

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

5/81

1er

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DE
DIPLOME D'INGENIEUR EN HYDRAULIQUE

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE
DE FOUM-EL-KHANGA
SUR L'OUED CHERF

Etudié par :

M. Bachir BENHAMIDA
Mohamed BELHARIZI

Proposé par la

D.P.R.H.

dirigé par :

Le Prof. Dr. Ing. Mr. Lucian ILIE
et Mme L. NECULEE M. Ass.

Promotion Janvier 1981

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DU GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

en vue de l'obtention du

DIPLOME D'INGENIEUR EN HYDRAULIQUE

ETUDE DE FAISABILITE

DU BARRAGE DE FOUM EL KHANGA SUR L'OUED CHERF

BIBLIOTHÈQUE

Proposé par la

D . P . R . H

Etudié par :

M. Bachir BENHAMIDA

Mohamed BELHARIZI

Dirigé par :

Le Prof. Dr. Ing. Mr Lucian ILIE

et Mme L. NECULEE M. Ass.

Promotion Janvier 1981

AVANT-PROPOS

Le présent projet a été étudié sous la direction de Monsieur Lucian ILIE Prof. Dr. Ing. à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger et Madame Luminita NICULCEA Maitre Assistante.

Qu'il nous soit permis de leur exprimer notre respectueuse gratitude pour le soutien constant et l'intérêt qu'ils ont portés tout au long de notre étude.

Qu'ils soient assurés de notre vive reconnaissance et notre fidèle amitié.

Nous saisissons également cette occasion pour exprimer tous nos remerciements à Monsieur Géza LAPRAY Maitre de Conférence pour ses conseils et son aide efficace tout au long de notre formation.

Nos remerciements vont aussi à tous les Professeurs qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions Mr. M. BEN ALLAL pour la frappe.

M. B. BENHAMIDA

M. DELHARIZI

TABLE DES MATIERES

Introduction.

I. Topographie du site.....2

II. Géologie..... 3

III. Hydrologie..... 7

IV. Conception du barrage.....7

 4-1 Type et emplacement du barrage..... 7

 4-2 Prédimensionnement de la section type du barrage..... 7

 4-3 Largeur de la crête du barrage..... 8

 4-4 Revanche..... 9

V. Infiltration.....10

 5-1 Position de la ligne de saturation.....10

 5-2 Calcul du débit de fuite.....12

VI. Protection des talus du barrage.....13

VII. Calcul de stabilité.....16

VIII. Méthode de Fellenius.....16

 7-2 Détermination du cercle critique.....16

VIII. Dispositifs de protection contre les effets de l'eau.....40

 8-1 Drains et filtres.....40

 8-2 Problème d'étanchéité.....42

 8-3 Phénomène de Renard..... 42

IX. Dimensionnement de la galerie de dérivation44

 9-1 Calcul du volume de remblai pour le batardeau.....46

 9-2 Calcul technico-économique galerie- batardeau.....47

 9-3 calcul du débit évacué par la galerie.....48

X. Garde d'envasement..... 50

XI. Evacuateur de crues.....51

XII. Cout et estimation du barrage.....60

CONCLUSION.....64

NOMENCLATURE DES PLANCHES

- I. Vue en plan de l' ouvrage.
 2. Section type du barrage.
 3. Profil dans l'axe du barrage et profil en long de la galerie de dérivation.
 4. Sections transversales du barrage.
 5. Sections transversales du barrage (suite).
 6. Plan et coupe longitudinale de l'évacuateur de crues.
 7. Sections transversales du canal évacuateur.
 8. Détails de l'évacuateur de crue.
 9. Calculs de stabilité cas de la retenue pleine.
 10. Calculs de stabilité cas de la vidange rapide.
-

THEME/:

le projet comporte l'étude de faisabilité d'un barrage enterre situé sur l'oued CHERF à l'Est Algérien dans la Wilaya de GUELMA. La hauteur du barrage est de 65 m . Le barrage est constitué d'une partie portante (Prismes) en alluvions et d'une partie étanche en argile silteuse (CL). Les matériaux de construction sont pris du voisinage immédiat du barrage .

PIECES ECRITES:

=====

- _ Détermination de la section type du barrage.
- _ Détermination de la ligne ~~xxx~~ phréatique et calcul du débit de fuite à travers le massif du barrage .
- _ Calcul de stabilité.
- _ Calcul technico-économique et dimensionnement de la galerie de dérivation et batardeau.
- _ Dimensionnement de l'évacuateur de crue.
- _ Estimation du volume de remblai et cout de l'ouvrage
- _ Planning d'exécution des travaux.

PIECES DESSINEES :

=====

- _ Vue en plan du barrage .
- _ Coupe longitudinale du barrage.
- _ Coupes transversales et section type du barrage.
- _ Coupe longitudinale de la galerie de vidange.
- _ Vue en plan et coupe longitudinale de l'évacuateur.
- _ Détails constructifs (déversoir) joint , saut de ski , vannes , coupe du canal et galerie de vidange).

PROMOTEUR : Mr. I L I E LUCIAN Prof. Docteur. Ingénieur.

Mme. N I C U L E U LUMINITA Maître-Assistante.

I. INTRODUCTION :

La définition d'un barrage en terre ou en béton est un ouvrage fixe de retenue, qui partant de la section du cours d'eau ferme complètement toute la vallée et réalise un bassin de retenue utilisé comme réservoir.

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de caractéristiques très diverses. Le terme "terre" couvre donc une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers. Dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables telles que des latérites des schistes grés tendre etc...

Le but d'un barrage: sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et adopter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins. Un barrage est généralement utilisé pour : la protection des riverains aval contre les crues.

La satisfaction des besoins en eau domestique, agricole, industrielle, tourisme pêche, etc...

Constitution de réserves pour la lutte contre les incendies.

Le barrage de FOUM-EL-KHANGA qui fait l'objet de la présente étude emmagasine une grande partie du débit annuel de l'Oued CHERF et ses affluents qui se présentent sous forme de crues déversant dans la mer méditerranéenne.

