

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

39/86

وزارة التعليم و البحث العلمي

26X

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

pour l'Obtention du diplôme d'ingénieur d'état

**Sujet**

Etude de Faisabilité du Barrage

Foum El Khanga W. de Guelma

8 PLANCHES

Proposé par :

D. G. I. H.

Etudié par :

M<sup>r</sup> OUAMANE AHMED

M<sup>r</sup> SAHI OMAR

Dirigé par :

M<sup>r</sup> MOULOUDI Y.

Promotion Juin 1986

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

pour l'Obtention du diplôme d'ingénieur d'état

**Sujet**

Etude de Faisabilité du Barrage

Foum El Khanga W. de Guelma

Proposé par :

D. G. I. H.

Etudié par :

M<sup>r</sup> OUAMANE AHMED

M<sup>r</sup> SAHI OMAR

Dirigé par :

M<sup>r</sup> MOULOUDI Y.

Promotion Juin 1986



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

-o-o-o-o-

Cette étude a été réalisée sous la direction de Monsieur MOULOUDI à qui nous exprimons notre respectueuse gratitude.

Nous adressons nos vifs remerciements à Monsieur AMRANE pour ses conseils ayant soutenu l'élaboration de ce travail.

Notre reconnaissance et notre respect à tous les professeurs et assistants qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier les membres du jury qui ont bien voulu nous honorer par leur présence.

Mr. OUAMANE Ahmed

Mr. SAHI Omar



--- D E D I C A C E S ---  
-----

Je dédie cet effort en signe de reconnaissance

A mon père regretté.

A ma mère.

A mon frère Tahar et sa femme.

A mon frère Rafik.

A mes soeurs.

A toute ma famille.

A tous mes amis.

Mr. OUAMANE Ahmed

-----  
Je dédie ce mémoire

A mes parents.

A mes frères et soeurs.

A mes amis.

Mr. SAHI Omar

T A B L E D E S M A T I E R E S  
 -O-O-O-O-O-O-O-O-O-

<u>INTRODUCTION</u> .....	1
Situation géographique et topographique .....	2
<u>ETUDE GEOLOGIQUE</u>	
Travaux de reconnaissance .....	4
Substratum .....	4
Formations récentes .....	5
Caractéristiques géotechniques .....	6
Matériaux de construction .....	7
<u>ETUDE HYDROLOGIQUE</u>	
Sources des données .....	8
Caractéristiques hydromorphologiques .....	9
Caractéristiques du réseau hydrographique .....	10
Caractéristiques climatiques .....	12
Précipitation .....	13
Calcul de la pluie maximale journalière .....	13
Calcul de l'apport liquide .....	18
Coefficient de variation .....	20
Prédétermination des crues .....	23
Taux de sédimentation .....	29
Caractéristiques volumétriques .....	33
Etude de la régularisation .....	35
Laminage des crues .....	46
<u>ETUDE TECHNIQUE</u>	
Dimensionnement du barrage:	
Hauteur de la digue .....	51
Longueur crête du barrage .....	54
Largeur en crête du barrage.....	54

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

-O-O-O-O-O-

En raison de l'accroissement de la population et de ses besoins, on est amené à une exploitation logique, et une utilisation rationnelle des ressources en eau.

Jusqu'à ce jour, l'exploitation des nappes phréatiques qui est souvent une solution facile, a prévalu au détriment de l'exploitation des eaux superficielles.

Le secteur hydraulique a été doté récemment d'un important programme de développement d'infrastructure hydraulique, ce dernier vise.

- à l'atténuation des tensions à court termes.
- à recouvrir les besoins dans un cadre planifié à long terme.

C'est ainsi que plusieurs sites ont été retenus pour la réalisation de barrages.

Cette présente thèse traite l'étude de faisabilité du barrage FOUM EL KHANGA sur l'oued CHERF.

L'ouvrage aura pour but l'alimentation en eau potable des villes de SEDRATA et AIN BEIDA ainsi que l'irrigation d'un périmètre à l'amont et à l'aval du site.

---

## Situation géographique et topographique

---

Le site du futur barrage FOUM EL KHANGA sur l'oued CHERF est situé à 20 Km de la ville SEDRATA et 35 Km de la ville AIN BEIDA.

### 1-1- TOPOGRAPHIE.

L'étude topographique a été faite sur une carte à l'échelle 1:5000. Cette étude a permis de deceller une gorge qui s'élargie progressivement en aval et en amont.

La zone où se trouve le site du barrage est montagneuse, le lit majeur de l'oued est large de 50 à 60 . Sur pente généralement vers le nord, avec une inclinaison dirigée vers le lit de l'oued.

Les versants de la gorge s'élèvent de façon abrupte à partir du lit majeur. En général on constate que la topographie est irrégulière à beaucoup d'endroits, les versants les plus abrupts atteignant 1 sur 1 (inclinaison de  $45^\circ$ ), avec des ravins latéraux des deux cotés.

En ce qui concerne la retenue et la région qui sera inondée, on constate que la région ne comporte que des cultures pauvres et des pâturages, il ne faudrait déplacer qu'environ 3 Km de route tertiaire W-164.

Les différentes altitudes sont les suivantes:

Hmax	1635 m
Hmoy	960 m
Hmin	692 m

### 1-2- CHOIX DU SITE.

Le choix du site a été fait en tenant compte des critères suivants/

#### - Critère topographique:

L'étude topographique a permis de reperer un resserement du versant au point dont les coordonnées sont :

X = 921,5

Y = 322,5

Z = 692



## Situation géographique et topographique

### - Critere Hydrologique :

L'apport liquide du bassin versant est assez important, il est capable de remplir la retenue.

### - Critere géologique :

L'étude geologique à permis de confirmer une qualité de la roche de fondation capable de supporter un tel ouvrage.

### 1-3- CHOIX DE L'AXE DE LA DIGUE.

L'axe choisi est pratiquement perpendiculaire à l'oued car il est avantageux de point de vue longueur de la crête et par la même plus économique.

## Etude géologique

### 2-1- TRAVAUX DE RECONNAISSANCES :

Le site a fait l'objet d'une étude géologique sommaire composant 4 forages sur le site et 6 forages dans les zones d'empreints.

Cette faible quantité de forages de reconnaissances sur le site est justifié par la simplicité géologique du site.

### 2-2- SUBSTRATUM.

Il est constitué par des formations argilo - gréseuses d'age miocène, ce sont des dépôts de bordure, avec de nombreuses stratifications entre croisées et quelques passées continentales rouges indiquant des emersions temporaires.

D'aval en amont, on peut distinguer les ensembles suivants :

#### - Zone de grés :

Ce sont des grés peu compacts et parfois des sables grossiers mal consolidés englobant des éléments conglomératiques, l'épaisseur de cette zone est de 5 à 6 m.

#### - Zone à dominance argileuse.

Ce sont des argiles gréseuses, parfois en plaquettes, à intercalation de sable et petits bancs de grés (10 cm) souvent verdâtres, mal consolidés, d'épaisseur environ 50 m.

#### - Zone à dominance gréseuse.

Cette zone est d'environ 20 m d'épaisseur, elle comporte :

- Des grés peu cimentés en bancs de 30 à 50 cm.
- Une intercalation argileuse, correspondant à la combe.
- Des grés grossiers et conglomératiques mal cimentés.

## Etude géologique

- Zône à dominance argileuse d'épaisseur 10 m.
- Zône de grés en grand bancs assez bien cimentés de 20 m d'épaisseur.
- Zône d'argile gréseuse en plaquettes à quelques bancs de grés de 25 à 30 m d'épaisseur.
- Zône de grés en grand bancs assez bien cimentés, d'épaisseur 10 m.
- Zône d'argile gréseuse jaune à petits bancs de grés (10 cm) de 15 à 20 m d'épaisseur.
- Zône de grés roux friable avec des niveaux conglomératiques d'environ 15 m.
- Zône à dominance d'argiles gréseuse bleu et jaune, apparemment compacté en profondeur de 40 m d'épaisseur.

### 2-3- LES FORMATIONS RECENTES :

- Les terrasses :

Sans l'emprise de la digue il existe deux petits banbeaux de la basse terrasse.

Ce sont des formations nettement silteuses dont l'épaisseur ne dépasse pas les 5 m

- Les alluvions de l'oued :

Elles sont d'une épaisseur d'environ 10 m

- Les éboulis :

Sur les versants, le substratum est affleurant, seul les combes correspondant à des zones plus argileuses présentent une couverture d'éboulis ne dépassant pas 50 cm.

## Etude géologique

### 2-4-STRUCTURE:

La structure géologique du site est extrêmement simple, le miocène constitue une monoclinale, avec un pendage de  $45^{\circ}$  à  $50^{\circ}$  vers le nord.

A partir de la rive gauche, les bancs s'inclinent légèrement au niveau de l'oued et reprénnent la direction initiale en rive droite.

A l'amant immédiat de la gorge existe une serie continentale rouge. Cette serie conatitue un épisode continental à l'interieur du miocène et qui sont en contact avec les formation du site.

### 2-5-CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES ESSAIS:

Les argiles du substratum ont en général des densités sèches élevées ( $1,9$  à  $2 \text{ t/m}^3$ ) leur teneur en eau est de  $10\%$ , elles sont moyennement plastiques.

$$WL = 35 \quad ; \quad IP = 15 + 20$$

- essais de compression simple:  $Rc = 2 + 4$  Bars

- essais de cisaillement lent, consolidé drainé:

$$C' = 0,3 \text{ Bars}$$

$$= 36^{\circ}$$

$$W\% = 13$$

- essais oedometrique:

$$PC = 1,5$$

$$CF = 0,145$$

$$CG = 0,06$$

Il s'agit donc d'une argile normalement consolidée à coefficient de tassement faible et moyennement gonflante.

## Etude géologique

### 2-6- PERMEABILITE DES APPUIS:

Des essais d'eau type Lugeon ont été réalisés dans tous les forages, par tranches de 5m, ont montrés que la formation de miocène est très impénétrable, que se soit le niveau gréseux ou argileux.

Par ailleurs les forages exécutés en rives montrent qu'il n'existe pas de nappes versantes.

### 2-7- MATERIAUX DE CONSTRUCTION:

Selon leur quantité et le type des matériaux on peut citer les types suivant.

#### -Les terrasses.

Il existe dans la cuvette deux niveaux de terrasses bien développées, mais elles paraissent silteuses, donc il est difficile d'envisager leur exploitation.

#### -Le lit de l'oued.

Les alluvions de l'oued ont été testé par 6 petits forages le but était de vérifier leur épaisseur et leur nature, ces forages ont montrés que les gros sont peu importants et que les alluvions sont essentiellement sableuses et silteuses, ce qui ne permet pas d'envisager une digue en alluvion grossières, par contre l'oued peut fournir les agrégats pour le béton et les matériaux pour les filtres et les drains.

#### -La serie rouge.

A l'amont de la gorge, le substratum est constitué par des formations rouges, ce sont des silts argileux présentant de temps en temps des niveaux plus sableux. Ils sont utilisables comme remblai pour la digue en terre, et ils existent en quantité suffisante.

## Etude hydrologique

### 3-1- INTRODUCTION.

Le bassin oued CHERF est un sous bassin du bassin SEYBOUSE. Il est alimenté par plusieurs affluents, les plus importants sont: Oued cherf, oued Settara, et oued Tiffech.

L'oued principal prend sa source à une altitude de 1200m. Sa longueur est de 46 Km.

### 3-2- SOURCES DES DONNEES HYDROMETRIQUES.

La présence des 12 stations d'observations au niveau de l'amont et l'aval du bassin versant nous permet d'obtenir l'apport de l'oued avec une bonne précision.

#### - Stations d'observations

Stations	Numero	Nombre d'années
Sedrata	14-01-01	40
Ksar Sbahí	14-01-04	26
Bérriche	14-01-03	13
Sidi Rghela	14-01-07	04
Aion Settara	14-01-05	12
Ain Snob	14-01-06	04
Ain Badouche	14-01-09	03
Mta Cheikraba	14-01-13	03
Ain Beida	14-07-07	50
Abdi Mabrouk	14-02-04	42
Tamlouka	14-03-04	24
Ain Makhlouf	14-02-05	20

## MORPHOLOGIE

### 3-3- CARACTERISTIQUES HYDROLOGIQUES ET MORPHOLOGIQUES.

- Le bassin versant occupe une superficie de 1735 Km<sup>2</sup>
- Le périmètre du bassin versant est de 190 Km.
- La longueur du thalweg principal est 46 Km.
- Les altitudes max, moy, et min sont respectivement:

$$H_{\max} = 1635 \text{ m}$$

$$H_{\text{moy}} = 960 \text{ m}$$

$$H_{\min} = 692 \text{ m}$$

#### - Indice de compacité.

L'indice de compacité est calculé d'après la formule de GRAVELIUS:

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} = 0,28 \frac{190}{\sqrt{1735}} = 1,28$$

P: Périmètre du bassin versant (Km).

S: Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

#### - Rectangle équivalent.

##### - Longueur du rectangle équivalent:

$$L_r = \frac{K\sqrt{S}}{1,12} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K} \right)^2} \right)$$

- K<sub>c</sub>: Indice de compacité.

S: Superficie du bassin versant.

L<sub>r</sub>: Longueur du rectangle équivalent.

$$L_r = \frac{1,28\sqrt{1735}}{1,12} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{1,28} \right)^2} \right) = 70,7 \text{ Km}$$

##### - Largeur du rectangle équivalent:

$$l_r = \frac{S}{L_r} = \frac{1735}{70,7} = 24,5 \text{ Km}$$

S: Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

L<sub>r</sub>: Longueur du rectangle équivalent (Km).

l<sub>r</sub>: Largeur du rectangle équivalent (Km)

-Paramètre de Schum:

$$R_s = \frac{D}{L_a} = \frac{47}{42} = 1;12$$

D: Diamètre du cercle de superficie égale à celle du bassin versant(Km).

$$D = 2\sqrt{\frac{S'}{\pi}} = 2\sqrt{\frac{1735'}{3,14}} = 47 \text{ Km}$$

### 3-4- CARACTERISTIQUES DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE.

-Densité de drainage:

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

$\sum L_i$ : Longueur de tous les thalwegs(Km) =

-Coefficient de torrentialité:

$$C_t = D_d.F =$$

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

F: Coefficient de drainage

N: nombre de drains suivant la classification de Horton.

S: Superficie du bassin versant(Km<sup>2</sup>).

- Temps de concentration:

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

On détermine le temps de concentration(tc) à l'aide de la formule de GIANDOTTI .



$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5 L}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} = 18,7 \text{ Heures}$$

## \* Caracteristiques Hydrologiques et Morphologiques:

Paramètres	Symboles	Valeurs	
Superficie du bassin versant	S	1735	Km <sup>2</sup>
Périmètre du bassin versant	P	190	Km
Longueur du thalweg	L	46	Km
Altitudes	Hmax	1635	m
	Hmoy	960	m
	Hmin	692	m
Rectangle équivalent	Lr	70,7	Km
	lr	24,5	Km
Indice de compacité	Ke	1,28	/
Paramètre de Schum	Ra	1,12	/
Densité de drainage	Dd	1,04	
Coefficient de torrentialité	Ct	8,52	
Temps de concentration	tc	19	H

# CLIMATOLOGIE

## 3-5- CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES.

Le bassin est sous l'influence du climat des hauts plateaux la majeure partie du bassin versant appartient à une zone semi aride.

La température moyenne annuelle est de 16°.

Le sirroco est assez fréquent en été.

### -Evaporation:

La construction d'un barrage reservoir exige la connaissance de l'évaporation de l'eau en surface libre afin de pouvoir calculer les pertes par évaporation.

Au niveau du bassin versant on dispose d'une station de mesure de l'évaporation qui possède une durée d'observation importante.

Les valeurs d'évaporation sont données dans le tableau suivant.

### -Evaporation mensuelle sur la retenue:

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A	Total
Evap %	11	8	4	4	5	5	5	6	9	12	15	16	100
Evap <sub>mm</sub>	132	96	48	48	60	60	60	72	108	144	180	192	1200

La repartition mensuelle de l'évaporation fait apparaître que 63% des pertes d'eau par évaporation se font entre Mai et Septembre.

A cause de climat secs sur le plateau et à cause de l'ouverture de la retenue aux vents secs des hauts plateaux on a enregistré une moyenne de 1500mm Bac Colorado à Foun El Khanga. L'évaporation sur nappe libre est approximativement 80% = 1200mm.

## Etude hydrologique

### -Précipitation:

#### -Précipitation moyenne inter-annuelle:

La pluviométrie moyenne inter-annuelle est estimée par la méthode d'analyse à 480 mm.

Cette analyse a fait apparaitre une évolution de la pluviométrie avec l'altitude de l'ordre de 50 mm tous les 100 m .

Pour notre cas l'altitude moyenne est de 960 m, donc

$$\bar{p} = 480 \text{ mm}$$

L'utilisation de la serie d'observation nous a permis d'obtenir une valeur de la pluviometrie moyenne inter-annuelle de :

$$\bar{P} = 478 \text{ mm}$$

On adopte cette derniere valeur ( $\bar{P} = 478 \text{ mm}$ ) car elle se base sur l'observation.

#### -Répartition mensuelle des précipitation:

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A	Total
Précipitation(mm)	29	38	48	62	72	53	48	45	43	24	5	14	478
Précipitation(%)	6	8	10	13	15	11	10	9	9	5	1	3	100

#### -Pluies maximales journalières:

La pluie maximale journalière pour les differentes fréquences est déterminée à partir des données  $P_{24}$  relatives à des stations situées dans le bassin versant de Foun el Khanga.

-Station de Sedrata 45 valeurs de  $P_{24}$ .

-Station de Ksar Sbahi 26 valeurs de  $P_{24}$ .

-Tableau représentant les hauteurs de la pluie max journalière pour la station de Sedrata.

ANNEE	P <sub>24</sub>	ANNEE	P <sub>24</sub>	ANNEE	P <sub>24</sub>	ANNEE	P <sub>24</sub>
13-14	21,5	25-26	37,5	/	/	/	/
14-15	45	/	/	47-48	36,4	61-62	15
15-16	124,6	31-32	40	48-49	34,6	62-63	47,5
16-17	53,3	32-33	24	49-50	20,1	63-64	19,5
17-18	43,9	33-34	34,9	50-51	36	64-65	13,5
18-19	48,6	34-35	46,1	51-52	23,3	65-66	26,5
19-20	36,6	35-36	18,6	52-53	46,2	66-67	27
20-21	31,4	36-37	27,1	53-54	63,5	67-68	60
21-22	33,1	37-38	19,1	54-55	35	68-69	22
22-23	31,8	38-39	36	55-56	46,3	69-70	43,3
23-24	24,4	39-40	45,1	56-57	48,4	/	/
24-25	27,9	40-41	63,5	57-58	48,5	/	/
/	/	41-42	26,8	58-59	26,5	/	/

La pluie max.journaliere à la station de Sedrata est distribuée suivant la loi.

$$P_{24} = \frac{1}{\alpha} U + \beta$$

U: Variable aléatoire.

## Etude hydrologique

$$U = -\ln(-\ln(\frac{T-1}{T}))$$

T: Période de retour en année.

Les paramètres  $\alpha$  et  $\beta$  sont déterminés par les formules statistiques suivantes:

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{\mu_y}$$

$\sigma_y$ : valeur déterminée à partir du tableau (8.2 de Kite 1978) en fonction de nombre d'année. (Y=45).

$\mu_y$ : Ecart type de la serie d'observation.

-Détermination du parametre  $\beta$ :

$\mu$ : Moyenne arithmétique de la serie d'observation.

$\mu_y$ : Valeur déterminée à partir du tableau (8.2 Kite 1978).

$$\mu = \frac{\sum X_i}{n} = \frac{1679,9}{45} = 37,331 \text{ mm}$$

$$n=45 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{aligned} \mu_y &= 0,5463 \\ \sigma_y &= 1,1518 \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 = 18,3517 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{\mu_y} = \frac{1,1518}{0,5463} = 2,1084 \quad \frac{1}{\alpha} = 0,4743$$

$$\beta = \mu - \mu_y \cdot \frac{1}{\alpha} = 37,331 - 0,5463 \cdot 2,1084 = 34,076$$

Donc la distribution de  $P_{24}$  pour la station de Sedrata sera:

$$P_{24} = 15,933 \cdot U + 28,626$$

## APPORTS

-Tableau représentant les hauteurs de la pluie max. journaliere pour la station de Ksar Sbahi:

ANNEE	$P_{24}$ mm	ANNEE	$P_{24}$ mm	ANNEE	$P_{24}$ mm	ANNEE	$P_{24}$ mm
32-33	21	39-40	47,6	49-50	36	75-76	21,6
33-34	35	40-41	75	50-51	32	77-78	26,4
34-35	40	41-42	31	51-52	32,5	78-79	67,7
35-36	39	42-43	20	52-53	33,1	79-80	36,5
36-37	45	/	/	53-54	24,4	80-81	30,3
37-38	20	47-48	51	/	/	81-82	17,3
38-39	74	48-49	36	74-75	45,2	82-83	20,8

La pluie max. journalière à la station de Ksar Sbahi est distribuée suivant la loi:

$$P_{24} = \frac{1}{\alpha} U + \beta$$

U: Variable aléatoire.  $U = -\ln(-\ln(\frac{T-1}{T}))$

T: Période de retour en année.

Les paramètres  $\alpha$  et  $\beta$  sont déterminés par les formules suivantes:

$$\alpha = \sigma_y / \beta \qquad \beta = \mu - \mu_y / \alpha$$

$\mu$ : Moyenne arithmétique de la série d'observation.

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} = \frac{958,4}{26} = 36,8615 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_y = 1,0956 \\ \mu_y = 0,532 \end{array} \right\} \text{ d'après le tableau (8.2 de Kite 1978)}$$

$\sigma$ : Ecart type de la série d'observation.

## Etude hydrologique

$$\sigma = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 = 15,935 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{6y/\sigma}{15,935} = \frac{1,0956}{15,935} = 0,0687$$

$$\frac{1}{\alpha} = 14,544$$

$$\beta = 36,861 - 0,532 \cdot 14,544 = 29,124$$

Donc la dimension de  $P_{24}$  pour la station de Ksar Sbahi sera:

$$P_{24} = 14,544U + 29,124$$

-Tableau récapitulatif de  $P_{jmax}$  pour les différentes fréquences:

Période de retour	$U = -\ln(-\ln(\frac{T-1}{T}))$	$P_{jmax}$ : Sedrata mm	$P_{jmax}$ : Ksar Sbahi mm	Moyenne mm
2	0,3665	37,3	36,9	37,1
10	2,2504	64,5	61,9	63,2
100	4,6001	101,9	96,0	99,0
1000	6,9073	133,7	129,6	134,2

# APPORTS

## 3-6- CALCUL DE L'APPORT LIQUIDE.

D'après les données mentionnées au tableau ci-après des apports mensuels on a calculer un apport moyen annuel de l'ordre de 29,43 Hm<sup>3</sup>.

ANNEE	S	O	N	D	J	F	M <sub>s</sub>	A	M	J <sub>n</sub>	J <sub>t</sub>	A <sub>t</sub>	$\bar{A}$ Hm <sup>3</sup>
71 - 72	4,539	5,826	0,6834	0,9309	9,467	3,95	2,454	8,033	3,325	0,7386	0,3497	0,3005	40,42
72 - 73	1,839	2,825	1,068	1,967	12,37	7,493	31,61	8,430	3,990	2,319	1,532	2,093	77,53
73 - 74	1,317	1,407	1,113	1,859	2,293	2,585	2,305	2,124	1,150	0,7096	0,5512	0,3216	17,73
74 - 75	1,314	0,7949	0,9331	1,121	1,037	3,982	2,059	2,217	1,729	0,4689	0,1279	0,2101	16,00
75 - 76	1,750	0,3116	0,5181	0,7639	1,121	1,484	3,130	1,623	2,109	0,7988	3,534	0,2925	17,44
76 - 77	0,7652	2,934	1,5200	4,340	4,813	2,407	2,900	2,053	6,808	4,689	0,0712	0,7035	34,01
77 - 78	0,3664	0,2961	1,015	0,2771	0,8836	3,707	0,9526	4,570	0,7103	0,3872	0,054	0,9413	14,16
78 - 79	0,325	0,991	0,085	0,093	0,093	0,126	0,105	4,434	0,136	0,119	0,071	0,052	6,632
79 - 80	3,472	3,676	3,368	3,450	3,491	3,421	5,342	4,572	3,471	2,462	0,517	0,06	37,24
80 - 81	3,280	1,008	0,290	3,500	3,941	3,402	1,538	0,989	0,277	0,674	0,111	0,105	19,116
81 - 82	1,637	1,159	1,209	1,560	1,649	2,292	3,682	3,751	5,954	2,797	1,981	1,758	29,43
82 - 83	2,382	3,100	4,320	5,633	6,128	4,299	5,564	3,621	2,748	1,850	1,604	2,255	43,504
83 - 84	1,915	2,027	1,344	2,125	3,941	3,262	5,134	3,868	2,701	1,501	0,875	0,753	29,43
84 -	4,460	6,890	4,560	7,220	13,89	11,09	17,45	13,14	9,18	5,100	2,970	2,56	100

Pour le calcul des apports, on a aussi eu recours à des formules empiriques valable pour l'étude des apports en Algérie.

Ces formules sont généralement liées à des paramètres climatiques et hydrologiques.



