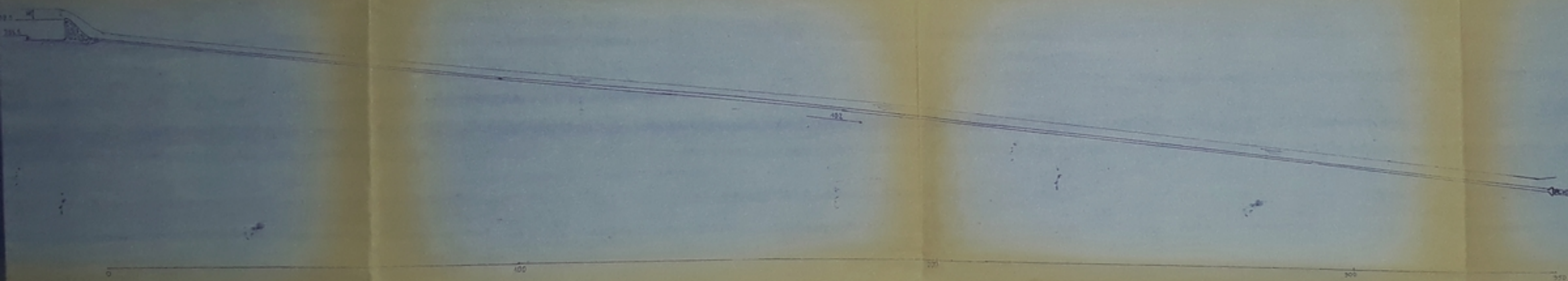
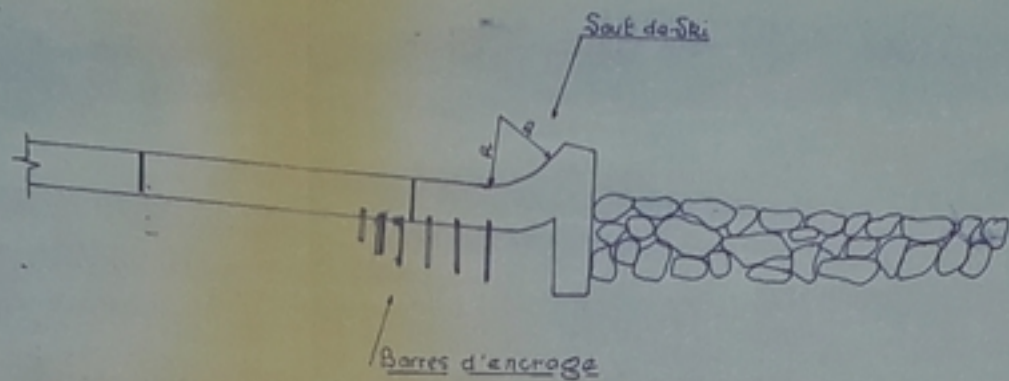
PH 01086
- 6 -

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات		Ecole Nationale Polytechnique	
Etude de faisabilité d'un barrage sur l'Oued Tikagale (w. Chlef).			
Barrage et dérivation		échelle: 1/1000	
Établi par:	M ^r KECIBA. M. et M ^r AMOUR dit ZERROUK. A	 Planche N° 11	
Contrôle par:	M ^r Bahidj		
		janvier 86	

PH 01026
-F-



المدرسة الوطنية للتكنولوجيا Ecole Nationale Polytechnique Département HYDRAULIQUE		
Etude de faisabilité d'un barrage sur l'Oued Tikozole (W. Chlef).		
Déviation Provisoire et vidange de fond.		échelle: 1/250
Etabli par:	M ^r AMOUR et ZERROUK H. et M ^r KECIBA H.	Planche N° VII
Contrôle par:	M ^r Bahidj B	Janvier 86



PROFIL EN LONG EVACUATEUR DE CRUES

PH 01086
-08-

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Etude de faisabilité d'un barrage sur l'Oued Tikogale (w. Chlef).

PROFIL - EVACUATEUR



échelle: 1/500

Etabli par: M^{re} KECIBA. M.
et M^{re} AMOUR dit ZERROUK. A

Planche
N^o 500

Contrôle par: M^{re} Bahidj.

Janvier 86