Tableau -I-

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU BARRAGE DE FOUM-EL-KHANGA

<u>Retenue</u>	Bassin versant du cite du barrage (superficie)	1770 Km ²
	Débit moyen annuel de l'ouèd	70 Hm ³
	Débit fictif instantané	2,25 m ³ /s
	Volume de la tranche morte (Cote 110m)	90 Hm ³
	Volume de la tranche utile (Cote 151m)	580 Hm ³
<u>Evacuateurs</u>	Cote du sucil du déversoir	141 m
	Débit évacué	3200 m ³ /s
<u>Barrage:</u>	Cote de la crête du barrage	158 m
	Cote du lit de l'ouèd	90 m
	Hauteur du barrage	65 m
	Longueur de la crête du barrage	335 m
	Revanche	4 m
	Type de barrage : digue en terre compactée à noyau étanche	
	Volume du remblai	2107000,00m ³
	Estimation du cout du barrage	120000000.00 DA
	Prix du m ³ d'eau	0,21 DA

II. TOPOGRAPHIE DU SITE :

La zone se trouve dans un entourage montagneux. Les versants de la gorge s'élèvent de façon abrupte à partir du lit majeur. La superficie du bassin versant est de 1770 Km². L'emplacement de l'axe du barrage figurant sur la vue en plan du barrage Fig. N°1 (Echelle de la carte topographique est 1/1000) a été choisi de façon que l'on ait réalisé à l'endroit de l'axe certaines conditions qui sont:

_Cumuler un volume maximum à l'amont du barrage.

_La section transversale doit être continue, et, la plus étroite possible.

_Le sous-sol de retenue doit être étudié du point de vue de ses propriétés chimiques et physiques, et des possibilités de modifications résultant de mise en eau compte tenu de son histoire. Il doit présenter une force portante suffisante à encaisser en toute sécurité les efforts tranchants transmis par la digue. Pour cette raison, il faut exécuter des études portant sur la compression, retrait, gonflement, répartition des grains, dimension des corps, de poids spécifiques. Le sous-sol de FOUM-EL-KHANGA est argileux, l'étude doit porter surtout aux conditions de pressions intersticielles de l'eau et ses propriétés de variations.

EMPLACEMENT:

L'Oued CHERF et ses affluents drainent les collines et les plaines au nord d'AIN-EL-BAIDA à environ plus d'une vingtaine de Km du site. Le CHERF grossi par plusieurs petits Oueds aux environs, il quitte le Haut-Plateau juste en amont du barrage proposé pour s'engager dans des gorges étroites et escarpées qui achemine l'eau vers le nord. L'Oued

CHERF s'écoule dans un autre Oued appelé BOUHAMDANE à environ 30Kms au nord pour donner naissance à l'Oued SEYBOUSE à l'Ouest de GUELMA.

III. GEOLOGIE DU SITE:

Les caractéristiques géologiques et géotechniques du sol nous sont fournies par l'étude géologique sommaire faite par la direction des projets et réalisation hydrolique (D.P.R.H.). Les données manquantes sont reprises de certains livres de spécialité -I-.

Le site de barrage de Foum El Khanga est situé à proximité de Sedrata, sur l'Oued Cherf.

Coordonnées: (x= 5,60 gr Fouille de Sedrata

(y = 40,12 gr

Le site a fait l'objet d'une étude géologique sommaire, comprenant 4 forages de reconnaissances sur le site et 6 petits forages dans les zones d'emprunt.

Cette faible quantité de reconnaissances sur le site est justifiée par la simplicité géologique du site et le fait qu'il s'agissait simplement de se faire une idée des problèmes posés avant de passer au stade de l'avant projet détaillé

STRATIGRAPHIE:

A) Le substratum:

Il est constitué par des formations argilo-gypseuses d'âge Miocène.

Ce sont des dépôts de bordure, avec de nombreuses stratifications entre-croisées et quelques passées continentales rouges

indiquant des émerssions temporaires. D'aval en amont on peut distinguer les ensembles suivants (coupe A A'):

i) Une barre de gré de 5 à 6m d'épaisseur, se sont des grés peu compact ou parfois des sables grossiés mal consolidés englobant çà et là des éléments conglomératiques.

2) Zone à dominante argileuse environ 50m. Ce sont des argiles gréseuses, parfois en plaquette, à intercalation de sable et petits banes de grés (10cm) souvent verdâtre mal consolidés. L'ensemble est tendre. Il comporte une intercalation nettement gréseuse de quelques mètres d'épaisseur.

3) Zone à dominante gréseuse: environ 20m . Elle comporte :

_Des grés peu cimenté en banc de 30 à 50 cm, à interlit de sable argileux

_Une intercalation plus argileuse correspondant à la combe.

_Des grés grossiés et conglomératiques mal cimentés sauf 2 bancs

4) Zone à dominante argileuse environ 10m. Ce sont des argiles grises à verdâtres, à plaquettes d'argile gréseuse et intercalation de petit banc de gré.

5) Grés en gros bancs assez bien cimentés environ 20m

6) Argile gréseuse en plaquettes à quelques bancs de grés:

25 à 30m

7) Grés en gros bancs assez bien cimentés environ 10m.

8) Argile gréseuse jaune à petits bancs de grés (10cm): 15 à 20 m.

9) Grés roux friable avec des niveaux conglomératiques: environ 15m.

10) Zone à dominante d'argile gréseuse bleu e t jaune, apparemment compacte en profondeur environ 40m.

II) Zone à dominante gréseuse. L'ensemble est tendre, les grés sont mal ou non cimentés.

B) Les formations récentes:

1) Les terrasses: Il existe sous l'emprise de la digue deux petits lambeaux de la basse terrasse.

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

2) Les alluvions actuelles de l'Oued: Elles ont environ 10m d'épaisseur. Elles sont à dominante silteuse avec des niveaux lenticulaires de gravas.

3) 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 50cm.