---

## Etude hydrologique

---

### - Utilisation des formules empiriques:

#### a) Formule de SAMIE :

$$Le = \bar{P}^2 (293 - 2,2 \sqrt{9}) = 46;01 \text{ mm}$$

$$\bar{A} = Le \cdot S \cdot 10^3 = 79,82 \text{ Hm}^3.$$

Le : lame d'eau écoulée en (mm)

$\bar{P}$  : Pluie moyenne inter-annuelle en (m)

S : Superficie du bassin versant en ( $\text{Km}^2$ )

$\bar{A}$  : Apport moyen inter-annuelle ( $\text{Hm}^3$ )

#### b) Formule de TURC :

$$Le = \bar{P} - \frac{\bar{P}}{\sqrt{0,9 + \bar{P}^2 / L^2}}$$

L : variable thermique :  $L = 300 + 25 T + 0,05 T^3 = 904,8$

T = 16°c

$\bar{P}$  : Pluie moyenne inter-annuelle (mm)

$$Le = 478 - \frac{478}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{478}{904,8}\right)^2}} = 37,8 \text{ mm}$$

$$\bar{A} = Le \cdot S \cdot 10^3 = 65,57 \text{ Hm}^3$$

#### c) Formule dite Algérienne :

$$Le = \bar{P} (1 - 10^{-K\bar{P}^2})$$

K : Coefficient qui dépend de la surface du bassin versant.

$$K = 0,18 - 0,01 \ln S = 0,105$$

$\bar{P}$  : Precipitation moyenne annuelle (m)

Le: Lame d'eau écoulée (mm)

$$Le = 25,68 \text{ mm}$$

$$\bar{A} = Le \cdot S \cdot 10^3 = 44,5 \text{ Hm}^3$$

## APPORTS

### Conclusion:

Etant donné que les valeurs obtenues à l'aide des formules empiriques présentent une variation considérable, on voit qu'il est préférable de tenir compte des valeurs obtenues à l'aide des observations.

- Valeurs adoptées pour l'étude :  $L_e = 19,02 \text{ mm}$

$$\bar{A} = 3310^6 \text{ m}^3$$

M E T H O D E	$L_e \text{ mm}$	$\bar{A} \text{ Hm}^3$
Observation à Foum El Khanga (12ans)	17,21	29,86
Formule de SAMIE	46,01	79,82
Formule de TURC	37,8	65,57
Formule dite Algerienne	25,68	44,5
Corrélation à (Foum El Khanga)-à (Ain Beida) (59ans)	19,07	33,1
Corrélation à (Foum El Khanga)-à (Bou Chegour) (18ans)	19,28	33,46
Valeurs adoptées pour l'étude	19,02	33

### - Module de l'écoulement :

$$M_e = \frac{\bar{A}}{T}$$

$\bar{A}$  : apport moyen inter-annuel  $\text{Hm}^3$

T : Période annuelle  $T = 31,510^6 \text{ s}$

$$M_e = \frac{3310^6}{31,510^6} = 1,04 \text{ m}^3/\text{s} = 1040 \text{ l/s}$$

## Etude hydrologique

- Module découlement relatif :

$$M_r = \frac{M_e}{S} = (1/s.Km^2) \quad M_e : \text{module d'écoulement } [m^3/s]$$
$$S : \text{Superficie du bassin versant } [Km^2]$$
$$M = \frac{1040}{1735} = 0,6 (1/s.Km^2)$$

- Coéfficient de variation :

L'application de certaines formules empiriques, nous permet d'évaluer le coéfficient de variation.

a) Formule de SKOLOVSKI - CHEVLEV:

$$C_v = 0,78 - 0,291 \ln M_e - 0,0063 \ln (s+1) = 0,72$$

-  $M_e$  : module de l'écoulement ( $m^3/s$ )

-  $S$  : superficie du bassin versant ( $Km^2$ )

b) Formule de PRADOUN :

$$C_v = \frac{0,93}{M_v^{0,23}} - K = 0,73$$

$K$  : Coéfficient de réduction = 0,25

$M_v$  : module relative d'écoulement

c) Formule de UKRIVIPRODHOZ

$$C_v = \frac{0,7}{M_v^{0,125}} = 0,74$$

$M_v$  : module relatif de l'écoulement  
( $1/s \cdot Km^2$ )

## APPORTS

### D) Méthode statistique.

A l'aide de la série d'observation, on calcul le coefficient de variation par la formule suivante:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (K_i - 1)^2}{n - 1}}$$

Année	A	$K_i = A/\bar{A}$	$K_i - 1$	$(K_i - 1)^2$
1	40,420	1,37	0,37	0,137
2	77,530	2,63	1,63	2,657
3	17,530	0,59	-0,41	0,168
4	16,000	0,54	-0,46	0,211
5	17,440	0,59	-0,41	0,168
6	34,010	1,15	0,15	0,022
7	14,160	0,48	-0,52	0,270
8	6,632	0,22	-0,78	0,608
9	37,240	1,26	0,26	0,067
10	19,116	0,65	-0,35	0,122
11	29,430	1,00	0,00	0,000
12	43,504	1,48	0,48	0,230

$$\bar{A} = 29,43$$

$$= 4,66$$

$$C_v = 0,65$$

Pour notre étude on adopte la valeur de  $C_v = 0,65$ , car cette dernière est calculée à l'aide de la série d'observation;

**-3-7- PREDETERMINATION DES CRUES :**

Dans le but de dimensionnement des ouvrages, l'étude des crues des fréquences exceptionnelles s'est avérée nécessaire pour cela on utilisé plusieurs méthodes.

**- Utilisation de la formule de MAILLET - GOUTHIER :**

$$Q_{\max p\%} = 2 K \log (1+A\bar{P}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}$$

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

-  $\bar{P}$ : précipitation moyenne annuelle (m).

- S: superficie du bassin versant ( $Km^2$ ).

- L: longueur du taluweg (Km).

K,A: coefficient topographique et climatique des bassin versant

A = 20 : 25

K = 2 : 3

on prend : A = 22 , K = 2

**-Résultats :**

Fréquence	0,1	0,01	0,001
$Q_{\max} (m^3/s)$	1440	2606	3392

**- Résultats à partir de la courbe expérimentale sur les Oueds d'Algérie**

Fréquence	0,1	0,01	0,001
$Q_{\max} (m^3/s)$	/	2250	3154

# PREDETERMINATION DES CRUES

## - Utilisation de la méthode synthétique :

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

La méthode de l'hydrogramme synthétique permet de calculer les débits de crues instantanés de différentes fréquences, en admettant les hypothèses suivantes :

- a) l'averse génératrice de la crue se répartit uniformément sur le bassin versant.
- b) La vitesse de transfert de la crue est constante.
- c) La pluie efficace peut être calculer à partir d'une réduction de perte par rétention

## - Vitesse moyenne de transfert

$$V = \frac{L}{T_c} = \frac{46}{20} = 2,3 \text{ Km/h} \quad L: \text{ longueur de talweg (Km)}$$

$$= 0,64 \text{ m/s}$$

$T_c$ : temps de concentration (heures)

## - Hauteur de la pluie de courte durée, de fréquence (P)

$$\frac{H_{t(p)}}{H_{24}} = \left(\frac{t}{24}\right)^b$$

b) exposant climatique.  $b = 0,3$

## - Intensité efficace de la pluie de durée (t) et de fréquence (p)

$$I_{\text{eff},t,p} = \frac{P_{\text{max}(t,p)} - D(t)}{t}$$

$P_{\text{max}}(t,p)$ : pluie max de durée (t) et de fréquence (p)

$D(t)$ : déficit de l'écoulement en fonction du temps :

Pour la première heure le déficit est estimé à 15 mm et augmenté de 0,5 mm chaque heure qui suit.

## - Débit max de crue instantanée :

$$Q_{\text{max}(t,p)} = \frac{I_{\text{eff}(t,p)} \cdot S_c}{3,6}$$

$S_c$  : surface conditionnante ( Km<sup>2</sup>).



# PREDETERMINATION DES CRUES

TABLEAU RECAPITULATIF DES DIFFERENTES METHODES :

F R E Q U E N C E S	0,1	0,01	0,001
Formule de MAILLET - GAUTIER	1440	2606	3392
Courbe expérimentale sur les oueds Algériennes	/	2250	3154
Courbe de Chaumont	930	1225	2606
Courbe Enegro Projekt	/	/	2626
Méthode Synthétique	935	1778,4	2607

Valeurs adoptées: (m<sup>3</sup>/s)                      950                      1960                      2800

## Hydrogramme des crues.

La détermination de l'hydrogramme de crue dépend du temps de base qui est en fonction de la capacité de drainage du bassin.

Pour notre cas le temps de base est égal à 3 fois le temps de concentration, car le bassin est mal drainé, a cause du petit nombre d'affluents.



# Etude hydrologique

t (%)	Qi/Qmax	Q <sub>0.1</sub> m <sup>3</sup> /s	Q <sub>0.01</sub> m <sup>3</sup> /s	Q <sub>0.001</sub> m <sup>3</sup> /s
1	0,0028	2,66	5,5	7,8
2	0,044	10,45	21,5	30,8
3	0,025	23,75	49,0	70,0
4	0,044	44,80	82,2	123,2
5	0,069	65,55	135,2	193,2
6	0,100	95,00	196,0	280,0
7	0,136	129,20	266,5	380,8
8	0,180	171,00	352,8	504,0
9	0,220	209,00	434,2	616,0
10	0,280	266,00	548,8	784,0
11	0,330	313,50	646,8	924,0
12	0,400	380,00	784,0	1120,0
13	0,470	446,50	924,2	1360,0
14	0,540	513,00	1058,4	1512,0
15	0,620	589,00	1215,2	1736,0
16	0,710	674,50	1394,6	1988,0
17	0,800	760,00	1568,0	2240,0
18	0,900	855,00	1764,0	2520,0
19	1,000	950,00	1960,0	2800,0
20	0,923	876,80	1809,1	2584,4
21	0,850	807,5	1666,0	2380,0
22	0,781	744,90	1530,7	2186,8
23	0,716	680,20	1403,3	2004,8
24	0,655	622,20	1283,8	1834,0
25	0,597	567,10	1170,1	1674,6
26	0,543	515,80	1064,3	1520,4
27	0,490	465,60	960,4	1372,0
28	0,440	418,00	862,4	1232,0
29	0,400	380,00	784,0	1120,0

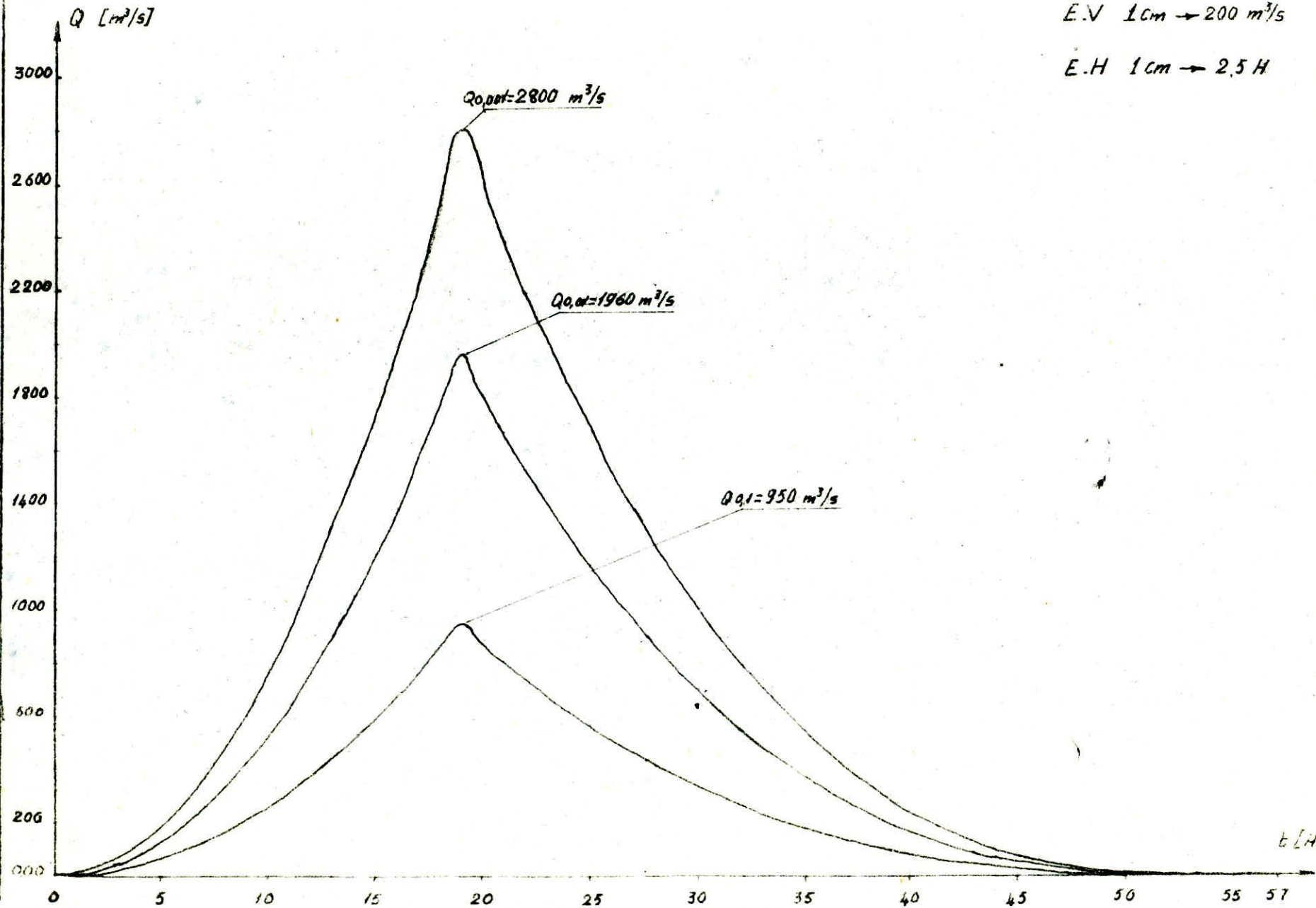
t (%)	Qi/Qmax	Q <sub>0.1</sub> m <sup>3</sup> /s	Q <sub>0.01</sub> m <sup>3</sup> /s	Q <sub>0.001</sub> m <sup>3</sup> /s
30	0,360	342,00	705,6	1008,0
31	0,320	304,00	627,2	896,0
32	0,285	270,70	558,6	798,0
33	0,252	239,40	493,9	705,6
34	0,222	210,90	435,1	621,6
35	0,194	184,30	380,2	543,2
36	0,168	159,60	329,3	470,4
37	0,145	137,70	284,2	406,0
38	0,125	118,70	245,0	350,0
39	0,106	100,70	207,7	296,8
40	0,089	84,50	174,4	249,2
41	0,074	70,30	145,0	207,2
42	0,061	57,95	119,5	170,8
43	0,050	47,50	98,0	140,0
44	0,040	38,00	78,4	112,0
45	0,031	29,40	60,7	86,8
46	0,024	22,80	47,0	67,2
47	0,018	17,10	35,3	50,4
48	0,013	12,30	25,5	36,4
49	0,009	8,50	17,6	25,2
50	0,006	5,70	11,7	16,8
51	0,004	3,80	7,8	11,2
52	0,0022	2,10	4,3	6,16
53	0,0011	1,04	2,1	3,08
54	0,0005	0,47	1,0	1,40
55	0,00014	0,13	0,3	0,39
56	0,000018	0,017	0,035	0,05
57	0,000	0,000	0,000	0,000

Hydrogramme des Crues

E.V 1cm → 200 m<sup>3</sup>/s

E.H 1cm → 2.5 H

COMPARAISON DES CRUES



t [h]



## SEDIMENTATION

### 3-8- DETERMINATION DU TAUX DE SEDIMENTATION

Les caractères lithologiques et topographiques se complètent pour favoriser un ruissellement avec une érosion importante, la végétation est minime. Ceci favorise la dégradation du sol.

Pour approcher le chiffre du taux d'abrasion différentes méthodes ont été utilisées.

#### a) Utilisation des formules empiriques :

##### - Formule de TIXERONT :

Cette formule se base sur la répartition de la superficie du bassin versant en fonction de sa perméabilité.

25% de la superficie du bassin se trouve dans un terrain à perméabilité moyennement élevée.

75% de la superficie du bassin se trouve dans un terrain à perméabilité moyennement faible.

R : lame d'eau écoulée = 19,02 mm.

$$\begin{array}{lll} \text{Ta} = 75.R^{0,15} & \text{pour } 25\% & \text{Ta} = 0,25.75.R^{0,15} = 29,16 \text{ t/Km}^2/\text{an} \\ \text{Ta} = 350.R^{0,15} & \text{pour } 75\% & \text{Ta} = 0,75.350.R^{0,15} \\ & & = 408,33 \text{ t/Km}^2/\text{an} \end{array}$$

Le taux d'abrasion du bassin versant sera:

$$\text{Ta} = 29,16 + 408,33 = 437,5 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

##### - Formule de FOURNIER:

Cette formule estime le taux d'abrasion à partir des données pluviométriques.

$$\text{Ta} = 27,12 \frac{P^2}{P} - 475,4$$

## Etude hydrologique

Cette formule est valable pour les bassins versants à relief peu accentué ou le rapport:

$$\frac{P^2}{\bar{P}} \geq 17,5$$

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

Cette formule s'applique aux bassins versants à relief accentué sous l'influence d'un climat semi aride, ou le rapport:

$$\frac{P^2}{\bar{P}} < 17,5$$

P: Pluviométrie moyenne des mois les plus arrosés (mm).

$\bar{P}$ : Pluviométrie moyenne inter-annuelle en (mm).

$$\frac{P^2}{\bar{P}} = 10,25$$

$$Ta = 203,12 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

-Détermination du taux d'abrasion en distinguant les zones géomorphologiques principales du bassin à Madjer Amar I.

Désignation	Surface	Taux
A-Hautes plaines: Sediments quaternaires limités par des massifs Marno-Calcaires	1735	300
B-Plaine de Tamlouka: Sédiments quaternaires comme zone A, pente globale plus forte, massif Marno-calcaire plus grand que A.	660	400
C-Partie aval: Massif de grès, flanqué par massif de Marne sur le massif gréseux: Forêts et broussailles	270	150
Total à M.A.I	2900	284

## SEDIMENTATION

Vue que le bassin versant de Foum El Khanga est constitué en majeure partie par la zone A, cela conduit à un taux d'abrasion de  $300 \text{ t/Km}^2/\text{an}$ .

### - Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus par les Différentes Méthodes.

PROCEDES	TAUX D'ABRASION $\text{t/Km}^2/\text{an}$
Formule de Tixeront	437,5
Formule de Fournier	203,12
Données de mesure	300
Moyenne	313,5

### - Volume occupé par les Sédiments :

Avec une durée de vie pour le barrage de 30 ans, et une superficie du bassin versant de  $1735 \text{ Km}^2$ , avec un taux de sédimentation de  $300 \text{ t/Km}^2/\text{an}$ , l'apport solide est :

$$V_m = \frac{T_a \cdot T \cdot S}{\delta'} = \frac{300 \cdot 1735 \cdot 30}{1} = 15615000 \text{ m}^3 \approx 16 \text{ Hm}^3$$

$T_a$  : taux de sédimentation  $[\text{t/Km}^2/\text{an}]$ .

$T$  : durée de vie du barrage (ans).

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

$\delta'$  : poids spécifique  $[\text{t/M}^3]$ .

---

## Etude hydrologique

---

Le volume occupé par les sédiments dépend du poids spécifique des dépôts, malheureusement la notion de poids spécifique offre des incertitudes, parceque les matériaux constitutants ont une nature géologique hétérogène et le poids spécifique varie avec la granulométrie compte tenu de ces incertitudes, on a adopté une valeur prudente de  $1 \text{ t/m}^3$  comme poids spécifique des sédiments.

Remarque :

Ainsi le volume occupé par les sédiments après 30 ans d'exploitation serait au maximum  $16 \text{ Hm}^3$ , en supposant que tous les sédiments soient retenus dans la retenue.

En tenant compte de l'évacuateur de fond qui sera utilisé hors des crues très chargées, on peut dire que ce volume mort correspond à une durée de vie du barrage supérieure à 30 ans.

Ce volume correspond à une hauteur de 31m d'après la combe capacité - surface.

d'on le niveau mort de la retenue sera :

$$N V M = 692 + 31 = 723.$$

## VOLUMETRIE DE LA RETENUE

### 3-9- Caracteristique volumetrique de la retenue :

La superficie du réservoir a été planimentée pour différentes abtitudes à partir des relevés topographiques au 1:5000 dans le but d'établir les courbes caracteristiques de la retenue qui seront considerées pour le calcul du remplissage de la cuvette.

- Les surfaces élémentaires correspondantes à chaque couche sont :

$$S_{ei} = \frac{2}{3} S_{pi} \qquad S_{ei+1} = \frac{S_{pi} + S_{pi+1}}{2}$$

- Les volumes élémentaires sont obtenus par :

$$\Delta V_{i+1} = S_{ei+1} \cdot \Delta H_{i+1} \qquad \Delta H_i : \text{différence entre deux courbes successives}$$

- Le volume retenue par chaque couche est :

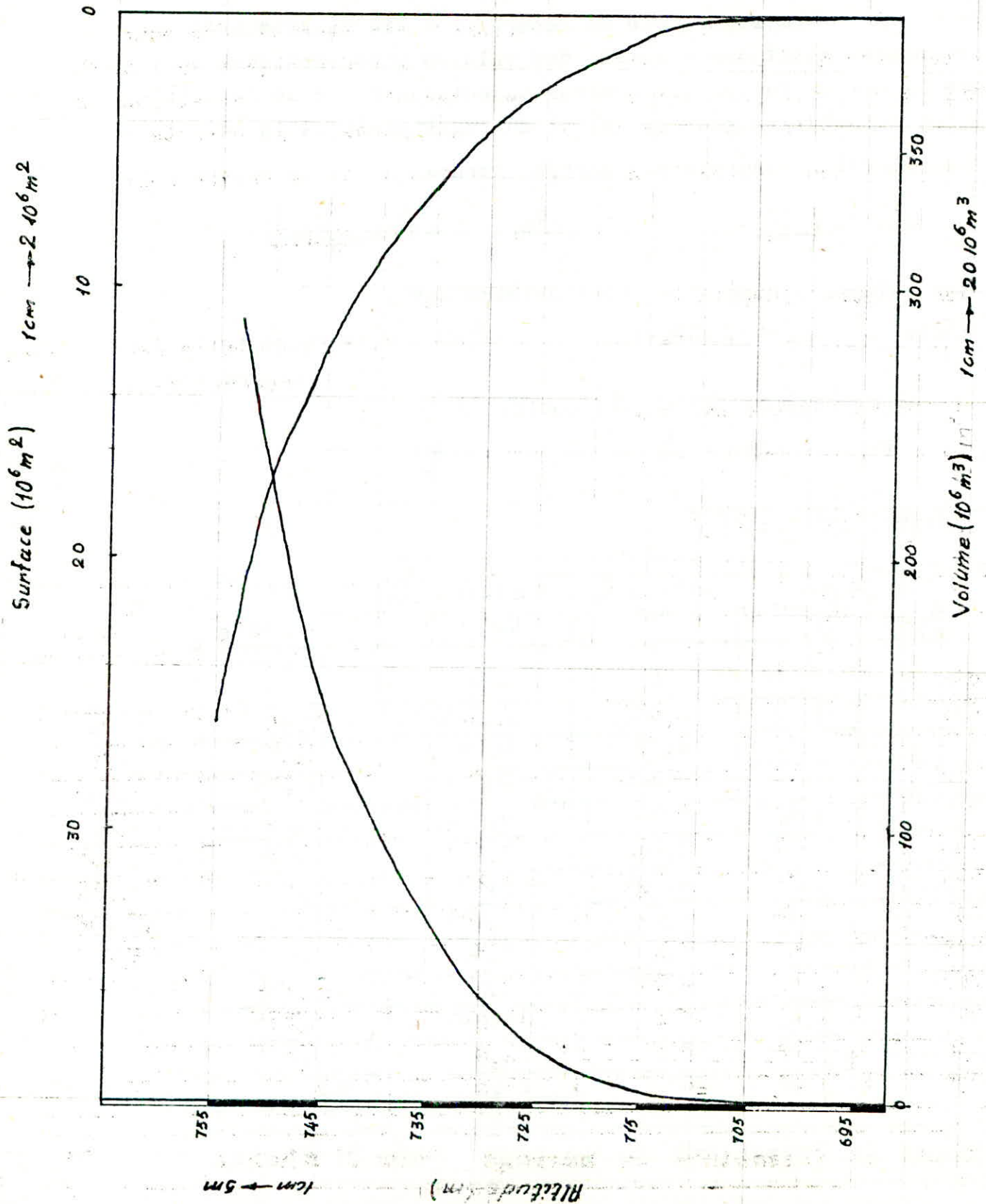
$$V_{v_{i+1}} = \Delta V_{v_i} + \Delta V_{v_{i+1}} \qquad V_{v_i} = V_i$$

- TABLEAU REDAPUTILATIF :

Cotes (m)	Hauteur Partielle (m)	Cum(m)	Surface $S_p$ Km <sup>2</sup>	Surface $S_e$ Km <sup>2</sup>	$\Delta V$ 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	$V_v$ 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
692	0	0	0	0	0	0
695	3	3	0,020	0,0133	0,04	0,04
705	10	13	0,17	0,095	0,95	0,99
710	5	18	0,204	0,178	0,935	1,925
715	5	23	0,72	0,462	2,31	4,235
720	5	28	1,645	1,182	5,91	10,145
725	5	33	2,704	2,174	10,87	21,015
730	5	38	4,28	3,492	17,46	38,475
735	5	43	6,4	5,34	26,7	65,175
740	5	48	8,95	7,675	38,375	103,55
745	5	53	12,4	10,675	53,375	156,925
750	5	58	17,2	14,8	74,0	230,925
755	5	63	26	21,6	108	338,925



# Etude hydrologique



---

## REGULARISATION

---

### 3-10- REGULARISATION :

#### - Généralité :

Le but principal de la construction du barrage FOUH EL KHANGA sur l'oued CHERF est satisfaction des besoins en AEP des villes de SEDRATA et AIR BELDA, et l'irrigation des périmètres situés à l'amont et à l'aval de ce barrage.

#### - Besoins en AEP :

Il est nécessaire de déterminer le nombre d'habitants des deux villes à l'horizon 2016, c'est à dire une période de 30 ans à partir de l'année 1986.

$$P_n = P_0 \left( 1 + \frac{P}{100} \right)^n$$

$P_n$  : population future (  $n = 30$  ans ).

$P_0$  : population actuelle

$\frac{P}{100}$  : taux d'accroissement moyen par an  $P/100 = 3,4\%$

à cause de l'insuffisance des ressources en eau et l'augmentation de la demande (confrontation ressources - besoins), le ministère de l'hydraulique a adopté une dotation de 150 l/hab/j pour tous le territoire.

- Donc on fixe une dotation de 150 l/j/hab pour les deux agglomérations.

- la demande en eau pour l'industrie, est estimée à 50 l/s pour le total des deux villes.

- les pertes totales sont estimées à 20% du débit consommé.

## Etude hydrologique

CONSOMMATEURS	SEDRATA		AIN EL BEIDA	
	1986	2016	1986	2016
Nombre d'habitants	36635	99888	64198	175040
- Besoins domestiques L/S	63,6	173,42	111,45	303,89
- Pertes totales estimées à (20%) L/s	12,72	34,68	22,29	60,77
- Industrie L/S	10	20	15	30
- Autres besoins publics L/S	2	4	3	7
<b>TOTAL L/S</b>	<b>88,32</b>	<b>232,1</b>	<b>151,74</b>	<b>407,66</b>

Le débit estimé pour l'alimentation des deux villes est :

$$Q_{2016} = 232,1 + 407,66 = 639,76 \text{ l/s} = 0,634 \text{ m}^3/\text{s}$$

Qui correspond à un volume annuel de :  $19,98 \text{ Hm}^3/\text{an}$

$$20 \text{ Hm}^3/\text{an}$$

### Irrigation :

La satisfaction de la demande en AEP est considéré comme étant prioritaire, on essaye néanmoins de livrer un maximum pour l'irrigation.

### Modulation de la demande :

LOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	JE	A	TOTAL
IRRIGATION	9	3	-	-	-	-	4	10	15	9	21	19	100%
A E P	9	8	8	8	8	8	8	8	8	9	9	9	100%

## REGULARISATION

A cause de l'irrégularité des apports il est nécessaire de faire une régularisation inter-saisonnière et une régularisation inter-annuelle, pour satisfaire la demande pour cela on considère au moins une année sur cinq de sécheresse, c'est à dire 2 années sur 10 où l'apport est nul.

Pour éviter une pénurie pendant l'année de sécheresse, il est nécessaire de faire une zone de réserve, pour cela on doit procéder à une régularisation année par année.

Pour répondre à la demande pendant la période de sécheresse, il est nécessaire qu'à la fin de la 4<sup>ème</sup> année, on aura un volume de réserve égale au volume de la demande pour une année.

### Procédé de CALCUL:

En considérant un taux de régularisation optimal pour l'AEP qui est prioritaire sur l'irrigation de l'ordre de 90%, 95% pour l'AEP, est 60%, 80% pour l'irrigation, on détermine le volume régularisé :

La consommation total est déterminée en fonction :

- Consommation en AEP des villes de Ain El Beida et Sédrata 20 Mm<sup>3</sup>.
- Consommation par l'irrigation 10 Mm<sup>3</sup>
- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

Ayant l'apport du premier mois, on détermine à l'aide de la courbe capacité surface, la surface inondée, en tenant compte que le point de départ sera le niveau du volume mort et coïncide avec la période humide.

A partir des tableaux de régularisation on a obtenu un niveau normal à la cote : 729,7 qui correspond à un volume utile de 36,87106 m<sup>3</sup>.

IRRIGATION → 80%

$$V_{\text{Bésoin Irrig.}} = \frac{10 \times 80}{100} = 8 \text{ Hm}^3$$

R.E.P → 95%

$$V_{\text{Bésoin R.E.P}} = \frac{20 \times 95}{100} = 19 \text{ Hm}^3$$

Mois	APPORTS Hm <sup>3</sup>	SURFACE Kha	EVAPOR. mm	INFILT. mm	V. évap. Hm <sup>3</sup>	V. infilt. Hm <sup>3</sup>	BESOINS		Σ Des Besoins	ΔV Hm <sup>3</sup>	1 <sup>ère</sup> Année	
							R.E.P Hm <sup>3</sup>	Irrig. Hm <sup>3</sup>			Volume fin du mois Hm <sup>3</sup>	CÔTES
Jr	4,41	2,72	50	15,4	0,153	0,044	1,52	-	1,73	2,63	18,68	724,1
F	3,66	2,83	50	18,5	0,165	0,052	1,52	-	1,74	1,92	20,60	724,8
M	5,76	3,20	50	17,3	0,192	0,055	1,52	0,32	2,98	3,67	24,27	726,2
A	4,33	3,40	72	15,2	0,245	0,052	1,52	0,30	2,51	1,71	26,00	726,8
M	3,03	3,41	108	12,0	0,358	0,041	1,52	1,20	3,13	-0,07	26,00	727,0
Jb	1,58	3,20	144	10,4	0,461	0,035	1,71	1,52	3,12	-2,04	23,85	725,3
Jb	0,98	3,00	108	13,2	0,324	0,041	1,71	1,66	3,75	-2,77	21,08	725,4
As	0,85	2,80	192	12,6	0,387	0,055	1,71	1,52	3,82	-2,97	18,11	724,5
S	2,14	2,70	132	12,5	0,356	0,052	1,71	0,72	2,94	-0,69	17,41	724,3
O	2,27	2,60	95	20,2	0,240	0,052	1,52	0,24	2,06	0,27	17,52	724,4
N	1,51	2,55	48	16,3	0,122	0,043	1,52	-	1,58	-0,17	17,44	724,4
D	2,38	2,52	48	17,2	0,125	0,045	1,52	-	1,69	0,99	18,13	724,7

REGULARISATION

Etude de faisabilité du barrage Feum El Khanga

											2 <sup>ème</sup> Année	
Mois	APPORTS Hm <sup>3</sup>	SURFACES Km <sup>2</sup>	EVAPOR. mm	INFILT. mm	V. évap. Hm <sup>3</sup>	V. infilt. Hm <sup>3</sup>	BESOINS R.E.P. Hm <sup>3</sup>	BESOINS Irrig Hm <sup>3</sup>	Σ des Besoins	ΔV Hm <sup>3</sup>	Volume Fin du mois Hm <sup>3</sup>	COTES
J	4,44	2,85	60	16,4	0,174	0,046	1,52	—	1,74	2,67	20,81	724,8
F	3,66	3,00	60	18,5	0,180	0,055	1,52	—	1,75	1,90	22,71	725,5
M	5,76	3,40	60	17,5	0,204	0,059	1,52	0,32	2,10	3,65	26,37	726,8
A	4,33	3,50	72	15,2	0,252	0,053	1,52	0,80	2,62	1,70	28,07	727,2
M	3,03	3,55	108	12,0	0,383	0,042	1,52	1,20	3,14	- 0,11	27,96	727,2
Jn	1,68	3,44	144	10,4	0,495	0,036	1,71	1,52	3,76	- 2,08	25,88	726,6
Jé	0,98	3,20	108	13,2	0,345	0,042	1,71	1,68	3,78	- 2,79	23,09	725,7
As	0,95	2,90	192	12,6	0,557	0,057	1,71	1,52	3,84	- 3,00	20,08	724,7
S	2,14	2,80	132	19,5	0,369	0,054	1,71	0,72	2,35	- 0,71	19,38	724,4
O	2,27	2,79	96	20,2	0,268	0,056	1,52	0,24	2,08	0,18	19,56	724,5
N	1,51	2,75	48	16,8	0,132	0,046	1,52	—	1,70	- 0,19	19,38	724,4
D	2,38	2,8	48	17,2	0,134	0,048	1,52	—	1,70	0,68	20,05	724,7

Mois	APPORTS Hm <sup>3</sup>	SURFACES Km <sup>2</sup>	EVAPOR. mm	INFILT. mm	V. évap. Hm <sup>3</sup>	V. infilt. Hm <sup>3</sup>	BESOINS		Σ des Besoins	ΔV Hm <sup>3</sup>	3 <sup>ème</sup> Année	
							R.E.P Hm <sup>3</sup>	Irrig Hm <sup>3</sup>			Volume fin du mois Hm <sup>3</sup>	COTES
J	4,41	3,00	60	16,4	0,180	0,049	1,52	-	1,75	2,66	22,72	725,5
F	3,66	3,20	60	18,5	0,192	0,059	1,52	-	1,77	1,89	24,60	726,3
M	5,76	3,48	60	17,5	0,208	0,060	1,52	0,82	2,11	3,65	28,26	727,3
A	4,33	3,70	72	15,2	0,266	0,056	1,52	0,80	2,64	1,60	29,95	727,7
M	3,03	3,78	108	12,0	0,405	0,045	1,52	1,20	3,17	-0,14	29,81	727,7
Ju	1,68	3,60	144	10,4	0,518	0,037	1,72	1,52	3,78	-2,10	27,70	727,1
Jl	0,98	3,40	108	13,2	0,367	0,045	1,72	1,58	3,80	-2,82	24,88	726,4
A	0,85	3,10	192	19,6	0,595	0,061	1,72	1,52	3,88	-3,03	21,85	725,3
S	2,14	3,00	132	19,5	0,396	0,058	1,72	0,72	2,88	-0,74	21,10	725,0
O	2,27	2,98	96	20,2	0,283	0,059	1,52	0,24	2,10	0,17	21,27	725,2
N	1,51	2,86	48	16,8	0,137	0,048	1,52	-	1,70	-0,19	21,07	725,0
D	2,38	2,86	48	17,2	0,137	0,049	1,52	-	1,70	0,67	21,75	725,3

REGULARISATION

Etude de faisabilité du barrage Foum El Khanga

4<sup>ème</sup> Année

M <sup>s</sup>	RAPPORTS Hm <sup>3</sup>	SURFACES Km <sup>2</sup>	EVAPOR. MM	INFILT. MM	V. évap. Hm <sup>3</sup>	V. infilt. Hm <sup>3</sup>	BESOINS		Σ des Besoins	ΔV Hm <sup>3</sup>	Volume fin du mois Hm <sup>3</sup>	CÔTES
							R.E.P Hm <sup>3</sup>	Irrig Hm <sup>3</sup>				
J	4,41	3,10	60	16,4	0,186	0,051	1,52	-	1,76	1,76	2,65	726,2
F	3,66	3,25	60	18,5	0,195	0,060	1,52	-	1,77	1,98	26,28	726,7
M	5,76	3,66	60	17,5	0,219	0,064	1,52	0,32	2,12	3,64	29,92	727,7
A	4,33	3,82	72	15,2	0,275	0,058	1,52	0,80	2,65	1,68	31,60	728,2
M	3,03	3,88	108	12,0	0,419	0,046	1,52	1,20	3,18	- 0,15	31,44	728,2
J	1,68	3,75	144	10,4	0,540	0,039	1,71	1,52	3,91	- 2,13	29,31	727,6
J	0,98	3,48	108	13,2	0,376	0,046	1,71	1,68	3,81	- 2,83	26,48	726,8
A	0,85	3,20	192	19,6	0,614	0,063	1,71	1,52	3,90	- 3,06	23,42	725,9
S	2,14	3,10	132	19,5	0,409	0,060	1,71	0,72	2,90	- 0,76	22,67	725,5
O	2,27	3,00	96	20,2	0,298	0,060	1,52	0,24	2,11	0,162	22,83	725,6
N	1,51	3,00	48	16,8	0,144	0,050	1,52	-	1,71	- 0,204	22,62	725,5
D	2,38	3,00	48	17,2	0,144	0,050	1,52	-	1,71	0,666	23,29	725,8



IRRIGATION → 60%

$$V\text{-Bésoin} = \frac{10 \times 60}{100} = 6 \text{ Hm}^3$$

Innlq.

A.E.P → 95%

$$V\text{-Bésoin} = \frac{20 \times 95}{100} = 19 \text{ Hm}^3$$

A-E-P

											1 <sup>ère</sup> Année	
Mois	APPORTS Hm <sup>3</sup>	SURFACES Km <sup>2</sup>	EVAPOR. mm	INFILT. mm	V. évap. Hm <sup>3</sup>	V. infilt. Hm <sup>3</sup>	BESOINS A-E-P Hm <sup>3</sup>	BESOINS Innlq Hm <sup>3</sup>	Σ des Bésoins	ΔV Hm <sup>3</sup>	Volume fin du mois Hm <sup>3</sup>	COTES
J	4,41	2,72	60	16,4	0,163	0,044	1,52	-	1,72	2,68	18,68	724
F	3,66	2,82	60	18,5	0,169	0,052	1,52	-	1,74	1,92	20,60	724,8
M <sub>s</sub>	5,76	3,10	60	17,5	0,186	0,054	1,52	0,24	2,00	3,76	24,36	726,2
A	4,33	3,40	72	15,2	0,215	0,051	1,52	0,60	2,41	1,91	26,27	726,8
M	3,03	3,42	108	12,0	0,369	0,041	1,52	0,90	2,83	0,20	26,47	726,8
J <sub>n</sub>	1,68	3,38	144	10,4	0,486	0,035	1,71	1,14	3,37	-1,69	24,78	726,3
J <sub>t</sub>	0,98	3,10	108	13,2	0,334	0,041	1,71	1,26	3,34	-2,36	22,41	725,4
A <sub>t</sub>	0,85	2,90	192	19,6	0,557	0,057	1,71	1,14	3,46	-2,61	19,79	724,8
S	2,14	2,80	132	19,5	0,369	0,054	1,71	0,54	2,67	-0,53	19,26	724,4
O	2,27	2,79	96	20,2	0,268	0,056	1,52	0,18	2,02	0,24	19,51	724,5
N	1,51	2,75	48	16,8	0,132	0,046	1,52	-	1,69	-0,18	19,32	724,4
D	2,38	2,79	48	17,2	0,133	0,048	1,52	-	1,70	0,68	20,00	724,7

REGULARISATION

Etude de faisabilité du barrage Foum El Khanga

## Etude hydrologique

Mois	APPORTS Hm <sup>3</sup>	SURFACES Km <sup>2</sup>	EVAPOR. mm	INFILT. mm	V. évap Hm <sup>3</sup>	V. infilt Hm <sup>3</sup>	BESOINS A-E-P Hm <sup>3</sup>	BESOINS Irrig Hm <sup>3</sup>	Σ des Besoins	ΔV Hm <sup>3</sup>	2 <sup>ème</sup> Année	
											Volume fin du mois Hm <sup>3</sup>	COTES
J	4,41	3,00	60	16,4	0,18	0,049	1,52	-	1,75	2,66	22,66	725,9
F	3,66	3,15	60	18,5	0,19	0,058	1,52	-	1,76	1,89	24,55	726,2
M <sub>s</sub>	5,76	3,48	60	17,5	0,21	0,061	1,52	0,24	2,03	3,73	28,28	727,3
A	4,33	3,70	72	15,2	0,26	0,056	1,52	0,60	2,11	1,89	30,17	727,7
M	3,03	3,76	108	12,0	0,40	0,045	1,52	0,90	2,87	0,16	30,33	727,9
J <sub>n</sub>	1,68	3,65	144	10,4	0,52	0,038	1,71	1,14	3,11	-1,73	28,60	727,4
J <sub>6</sub>	0,98	3,46	108	13,2	0,37	0,045	1,71	1,26	3,39	-2,41	26,19	726,7
A	0,85	3,20	102	19,6	0,61	0,063	1,71	1,14	3,53	-2,67	23,51	726,0
S	2,14	3,10	132	19,5	0,41	0,060	1,71	0,54	2,72	0,58	22,93	725,7
O	2,27	3,10	96	20,2	0,29	0,062	1,52	0,18	2,06	0,24	23,14	725,9
N	1,51	3,00	48	16,8	0,14	0,050	1,52	-	1,71	-0,20	22,94	725,7
D	2,38	3,10	48	17,2	0,15	0,053	1,52	-	1,72	0,66	23,60	726,0

											3 <sup>ème</sup> Année	
Mois	APPORTS Hm <sup>3</sup>	SURFACES Km <sup>2</sup>	EVAPOR. mm	INFILT mm	V. évap. Hm <sup>3</sup>	V. infilt. Hm <sup>3</sup>	BESOINS A-E-P Hm <sup>3</sup>	BESOINS Irrig Hm <sup>3</sup>	Σ des Besoins	ΔV Hm <sup>3</sup>	Volume fin du mois Hm <sup>3</sup>	COTES
J	4,41	3,25	60	16,4	0,195	0,053	1,52	-	1,77	2,64	26,24	726,7
F	3,66	3,45	60	18,5	0,207	0,064	1,52	-	1,79	1,87	28,11	727,2
M <sub>s</sub>	5,76	3,80	60	17,5	0,227	0,066	1,52	0,24	2,05	3,70	31,81	728,3
A	4,33	4,05	72	15,2	0,291	0,061	1,52	0,60	2,47	1,86	33,67	728,6
M	3,03	4,10	108	12,0	0,443	0,041	1,52	0,90	2,90	0,12	33,80	728,7
J <sub>n</sub>	1,68	4,00	144	10,4	0,576	0,041	1,71	1,14	3,46	-1,79	32,01	728,3
J <sub>e</sub>	0,98	3,75	108	13,2	0,405	0,049	1,71	1,26	3,42	-2,44	29,57	727,6
A <sub>c</sub>	0,85	3,49	192	19,6	0,653	0,068	1,71	1,14	3,57	-2,72	26,85	726,9
S	2,14	3,41	132	19,5	0,450	0,066	1,71	0,54	2,76	-0,62	26,22	726,7
O	2,27	3,40	96	20,2	0,326	0,068	1,52	0,18	2,09	0,17	26,40	726,8
N	1,51	3,24	48	16,8	0,155	0,054	1,52	-	1,73	-0,22	26,18	726,7
D	2,38	3,40	48	17,2	0,163	0,058	1,52	-	1,74	0,64	26,82	726,9

Etude hydrologique

Mois	APPORTS Hm <sup>3</sup>	SURFACE Km <sup>2</sup>	EVAPOR mm	INFILT mm	V. évap. Hm <sup>3</sup>	V. infilt Hm <sup>3</sup>	BESOINS		Σ des Besoins	ΔV Hm <sup>3</sup>	1 <sup>ère</sup> Année 4 = Année	
							R.E.D Hm <sup>3</sup>	Innig Hm <sup>3</sup>			Volume fin du mois Hm <sup>3</sup>	COTES
J	4.41	3.58	60	16.4	0.215	0.059	1.52	-	1.79	2.61	29.43	727.6
F	3.66	3.75	60	18.5	0.225	0.069	1.52	-	1.81	1.84	31.27	728.1
M <sub>a</sub>	5.76	4.10	60	17.5	0.246	0.071	1.52	0.24	2.08	3.68	34.95	729.0
A	4.33	4.30	72	15.2	0.309	0.065	1.52	0.60	2.49	1.83	36.78	729.7
M	3.03	4.40	108	12.0	0.475	0.053	1.52	0.90	2.95	0.08	36.87	729.7
J <sub>n</sub>	1.68	4.20	144	10.4	0.605	0.043	1.71	1.14	3.50	-1.81	35.05	729.0
J <sub>b</sub>	0.98	4.05	108	13.2	0.437	0.053	1.71	1.26	3.46	-2.48	32.57	728.4
A <sub>b</sub>	0.85	3.78	192	19.6	0.725	0.074	1.71	1.14	3.65	-2.80	29.77	727.7
S	2.14	3.65	132	19.5	0.481	0.071	1.71	0.54	2.80	-0.66	29.11	727.5
O	2.27	3.60	96	20.2	0.345	0.072	1.52	0.18	2.11	0.15	29.26	727.5
N	1.51	3.50	48	16.8	0.168	0.059	1.52	-	1.75	-0.23	29.02	727.5
D	2.38	3.60	48	17.2	0.173	0.062	1.52	-	1.75	0.62	29.65	727.6

## LAMINAGE DES CRUES

### 3-11- LAMINAGE DES CRUES

L'étude du laminage des crues consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue (NPHE) niveau des plus hautes eaux.

Tout déversement par dessus la crête du barrage, entaillerait la face aval et le couronnement de l'ouvrage, de ce fait le dimensionnement du déversoir doit être bien étudié. On tenant compte de deux critères.

- Critère économique (éviter le surdimensionnement de l'ouvrage).
- Critère de sécurité (éviter toutes incidents pendant la mise en services).

Le mécanisme du laminage de crue, peut être exprimé par l'équation différentielle :

$$Q_{\text{ent}}(t) dt = Q_{\text{sort}}(t).dt + A(z).dz.$$

t : temps.

z : cote du plan d'eau

$Q_{\text{ent}}$  : débit de crue entrant dans la retenue au temps t

$Q_{\text{sort}}$  : débit sortant (de crue) de la retenue.

$A(z)$  : surface du plan d'eau à la cote z

- Méthode utilisée :

La méthode utilisée pour le laminage est une méthode graphique son principe est de faire le bilan des volumes affluents, et évacués dans la retenue pendant la durée de la crue. Ce bilan se fera d'heure en heure, afin de connaître la variation du plan d'eau

Soit  $Q_1$  le débit affluent à  $t_1$ .

et  $Q_{1+1}$  à  $t_{1+1}$ .

L'apport en volume de la crue entre l'instant  $t_1$  et  $t_{1+1}$  sera donc :

$$V_{\text{ent}} = \frac{Q_1 + Q_{1+1}}{2} dt \quad \text{telque } dt = t_{1+1} - t_1$$

## Etude hydrologique

Le volume entrant entre l'instant  $t_1$  et  $t_2$  n'est pas évacué systématiquement, une partie déversée et une partie reste à contribué à la surélévation du plan d'eau dans la retenue.

Afin de déterminer la relation entre la surélévation du plan d'eau et le débit déversé y correspondant, on procédera graphiquement de la manière suivante :

- On trace la courbe des volumes en fonction des hauteurs à partir du niveau normal.

$V(h)$  ainsi que  $V(h) - \frac{V}{2}$  et  $V(h) + \frac{V}{2}$

Par la suite on trace la courbe  $Q = F(h)$ , en prenant comme hypothèse de départ, la valeur arbitraire de la longueur du déversoir.

Le procédé qui permet de déterminer des dites fonctions est purement analytique.

La formule donnant le débit pour un déversoir est la suivante

$$Q = Lm\sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

L : longueur du déversoir 80 m

m : coefficient de correction de débit = 0,5.

$H_0$ :  $H + \frac{V^2}{2g}$  ; lame déversée.