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES:

Argile sableuse (CL) \Rightarrow { Argile 35% ; Silt 25% ; Sable 40% } ayant comme caractéristiques
 $\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$ $C = 0,8 \text{ Kg/cm}^2$ $\phi = 21^\circ$ $w = 17,9\%$ $C' = 0,1 \text{ Kg/cm}^2$
 $K = 10^{-8} \text{ m/s}$

Diamètres des particules (mm)	Passing %	γ : poids volumique. C: cohésion. ϕ : angle de frottement interne. w: humidité. K: perméabilité.
0,002	30	
0,005	40	
0,010	45	
0,020	60	
0,050	75	
0,100	92	

(-I-): Désign off small Dams

Caractéristiques des alluvions:

Poids volumique = $1,9t/m^3$

Angle de frottement interne = 34°

Perméabilité $K=10^{-5}m/s$

Diámetros en mm	Passing en %
0,5	10
5,00	35
50,00	65
100,00	90

Perméabilité des appuis:

Des essais d'eau type Lugeon ont été systématiquement réalisés dans tous les forages, par tranches de 5m.

Ils montrent que les formations de Miocène sont très nettement imperméables que ce soit les niveaux gréseux ou les niveaux argileux.

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

Contact du barrage et de l'évacuateur:

La partie du barrage dans l'oued reposant sur les alluvions récentes doivent être décapés jusqu'à 1,5m de façon à éviter les matières étrangères végétales décomposables et solubles, posséder une étanchéité, une résistance au cisaillement, une maniabilité et une compatibilité suffisante. Le noyau doit être creusé jusqu'à la roche de fond, comme est indiqué sur les sections transversales (Plan N°4 et 5)

L'évacuateur de crues est creusé sur la rive droite dans les grés. La fouille de l'évacuateur sera utilisée après broyage et traitement pour les filtres, le drain aval et la protection des talus du barrage. Les matériaux de construction sont retirés immédiatement ~~approximativement~~ du barrage.

Le noyau est réalisé avec de l'argile silteuse. La partie portante du barrage (prismes) est constituée d'alluvions. Le bassin constituant la retenue est en général étanche, car il est constitué de matériaux fins suivant les informations géologiques, et sondages fait in situ. Le site ne présente pas de failles et possède un fort pendage.

III. HYDROLOGIE:

Etant donné, l'absence de tout renseignement hydrologique provenant de l'Oued Cherf à Foum EL Khanga, le débit de projet fixé et estimé par la D.P.R.H et D.M.R.H est de 3200 m³/s. Ce débit a été obtenu à partir d'une autre station se trouvant dans la même région et possédant les mêmes caractéristiques hydrologiques et a été extrapolé pour Foum-El-Khanga. L'évacuateur de crues est dimensionné pour évacuer la crue millinaire (3200m³/s).

IV. CONCEPTION DU BARRAGE.

4-1 TYPE ET EMPLACEMENT DU BARRAGE:

Le choix de l'ouvrage a été basé sur l'étude géologique sommaire et plan topographique du site. Le sous-sol de fondation a une faible capacité portante, le barrabge en béton est exclu, un barrage en enrochement n'est pas possible car il n'y a pas de roches en quantité suffisante pour réaliser un tel ouvrage, seul une digue souple en terre dont la partie portante constituée d'alluvions et de grés provenant des fouilles de l'évacuateur et matériaux locaux, la partie étanche est en argile sableuse provenant toujours du voisinage immédiat du site.

4-2 PREDIMENSIONNEMENT DE LA SECTION TYPE DU BARRAGE.

Pour que les talus soient stables il faut que la condition de stabilité au glissement dans la section de fondation soit respectée.

$$\frac{G \sin \alpha + G.a \cos \alpha}{G \cos \alpha - G.a \sin \alpha} < \frac{f}{K}$$

G: Poids d'un grain de sol

f: Coefficient de glissement

K: Coefficient de sécurité pris et égal à 1,05 dans le cas d'une sollicitation exceptionnelle (Tremblement de terre).

a= 0,12 coefficient d'intensité sismique.

$$\frac{G \sin \alpha + G.a \cos \alpha}{G \cos \alpha - G.a \sin \alpha} < \frac{f}{K}$$

$$\frac{1 + a \cotg \alpha}{\cotg \alpha - a} = \frac{f}{K}$$

$$f = \text{tg } 34^\circ \quad \text{et } K = 1,05$$

$$\frac{1 + 0,12 \cotg \alpha}{\cotg \alpha - 0,12} = \frac{\text{tg } 34^\circ}{1,05} \quad \text{====) } \cotg \alpha = 2,5$$

$\lambda = 2,5$: étant les fruits du barrage

4-3) Largeur de la crête du barrage:

La largeur de la crête est déterminée par la

formule empirique..I-

$$b = 1,1 \sqrt{H} + 1$$

b : Largeur en crête en m

H = 65 m hauteur du barrage

$$b = 1,1 \sqrt{65} + 1 = 9,87\text{m}$$

b est pris égal à 9m

Cette largeur prise égale à 9m de façon à ce qu'il n'y ait pas de circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle permet aussi la circulation des engins pour la finition et l'entretien de l'ouvrage.

4-4 REVANCHE:
+++++++

La revanche est une tranche comprise entre la côte des plus hautes eaux et la crête du barrage. L'un des dangers les plus graves qui menace les barrages en terre est la submersion d'où l'importance de ménager une revanche mettant le barrage en sécurité. Cette revanche est prise en tenant compte des vagues, du relèvement du plan d'eau sous l'action du vent. Elle sert également à compenser le tassement du barrage après sa réalisation. On évalue directement la revanche R par la formule-I-

$$R = I + 0,3 \cdot \sqrt{F} \quad \text{ou} \quad R = 0,75 \cdot H + \frac{V^2}{2g}$$

F : Foch en Km

V : vitesse de propagation des vagues (m/s)

H : hauteur des vagues

g : accélération de la pesanteur ($g=9,8\text{m/s}^2$)

Pour Foun-El-Khanga nous avons ménagé une revanche de 4m par mesure de sécurité. La longueur de la crête du barrage est de 335m à la côte 155m, la côte du lit de l'oued à l'emplacement du barrage est à environ 90m. Les côtes et dimensions sont représentées sur la fig. N°2*

-I- :Barrage enterre compactée pratiques Américaines

V. INFILTRATIONS:

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage et ses fondations doivent être étudiées sous deux angles différents. D'une part, elles ont pour conséquences des pertes d'eau dont il faut réduire le volume à une valeur déterminée dépendant de l'économie générale du projet.