En prenant une variation constante de  $H_d$ , on détermine la valeur du débit correspondant, et en considérant un interval de temps constant, on obtient les valeurs des volumes respectifs.

$$\Delta V = \frac{Q}{2} \Delta t$$

t (h)	0 - 5	5 - 10	10 - 15	15 - 20	20 - 25	25 - 30	30 - 35	35 - 40	40 - 45	45 - 50	50 - 55
H (m)	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5
Q (m <sup>3</sup> /s)	62,64	177,17	325,5	501,13	700,35	920,6	1160,1	1417,4	1691,33	1980,9	2285
Q/2 (m <sup>3</sup> /s)	31,32	88,58	162,75	250,56	350,17	460,3	580,05	708,7	845,66	990,4	1142,6
V. 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	1,127	3,189	5,859	9,82	12,606	16,57	20,881	25,513	30,444	35,65	41,10
$\Delta V$ 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	0,563	1,594	2,929	4,51	6,303	8,285	10,44	12,756	15,222	17,83	20,56
Q <sub>d</sub> 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	0,28	0,797	1,465	2,25	3,151	4,142	5,22	6,378	7,611	8,913	10,28

La représentation graphique est donnée par le graphe ci joint. Les résultats de calcul de la lame déversée nous donne

$$H_d = 3,17 \text{ m}$$

$$Q_d = 998,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

# LAMINAGE DES CRUES

Temps (h)	Crues millénaire (m <sup>3</sup> /s)	$\Delta t$ (h)	$\Delta V = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}$ (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Débit déversé (m <sup>3</sup> /s)	Hauteur de la lame déversée (m)
01	7,84	0 - 1	0,069	5,2	0,02
02	30,80	1 - 2	0,181	6,0	0,024
03	70,00	2 - 3	0,348	12,0	0,08
04	123,00	3 - 4	0,570	14,4	0,14
05	193,20	4 - 5	0,852	22,8	0,22
06	280,00	5 - 6	1,189	30,0	0,30
07	380,80	6 - 7	1,592	48,0	0,43
08	504,00	7 - 8	2,016	84,0	0,60
09	616,00	8 - 9	2,520	118,8	0,76
10	784,00	9 - 10	3,740	186,0	1,02
11	924,00	10 - 11	3,679	276,0	1,32
12	1120,00	11 - 12	4,385	374,4	1,65
13	1316,00	12 - 13	5,090	470,4	1,91
14	1512,00	13 - 14	5,846	544,2	2,13
15	1736,00	14 - 15	6,703	632,4	2,34
16	1988,00	15 - 16	7,610	727,2	2,57
17	2240,00	16 - 17	8,568	828,0	2,80
18	2520,00	17 - 18	9,576	936,0	3,04
19	2800,00	18 - 19	9,692	998,4	3,17
20	2584,40	19 - 20	8,936	984,0	3,14
21	2380,00	20 - 21	8,220	936,0	3,04
22	2186,80	21 - 22	7,545	876,0	2,90
23	2004,80	22 - 23	6,910	804,0	2,76
24	1834,00	23 - 24	6,310	744,0	2,60
25	1670,60	24 - 25	5,745	682,8	2,47
26	1520,40	25 - 26	5,206	660,0	2,40
27	1372,00	26 - 27	4,687	579,6	2,23
28	1232,00	27 - 28	4,234	537,6	2,10

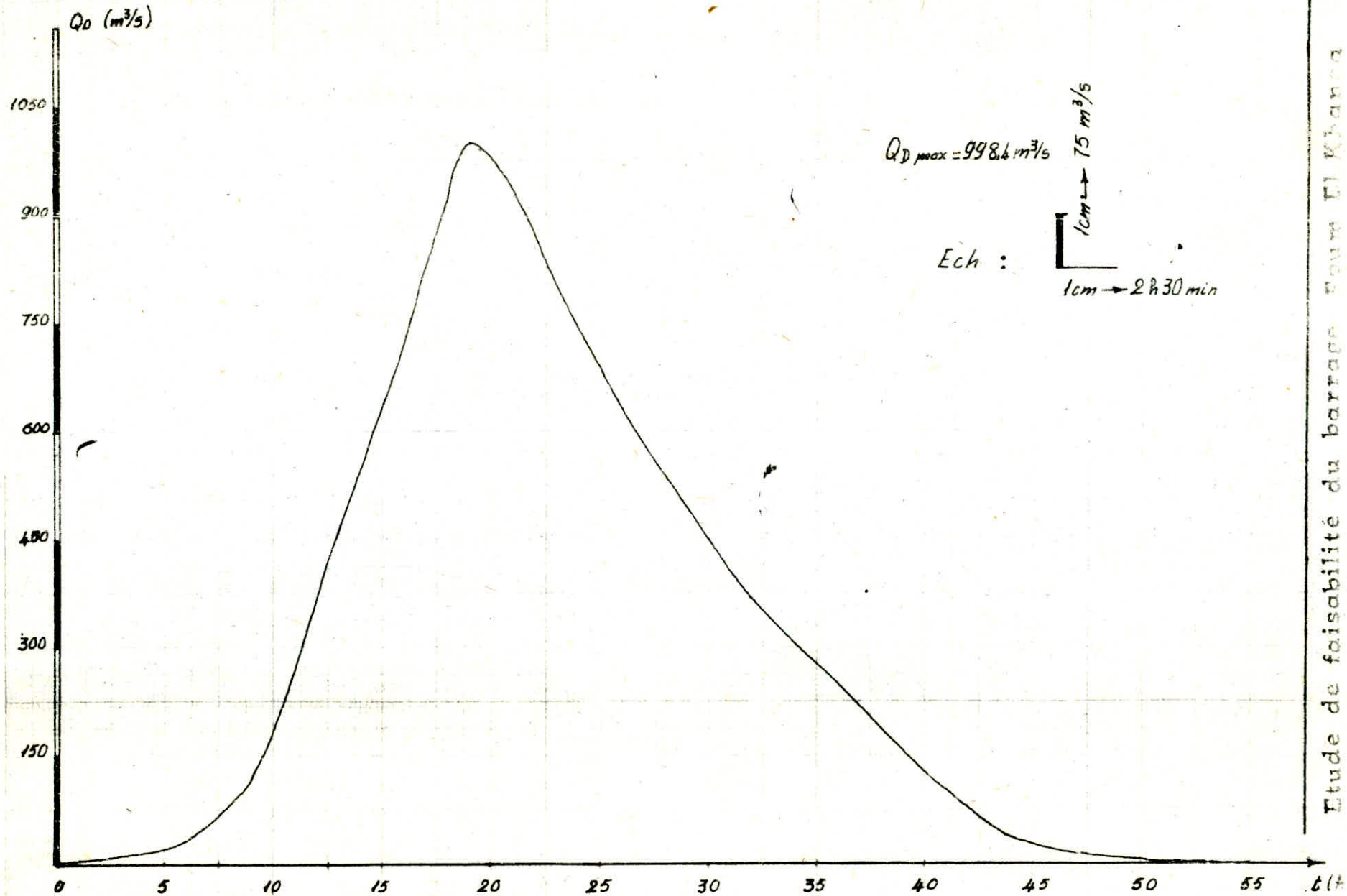
# Etude hydrologique

29	1120,0	28 - 29	3,830	492,0	1,98
30	1008,0	29 - 30	3,427	450,0	1,86
31	896,0	30 - 31	3,049	408,0	1,75
32	798,0	31 - 32	2,706	372,0	1,64
33	705,6	32 - 33	2,389	336,0	1,54
34	621,6	33 - 34	2,097	308,4	1,45
35	545,2	34 - 35	1,824	292,0	1,36
36	470,4	35 - 36	1,577	252,0	1,26
37	406,0	36 - 37	1,361	228,0	1,16
38	350,0	37 - 38	1,164	192,0	1,04
39	296,8	38 - 39	0,984	162,0	0,94
40	249,2	39 - 40	0,821	135,0	0,84
41	207,2	40 - 41	0,680	108,0	0,72
42	170,8	41 - 42	0,559	82,8	0,58
43	140,0	42 - 43	0,454	64,0	0,46
44	112,0	43 - 44	0,358	36,0	0,34
45	86,8	44 - 45	0,277	23,0	0,24
46	67,2	45 - 46	0,212	16,0	0,16
47	50,4	46 - 47	0,156	13,0	0,10
48	36,4	47 - 48	0,110	09,0	0,05
49	25,2	48 - 49	0,076	06,0	0,03
50	16,8	49 - 50	0,050	04,4	0,018
51	11,2	50 - 51	0,031	03,0	0,01
52	6,16	51 - 52	0,017	0,17	0,006
53	3,93	52 - 53	0,008	0,8	0,003
54	4,04	53 - 54	0,003	0,3	0,001
55	0,39	54 - 55	0,0007		
56	0,65	55 - 56	0,00009		



Hydrogramme au débit averse

LAMINAGE DES CRUES



---

## DIMENTIONNEMENT DE LA DIGUE

---

### IV) DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE :

#### 4-1- Hauteur de la digue

$$NVM = 723$$

$$NRN = 730$$

$$NMR = 733,2$$

La hauteur du barrage est déterminée en fonction du niveau maximal de la retenue majorée d'une hauteur de sécurité dite revanche.

#### 4-1-1- Détermination de la revanche.

##### Introduction :

Parmi les risques d'accident qui menacent le barrage, la submersion due à l'effet de déferlement des vagues sur la digue pendant les grandes tempêtes, pour convaincre ce danger, on assure une hauteur dite revanche, entre le niveau maximum de la retenue et le coronnement.

Cette dernière dépend :

- De l'énergie cinétique  $\frac{V^2}{2g}$ , correspondante à la propagation des vagues.

- Du tassement résiduel du barrage.

- Du balancement du plan d'eau.

L'utilisation de plusieurs formules nous donne une meilleure estimation de la valeur de la revanche.

##### - Formule de DEVIS

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

Hs : marge de sécurité en fonction de la classe de barrage = 1,5 m

Hv : hauteur de la vague.

## Etude technique

### - Détermination de la hauteur de la vague .

#### - Formule de STEVENSON :

$$h_v = 0,75 + 0,34\sqrt{L} - 0,26\sqrt[4]{L} = 1,2 \text{ m}$$

L : longueur rectiligne maximale de la retenue dite Fetch = 0,5 Km

h<sub>v</sub>: hauteur de la vague en m

#### - Formule de Maillet et Pacquant :

$$h_v = 0,5 + 0,33\sqrt{L} = 1,34 \text{ m}$$

#### - Formule de MALITOR

$$h_v = 0,75 + 0,032\sqrt{L.W} - 0,26\sqrt{L} = 0,94 \text{ m}$$

L : Fetch (km)

W : Vitesse maximale du vent.

#### - Vitesse de propagation des vagues :

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

### TABLEAU RECAPUTILATIF DES DIFFERENTES FORMULES :

FORMULES	HAUTEUR DES VAGUES M	VITESSE DES VAGUES M/S	R m
STEVENSON	1,2	3,9	3,17
MAILLET et PACQUANT	1,34	4,18	3,40
MALITOR	0,94	3,38	2,80
MOYENNE	1,16	3,82	3,12

---

## DIMENTIONNEMENT DE LA DIGUE

---

Ainsi le niveau de la crête du barrage sera.

$$NCB = 733,2 + 3,12 = 736,32$$

ce qui correspond à une hauteur  $H_c = 44,32$  m

### 4-1-2- TASSEMENT :

En général un massif soumis à l'action d'une charge de compression constate, subit une réduction de volume qu'on appelle tassement.

#### Decomposition du tassement :

Une observation attentive montre que le tassement se compose en deux parties.

- Au moment de l'application de la charge il se produit un tassement instantané.

- La charge étant maintenue, il se produit un tassement progressif.

N'ayant pas les résultats des essais oedométriques, il n'est donc pas possible de faire le calcul du tassement cependant on peut estimer le tassement de l'ouvrage de  $(1 \div 2)\%$  de la hauteur du barrage.

En tenant compte de la hauteur d'exavation, la hauteur du barrage sera :  $H_B = 44,32 + 5 = 49,32$  m

$$= H_c + H_e$$

$H_c$  : hauteur du couronnement du barrage

$H_e$  : hauteur d'exavation = 5 m

donc le tassement sera :  $h = 0,015 \times 49,32 = 0,73$  m

- La hauteur totale du barrage devient :  $49,32 + 0,75 = 50$  m

$$\underline{H_B = 50 \text{ m}}$$

---

## Etude technique

---

### 4-2- LONGUEUR EN CRETE DU BARRAGE

Suivant l'axe du barrage mesuré directement sur plan à l'échelle 1 : 1000, la longueur en crête du barrage est de :

$$L = 258$$

### 4-3- LARGEUR EN CRETE DU BARRAGE

Cette grandeur dépend essentiellement de la hauteur du barrage et de la largeur de la route qui peut être aménagée.

Elle peut être évaluée à partir des formules empiriques.

#### - Formule de T.T KNAPPEN.

$$b = 1,65 \sqrt{H_b} = 11,66 \text{ m}$$

$H_b$  : hauteur du barrage.

#### - Formule de E.F.PREECE.

$$b = 1.1 \sqrt{H_b} + 1 = 8,78 \text{ m}$$

FORMULES	T.T KNAPPEN	E.F. PREECE	MOYENNE
Largeur en crête [ m ]	11,66	8,78	10,2

valeur adoptée b = 10m

## PENTES DES TALUS

### 4-4- Pentes des talus :

En l'absence des formules théoriques qui permettent de calculer les pentes des talus, en pratique on se donne des pentes qui paraissent optimales.

Compte tenu essentiellement des matériaux de construction et de la hauteur du barrage de ce fait un tableau à été élaboré donnant les pentes des talus amont et aval.

HAUTEUR DU BARRAGE	TYPE DE BARRAGE	PENTES	
		Amont	Aval
$H_b < 5 \text{ m}$	- Homogène	1/2,5	1/2
	- à zones	1/2	1/2
$H_b = (5 + 10) \text{ m}$	- Homogène à granulométrie étendue	1/2	1/2
	- à zones	1/2	1/2,5
	- Homogène à fort % en argile	1/1,25	1/2,5
$H_b = (10 + 20) \text{ m}$	- Homogène à granulométrie étendue	1/1,25	1/1,25
	- Homogène à fort % en argile	1/3	1/2,5
	- à zones	1/2,5	1/2,5
$H_b > 20 \text{ m}$	- Homogène à granulométrie étendue	1/3	1/2,5
	- Homogène à fort % en argile	1/3,5	1/2,5
	- à zones	1/3	1/3

Pour notre cas :

Pentes amont : 1/3,5 de la base jusqu'à la cote 715

1/3 de la cote 715 jusqu'à la crête

Pentes aval : 1/2,5

---

## Etude technique

---

### 4-4-1- RISBERMES :

Les risbermes servent à protéger les talus contre les affeuillements par l'eau de précipitation, et contribuent à la stabilité de l'ouvrage, et servent comme passages.

Deux bermes seront disposées sur le talus aval aux cotes 712 et 732. Chaque berme aura une largeur de 3 m une berme sera disposé sur le talus amont à la côte sa largeur est de 4 m

Les bermes du talus aval auront des rigoles laterales dont le but de capter et l'évacuer les eaux de précipitation.

---

## RESEAU D'ÉCOULEMENT

---

### 4-5- DISPOSITIFS DE PROTECTION CONTRE LES EFFETS DE L'EAU.

#### 1- Noyau:

##### 1-1- Rôle du noyau.

Il a pour rôle primordial d'assurer convenablement l'étanchéité du barrage.

##### 1-2- Qualité des matériaux du noyau.

Les matériaux du noyau doivent satisfaire aux conditions suivantes.

- une forte résistance au cisaillement.
- Une bonne imperméabilité.
- insoluble dans l'eau, et ne contiennent pas des particules de gypse ou de sel.

##### 1-3- Emplacement du noyau.

Pour éviter tout risque de siphonnage par dessus la crête du noyau, il est nécessaire de prendre une hauteur du noyau supérieure à la hauteur du niveau maximum de la retenue.

Un ancrage du noyau est nécessaire du fait qu'il diminue les débits de resurgence et contribue à la stabilité de celui-ci.

##### 1-4- Dimensionnement du noyau.

Le noyau est exécuté en argile. Disposé verticalement sous la crête du barrage. L'épaisseur minimal du noyau est prise en haut  $\geq$  à 0,8 m et en bas  $\geq$  à 0,1 H (H = charge d'eau).

La hauteur de noyau doit être au dessus du NMR à une hauteur  $\geq$  0,5m de celui-ci.

$$H_n = 48 \text{ m}$$



## Etude technique

L'inexistence des règles théoriques pour le dimensionnement du noyau, nous conduit à faire un prédimensionnement de celui-ci tout en vérifiant la condition suivante.

$$J = \frac{\Delta H}{\Delta t} \leq J_{adm}$$

J : Gradient hydraulique.

$\Delta H$ : différence de charge à l'entrée et à la sortie du noyau.

$\Delta t$ : largeur moyenne du noyau.

$$t_1 = 4 \text{ m}$$

$$t_2 = 20 \text{ m}$$

$$H_n = 48 \text{ m}$$

$$\Delta t = \frac{t_2 - t_1}{2} = 8 \text{ m}$$

### 4-5-2- Réseau d'écoulement :

#### 2-1 : Infiltration :

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers la digue ou ses fondations peuvent être étudiées sous deux angles différents.

- Les sous-pressions : qui s'instaurent dans le corps du barrage, réduisant ainsi la résistance au cisaillement des matériaux constituant la digue ce qui menace sa stabilité.

- L'effet de Renard : qui est l'entraînement des particules des matériaux par l'eau qui s'infiltré à des vitesses importantes, cet effet provoque l'érosion du pied aval de la digue, ce qui peut mener à la ruine de l'ouvrage.

#### 2-2 : ligne de Saturation:

Le réseau d'écoulement est caractérisé par une ligne dite ( ligne de saturation).

## RESEAU D'ÉCOULEMENT

Un tel écoulement fut étudié par KOZENY, par la suite GAZAGRANDE apporta quelques précisions.

Cette étude se fait sur la base de la parabole théorique qui est donnée par l'équation suivante.

$$x^2 + y^2 = (x + Y_0)^2$$

X, Y : étant les coordonnées de la parabole

Y<sub>0</sub> : ordonné de la parabole

$$Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d$$

H : hauteur d'eau correspondante au niveau normal de la retenue = 38m

$$d = t_2 - 0,75S \quad S = Hm_1$$

t<sub>2</sub> : longueur à la base du noyau = 20 m

m<sub>1</sub> : fruit du talus du noyau.

$$m_1 = \frac{t_2 - t_1}{2 Hn} = 0,166$$

t<sub>1</sub> : largeur à la crête du noyau = 4 m

Hn : hauteur du noyau = 48 m

Resultats de calcul :

H [m]	Hn [m]	t <sub>2</sub> [m]	t <sub>1</sub> [m]	S	m <sub>1</sub>	d [m]	Y <sub>0</sub> [m]
38	48	20	4	6,38	0,166	15,57	25,5

La presence de deux zones à l'interieur de la digue, (recharge, noyau) est considéré comme une seule zone homogène qui est caractérisé par un écoulement à l'intérieur du noyau.

## Etude technique

La ligne de saturation dans la recharge est horizontale et coïncide avec le plan d'eau amont et aval.

La zone de transition est négligée.

2-2-2- Coordonnées de la ligne de saturation :

$$x^2 + y^2 = (x + 25,5)^2$$

X	12,75	-8	-4	-1	0	2	4	10	12	15,57
Y	0	15,56	21,12	24,48	25,5	27,43	29,23	34,06	35,53	38

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

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} = 30,5$$

$$\alpha = 80^\circ,57$$

$$\text{à partir du graphe } C = f(\alpha) \Rightarrow C = 0,26 = \frac{\Delta a}{a + \Delta a}$$

$$\Delta a = C (a + \Delta a) = 7,93$$

$$a = 30,5 - 7,93 = 22,57$$

à la sortie du noyau, l'ordonnée sera :

$$h = \sqrt{2 L Y_0 \times \frac{K_1}{K} + h_0^2}$$

L : Longueur de massif aval = 126 m

h<sub>0</sub> : niveau d'eau à l'aval = 1m

h<sub>1</sub> : cote amont de la ligne de saturation dans la recharge aval.

K<sub>1</sub> : perméabilité du noyau = 0,7 10<sup>-9</sup> m/s

K : perméabilité de la recharge = 2,2 10<sup>-6</sup> m/s

Y<sub>0</sub> : ordonnée de la parabole théorique = 25,5

## RESEAU D'ÉCOULEMENT

$$h_1 = \sqrt{2LY_0 \cdot \frac{K_1}{K} + h_0^2} = 1,74 \text{ m}$$

### 2-3- Evaluation du débit de fuite à travers le barrage.

Une fois la ligne de saturation localisée, et l'écoulement étant permanent, on applique la loi de DARCY pour estimer le débit de fuite.

$$q = K.J.A$$

Q : Débit d'infiltration.

K : Permeabilité du milieu (recharge) =  $2,210^{-6}$  m/s

J : Gradient hydraulique

A : Aire soumise à l'infiltration pour une largeur unitaire.

$$J = \frac{dy}{dx} \quad A = Y.l$$

$$\text{d'on : } q = K y \frac{dy}{dx}$$

$$\text{toute intégration faite on a : } q = K \frac{h_1^2 - h_0^2}{2L} = 1,7810^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

Pour une vérification éventuelle, on a :

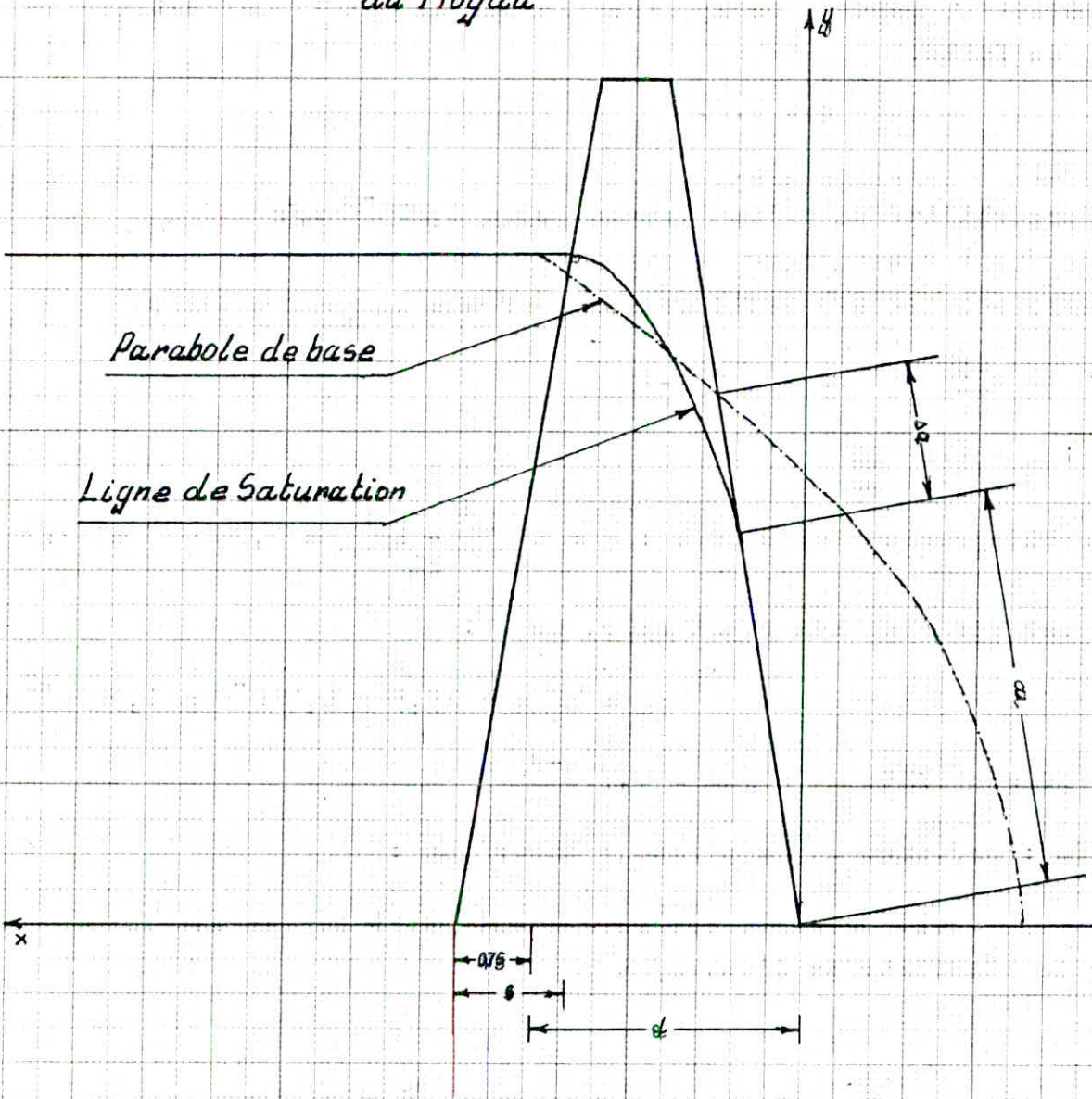
$$q = k_1 e = 25,5 \times 0,710^{-9} = 1,7810^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

$K_1$  : perméabilité du noyau =  $0,710^{-9}$

$e = Y_0$  : ordonnée de la parabole théorique :

Le débit de fuite est infiniment petit ce qui est favorable pour la stabilité de l'ouvrage.

Représentation Graphique de la Ligne de Saturation à l'intérieur  
du Noyau



$E = 1:400$

---

## FILTRES

---

### 2-4- Verification des dimensions du noyau :

Les dimensions adoptées pour le noyau, doivent satisfaires à la condition suivante :

$$J = \frac{\Delta H}{\Delta t} \leq J \text{ adm} = 6 \text{ à } 12$$

$\Delta H$  : difference de charge à l'entrée et à la sortie du noyau (m)

$\Delta t$  : largeur moyenne du noyau (m)

$$H = 38 - 4,45 = 33,55$$

$$J = \frac{\Delta H}{\Delta t} = \frac{33,55}{8} = 4,19 < J_{\text{adm}}$$

Le gradient hydraulique etant faible, aucun risque d'entraînement des particules du noyau vers l'aval.  
donc le dimensionnement du noyau est satisfaisant.

### 4-6- FILTRES :

Il jouent un rôle important dans la securité de l'ouvrage et ceci en reduisant les sous pressions dans le corps du barrage.

Ils sont constitués de couches successives de materiaux permeables de granulometrie de plus en plus fine, ils assurent le drainage du sol qu'il recouvrent, et rabattent la ligne phréatique ce qui permet d'éviter son emergence sur le talus aval.

#### - Filtres amont :

Le filtre ne doit ni se colmater ni se degrader, pour cela on utilise deux filtres en amont du noyau.