D'autre part elles peuvent mettre en jeu la sécurité de l'ouvrage, et compromettre sa stabilité si certaines précautions ne sont prises contre les risques qu'entraînent les renards et les pressions de filtrations.

Débit de fuite :

5-I Position de la ligne de saturation ou ligne **phréatique:**

Principe général:

La détermination de la position de la ligne de saturation dans le cas d'une digue composée d'un massif zoné, comme l'indique notre présent barrage qui se compose d'un noyau d'argile imperméable et d'une partie portante (prisme) d'alluvions perméable reposant sur une assise imperméable. La ligne de pression hydrostatique nulle ou ligne phréatique se détermine d'après KOZENY-I-, en ne faisant rentrer en ligne que le noyau d'argile. Le barrage est muni à l'aval d'un tapis drainant, permettant de rabattre la ligne phréatique à l'intérieur de celui-ci. La position de la ligne de saturation n'est pas influencée par la perméabilité du massif, et dépend de la forme géométrique du massif.

D'après les conditions énoncées ci-dessus la ligne phréatique serait une

Parabole de foyer A et d'axe AX d'équation : $(x + y)^2 = x^2 + y^2$

Pour les valeurs données de y_0 , les paraboles coupent la ligne délimitant le plan d'eau dans la retenue en des points, tels que B_2 de coordonnées $y = h$ et $x = d$, en supposant que l'infiltration dans les massifs en terre se comporte comme l'écoulement d'un fluide incompressible en mouvement plan permanent dans un milieu homogène, et obéisse à la loi de DARCY, qui met en relief la proportionnalité des pertes de charges aux vitesses d'écoulement. CASAGRANDE a montré que celle des paraboles qui passent par le point B_2 tel que BB_2 soit égal au $3/10$ de la projection horizontale de S de la portion de la face amont du massif en contact avec l'eau de la retenue, se confond sensiblement avec la ligne phréatique dans le massif.

Pour $y = h$ et $x = d$ $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

d égal à la largeur du massif d'argile à son embase diminué de $0,7 S$

Y_0 : est la différence entre AB_2 ET sa projection horizontale (voir fig. (1))

Le point C intersection de la parabole avec la face aval, peut être rapidement trouvé à partir de l'équation en coordonnées polaires:

$$\rho = \frac{y_0}{1 - \cos\theta}$$

ρ = rayon polaire

θ = angle de rayon polaire

a = distance AC ,

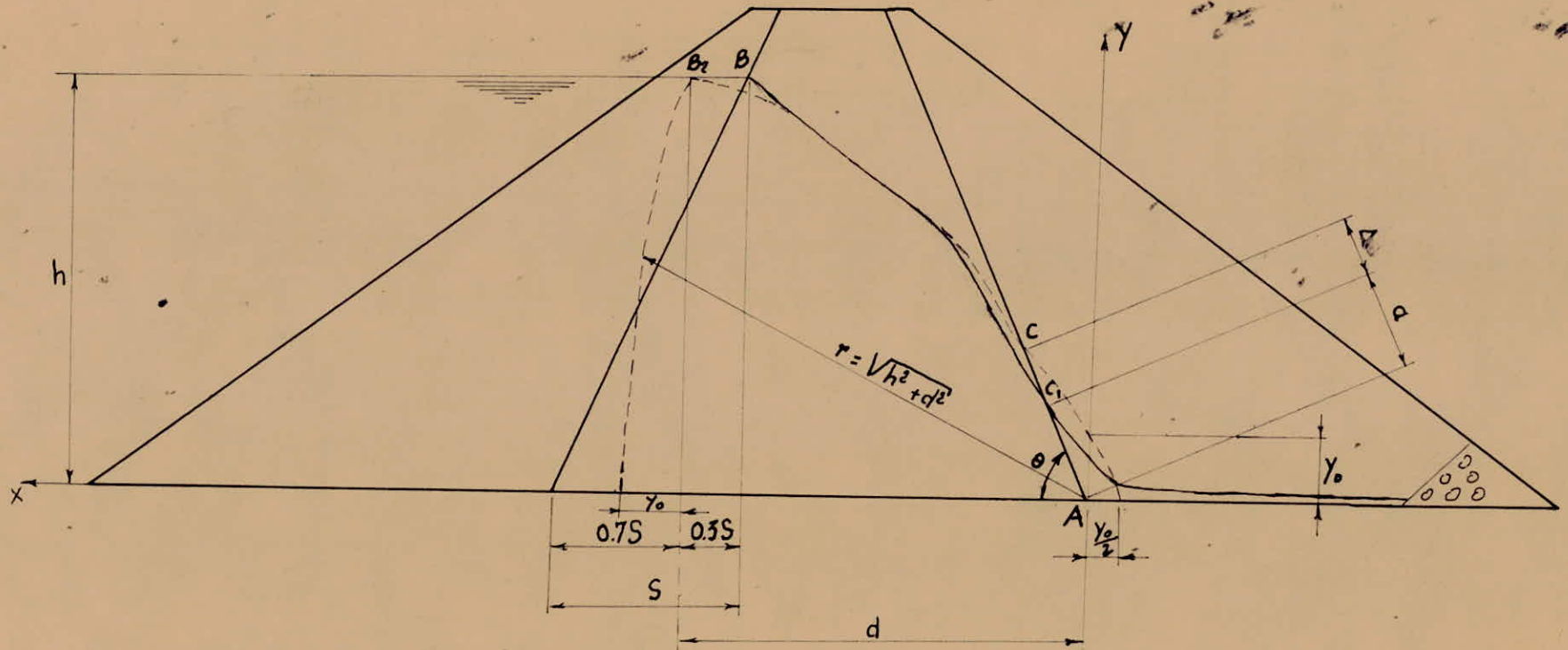
$$CC_I = \Delta a$$

$$\rho = a + \Delta a$$

C_I : est l'intersection de la ligne phréatique avec la face aval.

POSITION DE LA LIGNE PHREATIQUE

(Fig. a)



Parabole de KOZENY de foyer A et d'axe Ax :

$$\boxed{(x + y_0)^2 = x^2 + y^2}$$

avec $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

5-2 Calcul du débit de fuite :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

$d = 39,5\text{m}$
 $h = 61,0\text{m}$
 $s = 23,5\text{m}$

$y_0 = \sqrt{61^2 + 39,5^2} - 39,5 = 33,17\text{m}$

Le débit unitaire d'après la formule de DARCY $q = K \cdot y_0$

$$K = 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$q = 33,17 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}/\text{ml} \approx 33 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}/\text{ml}$$

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \theta} = \frac{33,17}{1 - \cos 69} = 51,7 \text{ m}$$

$$a + \Delta a = 51,7 \text{ m} \quad (2)$$

D'après le graphe donnant $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$ en fonction de θ . -I-

$$\theta = 69^\circ \implies \frac{a}{a + \Delta a} = 0,3 \quad (3)$$

En résolvant le système d'équations (2) et (3) on aura :

$$\Delta a = 36,19 \text{ m} \text{ et } a = 15,51 \text{ m}$$

VI. PROTECTION DES TALUS DES BARRAGES:

Les talus d'un barrage enterre sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage. En ce qui concerne le parement amont : à l'attaque des vagues, il y a donc lieu de prévoir une protection des talus.

Sur les talus aval sont réalisées des risbermes larges de 3m respectivement à la cote I40m et I20m voir fig. 4.12

Le talus amont est en général protégé contre le batillage par un enrochement, un revêtement perméable qui repose sur un filtre. Cette protection est destinée à éviter que les matériaux terreux qui constituent le barrage ne soient pas érodés par les vagues, qui se forme dans la partie supérieure de la retenue sous l'action du vent. La vitesse d'érosion du parement nu dépend de la nature du terrain et de son état. Il n'est pas rare de constater une érosion sur plus de 1m d'épaisseur en quelques années. Les éléments de l'enrochement doivent être tels que 50% des pierres aient un diamètre supérieur à 20cm. Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leur vitesse de propagation par la formule suivante-I-

$$e = c \cdot V^2$$

e : épaisseur minimum de l'enrochement en m

V : vitesse de propagation des vagues en m/s

c : coefficient dont la valeur est fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériaux d'enrochement -2-

-I-: barrages en terre compactée techniques Américaines G. POST.

-2-: Technique des barrages en aménagement rural. Page I49.

La hauteur des vagues est déterminée d'après la formule empirique de STEVENSON -I- .

$$H = 0,76 + 0,032 \sqrt{V \cdot F} - 0,26 \sqrt[4]{F}$$

H: hauteur des vagues en m

V: vitesse du vent en Km/h estimée à 130Km/h dans la région de Foun El Khanga

F: fetch estimé à 5Km

$$H = 0,76 + 0,032 \sqrt{130 \cdot 5} - 0,26 \sqrt[4]{5} = 1,18m$$

La vitesse de propagation peut être évaluée par la formule de GAILLARD -I-

$$v = 1,5 + 2H$$

v: vitesse de propagation des vagues en m/s

H: hauteur des vagues en m

$$v = 1,5 + 2 \cdot 1,18 = 3,86m/s$$

$$e = c \cdot v^2 = 0,0265 \times 3,86^2 = 0,40m \quad c = 0,0265 \text{ Choisi en fonction de la pente du talus } 1/2,5 \text{ et } \gamma = 2,75 \text{ -2-}$$

L'épaisseur du tapis drainant pour la protection du talus amont .

$$d = (0,20 + 0,25) t$$

$$d = 0,25 \times 2 = 0,5m$$

d: l'épaisseur du tapis drainant

t = 2m épaisseur de la protection du talus amont.

-I-: Barrages en terre compacté Techniques Américaines G. POST.

II-2- ^{ch} Tenique des barrages en aménagement rural page I49.

DETERMINATION DU DIAMETRE OPTIMUM DE LA GALERIE DE DERIVATION

C_{bat} : Coût du batardeau en fonction du diamètre

C_g : " de la galerie " " " "

C_{g+bat} : Somme galerie-batardeau

(fig. e)

10^6 Coût en D.A

7

6

5

4

3

2

1

C_{g+bat}

C_g

C_{bat}

$D_{opt} = 5.50 m$

5.00

5.50

6.00

Le poids des pierres de protection $W = 0,52 \cdot \gamma \cdot e^3$ -I-.

W : est donné en tonne quand e est exprimé en mètre.

$$w = 0,52 \times 2,65 \times 0,40^3 = 0,0882 \text{ t}$$

avec $\gamma = 2,65 \text{ t/m}^3$

$$e = 0,40 \text{ m}$$

VII. CALCULS DE STABILITE DE LA DIGUE :

7-I La méthode employée pour le calcul de stabilité du barrage est la méthode Suédoise. Cette méthode consiste à admettre que la surface de rupture destalus se fait suivant une surface cylindrique circulaire à axe horizontal dont il s'agit de déterminer le centre O et le rayon R du cercle donnant le coefficient de sécurité minimal : c'est le cercle critique. La mise en place du cercle cherché se fait par tâtonnements.

7 - 2_I Détermination du cercle critique pour le talus amont avec l'eau au niveau 151,0m dans la retenue, on admet que ce niveau est maintenu un temps suffisamment long pour qu'il s'établisse un écoulement permanent d'infiltration à travers la digue. Les pressions intersticielles sont déterminées de la manière suivante:

-Zone située à l'amont du noyau: La pression hydrostatique est comptée à partir du niveau 151,0m

-Noyau: Sur base du réseau d'écoulement.

-Zone à l'aval du noyau: Pression hydrostatique à partir du niveau phréatique.

2_Cas de sollicitation agissant sur la digue de retenue. La digue et sa fondation sont soumises au cours de la construction et pendant l'exploitation du réservoir à différentes combinaisons de sollicitations, résultant de l'action conjuguée ou non du poids des matériaux, des forces d'infiltration, des fluctuations dans le niveau du réservoir, et des efforts de séisme.