Les elements les plus fins constitueront la premiere couche verticale à partir du noyau et la granulometrie augmente progressivement, ce filtre sert à proteger le noyau contre les risques du renards c'est à dire éviter l'entraînement des particules d'argile par l'eau pendant la vidange rapide.

## Etude technique

Le deuxième filtre commence par une couche dont la granulométrie est la plus fine puis elle augmente progressivement, ce filtre part de la recharge vers le premier filtre, ce filtre sert à protéger le premier contre le colmatage par les particules fines qui se trouvent dans la recharge.

COUCHES	EPAISSEUR (m)	GRANULOMETRIE (mm)
1er couche	30	0,1 + 0,5
2ème couche	30	0,5 + 4
3ème couche	20	4 + 12
4ème couche	20	12 + 20
5ème couche	20	20 + 12
6ème couche	20	12 + 4
7ème couche	20	4 + 0,5

Tableau représentant la granulométrie des deux filtres.  
l'épaisseur totale du filtre est prise égale à 1,6 m

### - Filtre Aval :

Le filtre aval sert au rabattement de la ligne phréatique les éléments les plus fins constitueront la première couche verticale à partir du noyau et la granulométrie augmente progressivement.

COUCHES	EPAISSEUR (m)	GRANULOMETRIE (mm)
1er couche	30	0,1 + 0,5
2ème couche	30	0,5 + 4
3ème couche	30	4 + 12
4ème couche	30	12 + 20

## - PROTECTION DES TALUS :

Les talus doivent être protégés contre le phénomène d'érosion provoqué par le battillage des vagues et par le ruissellement des eaux de pluie.

### - Talus amont :

Le talus amont sera protégé contre le battillage des vagues, contre les averses violentes, et contre l'érosion provoquée par l'eau pendant la vidange rapide.

Pour cela on prévoit une protection en roches rangées à la main ou en vrac.

Devant un tel choix, deux facteurs primordiaux apparaissent à savoir : économique, temps :

Pour notre cas, on utilisera un enrochement en vrac dont la couche à une épaisseur de 1,0 m.

- l'épaisseur minimale de l'enrochement est donnée par la formule:

$$t_{\min} = \frac{n \cdot 0,178}{\gamma_p - \gamma} \cdot hv \cdot \sqrt{1 + \frac{m_1^2}{m_2^2}}$$
$$= \frac{1,3 \cdot 0,178}{1,9 - 1} \cdot 1,16 \cdot \sqrt{1 + \frac{(1/3,5)^2}{(1/3)^2}} = 0,94 \text{ m}$$

$t_{\min}$  : épaisseur minimale de l'enrochement (m)

$n$  : coefficient de sécurité  $n = 1,2 + 1,5$

$m_1$  : fruit de talus amont  $1/3,5$

$p$  : poids volumique de la roche  $p = 1,9 \text{ t/m}^3$

: poids volumique de l'eau  $= 1 \text{ t/m}^3$

$v$  : Hauteur des vagues  $hv = 1,16 \text{ m}$



## Etude technique

---

Cette couche d'enrochement repose sur une tapis drainant jouant ainsi le rôle d'un filtre.

### - Talus Aval :

La protection du talus aval est réalisé par une couche végétale de 10 à 20 cm.

En plus dans chaque risberme on aménage une rigole latérale qui sert au drainage des eaux pluviales.

### - Prisme de drainage.

Son rôle est d'abaisser la ligne de saturation, en diminuant ainsi l'effet d'érosion provoqué par le phénomène de renards, et contribue à la stabilité de l'ouvrage.

$H_p = 6\text{m}$  (Hauteur du prisme)

$b_p = 2\text{m}$  (largeur en crête du prisme)

$m' = 1/2,5$  (fruits du prisme)

---

# STABILITE DES TALUS

---

## - ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS :

### - Introduction :

Le glissement du terrain se produit d'une manière très variée, il affecte tout ouvrage construit par l'homme et toutes pentes naturelles.

Il peut se produire soudainement, ou après plusieurs mois voir même plusieurs années.

La cause évidante du glissement est l'action hydrodynamique de l'eau.

### Procédé de calcul.

L'expérience a montré que la rupture présente une forme circulaire sur laquelle, le glissement se produit instantanément le long de cette surface cylindrique à axe horizontal, de centre O et de Rayon R.

En faisant l'inventaire des forces qui s'applique sur une tranche d'ordre "n", nous obtenons.

$G_n$  : poids de la tranche.

$N_n$  : composante normale de G

$T_n$  : composante tangentielle de G

$X_n$  : composante horizontale due à l'action de la tranche voisine (n-1)

Pour une éventuelle simplification, il est admis qu'au niveau de chaque tranche on a :

$$X_{n+1} - X_n = 0 \quad X_{n+1} = X_n$$

$$Z_{n+1} - Z_n = 0 \quad Z_{n+1} = Z_n$$

Cette simplification signifie que l'interaction entre les tranches est nulle.

## Etude technique

### a) Forces stabilisatrices :

- force de frottement

$$(N - P \, dl) \, \text{tg} \varphi$$

- force de cohesion.

$$C \, dl$$

La somme des moments correspondant aux forces de frottement par rapport au centre de glissement est :

$$\sum M^t(F)f = \sum ((N-P \, dl) \, \text{tg} \varphi + C \, dl) \cdot R$$

### b) Forces motrices :

La force motrice à tendance de provoquée le glissement. la somme de moments par rapport au centre de glissement est :

$$\sum M^t(F)_m = \sum R \cdot T = R \cdot \sum T$$

Pour le calcul de la stabilité des talus, on introduit un coefficient de sécurité pour obtenir les conditions compatible à la bonne tenu de l'ouvrage.

$$K_s = \frac{\sum M^t(F)f + \sum M^t(F)c}{\sum M^t(F)_m} = \frac{R \cdot \sum (N-P \, dl) \, \text{tg} \varphi + C \, dl}{R \cdot \sum T}$$

Le décompage des tranches dans la partie du massif susceptible au glissement se fait de la façon suivante :

- Largeur de chaque tranche :  $b = \frac{R}{n_t}$        $n_t = 10$

Le poids de chaque tranche est déterminé par la formule :

$$G_n = b (\gamma_1 h_n + \gamma_2 h_n + \gamma_3 h_n)$$

## STABILITE DES TALUS

Pour notre cas on a une base rocheuse donc :

$$G_n = b \left( \gamma_1 h_n^1 + \gamma_2 h_n^2 \right)$$

- Force tangentielle :  $T = G_n \cdot \cos \alpha_n$

$$\text{avec } \sin \alpha_n = \frac{h}{nt} \quad \cos \alpha_n = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n}$$

- La pression hydrostatique due aux infiltrations des eaux.

$$P_{dl} = \gamma_w \cdot h_p \cdot dl$$

$$\text{d'on } K_s = \frac{\sum \left( G_n \cdot \sqrt{1 - \left( \frac{h}{nt} \right)^2} - \gamma_w \cdot h_p \cdot \frac{h}{\cos \alpha_n} \right) \operatorname{tg} \varphi + C_i \frac{h}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \cdot \frac{h}{nt}}$$

- Types de fonctionnement considérés lors de l'étude de la stabilité des talus.

on a considéré deux types de fonctionnement pour chaque talus :

- Talus amont :

- Fin de construction
- Vidange rapide

- Talus aval :

- Fin de construction.
- Fonctionnement normal.

- Sollicitations dues aux seismes:

on tient compte de la force due à l'accélération du mouvement provoqué par le seisme, la somme des  $M^{ts}$  dues à cette force est :

$$\sum a G_n d_n = \sum M^{ts} (F) \text{ naturelle} \quad a = 0,15$$

---

## Etude technique

---

En définitif, le coefficient de sécurité contre le glissement sera déterminé par l'expression suivante.

$$Ks.s = \frac{\sum (N_n - P_n \sin \alpha) \operatorname{tg} \varphi + \sum c_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n \cdot d_n}$$

Les calculs sont réalisés à l'aide d'un programme sur T I 66

Les résultats de calcul de l'étude de la stabilité sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

---

## STABILITE DES TALUS

---

### REMARQUE :

On constate que pendant la vidange rapide la stabilité n'est pas vérifiée en cas de seisme.

ce risque est due aux sous pressions à l'intérieure de la recharge provoqués par l'imperméabilité de la recharge.

Pour remédier à ce problème on a deux solutions.

a) étant donné que cette étude n'est qu'un avant projet donc pendant l'étude du projet on propose d'introduire à la recharge une granulométrie plus grosse pour augmenter la perméabilité de la recharge ce qui diminue les sous pressions.

b) Dans le but de réduire les sous pressions à l'intérieur de la recharge on réalise des filtres horizontaux en talus amont d'épaisseur 40 cm, mais ces filtres doivent avoir des caractéristiques proches à ceux de la recharge pour avoir une cohésion entre la recharge et les filtres pour éviter tout risque de glissement donc des essais géotechniques semblent nécessaires.

# FIN DE CONSTRUCTION AVAL

$R = 90 \text{ m}$

Etude de faisabilité du barrage Foun El Khanga

STABILITE DES TALUS

NP des tranches	b (m)	h (m)	$\gamma_1$	$G_n$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \cdot \sin \alpha$	$G_n \cdot \cos \alpha$	ln	$G_n \cdot \cos \alpha \cdot \lg \%$	$\lg \%$	Ci ln	dn	$T_{en}$	$T_{en} \cdot dn$
-3	9.0	3.5	18	56.7	-0.3	0.95	-17.01	54.02	9.43	33.80	0.62	1.60	84.0	6.80	571.54
-2	"	9.5	"	153.9	-0.2	0.98	-30.78	150.80	9.18	94.22	"	1.56	82.6	18.47	1525.45
-1	"	14.3	"	234.66	-0.1	0.99	-23.16	230.50	9.04	144.03	"	1.54	82.0	23.80	2279.53
0	"	18.0	"	291.60	0.0	1.00	0.00	291.60	9.00	182.21	"	1.53	81.0	34.99	2834.35
1	"	21.3	"	345.06	0.1	0.99	34.51	343.33	9.04	214.54	"	1.54	78.6	41.41	3254.60
2	"	23.3	"	377.46	0.2	0.98	75.49	369.83	9.18	231.10	"	1.56	76.0	45.29	3442.40
3	"	24.6	"	398.52	0.3	0.95	119.55	380.16	9.43	237.55	"	1.60	72.3	47.92	3457.56
4	"	25.0	"	405.00	0.4	0.92	162.00	371.19	9.82	231.94	"	1.67	71.6	48.60	3479.76
5	"	24.0	"	388.80	0.5	0.87	194.40	336.71	10.32	210.40	"	1.76	65.0	46.67	3032.64
6	"	21.6	"	349.92	0.6	0.80	209.95	279.94	11.25	174.92	"	1.91	60.6	41.99	2544.62
7	"	17.6	"	285.12	0.7	0.71	199.58	203.62	12.60	127.23	"	2.14	54.6	34.21	1868.10
8	"	11.3	"	183.06	0.8	0.60	146.45	109.84	15.00	68.63	"	2.55	49.3	21.97	1082.98
9	0.5	4.5	"	72.9	0.9	0.43	65.61	31.78	20.65	10.86	"	3.51	43.3	8.75	378.79

$\Sigma = 1136.59$

$\Sigma = 1970.03$

$\Sigma = 24.41$

$\Sigma = 29752.32$

$$K_s = \frac{1970.03 + 24.41}{1136.59} = 1.75$$

$$K_{ss} = \frac{1970.03 + 24.41}{1136.59 + 29752.32 \times 1/90} = 1.36$$

# FIN DE CONSTRUCTION AVAL

R = 100 m

Etude technique

NP des tranches	b (m)	h (m)	$\gamma_i$	Gn	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn Sin $\alpha$	Gn Cos $\alpha$	ln	Gn Cos $\alpha \cdot \lg \frac{h}{b}$	$\lg \frac{h}{b}$	Ci ln	dn	T $\alpha$ n	T $\alpha$ n dn
-2	10	5.3	18	95.4	-0.2	0.98	-19.08	93.47	10.21	58.41	0.62	1.73	95	11.65	1087.56
-1	"	10.6	"	190.8	-0.1	0.99	-19.08	189.84	10.05	118.63	"	1.71	93.3	22.90	2136.20
0	"	15.3	"	273.4	0	1.00	0.00	275.40	10.00	172.09	"	1.70	91.3	33.05	3017.28
1	"	18.6	"	334.8	0.1	0.99	33.48	333.12	10.05	208.16	"	1.71	89.3	40.18	3587.71
2	"	21.0	"	378.0	0.2	0.98	75.60	370.36	10.21	231.43	"	1.73	86.6	45.36	3928.18
3	"	22.6	"	406.8	0.3	0.95	122.04	388.06	10.48	242.48	"	1.78	83.3	48.82	4066.37
4	"	22.6	"	406.8	0.4	0.92	162.72	372.84	10.91	232.97	"	1.85	78.3	48.81	3822.30
5	"	21.6	"	398.8	0.5	0.87	194.40	336.72	11.55	210.40	"	1.96	75.0	46.66	3499.30
6	"	19.0	"	342.0	0.6	0.80	205.20	273.6	12.50	170.96	"	2.12	70.0	41.04	2872.80
7	"	14.3	"	257.4	0.7	0.71	180.18	183.82	14.00	114.86	"	2.38	63.3	30.89	1955.20
8	"	6.6	"	118.8	0.8	0.60	95.04	71.28	16.66	44.50	"	2.83	56.0	14.26	798.34

$\Sigma = 1030.5$

$\Sigma = 1804.89$

$\Sigma = 21.5$

$\Sigma = 30771.24$

$$K_s = \frac{1804.89 + 21.5}{1030.5} = 1.77$$

$$K_{ss} = \frac{1804.89 + 21.5}{1030.5 + 30771.24 \times 1/100} = 1.365$$



# FIN DE CONSTRUCTION AVAL

R = 115

Etude de faisabilité du barrage Foun El Khanga d'

SOMMAIRE DES T.A.L.S

NE des branches	b (m)	h' (m)	Y <sub>n</sub>	G <sub>n</sub>	S <sub>imm</sub>	Cosα	G <sub>n</sub> S <sub>imm</sub>	G <sub>n</sub> Cosα	Im	(G <sub>n</sub> Cosα) / " 50 "	lg f	C <sub>im</sub>	d <sub>n</sub>	T <sub>n</sub>	T <sub>n</sub> d <sub>n</sub>
-2	10	2,8	1,8	52,0	-0,2	0,99	-11,60	56,79	11,74	35,49	0,62	1,99	111,0	6,95	772,03
-1	11,5	5,0	"	186,3	-0,1	0,99	-19,63	185,37	11,56	115,83	"	1,96	109,5	22,35	2447,98
0	"	13,6	"	186,3	0,0	1,00	0,00	186,30	11,50	116,11	"	1,95	108,3	22,35	2426,6
1	"	17,6	"	364,3	0,1	0,99	36,23	362,50	11,56	226,51	"	1,96	105,0	43,72	4596,43
2	"	20,0	"	414,0	0,2	0,98	82,80	405,60	11,74	253,47	"	1,99	102,0	49,68	5067,36
3	"	21,6	"	447,12	0,3	0,95	124,14	426,30	12,05	266,52	"	2,03	98,0	53,65	5252,13
4	"	22,1	"	457,50	0,4	0,91	122,99	419,30	12,55	261,99	"	2,13	92,6	54,90	5683,40
5	"	21,0	"	434,7	0,5	0,86	217,35	376,46	13,29	235,24	"	2,26	82,3	52,16	4606,10
6	"	18,0	"	372,6	0,6	0,80	223,56	298,08	14,40	186,26	"	2,14	82,6	44,71	3693,20
7	"	13,0	"	269,1	0,7	0,70	185,57	192,17	16,1	120,10	"	2,74	75,6	32,95	2441,30
8	9	6,0	"	124,2	0,8	0,60	99,36	74,52	19,16	46,56	"	3,26	62,6	14,90	1029,40
							Σ = 1134,77			Σ = 1864,37			Σ = 24,73	Σ = 37613,9	

$$K_s = \frac{1864,37 + 24,73}{1134,77} = 1,66$$

$$K_{ss} = \frac{1864,37 + 24,73}{1134,77 + 37613,9 \times 1/115} = 1,29$$

# FIN DE CONSTRUCTION AMONT

R = 113 m.

Etude technique

N° des Tranches	b (m)	h (m)	γ	G <sub>n</sub>	Sin α	Cos α	G <sub>n</sub> Sin α	G <sub>n</sub> Cos α	l <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> Cos α γ%	γ%	Ci/m	dm	T <sub>en</sub>	T <sub>en</sub> dm
-3	11.3	4.0	1.8	81.36	-0.3	0.95	-24.41	77.61	14.84	48.50	0.62	2.01	105.0	9.76	1025.14
-2	"	10.0	"	203.40	-0.2	0.98	-40.68	199.29	11.53	124.53	"	1.96	104.3	24.41	2545.75
-1	"	15.3	"	311.20	-0.1	0.99	-31.12	309.64	11.35	193.48	"	1.93	103.3	37.34	3857.66
0	"	20.0	"	406.80	0.0	1.00	0.00	406.80	11.30	254.20	"	1.92	102.6	48.82	5008.52
1	"	23.0	"	467.82	0.1	0.99	46.78	465.47	11.35	290.86	"	1.93	100.3	56.14	5630.70
2	"	24.6	"	500.36	0.2	0.98	100.10	490.25	11.53	306.34	"	1.92	96.6	60.04	5800.20
3	"	25.6	"	520.00	0.3	0.95	156.20	496.72	11.84	340.38	"	2.01	93.3	62.48	5829.80
4	"	25.3	"	514.60	0.4	0.91	205.84	471.64	12.33	294.71	"	2.40	89.3	61.71	5514.47
5	"	23.3	"	473.90	0.5	0.86	236.96	410.43	13.05	256.46	"	2.22	88.3	56.87	5021.67
6	"	19.0	"	386.46	0.6	0.80	231.88	309.17	14.12	193.19	"	2.40	79.3	46.37	3677.55
7	"	13.0	"	264.42	0.7	0.71	185.10	188.83	15.82	118.00	"	2.69	72.6	31.73	2303.62
8	"	5.0	"	101.70	0.8	0.60	81.36	61.02	18.83	38.13	"	3.20	66.0	12.20	805.45

Σ = 1148.01

Σ = 2428.78

Σ = 26.33

Σ = 47020.5

$$K_s = \frac{2428.78 + 26.33}{1148.01} = 2.138$$

$$K_{ss} = \frac{2428.78 + 26.33}{1148.01 + 47020.5 \times 1/113} = 1.57$$

## FIN DE CONSTRUCTION AMONT

$R = 116.6 \text{ m}$

STATISTIQUE DES TALLUS

N° des tronches	l'	b	$\gamma'$	$G_n$	$S_{mx}$	$\cos \alpha$	$G_n S_{mx}$	$G_n \cos \alpha$	ln	$G_n \cos \alpha \ln l'$	$\ln \gamma'$	Ci ln	dn	T <sub>ln</sub>	T <sub>endn</sub>
-2	8.6	11.6	1.8	179.57	-0.2	0.98	-35.91	175.94	11.84	109.94	0.62	2.01	109.0	21.55	2348.75
-1	14.3	"	"	298.58	-0.1	0.99	-29.86	297.09	11.84	185.64	"	2.01	108.0	35.83	3869.65
0	19.0	"	"	396.72	0.0	1.00	0.00	396.72	11.60	247.90	"	1.97	106.6	47.61	5074.84
1	24.6	"	"	451.0	0.1	0.99	45.10	448.75	11.66	280.41	"	1.98	104.0	54.12	5628.58
2	24.0	"	"	501.12	0.2	0.98	100.22	491.00	11.84	306.81	"	2.01	102.0	60.13	6133.71
3	24.3	"	"	507.38	0.3	0.95	152.21	484.01	12.16	302.44	"	2.07	97.6	60.98	5942.50
4	23.6	"	"	492.77	0.4	0.92	187.11	451.63	12.66	282.21	"	2.15	92.6	59.13	5475.64
5	21.0	"	"	438.48	0.5	0.86	219.24	379.73	13.39	237.28	"	2.27	87.3	52.62	4593.52
6	16.3	"	"	340.34	0.6	0.80	204.21	272.27	14.50	170.14	"	2.46	81.0	40.84	3308.14
7	8.3	"	"	173.30	0.7	0.71	121.31	123.76	16.24	77.33	"	2.76	73.3	20.79	1524.38

$\Sigma = 973.63$

$\Sigma = 2200.1$

$\Sigma = 21.69$

$\Sigma = 43899.7$

$$K_s = \frac{2200.1 + 21.69}{973.63} = 2.28$$

$$K_{ss} = \frac{2200.1 + 21.69}{973.63 + \frac{43899.7 \times 1}{116.6}} = 1.64$$

# FIN DE CONSTRUCTION AMONT

R = 133.3

Bureau technique

N° des Branches	b (m)	h" (m)	g°	Gn	SIN α	COS α	Gn SIN α	Gn COS α	In	Gn Cos α tg β°	tg β°	G' In	In	Ten	Ten dn
-2	133	4.3	18	102.94	-0.2	0.98	- 20.59	100.86	13.57	63.02	0.62	2.31	126.0	12.35	1556.50
-1	"	10.0	"	239.40	-0.1	0.99	- 23.94	239.20	13.67	148.84	"	2.27	125.3	28.73	3599.62
0	"	15.6	"	373.46	0.0	1.00	0.00	373.46	13.30	233.36	"	2.26	123.6	44.81	5539.22
1	"	12.0	"	454.86	0.1	0.99	45.48	452.58	13.37	282.80	"	2.27	120.6	54.58	6582.73
2	"	21.6	"	517.10	0.2	0.98	103.42	506.65	13.57	316.60	"	2.30	116.6	62.05	7235.32
3	"	22.3	"	533.86	0.3	0.95	160.16	509.27	13.94	318.23	"	2.37	112.3	64.06	7194.30
4	"	21.6	"	517.10	0.4	0.92	206.84	473.93	14.51	296.15	"	2.47	108.3	62.05	6720.28
5	"	19.3	"	462.04	0.5	0.87	231.02	400.14	15.36	250.03	"	2.61	103.3	55.45	5727.47
6	"	14.6	"	349.50	0.6	0.80	209.71	279.62	16.62	174.72	"	2.81	96.0	41.94	4026.51
7	"	6.3	"	150.82	0.7	0.74	105.57	107.70	18.62	67.90	"	3.16	89.0	18.10	1610.78
							Σ = 1017.67		Σ = 2151.05		Σ = 24.85				Σ = 39097.4

$$K_s = \frac{2151.05 + 24.85}{1017.67} = 2.138$$

$$K_{ss} = \frac{2151.05 + 24.85}{1017.67 + 39097.4 \times 1/133.3} = 1.66$$

# VIDANGE RAPIDE

R = 105 m

N <sup>o</sup> des branches	b (m)	h'' (m)	γ <sub>s</sub> (t/m <sup>3</sup> )	Sinα	Cosα	G <sub>m</sub>		G <sub>n</sub> Sinα	G <sub>n</sub> Cosα	Wφ	t <sub>g</sub> φ	l <sub>m</sub>	(N-Pln).t <sub>g</sub> φ	G <sub>l</sub> l <sub>m</sub>	d <sub>n</sub> (m)	T <sub>en</sub>	T <sub>en</sub> d <sub>n</sub>
-3	8	3.0	2	-0.3	0.95	48.0		-14.4	45.79	25.16	0.62	8.38	12.89	1.62	99.3	5.76	571.97
-2	10.5	8.3	"	-0.2	0.98	174.3		-34.86	170.78	88.94	"	10.72	51.13	1.82	98.3	20.92	2056.01
-1	"	13.6	"	-0.1	0.99	285.6		-28.56	248.17	143.52	"	10.55	87.89	1.79	98.0	34.27	3358.66
0	"	17.5	"	0.0	1.00	367.5		0.00	367.50	183.75	"	10.50	144.82	1.78	97.0	44.1	4277.7
1	"	20.0	"	0.1	0.99	420.0		42.00	417.89	211.05	"	10.55	129.24	1.79	94.0	50.4	4737.6
2	"	22.6	"	0.2	0.98	474.6		94.92	465.01	242.18	"	10.72	139.23	1.82	91.6	56.95	5216.8
3	"	23.6	"	0.3	0.95	495.6		148.68	472.77	258.76	"	11.00	133.10	1.87	88.6	59.47	5269.22
4	"	23.0	"	0.4	0.92	483.0		193.20	442.70	263.50	"	11.46	111.96	1.95	85.0	57.96	4926.6
5	"	21.6	"	0.5	0.87	453.6		226.80	392.83	261.90	"	12.12	81.82	2.06	82.0	54.43	4463.4
6	"	18.3	"	0.6	0.80	384.3		230.58	307.40	240.28	"	13.12	42.02	2.23	76.5	46.11	3527.9
7	"	13.0	"	0.7	0.71	273.0		191.10	194.96	191.14	"	14.70	2.39	2.50	69.5	32.76	2276.82

Σ = 1049.5

Σ = 1063.4

Σ = 21.22

Σ = 39472.7

$$K_s = \frac{1063.4 + 21.22}{1049.5} = 1.03$$

$$K_{ss} = \frac{1063.4 + 21.22}{1049.5 + 39472.7 \times 1/105} = 0.76$$

Etude de faisabilité du barrage Fourn El Khanga

STABILITE DES TALUS

# VIDANGE RAPIDE

R = 133

	b (m)	h' (m)	h'' (m)	γ <sub>1</sub>	γ <sub>2</sub>	G <sub>n</sub>	Sinα	Cosα	G <sub>n</sub> Sinα	G <sub>n</sub> Cosα	tg φ <sub>1</sub>	Wφ	ln	dn	(G <sub>n</sub> Cosα - Wφ) tg φ <sub>1</sub>	Ci ln	T <sub>en</sub>	T <sub>endn</sub>
-2	133	0	4,3	1,2	2	103,2	-0,2	0,98	-20,6	101,1	0,62	52,6	12,24	126,0	30,3	2,10	12,40	1560,40
-1	"	"	10	"	"	240,0	-0,1	0,99	-24,0	238,8	"	120,6	12,40	125,3	73,85	2,05	23,90	3608,60
0	"	"	15,6	"	"	374,4	0	1,0	0	374,4	"	187,2	12,0	123,6	116,97	2,04	44,90	5553,40
1	"	"	19,0	"	"	456,0	0,1	0,99	45,6	453,7	"	229,1	12,06	120,6	140,00	2,04	54,720	6599,20
2	"	"	21,6	"	"	518,4	0,2	0,98	103,7	507,9	"	264,5	12,24	116,6	152,10	2,03	62,20	7253,40
3	"	"	22,3	"	"	535,2	0,3	0,95	160,5	510,5	"	290,5	12,6	112,3	143,73	2,14	64,22	7272,30
4	"	"	21,6	"	"	518,4	0,4	0,92	207,3	475,12	"	292,8	13,1	108,3	120,17	2,22	62,21	6737,12
5	"	"	19,3	"	"	463,2	0,5	0,86	231,6	404,14	"	267,4	13,85	103,3	83,55	2,35	55,58	5741,80
6	"	2	12,6	"	"	345,6	0,6	0,80	207,4	276,5	"	207,4	15,0	96,0	54,66	2,55	44,50	3981,30
7	7,6	3,3	0	"	"	45,44	0,7	0,71	31,6	32,23	"	0	10,6	89,0	20,14	1,81	5,42	482,13

Σ = 756,53

Σ = 935,47

Σ = 21,38

Σ = 48729,35

$$K_s = \frac{935,5 + 21,38}{756,50} = 1,26$$

$$K_{ss} = \frac{935,5 + 21,38}{756,5 + 48729,4 \times 1/133} = 0,26$$

# VIDANGE RAPIDE

R = 146 m

N° des branches	b (m)	h (m)	h' (m)	$\gamma_1$ (t/m <sup>2</sup> )	$\gamma_2$ (t/m <sup>2</sup> )	G <sub>n</sub>	sin $\alpha$	cos $\alpha$	G <sub>n</sub> sin $\alpha$	G <sub>n</sub> cos $\alpha$	l <sub>n</sub>	W <sub>0n</sub>	tg $\beta$	(G <sub>n</sub> cos $\alpha$ - W <sub>0</sub> ) tg $\beta$	ciln	dn (m)	T <sub>0n</sub>	T <sub>endn</sub>
-2	11.6	0	8.6	1.8	2.0	119.52	-0.2	0.98	-39.90	195.49	11.84	101.82	0.62	58.53	2.01	108	23.9	2609.72
-1	"	"	14.3	"	"	331.76	-0.1	0.99	-33.20	330.10	11.60	166.70	"	102.10	1.98	108	39.8	4299.6
0	"	"	19.0	"	"	440.80	0.0	1.00	0.00	440.80	11.60	220.40	"	137.72	1.97	106.6	52.9	5638.7
1	"	"	21.6	"	"	501.12	0.1	0.99	50.10	498.60	11.65	251.80	"	154.21	1.98	104.0	60.1	6253.97
2	"	"	24.0	"	"	556.80	0.2	0.98	111.36	545.50	11.83	284.10	"	163.35	2.01	102.0	66.8	6815.23
3	"	"	24.3	"	"	563.76	0.3	0.95	169.10	537.80	12.20	295.50	"	151.41	2.06	97.6	67.6	6602.75
4	"	"	23.6	"	"	547.50	0.4	0.92	219.00	501.80	12.65	298.70	"	126.92	2.15	92.6	65.7	6084.40
5	"	"	21.0	"	"	487.20	0.5	0.86	243.60	421.90	13.40	281.30	"	87.88	2.28	87.3	58.5	5103.80
6	"	0.6	15.6	"	"	361.92	0.6	0.80	224.60	299.56	14.50	226.20	"	45.84	2.46	81.0	44.9	3609.63
7	12	8.3	0.0	"	"	179.30	0.7	0.71	125.40	128.03	16.80	0.00	"	80.00	2.85	73.3	21.51	1576.94

$\Sigma = 1069.96$

$\Sigma = 1107.96 \quad \Sigma = 21.75$

$\Sigma = 48594.54$

$$K_s = \frac{1107.96 + 21.75}{1069.96} = 1.06$$

$$K_{ss} = \frac{1107.96 + 21.75}{1069.96 + 48594.54 \times 1/116} = 0.77$$

Etude de faisabilité du barrage Fourn El Khanga

C"

STABILITE DES TALUS

# FONCTIONNEMENT NORMAL

R = 90 m

Bande technique

	b (m)	h' (m)	h'' (m)	γ <sub>1</sub> (t/m <sup>3</sup> )	γ <sub>2</sub> (t/m <sup>3</sup> )	G <sub>m</sub>	Sinα	Cosα	G <sub>m</sub> Sinα	G <sub>m</sub> Cosα	ln	Wφ	tg%	(G <sub>m</sub> Cosα - Wφ) tg%	cin	dn (m)	T <sub>en</sub>	T <sub>end</sub>
-3	0,9	3,5	0,0	1,8	2	56,7	-0,3	0,95	-17,01	54,02	9,43	0,00	0,62	33,80	1,60	84,0	6,8	571,54
-2	"	9,5	0,0	"	"	153,9	-0,2	0,98	-30,78	150,80	9,18	0,00	"	94,22	1,56	82,6	18,67	1525,45
-1	"	13,3	1,0	"	"	233,9	-0,1	0,99	-23,34	232,30	9,04	9,04	"	139,50	1,54	82,0	28,00	2297,24
0	"	16,6	1,3	"	"	292,32	0,0	1,00	0,00	292,32	9,00	11,70	"	175,35	1,53	81,0	35,10	2941,35
1	"	20,3	1,0	"	"	346,86	0,1	0,99	34,69	345,12	9,04	9,04	"	210,00	1,54	78,6	41,60	3271,59
2	"	23,3	0,0	"	"	377,46	0,2	0,98	75,49	369,83	9,18	0,00	"	231,10	1,56	76,0	45,29	3442,40
3	"	24,6	"	"	"	398,52	0,3	0,95	119,55	380,16	9,43	"	"	237,55	1,60	72,3	47,82	3457,56
4	"	25,0	"	"	"	405,00	0,4	0,92	162,00	371,19	9,82	"	"	231,94	1,67	74,6	48,60	3479,76
5	"	24,0	"	"	"	388,8	0,5	0,87	194,40	336,71	10,39	"	"	210,40	1,76	65,0	46,67	3032,64
6	"	21,6	"	"	"	349,92	0,6	0,80	209,95	279,94	11,25	"	"	174,92	1,91	60,6	41,99	2544,62
7	"	17,6	"	"	"	285,12	0,7	0,71	199,58	203,62	12,60	"	"	127,23	2,14	54,6	34,20	1868,10
8	"	11,3	"	"	"	183,06	0,8	0,60	146,45	109,64	15,00	"	"	68,63	2,55	49,3	21,97	1082,98
9	0,5	4,5	"	"	"	72,9	0,9	0,43	65,61	31,78	20,65	"	"	19,86	3,51	43,3	8,75	378,79

$$\Sigma = 1126,6$$

$$\Sigma = 1954,5 \quad \Sigma = 24,5$$

$$\Sigma = 29794,0$$

$$K_s = \frac{1954,5 + 24,5}{1126,6} = 1,75$$

$$K_{ss} = \frac{1954,5 + 24,47}{1126,6 + 29794 \times 1/90} = 1,36$$



# FONCTIONNEMENT NORMAL

$R = 115 \text{ m}$

Etude de faisabilité du barrage Form Et Khanga d'

STABILITE DES TALUS

N° des branches	b (m)	h (m)	h' (m)	$V_1$ (b/m²)	$V_2$ (b/m²)	$S_n$	$S_{1n}$	$S_{2n}$	$S_{1n} S_{2n}$	$S_n S_{2n}$	ln	w/p	$\log R$	$(S_{1n} S_{2n} - w/p) \log R$	c/n	dn (m)	Ten	Ten/dn
-2	10,0	2,8	0	1,8	2,0	58,00	-0,2	0,98	-11,60	56,79	11,74	0,00	0,52	35,48	1,99	11,0	6,95	772,03
-1	11,5	3,0	1,0	"	"	182,60	-0,1	0,99	-18,26	187,55	11,55	11,55	"	110,03	1,96	109,5	22,6	2472,20
0	"	12,3	1,3	"	"	224,50	0,0	1,00	0,00	224,51	11,50	14,95	"	169,44	1,95	108,5	34,14	3704,32
1	"	16,6	1,0	"	"	365,60	0,1	0,99	36,56	364,79	11,55	11,55	"	220,72	1,96	105,0	44,10	4619,41
2	"	19,5	0,3	"	"	412,62	0,2	0,98	92,52	404,36	11,73	3,52	"	250,42	1,99	102,0	49,51	5050,47
3	"	21,5	0,0	"	"	447,12	0,3	0,95	134,14	425,50	12,03	0,00	"	266,52	2,05	98,0	53,65	5253,13
4	"	22,1	"	"	"	457,47	0,4	0,92	192,99	412,22	12,55	"	"	251,99	2,13	92,6	54,90	5023,40
5	"	21,0	"	"	"	454,70	0,5	0,88	217,35	376,46	13,28	"	"	235,24	2,26	88,3	52,16	4606,1
6	"	18,0	"	"	"	372,60	0,6	0,80	323,36	292,08	14,37	"	"	176,26	2,44	82,6	44,71	3603,21
7	"	13,0	"	"	"	249,10	0,7	0,71	177,37	172,17	16,10	"	"	120,10	2,74	76,6	52,50	2444,27
8	9	5,0	"	"	"	124,20	0,8	0,50	99,36	74,52	19,16	"	"	46,55	3,26	68,6	44,90	1022,41

$\Sigma = 1134,5$

$\Sigma = 1901,76$      $\Sigma = 24,73$

$\Sigma = 38728,95$

$$K_b = \frac{1901,76 + 24,73}{1134,49} = 1,70$$

$$K_{95} = \frac{1901,76 + 24,73}{1134,49 + 38728,95 \times 1/115} = 1,30$$

N <sup>o</sup> des Branches	b (m)	h' (m)	h'' (m)	γ' <sub>1</sub> (t/m <sup>2</sup> )	γ' <sub>2</sub> (t/m <sup>2</sup> )	G <sub>n</sub>	Sinα	Cosα	G <sub>n</sub> .Sinα	G <sub>n</sub> .Cosα	ln	W <sub>0n</sub>	tg φ <sub>i</sub>	(G <sub>n</sub> .Cosα - W <sub>0n</sub> ) tg φ <sub>i</sub>	c <sub>iln</sub>	dn (m)	T <sub>0n</sub>	T <sub>0n</sub> .dn
-2	10	5.3	0.0	1.8	2.0	95.4	-0.2	0.98	-19.08	93.47	10.21	0.00	0.62	58.41	1.73	95	11.65	1087.56
-1	"	10.0	0.5	"	"	190.0	-0.1	0.99	-19.00	189.04	10.01	5.02	"	114.50	1.70	93.3	22.80	2127.24
0	"	14.0	1.3	"	"	278.0	0.0	1.00	0.00	278.00	10.00	13.00	"	165.60	1.70	91.3	33.05	3045.77
1	"	18.0	0.6	"	"	336.0	0.1	0.99	33.60	334.30	10.05	6.03	"	205.14	1.71	89.3	40.32	3600.60
2	"	21.0	0.0	"	"	378.0	0.2	0.98	75.60	370.36	10.20	0.00	"	231.43	1.73	86.6	45.36	3928.18
3	"	22.6	"	"	"	406.8	0.3	0.95	122.04	388.06	10.48	"	"	242.48	1.78	83.3	48.82	4066.37
4	"	22.6	"	"	"	406.8	0.4	0.92	162.72	372.84	10.91	"	"	232.97	1.85	78.3	48.81	3822.3
5	"	21.6	"	"	"	398.8	0.5	0.87	194.40	336.72	11.55	"	"	210.40	1.96	75.0	46.66	3499.30
6	"	19.0	"	"	"	342.0	0.6	0.80	205.2	273.60	12.50	"	"	170.96	2.26	70.0	41.10	2872.80
7	"	14.3	"	"	"	257.0	0.7	0.71	180.18	183.82	14.00	"	"	114.80	2.38	63.3	30.10	1955.2
8	"	6.6	"	"	"	118.8	0.8	0.60	95.04	71.28	16.66	"	"	44.50	2.83	56.0	14.26	798.34
									Σ= 1030.7					Σ= 1791.2	Σ= 2427			Σ= 30183.66

$$K_s = \frac{1791.2 + 21.27}{1030.70} = 1.75$$

$$K_{ss} = \frac{1791.2 + 21.27}{1030.7 + 30183.66 \times 1/100} = 1.36$$

# DERIVATION PROVISOIRE

---

## DERIVATION PROVISOIRE :

### 1) Introduction :

Les principales solutions envisageables pour la maîtrise des eaux durant la construction du barrage sont les suivantes :

#### 1-1- Chenal à ciel ouvert :

La réalisation d'un chenal à ciel ouvert et la construction de la digue par phases ne sont pas intéressantes dans le cas d'une vallée assez étroite (vu la hauteur et le volume importants de la digue.)

#### 1-2- Galerie sous remblai :

D'expérience, il apparaît que les principaux problèmes grevant le coût d'une telle solution sont :

- Stabilité de la fouille de la galerie.
- Problèmes d'infiltration d'eau dans la fouille due à la proximité de la rivière.
- Epaisseur du béton de revêtement et quantité d'armatures
- Du fait de la déformabilité du terrain de fondation. Il faut s'attendre à une déformation de la galerie se traduisant par un tassement important et un allongement de celle-ci sous remblai, c'est à dire à l'ouverture des joints de construction transversaux tous les 10m.

#### 1-3- Galerie souterraine

Etant donné les conditions du site, la dérivation au travers d'une galerie souterraine reste la solution meilleure. compte tenu des débits à évacuer (crue de chantier estimée à  $950\text{m}^3/\text{s}$  avant laminage), on peut envisager l'évacuateur de cette crue.

- Soit par une galerie à écoulement libre.
- Soit par une galerie à écoulement en charge.

---

## Ouvrages annexes

---

La dérivation totale d'un débit de crue décennale. d'ordre  $950 \text{ m}^3/\text{s}$  semble contreuse.

devant un tel problème, la construction d'un batardeau pour l'amortissement de débit de crue s'avère nécessaire, mais celui-ci se voit limiter par son hauteur, de ce fait on utilise un procédé analytique permettant la détermination du diamètre de la galerie en fonction de la hauteur du batardeau.

### - PROCEDE DE CALCUL :

- on prend par hypothèse une vitesse d'écoulement admissible à l'intérieur de la galerie.

- on donne une série de valeurs de diamètres.

- on détermine leurs sections correspondantes en appliquant la formule :

$$Q_{ev} = V.S$$

$Q_{ev}$  : débit évacué.

$V$  : vitesse à l'intérieur de la galerie.

$S$  : section de la galerie.

Le débit de crue amorti par le batardeau est donné par :

$$Q_{amorti} = Q_{0,1} - Q_{év}$$

- Volume correspondant :  $V_{amort} = Q_{amort} \times t$

$t$  : temps correspondant au débit de crue amorti, obtenu par à partir de l'hydrogramme de crue décennal.

- En utilisant la valeur du volume amorti, on pourra déduire la hauteur du batardeau par interpolation à partir de la courbe "capacité - altitude " .

## DERIVATION PROVISOIRE

### - RESULTATS DE CALCUL :

$$V = 10 \text{ m/s}$$

$$Q = 950 \text{ m}^3/\text{s}$$

D m	S m <sup>2</sup>	Qév m <sup>3</sup> /s	Qamort	t s	Vamort m <sup>3</sup>	hauteur du batardeau
8	50,24	502,4	447,6	46800	20,95	33
8,5	56,71	567,1	382,9	43920	16,81	31,1
9	63,58	635,8	314,2	39960	12,55	29,5
9,5	70,84	708,4	241,6	34920	8,43	26,2
10	78,50	785,0	165,0	28800	4,75	23,5
10,5	86,54	865,4	84,6	20520	1,73	16

Le choix d'une dimension reste lié à deux critères qui sont inversement proportionnels l'un par rapport à l'autre ces deux critères sont, la hauteur du batardeau et le diamètre de la galerie.

Pour des conditions pratiques et économiques, on a choisi une galerie de 10 m de diamètre de longueur. avec un batardeau de 24 m.

Etant donné que la roche est en bon état le choix d'une galerie de 10 m de diamètre paraît acceptable, et par la suite cette dernière servira comme galerie d'amenée pour la conduite de vidange du fond.

---

# EVACUATEUR DES CRUES

---

## EVACUATEUR DE CRUE

### - Généralité :

Pour évacuer le débit de crue, estimé à  $2800 \text{ m}^3/\text{s}$ , on a étudié la possibilité des deux rives, en se basant sur l'étude géologique et topographique du site.

On a constaté que la pente de la rive gauche est plus raide que celle de la droite donc le volume d'excavation est plus important.

### - Choix du type d'évacuateur :

Pour déterminer l'emplacement le plus favorable et la variante la plus économique, on a étudié deux types d'évacuateur.

### - Evacuateur en puit :

Etant donné que le débit est bien supérieure au débit nominal  $Q = 2800 \text{ m}^3/\text{s}$ , ce qui demande la construction de deux galeries avec deux puits en tulipe. ce qui rend le coût de l'ouvrage très élevé, donc cette variante est rejetée.

### - Evacuateur de surface à seuil libre :

Comme on a souligné dans l'introduction que la topographie des deux rives est défavorable, surtout la rive gauche (pente : très raide). on a essayé de trouver un emplacement favorable à l'évacuateur sur la rive droite, un emplacement où l'excavation est moins importante.

### - Profil type du déversoir :

Le déversoir envisagé est à profil pratique type "CREAGUER" ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller.

En tenant compte du coursier correspondant à  $H = 1m$ , on déduit le profil qui correspond à une charge  $H_1 = 3,2 m$ , cela en application de la loi de similitude de Reich - Froude.

Pour justifier l'application de cette loi, on admet que les forces d'inertie et de pesanteur sont prépondérantes devant la force viscosité.

Le rapport des dimensions linéaires étant constant, on peut écrire.

$$\frac{H_1}{H} = \frac{X_1}{X} \quad H = 1m \quad X_1 = H_1 X$$

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

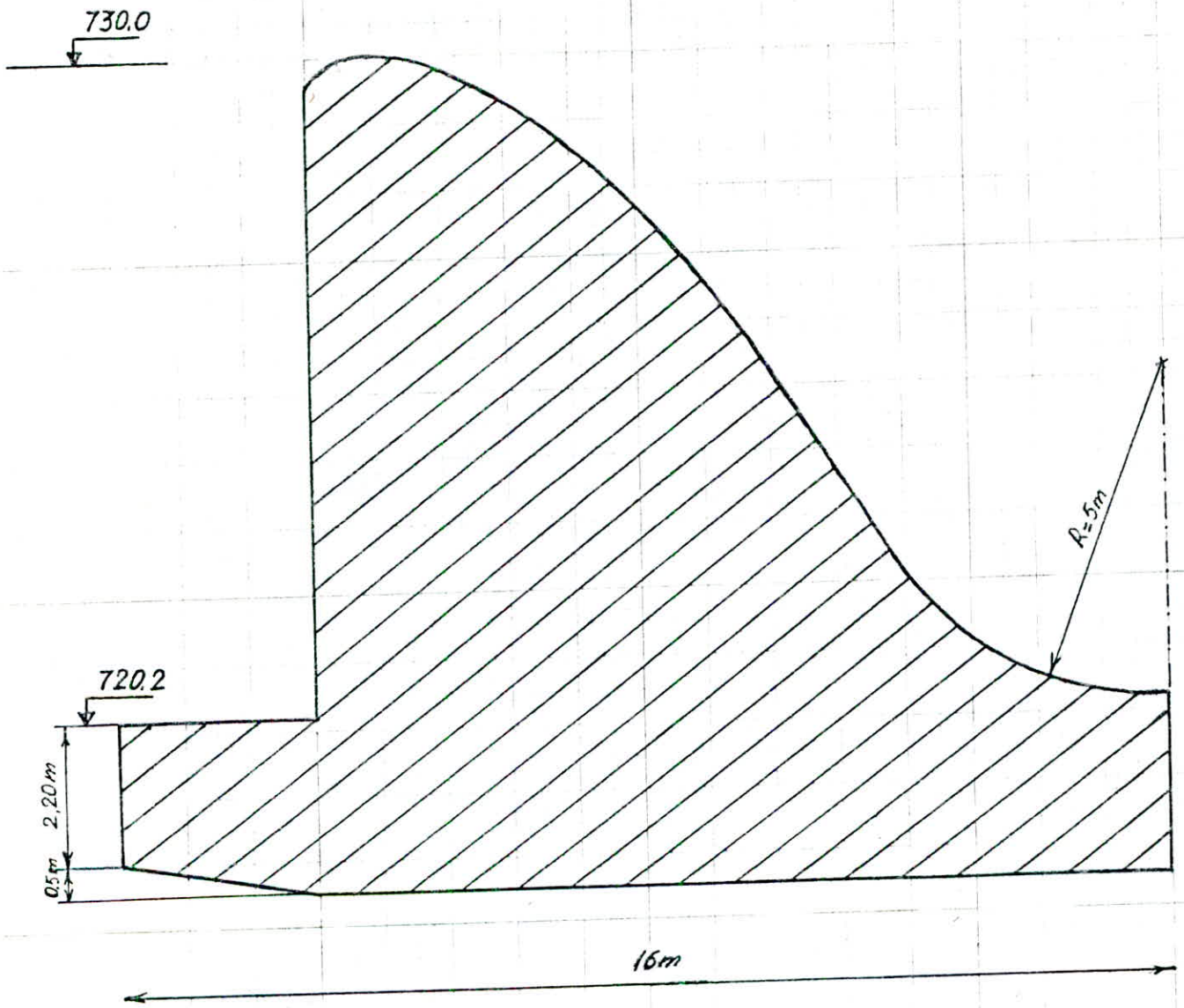
En utilisant les coordonnées  $(X, Y)$  de la charge  $H = 1m$ , on détermine les coordonnées de la charge  $H_1 = 3,2 m$ .

A partir de ces coordonnées, on trace le profil du coursier point par point.

$$X_1 = 3,2 X \quad Y_1 = 3,2 Y$$

Ouvrages annexes

PROFIL DE L'EVACUATEUR DE CRUE



ECHELLE 1/100



# EVACUATION DES CRUES

Profil	H=1m	Profil	H=3.2m
X	Y	X1	Y1
0.0	0.126	0.00	0.403
0.1	0.036	0.32	0.115
0.2	0.007	0.64	0.022
0.3	0.000	0.96	0.000
0.4	0.006	1.28	0.019
0.5	0.027	1.60	0.086
0.6	0.060	1.92	0.192
0.7	0.100	2.24	0.320
0.8	0.146	2.56	0.467
0.9	0.198	2.88	0.633
1.0	0.256	3.20	0.819
1.1	0.321	3.52	1.027
1.2	0.394	3.84	1.261
1.3	0.475	4.16	1.520
1.4	0.564	4.48	1.805

1.5	0.661	4.80	2.115
1.6	0.764	5.12	2.445
1.7	0.873	5.44	2.793
1.8	0.987	5.76	3.158
1.9	1.108	6.08	3.545
2.0	1.235	6.40	3.952
2.1	1.369	6.72	4.381
2.2	1.508	7.04	4.825
2.3	1.653	7.36	5.289
2.4	1.804	7.68	5.773
2.5	1.980	8.00	6.336
2.6	2.122	8.32	6.790
2.7	2.289	8.64	7.325
2.8	2.462	8.96	7.878
2.9	2.640	9.28	8.448
3.0	2.824	9.60	9.037

## Ouvrages annexes

### - Stabilité de l'ouvrage évacuateur :

Pendant la période d'exploitation, l'ouvrage est soumis à plusieurs sollicitations.

Pour la bonne tenue de l'ouvrage, il est nécessaire de vérifier la stabilité de ce dernier, afin de remédier à toutes contraintes extérieures.

Cette étude de stabilité se fera contre :

- Le glissement.
- Le renversement.
- Le soulèvement.

#### a) Stabilité contre le glissement :

Le coefficient de sécurité contre le glissement est défini par :

$$K_g = \frac{\text{forces stabilisatrices}}{\text{forces d'entraînements}} = \frac{f \cdot (G - W_\phi)}{P} = 1,6$$

f : Coefficient de frottement  $f = 0,65$  à  $0,75$ .