Combinaison de sollicitations suivantes sont envisagées:

- 1- Situation après construction et remplissage du réservoir.
- 2- En service: Réservoir au niveau max. normal.
- 3- En service: Réservoir en niveau max. exceptionnel.
- 4- En service/ Vidange normale.
- 5- En service: Vidange rapide exceptionnelle.
- 6- Batardeau amont pendant la construction.

Coefficient de sécurité minimal à atteindre:

Cas de sollicitations	Coefficient de sécurité minimum	
	Sans séisme	Avec séisme 0,12g
1- Après construction	1,3	1,05
2- En service: Ecoulement continu niveau max. normal	1,5	1,05
3- En service: Niveau max. excep- -ptionnel	1,4	1,05
4- En service: Vidange rapide normale	1,4	1,05
5- En service: Vidange rapide exceptionnelle	1,2	1,05

On procède au calcul de stabilité du talus amont avec l'eau au niveau 151,6m et on cherche le cercle critique (centre O et rayon R).

Tout d'abord on trace un cercle quelconque pour juger, ce dernier découpe un certain volume de terre. On décompose ce volume en tranches verticales de même épaisseur b prises sur une largeur unité. On calcul pour chaque tranche son poids $P = V \cdot \gamma$: V = volume et γ : densité apparente
 Le poids se décompose en une composante normale N suivant le rayon du cercle choisi et une composante tangentielle T suivant la tangente au cercle.

T = Est la force active qui tend à faire glisser le volume V sur sa base . Nous désignerons par l l'arc de cercle sur lequel agit T . Le glissement ne se produira pas tant que les forces passives, agissant en sens contraire suivant la tangente seront plus fortes que T qui sont :

-La force de frottement $N \cdot \text{tg } \phi$ ou ϕ : angle des frottements internes

-La force due à la cohésion $c \cdot l$ ou c : cohésion par unité de surface.

Ce raisonnement est répété pour chaque tranche

-Forces passives $\sum N \cdot \text{tg } \phi + \sum (c \cdot l)$
 -Forces actives $\sum T$

La condition d'équilibre est donc : $\sum N \text{tg } \phi + \sum c \cdot l > \sum T$

Le coefficient de sécurité est : $K = \frac{\sum \text{tg } \phi \sum N + c \cdot L}{\sum T}$ avec $\sum l = L$

Pour la retenue pleine en tenant compte de la pression intersticielle on

aura : $K = \frac{\sum \text{tg } \phi \sum (N - p \cdot l) + c \cdot L}{\sum T}$

p : Etant la pression unitaire de l'eau.

$p = 0$ pour terre sèche

Soit le cercle de centre O_I et de rayon $R = 82m$ $b = 10m$ épaisseur de chaque tranche.

$$\gamma_{\text{Imergé}} = \gamma_{\text{apparent}} - (1-n) \gamma_{\text{eau}}$$

$$\gamma_{\text{apparent}} = \gamma_s (1-n) \implies n = 1 - \frac{\gamma_{\text{apparent}}}{\gamma_s}$$

Application numérique:

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 2,7 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_{\text{eau}} = 1 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_{\text{app.}} = 1,9 \text{ t/m}^3 \end{array} \right\} \implies \gamma_{\text{im.}} = 1,19 \text{ t/m}^3$$

$$n = 0,29$$

-Calcul de $\sum N$ et $\sum T$:

Comme la digue de retenue est pleine (niveau 151,0m), nous tenons compte de la pression intersticielle et de toutes les caractéristiques de la digue (al-luvions et argile).

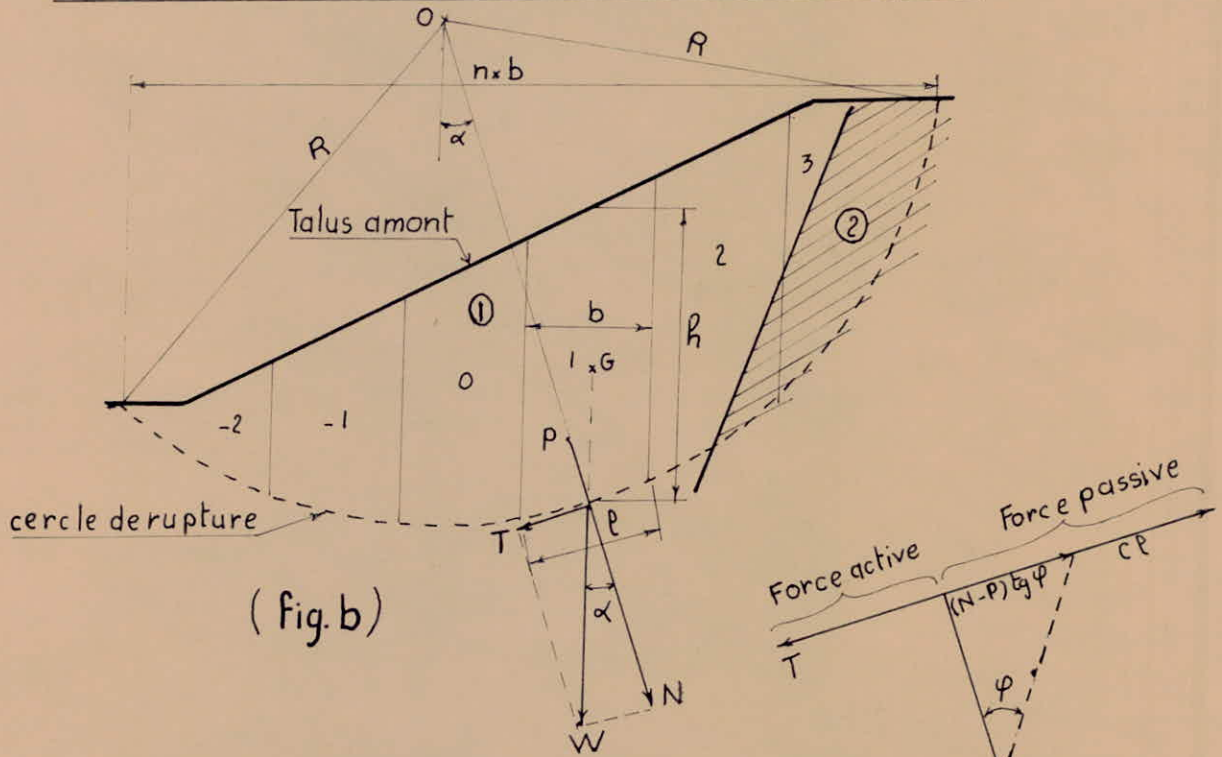
$$\begin{aligned} - P_i &= V_i \cdot \gamma_{\text{im.}} \\ - N_i &= P_i \cdot \cos \alpha_i \\ - T_i &= P_i \cdot \sin \alpha_i \end{aligned}$$