G : poids de l'ouvrage

$$G = 1/2 \cdot b \cdot b \cdot h = 188^t$$

b : poids spécifique du béton :  $\rho = 2,4 \text{ t/m}^3$

b : base de l'ouvrage = 16 m

h : hauteur au niveau du seuil = 9,8 m

$W_\phi$  : pression de l'eau d'infiltration

$$W_\phi = \frac{1}{2} X \cdot \rho \cdot h \cdot b = 78,4^t$$

X = 0,5 + 1,0

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

P : poussée de l'eau sur le parement amont

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot h^2 = 48, \text{ t}$$

## EVACUATEUR DES CRUES

### b) Stabilité contre le renversement :

Le coefficient de sécurité contre le renversement est défini par :

$$K_r = \frac{\text{Moments des forces retenantes}}{\text{Moments des forces renversantes}} = \frac{2/3 \cdot b(G - W_g)}{1/3 \cdot P \cdot h}$$

$$K_v = 7,4$$

Le coefficient de sécurité contre le soulèvement est donné par :

$$K_s = \frac{\text{Forces empêchant le soulèvement}}{\text{forces provoquant le soulèvement}} = \frac{G + P_1}{W_g} = 2,7$$

$P_1$  : poids de l'eau sur la console au niveau de la base du déversoir.

$$P_1 = b_1 h = 29,4 \text{ t}$$

$b_1$  : largeur de la console de la base du déversoir.

suivant les valeurs obtenus pour les différentes sollicitations, on constate que la stabilité est largement vérifiée.

### - Caractéristiques de l'évacuateur :

L'évacuateur de crue se compose d'un déversoir type CREAGER en forme de bec de canard, d'un canal d'évacuation et d'un bassin d'arrêt.

étant donné que la topographie ne permet pas la réalisation d'un déversoir de longueur 80 m (excavation de la roche très importante) pour remédier à ce problème et pour diminuer le coût de l'ouvrage on a préféré la réalisation d'un déversoir en forme de bec de canard qui aura une largeur maximale de 32,4 m.

Cette solution doit faire l'objet d'une étude sur modèle réduit.

## Ouvrages annexes

### - Calcul hydraulique :

a) hauteur critique au dessus du seuil de déversoir :

$$K = \left(\frac{q}{g}\right)^{1/3} \quad (\text{m})$$

$$q = Q/b \quad \text{m}^2/\text{s}$$

Q : débit de pointe à évacuer = 998,4 m<sup>3</sup>/s

b : largeur du déversoir b = 80 m

$$q = 12,48 \text{ m}^2/\text{s} \quad K = 2,51 \text{ m}$$

la charge critique :  $H_K = \frac{3}{2} K = 3,76 \text{ m}$

étant donnée que les pertes de charges sur le parement aval du déversoir sont négligées la charge au pieds de celui-ci sera :

$$h = h_t + \frac{V_t^2}{2g} = H_K + (c_s - c_p)$$

ht : profondeur d'eau au pied du déversoir (m)

Vt : vitesse d'écoulement au pied du déversoir (m/s)

Cs : côte du seuil (m) Cs = 730

Cp : côte du radier (m) Cr = 720,2

d'où : H = 13,56 m  $H_t = \frac{H}{K} = 5,4$

on déduit de l'abaque 18 que  $h_{t+} = 0,313$

$$h_t = K h_{t+} = 0,785 \text{ m}$$

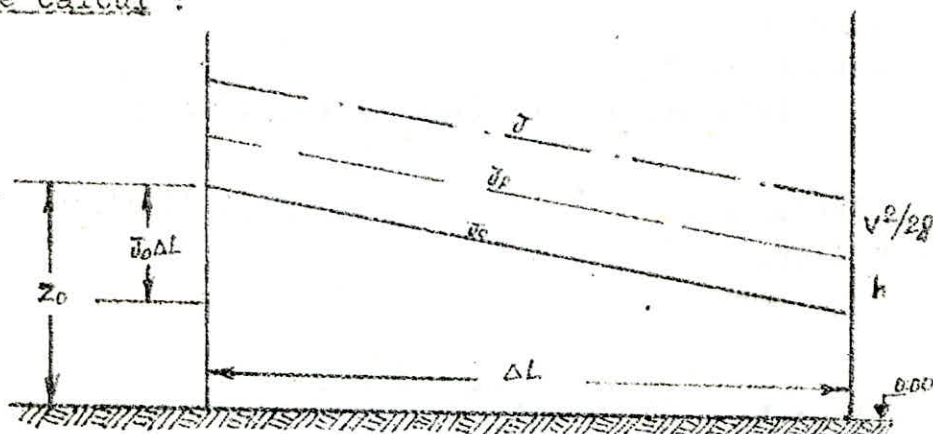
### - Etude de l'écoulement dans le canal d'évacuation:

Le canal d'évacuation sert à véhiculer le débit deversé vers l'oued. on a choisi un canal de forme trapezoidal et de pente géométrique déterminée par les conditions topographiques est de 0,09.

## EVACUATEUR DES CRUES

L'écoulement dans le canal est graduellement varié, dans un tel écoulement, les différentes paramètres hydrauliques sont variables et son profil en long est nommé "courbe de Remous".

Schema de calcul :



Si  $\Delta L$  tend vers zéro, on aura la variation de la charge totale par unité de longueur.

$$J = - \frac{d}{dl} \left( \frac{v^2}{2g} + Z_0 - J_0 L + h \right)$$

$Z_0$  : profondeur qui correspond à  $L = 0$

où:  $J = - \frac{v}{g} \cdot \frac{dv}{dl} + J_0 - \frac{dh}{dl}$

Pour un écoulement permanent, l'équation de continuité est :

$$Q = V.S$$

donc :  $S \cdot \frac{dv}{dl} + V \cdot \frac{ds}{dl} = 0$  en posant  $ds = e dh$

$e$  : largeur du plan d'eau.

$$dl = \frac{1 - Q^2 \cdot e / K S^3}{J_0 - J}$$

---

## Ouvrages annexes

---

- dl : distance entre deux sections consecutives (m)  
Q : debit vehiculé (m<sup>3</sup>/s)  
e : largeur du plan d'eau (m)  
S : section mouillée (m<sup>2</sup>)  
J<sub>0</sub> : pente geometrique du canal  
J : gradient de perte de charge  
dh : difference des profondeurs d'eau des deux sections (m)

le calcul des paramètres de remous est donné par l'utilisation d'un programme pour la T I 59.

- formules de base :

$$L_1^{i-1} = b_0 + \frac{b_n + b_0}{L_n} \cdot (L_1 + \frac{\Delta L}{2}) \quad (m)$$

$$A_i = (h_i + \frac{\Delta h_i}{2}) ( b_i \cdot L_1^{i-1} + 2 (h_i + \frac{\Delta h_i}{2}) ) \quad (m^2)$$

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

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

$$X = \text{Cotg } \theta$$

- le coefficient de frottement est donné par la formule :

$$f_r = (1,14 - 0,86 \cdot \ln \frac{e}{Dh})^{-2}$$

- Le gradient de perte de charge est donné par la formule de "WEISBACH"

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

# EVACUATEUR DES CRUES

Remous Descendant type P2 T.R.T Sup.n

Remous Ascendant type P3 T.R.T.Subn

$L_i$	$h_i$	$b_i^{i-1}$	$K_i$	$h_{ui}$	$\Delta h$
0.00	0.785		2.51		-0.01
6.27	0.775	32.50	4.56	1.260	
12.41	0.765	32.27	4.605	1.270	
18.42	0.755	31.83	4.650	1.285	
24.33	0.745	31.40	4.690	1.300	
30.14	0.735	31.10	4.730	1.310	
35.85	0.725	30.60	4.770	1.320	
41.48	0.715	30.16	4.82	1.33	
47.03	0.705	29.76	4.86	1.345	
52.50	0.695	29.36	4.90	1.360	
57.89	0.685	28.97	4.95	1.370	
63.23	0.675	28.59	4.99	1.382	
68.70	0.665	28.213	5.036	1.394	
73.71	0.655	27.837	5.082	1.407	
78.85	0.645	27.467	5.127	1.420	
83.98	0.635	27.100	5.174	1.433	
89.04	0.625	26.740	5.22	1.447	
94.05	0.615	26.380	5.268	1.460	
99.02	0.605	26.02	5.316	1.474	
103.94	0.595	25.668	5.364	1.488	
108.82	0.585	25.320	5.414	1.502	
113.67	0.575	24.94	5.463	1.517	
118.48	0.565	24.621	5.514	1.531	
118.96	0.566	24.100	5.595	1.554	+0.001
119.44	0.567	24.06	5.600	1.556	
119.91	0.568	24.03	5.605	1.557	
120.39	0.569	24.00	5.610	1.559	
120.88	0.570	23.96	5.616	1.561	

$L_i$	$h_i$	$b_i^{i-1}$	$K_i$	$h_{ui}$	$\Delta h$
122.31	0.573	23.86	5.632	1.565	+0.001
123.27	0.575	23.795	5.642	1.568	
124.24	0.577	23.73	5.653	1.571	
125.18	0.579	23.66	5.664	1.574	
126.14	0.581	23.59	5.670	1.578	
127.10	0.583	23.52	5.685	1.581	
128.07	0.585	23.45	5.696	1.584	
129.03	0.587	23.38	5.707	1.587	
130.95	0.591	23.25	5.730	1.594	
131.92	0.593	23.18	5.741	1.597	
132.88	0.595	23.11	5.752	1.600	
133.85	0.597	23.04	5.763	1.604	
135.78	0.601	22.90	5.786	1.610	
136.75	0.603	22.84	5.798	1.614	
137.71	0.605	22.77	5.810	1.617	
138.68	0.607	22.70	5.821	1.621	
139.65	0.609	22.63	5.833	1.624	
140.60	0.611	22.56	5.845	1.627	
141.59	0.613	22.49	5.854	1.631	
143.53	0.617	22.36	5.881	1.638	
144.50	0.619	22.29	5.893	1.642	
145.96	0.622	22.19	5.911	1.647	
146.93	0.624	22.10	5.923	1.651	
147.90	0.626	21.98	5.948	1.658	
149.85	0.630	21.91	5.960	1.662	
150.22	0.632	21.84	5.973	1.665	
151.80	0.634	21.77	5.98	1.669	
153.75	0.638	21.638	6.011	1.677	

# Ouvrages annexes

154,72	0,640	21,57	6,024	1,680	+0,001	
155,70	0,642	21,50	6,037	1,684		
156,68	0,644	21,43	6,050	1,688		
157,65	0,646	21,36	6,063	1,692		
158,63	0,648	21,293	6,076	1,696		
159,61	0,650	21,223	6,089	1,700		
160,59	0,652	21,154	6,102	1,704		
161,56	0,654	21,085	6,115	1,708		
162,54	0,656	21,016	6,129	1,712		
163,53	0,658	20,95	6,143	1,716		
164,50	0,660	20,88	6,156	1,720		
165,49	0,662	20,81	6,170	1,724		
166,47	0,664	20,74	6,184	1,729		
167,45	0,666	20,669	6,198	1,733		
168,43	0,668	20,60	6,212	1,737		
169,41	0,670	20,53	6,225	1,741		
170,39	0,672	20,46	6,240	1,745		
175,30	0,682	20,27	6,279	1,757		+0,01
180,22	0,692	19,92	6,352	1,779		
185,14	0,702	19,57	6,427	1,802		
190,07	0,712	19,22	6,504	1,826		
195,00	0,722	18,88	6,584	1,850		
199,93	0,732	18,53	6,666	1,876		
204,86	0,742	18,18	6,751	1,902		
209,79	0,752	17,83	6,839	1,930		
214,73	0,762	17,48	6,930	1,958		
219,65	0,772	17,13	7,023	1,988		
224,58	0,782	16,78	7,120	2,019		
229,50	0,792	16,43	7,221	2,051		
234,41	0,802	16,088	7,324	2,085		
239,32	0,812	15,74	7,432	2,120		

244,21	0,822	15,39	7,543	2,156	+0,01
249,10	0,832	15,047	7,658	2,194	
253,98	0,842	14,700	7,778	2,234	
258,84	0,852	14,35	7,902	2,276	
263,69	0,862	14,01	8,030	2,320	
268,52	0,872	13,672	8,164	2,366	
273,33	0,882	13,33	8,303	2,415	
278,13	0,892	12,99	8,447	2,465	
282,90	0,902	12,65	8,597	2,519	
287,66	0,912	12,31	8,753	2,576	
292,39	0,922	11,98	8,916	2,635	
297,09	0,932	11,645	9,080	2,699	
304,77	0,942	11,313	9,262	2,767	
306,42	0,952	10,984	9,447	2,838	
310,13	0,962	10,65	9,639	2,914	
314,46	0,972	10,33	9,841	2,99	
318,72	0,982	10,01	10,05	3,080	



---

## PRISE D'EAU

---

### - PRISE D'EAU :

La prise d'eau est destinée pour le prélevement d'un débit destiné à l'alimentation des deux villes et à l'irrigation.

### - Calcul hydraulique.

- débit de pointe pour l'A.E.P  $Q_p = 0,634 \text{ m}^3/\text{s}$

- débit de pointe pour l'irrigation.

Le débit de pointe destiné à l'irrigation correspond au plus fort taux de la demande qui est de 21% du volume régularisé, pendant le mois de Juillet.

$$Q_{p_i} = 0,47 \text{ m}^3/\text{s}$$

- débit total =  $0,634 + 0,47 = 1,104 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour des conditions économiques on a choisis une conduite d'amenée mixte.

Pour le choix du diamètre on doit vérifier la vitesse d'écoulement pour deux cas :

- A.E.P seul ( $Q_{\min}$ )

- A.E.P et irrigation pendant la période sèche ( $Q_{\max}$ )

Le diamètre choisi est de 1000 mm avec une vitesse en A.E.P seul  $V_1 = 0,81 \text{ m/s}$  et une vitesse pendant la période sèche  $V_2 = 1,4 \text{ m/s}$ .

### Vidange de fond :

La vidange de fond aura pour fonction de :

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

---

## VIDANGE DU FOND

---

- Calcul hydraulique de la vidange de fond.

Vu les données relatives de l'apport, le volume vidangé sera fixé à 20% du volume utile du réservoir.

En Algérie le délai de la vidange rapide est fixé à 21 jours.

- Procédé de calcul.

$$V_{\text{vid}} = 0,2 V_u = 4,210^6 \text{ m}^3$$

le débit correspondant est de :

$$Q_{\text{vid}} = \frac{V_{\text{vid}}}{21 \cdot 24 \cdot 3600} = 2,31 \text{ m}^3/\text{s}$$

le choix d'un diamètre de 900 mm pour la conduite de vidange nous donne une vitesse d'écoulement de :

$$V = \frac{4 Q_{\text{vid}}}{\pi D^2} = 3,63 \text{ m/s}$$

- Dispositif de la prise d'eau.

La prise d'eau sera constituée d'une tour en béton, inclinée et reposant sur le versant gauche. Il est constitué d'ouvertures situées à différentes côtes.

# VIDANGE DU FOND

Temps de vidange:

Lors de la vidange du fond le régime de l'écoulement n'est pas permanent, car la charge H varie avec le temps.

Pendant le temps dt le niveau s'abaisse d'une hauteur dh ainsi que l'aire de la surface libre varie, car elle est en fonction de la hauteur.

$$Q \cdot dt = -S_n \cdot dh \quad m \Omega \sqrt{2g} dt = -S_n \cdot \frac{dh}{\sqrt{h}} \quad m \Omega \sqrt{2g} t = - \int_0^H \frac{S_h}{\sqrt{h}} dh$$

$$m = \frac{1}{(1 + \xi + \lambda l/d)}$$

Le temps de vidange sera: 
$$T = \frac{1}{m \Omega \sqrt{2g}} \int_0^H \frac{S_h}{\sqrt{h}} dh$$

Pour des conditions pratiques la formule sera:

$$T = \frac{1}{m \Omega \sqrt{2g}} \cdot \sum_{h=0}^H \frac{S_h}{\sqrt{h}} \Delta h$$

$$D_v = 1600 \text{ mm}$$

cotes	H moy <sub>(m)</sub>	S <sub>h</sub> (10 <sup>6</sup> m <sup>2</sup> )	S <sub>h</sub> / h	Δt (s)	t (j)
730	36,2	4,28	0,7113	319661,5	3,75
728	34,2	3,92	0,6703	301213,1	3,54
726	32,2	2,97	0,5234	235195,0	2,72
724	30,2	2,46	0,4476	201155,0	2,33
722	28,2	2,05	0,3860	173472,3	2,01
720	26,2	1,64	0,3214	144416,3	1,67
718	24,2	1,26	0,2561	115097,0	1,33
716	22,2	0,95	0,2016	90604,1	1,05
714	20,2	0,58	0,1290	57990,0	0,67
712	18,2	0,39	0,0914	41079,9	0,47
710	16,2	0,20	0,0507	22775,8	0,26
708	13,2	0,16	0,0460	20407,9	0,23
704	9,2	0,13	0,0419	18815,3	0,22
700	5,2	0,07	0,0294	13203,0	0,16

T = 20,35 Jours

Nature des conduites :

La conduite de vidange de fond sera en béton armé à double armatures équipée par une âme de tôle pour assurer l'étanchéité de la conduite cette conduite reposera sur des butées en béton dimensionnées et disposées de telle façon que la pression exercée sur la conduite soit équitablement répartie.

Pour utiliser l'espace offert par la galerie de dérivation, la conduite de vidange sera enterrée, couverte par une couche de sable. sur la partie supérieure on aménage une dalle en béton sur laquelle sera disposée la conduite de prise d'eau cette partie sera utilisée comme galerie de visite.

La conduite de prise d'eau est en acier, une protection contre l'effet d'érosion est nécessaire, cette protection est assurée par une couche de peinture.

Estimation du coût :

L'estimation du coût de l'ouvrage, est tributaire de plusieurs facteurs, tel que l'emplacement de l'ouvrage vis-à-vis des centres d'approvisionnement des matières première.

Dans ce sens une estimation du coût à été établie.

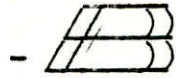
Designation	quantité <sub>m<sup>3</sup></sub>	Prix unitaire DA	Prix total M. DA
- Décapage	56400	70	3,948
- Déblai	46600	99	4,194
- Remblai	1050500	120	126,06
- Remblai noyau	102900	160	16,464
- Filtres	74000	170	12,58
- Drain	31100	180	5,598
- Revêtement amont	20000	160	3,20
- Injection	3800	1000	3,8
Ouvrages Annexes			
- Excavation	20300	1500	30,45
- Béton	15500	1700	26,35
- Tour de prise	15500	1700	6,7
- Batardeau et autres ouvrages	15500	1700	14,00
T O T A L			253,344 M.D
Total majoré de 30% Aléas			329,3472M.D

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

Conformement au but de cette présente thèse, et sur la base des études qualitatives et quantitatives, on peut dire que la faisabilité du barrage Foum El Khanga est techniquement réalisable.

Il est préférable que ce barrage sera destiné à l'AEP seul pour éviter les risques des pénuries pendant les années de sècheresses

Il est nécessaire de projéter un plan de reboisement du bassin versant afin de diminuer l'effet d'érosion. Et de pallier les pertes causées par la diminution de la capacité utile de la retenue provoqué par l'envasement.



BIBLIOGRAPHIE

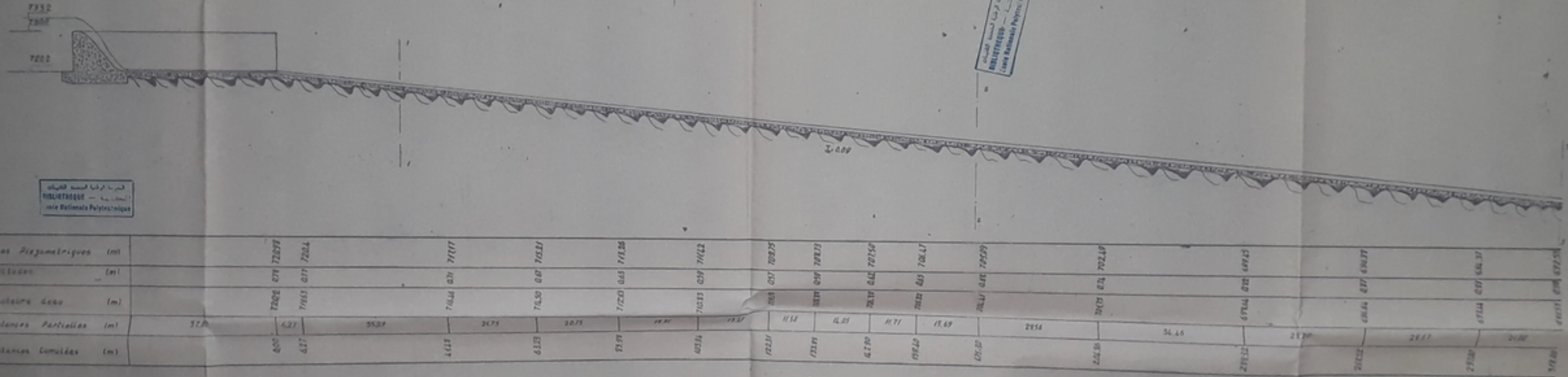
- 1)- REMANIERAS - Hydrologie de l'ingénieur (EYROLLES)
- 2)- CARLIER - Hydraulique générale . . . EYROLLES 1972
- 3)- G.SCHNEEBELI- Hydraulique souterraine ...EYROLLES 1978.
- 4)- A.LENGASTRE- Manuel d'hydraulique .....EYROLLES 1982.
- 5)- G.LAPRAM - Théorie de la longueur fluidodynamique (ENPA)
- 6)- Thèse de fin d'études (année : 82/83)
- 7)- BUREAU OF RECLAMATION Désign of small Dams.
- 8)- ANDRIVSKAIA Calcul hydraulique

--- P L A N C H E S ---  
-.-.-.-.-

- Coupe géologique de la cuvette n° 1
- Schéma d'étude de la stabilité n° 2
- Profil transversal de la digue en terre n° 3
- Vue en plan du barrage n° 4
- Coupe transversale de la dérivation provisoire n° 5
- Coupe transversale de la tour de prise d'eau n° 6
- Coupe longitudinale de la tour de prise d'eau n° 7
- Profil longitudinal de l'évacuateur de crues n° 8



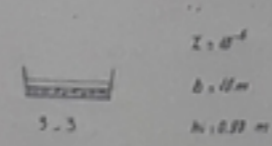
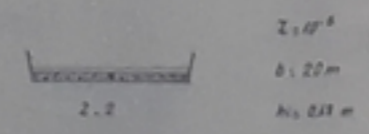
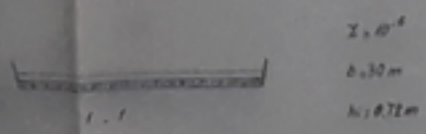
# COUPE LONGITUDINALE du CANAL D'EVACUATION



المعهد الوطني للهندسة المدنية  
 HIGHLIGHTING - هندسة  
 Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للهندسة المدنية  
 HIGHLIGHTING - هندسة  
 Ecole Nationale Polytechnique

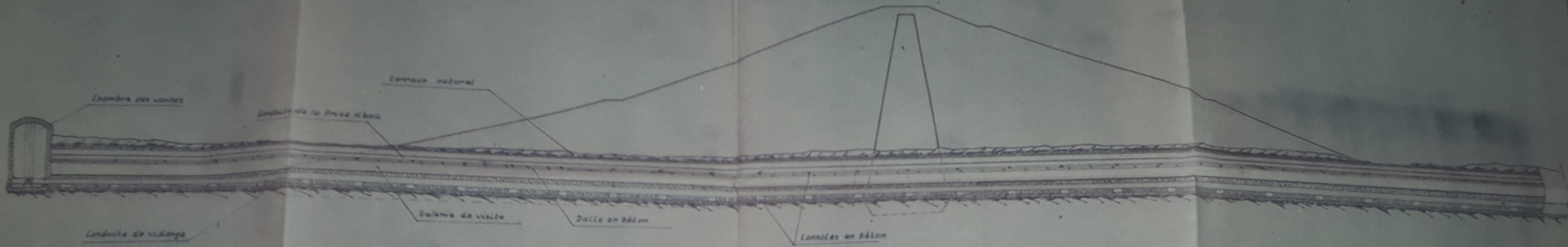
المعهد الوطني للهندسة المدنية  
 HIGHLIGHTING - هندسة  
 Ecole Nationale Polytechnique