α_i : Etant l'angle que fait la normale avec le poids de chaque tranche. Pour l'évaluation du poids d'une tranche, il est commode de prendre la hauteur h de cette tranche suivant la verticale passant par le centre de gravité et de confondre P (approximativement suffisante) avec le poids du parallélépipède droit de hauteur h et de largeur b .

$$P_i = \gamma \cdot h \cdot b$$

voir fig. N° b

DECOMPOSITION DES FORCES POUR LE CALCUL DE STABILITE



(fig. b)

caractéristiques	$\varphi(^{\circ})$	$c(t/m^2)$	$\gamma(t/m^3)$
zone ①	34	0	1.19
zone ②	21	1	1.19

φ : étant l'angle de frottement interne.
 c : étant la cohésion.
 γ : étant le poids volumique.

Formules utilisées pour déterminer le coefficient de sécurité correspondant à un cercle de rupture donné:

$$k = \frac{\sum(N_i - P_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c l_i}{\sum T_i + \sum F}$$

où:

- l'effort normal: $N_i = W_i \cos \alpha_i = V_i \gamma \cos \alpha_i = h_i \times 1 \times b \times \gamma \cos \alpha_i$
- l'effort tangentiel: $T_i = W_i \sin \alpha_i = V_i \gamma \sin \alpha_i = h_i \times 1 \times b \times \gamma \sin \alpha_i$
- P : étant la force due aux pressions hydrostatiques internes si elles existent.
- $c l$: étant la force due à la cohésion est égale à la cohésion unitaire c multipliée par la surface de contact de la tranche considérée avec l'arc de rupture mesuré ici par la longueur l .
- W : étant le poids de la tranche.
- F : force due à l'écoulement: $F = \frac{M}{R} = \frac{h \cdot \Delta h \cdot \gamma_{\text{eau}} \cdot d}{R}$
 . Δh = pertes de charges.
 . h = hauteur moyenne de la tranche.

Centre O_1 , $R = 82$ m

zone ①

N° de la tranche	α_i °	h_i (m)	b_i (m)	N_i (t)	T_i (t)
0	0	3.50	10.00	20.83	0
1	7	5.25	"	62.01	7.61
2	13	7.75	"	89.86	20.75
3	20	8.75	"	97.85	35.61
4	27	8.50	"	90.13	45.92
5	35	6.75	"	65.80	46.07
6	43	4.00	12.50	21.76	35.61

$\Sigma N = 448.24$ $\Sigma T = 176.25$

$k = 1.72$

Centre O_1 , $R = 92$ m

zone ①

N° de la tranche	α_i°	h_i (m)	b_i (m)	N_i (t)	T_i (t)
-2	12	5.50	10.00	32.01	-6.80
-1	6	8.00	"	94.68	-9.95
0	0	12.50	"	148.75	0
1	6	16.00	"	189.36	19.90
2	12	18.50	"	215.34	45.77
3	18	19.50	"	220.69	71.71
4	24	20.00	"	217.42	96.80
5	30.50	19.00	"	194.81	114.75
6	38	16.50	"	154.73	120.89
7	45.50	12.00	"	100.09	101.85
8	54	5.75	16.00	32.18	44.29

 $\Sigma N = 1600.06$ $\Sigma T = 559.11$

$k = 1.80$

Centre O_1 , $R = 105$ m

zone ①

N° de tranche	α_i°	h_i (m)	b_i (m)	N_i (t)	T_i (t)
-4	-20	8.00	10.00	44.73	-16.28
-3	-15	10.50	"	120.69	-32.34
-2	-10	16.00	"	187.51	-33.06
-1	-5	21.00	"	248.95	-21.78
0	0	25.00	"	297.50	0
1	5	28.50	"	254.88	29.56
2	10	31.50	"	369.16	65.09
3	15	33.00	"	379.32	101.64
4	21	34.00	"	377.73	145.00
5	26	33.50	"	358.30	174.76
6	32	32.00	"	322.94	201.79
7	38	29.00	"	271.94	212.46
8	45	25.00	"	210.36	210.36
9	53	16.86	"	120.72	160.21

$\Sigma N = 3564.73$ $\Sigma T = 1197.41$

N° de tranche	zone ①		zone ②			
	N_i (t)	T_i (t)	N_i (t)	T_i (t)	cP (t/ml)	F (t)
10	36.74	69.36	11.82	72.10	20.50	

$\Sigma N = 36.74$ $\Sigma T = 69.36$ $\Sigma N = 11.82$ $\Sigma T = 72.10$ $\Sigma cP = 20.50$

$K = 1.83$

Centre O_1 , $R=112.50m$

zone ①

N° de tranche	$\alpha_i(^{\circ})$	$h_i(m)$	$b_i(m)$	$N_i(t)$	$T_i(t)$
-5	24	8.00	10.50	45.66	-20.33
-4	19	12.00	10.00	135.02	-46.49
-3	14	18.50	"	213.61	-53.26
-2	9	24.00	"	282.08	-44.68
-1	4.5	29.00	"	349.97	-27.54
0	0	33.50	"	398.65	0
1	5	37.00	"	438.62	38.37
2	10	40.00	"	468.77	82.66
3	14	42.00	"	484.95	120.91
4	19	43.00	"	483.82	166.59
5	24	43.00	"	467.46	208.13
6	30	41.50	"	427.69	246.93
7	35	40.00	"	389.92	273.02
8	41	36.00	"	323.32	281.06