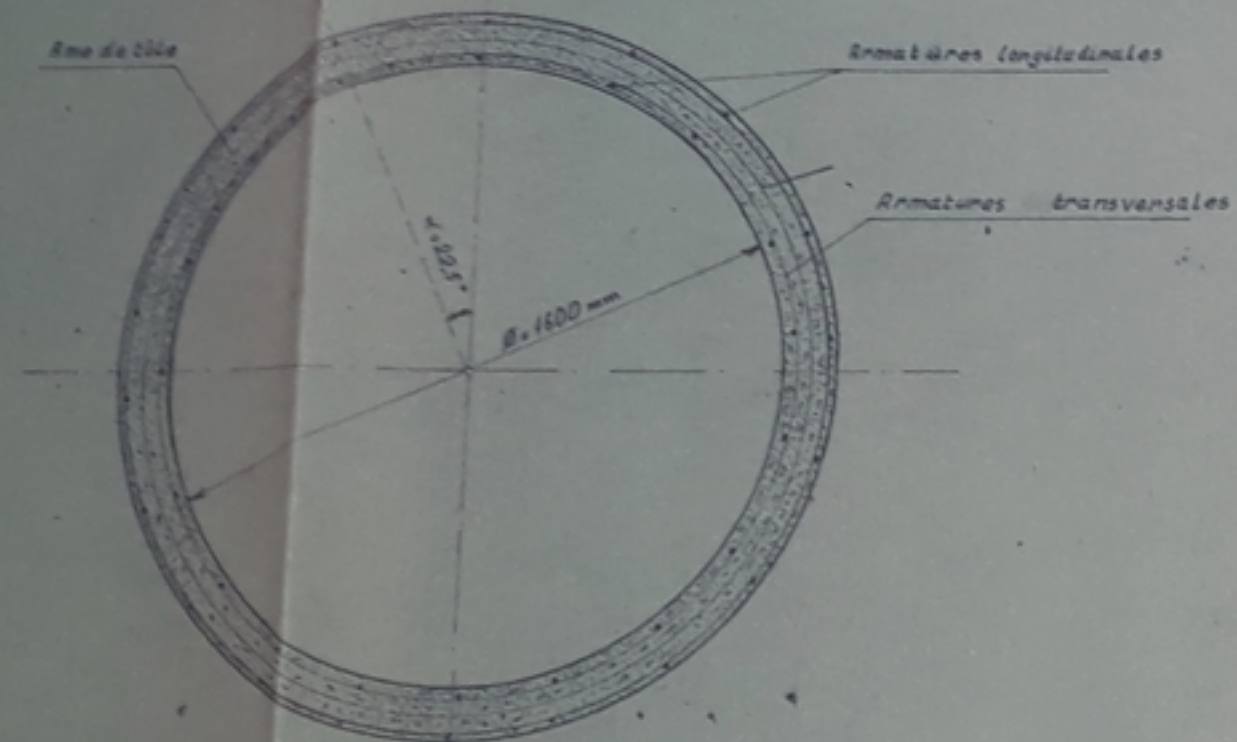
PN 03986  
 1

Ecole Nationale Polytechnique	
Etude de faisabilité de Barrage Fourn El Khango	
Coupe longitudinale de canal d'évacuation	SCHELLE 1:500
Dessiné par: Ouamane A / Sabi O	Repartement Hydraulique. Date: 04/86
Profiléur: M. Mehadji Y	Planche 039

# COUPE LONGITUDINALE DE LA DERIVATION PROVISOIRE



Coupe transversale de la conduite de vidange



المركز الوطني للتوثيق  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

المركز الوطني للتوثيق  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

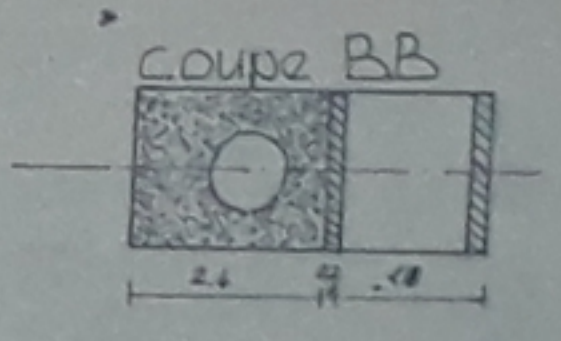
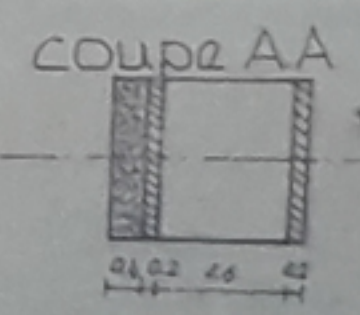
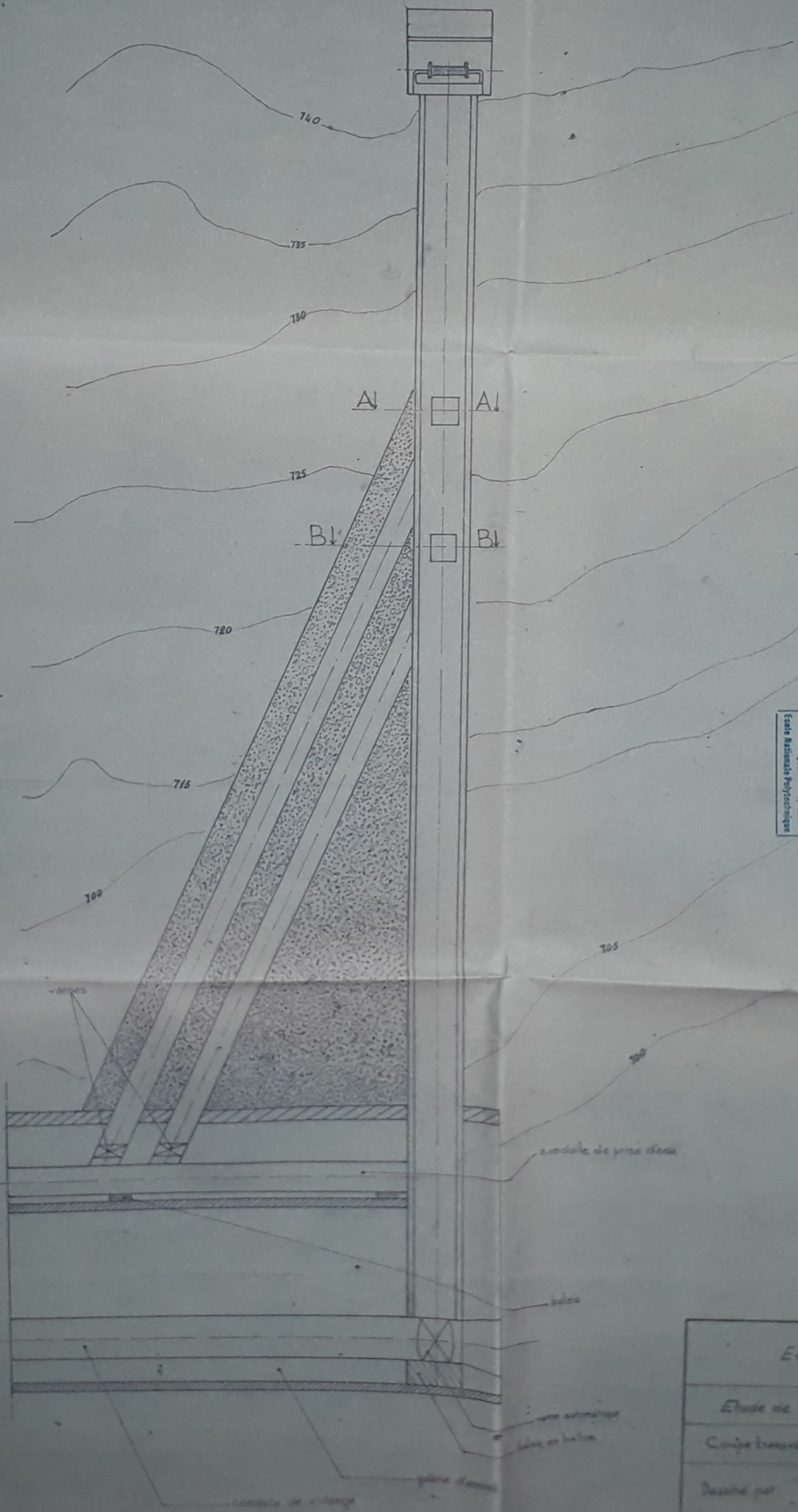
المركز الوطني للتوثيق  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

PH03986

- 2 -

Ecole Nationale Polytechnique	
Etude de faisabilité du Barrage Foun EL Khanga	
Coupe Longitudinale de la dérivation provisoire	ECHELLE 1:500
Dessiné par: - Ouemena. A - Saha. B.	Date: 20/80
Projeteur: MR. Mouloud. Y.	Remise n° 5

# COUPE TRANSVERSALE DU DISPOSITIF DE LA PRISE D'EAU



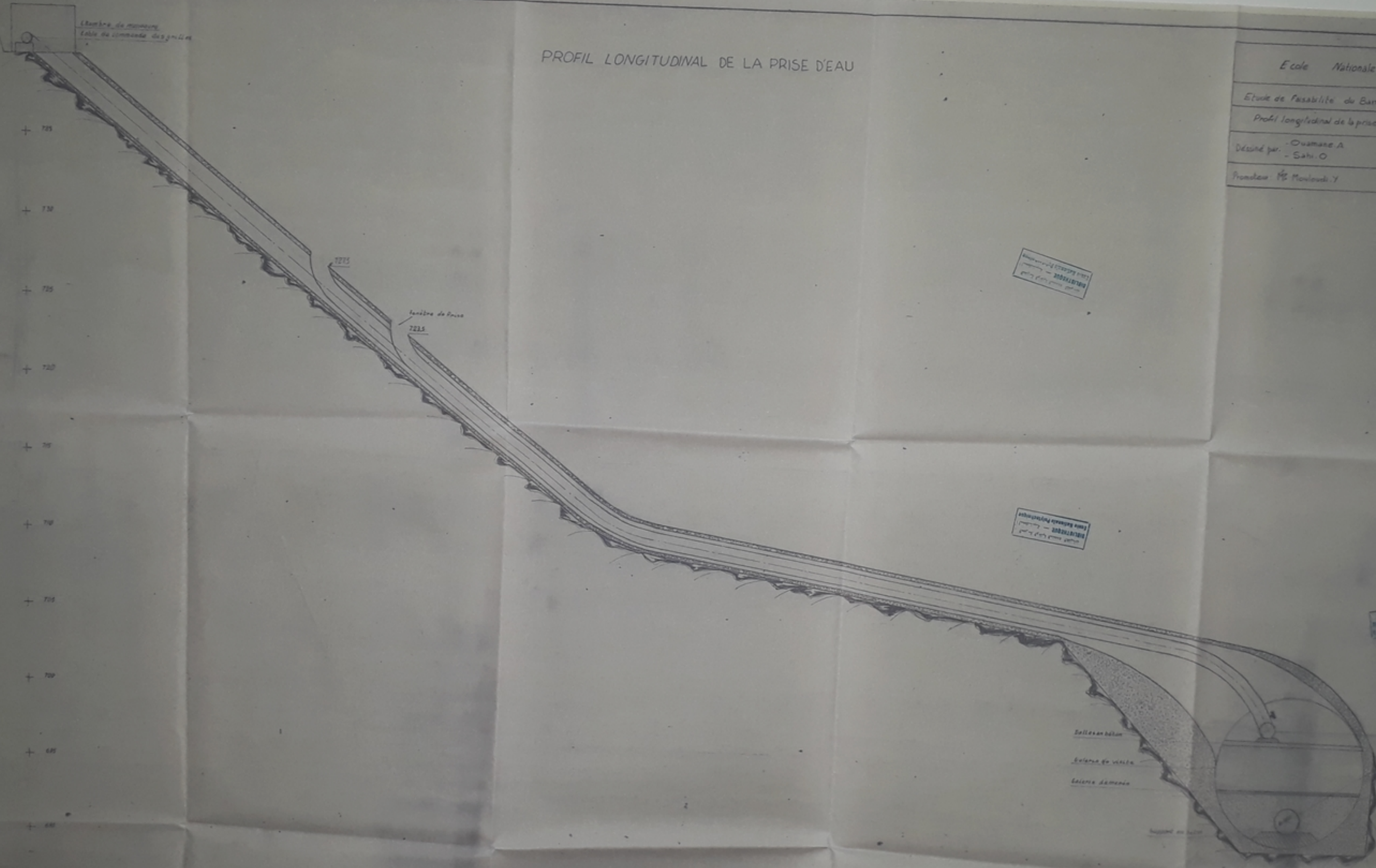
المعهد الوطني للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

PH 03986  
-3-

Ecole Nationale Polytechnique		
Etude de faisabilité du Barrage Four El Khayel		
Coupe transversale de l'ouvrage de la prise d'eau		ÉCHELLE 1:100
Dessiné par	Quenest A Sali D	Date 08/75
Revisé par	M. Mouloud Y	Page n° 6

# PROFIL LONGITUDINAL DE LA PRISE D'EAU



Ecole Nationale Polytechnique

Etude de faisabilité du Barrage Foun El Khanga

Profil longitudinal de la prise d'eau

ECHELLE 1

Dessiné par: - Ouamane A  
- Sali O

Département Hydraulique  
Date: 06/86

Projeteur: M. Moukoko Y

Planche n° 7

École Nationale Polytechnique  
DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE  
Date: 06/86

École Nationale Polytechnique  
DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE  
Date: 06/86

École Nationale Polytechnique  
DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE  
Date: 06/86

PH 03986

Document de travail  
à ne pas distribuer

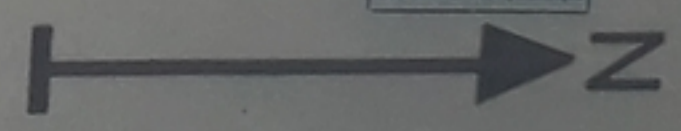


VUE EN PLAN

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

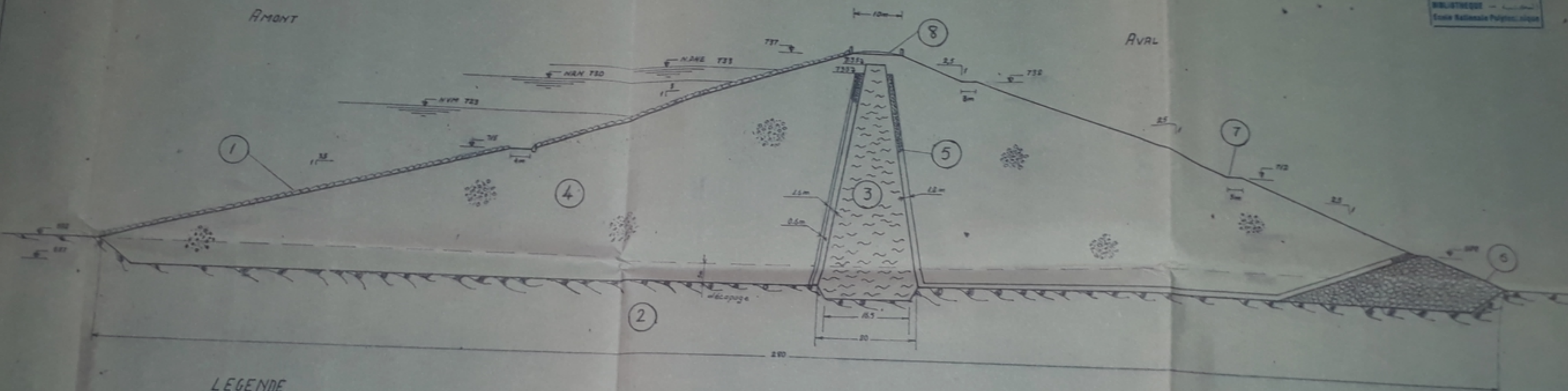
pH 03386  
-5-

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique



Ecole Nationale Polytechnique	
Etude de faisabilité du Barrage Four El Khurga	
Vue en plan	ECHELLE 1/1000
Dessiné par: - Ouassane A - Sahi O	Repartement Hydrologique Date 06/86
Promoteur M. Mouloudi Y	Planche n°: 4

# PROFIL TYPE DE LA DIGUE EN TERRE



## LEGENDE

- ① Rip-rap : enrochement (Revêtement amont)
- ② Substratum
- ③ Noyau en Argile
- ④ Recharge avec Limon Argileux
- ⑤ Filtrés en Alluvions et graviers  $\leq 20$  mm
- ⑥ Prisme de drainage
- ⑦ Risbanne
- ⑧ Route aménagée en crête du Barrage

المركز الوطني للتقنيات  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

المركز الوطني للتقنيات  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

PH 03986

-6-

Ecole Nationale Polytechnique

Etude de faisabilité du Barrage Foum El Khanya

Profil type de la digue en terre

ECHELLE 1:500

Dessiné Par : - Ouassane A.  
- Sahi O.

Département Hydraulique

Date : 00/00

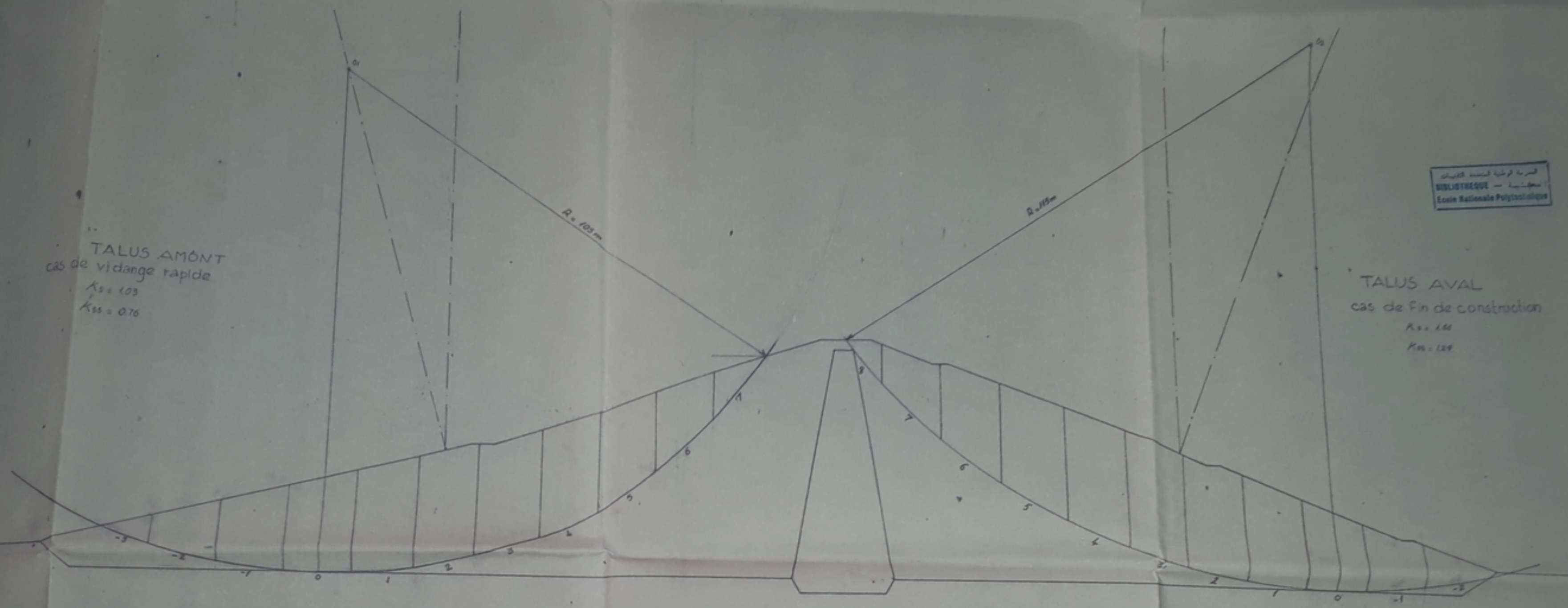
Approuvé : M. Mouloudi Y.

Ranche n° 1

SCHEMA D'ETUDE DE LA STABILITE

TALUS AMONT  
cas de vidange rapide  
 $K_s = 1.03$   
 $K_{ss} = 0.76$

TALUS AVAL  
cas de fin de construction  
 $K_s = 1.66$   
 $K_{ss} = 1.29$



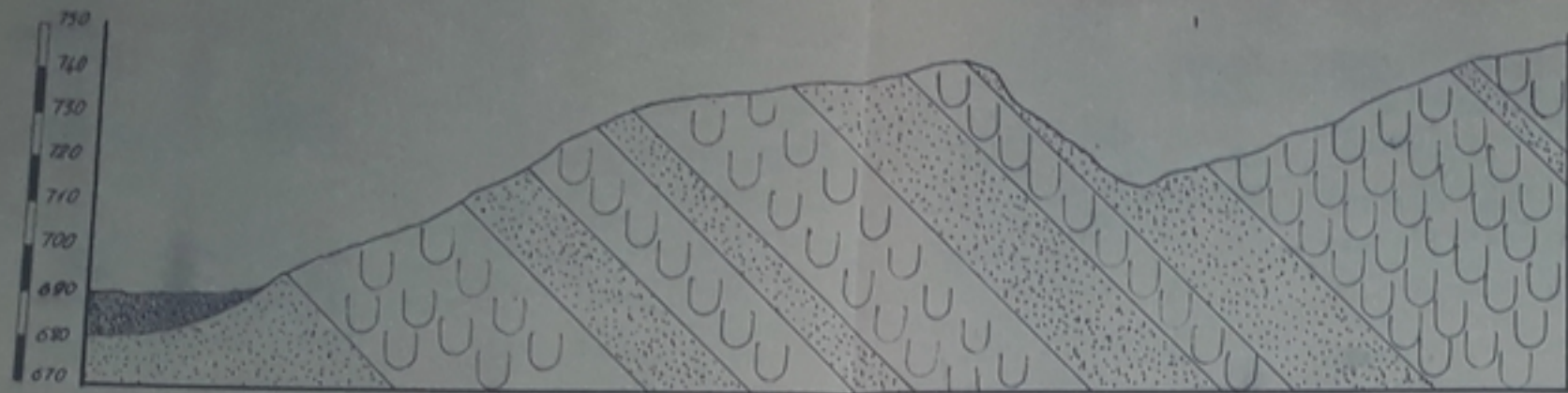
المركز الوطني لتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

المركز الوطني لتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

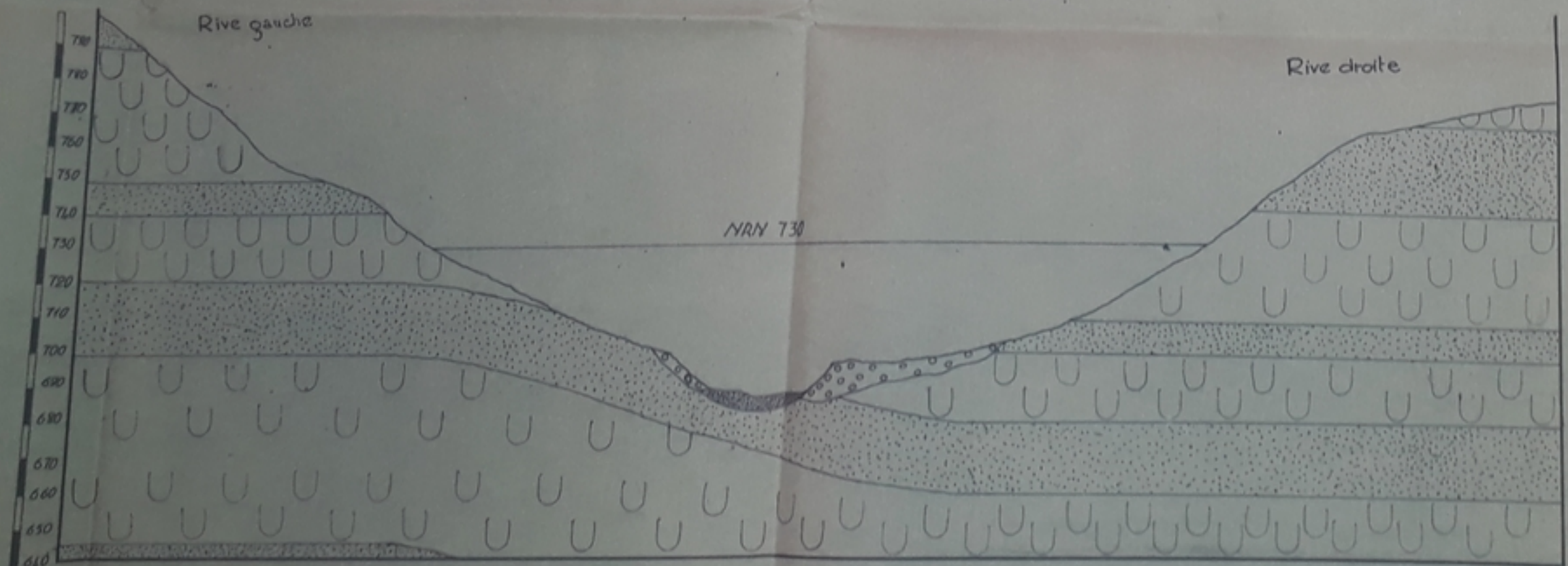
PH 033 86  
-7-

Ecole Nationale Polytechnique		
Etude de faisabilité du Barrage Foug El Khanga		
Schema d'étude de la stabilité		EHELLE 1:500
Dessiné par : - Ouamane A - Sahi D.		Département Hydraulique Date : 05/76
Présenté par : M <sup>r</sup> Mouloudi Y.		Planche n° 2


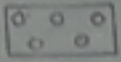
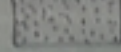
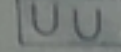
COUPE GÉOLOGIQUE



المدرسة الوطنية للتكنولوجيا  
BIBLIOTHÈQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique



LEGENDE

-  Alluvions
-  Formations de terrasses
-  Zone à dominante gréseuse
-  Zone à dominante marneuse

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا  
BIBLIOTHÈQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

PH 03986  
07

Ecole Nationale Polytechnique		
Etude de faisabilité du Barrage Foun El Khanga		
Coupe géologique		Echelle 1:1000
Dessiné par:	- Ouamane . A	Département Hydraulique
	- Sahi . O	
Promoteur: M. Mouloudi . Y		Planche n° 1