 $\Sigma N = 4909.54$ $\Sigma T = 1225.37$

N° de tranche	zone ①		zone ②			
	$N_i(t)$	$T_i(t)$	$N_i(t)$	$T_i(t)$	$c P(t/mL)$	$F(t)$
9	168.23	183.59	53.67	61.74	-	-
10	23.61	32.49	114.70	163.76	-	-
11	18.40	38.59	17.96	35.25	39.25	-36.75

 $\Sigma N = 210.24$ $\Sigma T = 254.67$ $\Sigma N = 186.33$ $\Sigma T = 260.75$ $\Sigma cP = 39.25$ $\Sigma F = -36.75$

$$k = 2.12$$

Centre O_2 , $R = 74\text{m}$

zone ①

N° de tranche	$\alpha_i (^\circ)$	$h_i (m)$	$b_i (m)$	$N_i (t)$	$T_i (t)$
0	0	3.75	10.00	22.31	0
1	7	5.50	"	64.96	7.98
2	14.50	7.50	"	86.41	22.35
3	22	8.25	"	81.03	36.78
4	30	7.85	"	74.72	43.14
5	38.50	5.00	"	46.57	37.04
6	46	2.00	6.50	5.37	5.56

 $\Sigma N = 381.37$ $\Sigma T = 152.85$ $k = 1.68$

Centre O₂ , R = 84.50 m

zone ①

N° de tranche	$\alpha_i (^\circ)$	$h_i (m)$	$b_i (m)$	$N_i (t)$	$T_i (t)$
-2	-6.5	5.25	10.00	30.44	-7.03
-1	-13	8.25	"	97.54	-11.11
0	0	12.75	"	151.73	0
1	6.5	16.00	"	189.18	21.55
2	13	18.00	"	208.71	48.18
3	19.5	19.25	"	215.94	76.47
4	26.5	19.25	"	205.01	102.21
5	33.5	17.50	"	173.66	114.94
6	46	14.50	"	128.23	115.46

$\Sigma N = 1427.12$ $\Sigma T = 460.67$

N° de tranche	zone ①		zone ②			
	$N_i (t)$	$T_i (t)$	$N_i (t)$	$T_i (t)$	$cP (t/mP)$	$F (t)$
7	26.68	32.95	28.65	35.37	17.00	-

$\Sigma N = 26.68$ $\Sigma T = 32.95$ $\Sigma N = 28.65$ $\Sigma T = 35.37$ $\Sigma cP = 17.00$

$k = 1.84$

Centre O₂ , R = 113.00 m

zone ①

N° de tranche	α_i (°)	h_i (m)	b_i (m)	N_i (t)	T_i (t)
-6	-29	8.00	10.00	41.69	-23.08
-5	-24	13.00	"	141.33	-62.92
-4	-19	20.00	"	225.03	-77.49
-3	-14	27.00	"	311.76	-77.73
-2	-9	33.00	"	396.86	-61.43
-1	-5	37.50	"	444.55	-38.89
0	0	42.00	"	499.80	0
1	5	45.50	"	539.39	43.56
2	9	48.00	"	564.17	89.35
3	14	50.00	"	577.33	143.94
4	19	51.00	"	573.83	197.59

 $\Sigma N = 4315.74$ $\Sigma T = 132.90$

N° de tranche	zone ①		zone ②			
	N_i (t)	T_i (t)	N_i (t)	T_i (t)	cP (t/mP)	F (t)
5	440.55	210.22	78.36	36.54	9.00	-
6	219.51	126.74	281.47	162.51	11.25	-
7	34.94	24.01	410.18	281.91	11.25	87.64
8	125.06	116.62	236.78	213.20	11.25	341.98
9	275.33	305.78	22.87	30.95	5.50	51.85
10	104.93	152.67	-	-	-	-

 $\Sigma N = 1200.32$ $\Sigma T = 936.04$ $\Sigma N = 1029.66$ $\Sigma T = 725.11$ $\Sigma cP = 48.25$ $\Sigma F = 481.47$ $k = 3.17$

Centre O_3 , $R = 77$ m

zone ①

N° de la tranche	α_i (°)	h_i (m)	b_i (m)	N_i (t)	T_i (t)
0	3	3.50	10.00	20.80	1.69
1	7.5	5.00	"	58.99	7.77
2	14.50	7.25	"	83.53	21.60
3	22	8.00	"	88.27	35.66
4	22.5	7.50	"	77.68	43.95
5	38	5.00	"	46.89	36.63
6	44	2.50	7.50	8.03	7.75

 $\Sigma N = 384.19$ $\Sigma T = 154.45$

$k = 1.67$

Centre O_3 , $R = 87.50\text{m}$

zone ①

N° de tranche	α_i°	h_i (m)	b_i (m)	N_i (t)	T_i (t)
-2	-11	5.50	10.00	32.12	-6.24
-1	-6	8.00	"	94.68	-9.95
0	0	13.00	"	154.70	0
1	6	16.00	"	189.36	19.90
2	12	18.50	"	215.34	45.77
3	18.5	19.50	"	220.06	73.63
4	25	19.50	"	210.31	98.07
5	32	18.50	"	186.70	116.66
6	40	15.00	"	136.74	114.74
7	48.5	10.00	"	78.85	89.13
8	55	3.50	9.25	10.91	15.88

$\Sigma N = 1529.77$ $\Sigma T = 557.59$

$$k = 1.85$$

Centre O_3 , $R = 100$ m

zone ①

N° de tranche	$\alpha_i (^\circ)$	h_i (m)	b_i (m)	N_i (t)	T_i (t)
-4	-20	6.50	10.00	36.34	-13.23
-3	-16	10.00	"	193.06	-32.80
-2	-10.5	16.50	"	114.39	-35.78
-1	-5	21.50	"	254.88	-22.30
0	0	26.00	"	309.40	0
1	5	29.00	"	343.79	30.08
2	10.5	32.00	"	374.42	63.39
3	16	33.00	"	377.49	108.24
4	21.5	34.00	"	376.45	148.29
5	27.5	33.50	"	353.51	184.08
6	33	32.00	"	319.36	207.40

$\Sigma N = 3053.09$ $\Sigma T = 643.37$

N° de tranche	zone ①		zone ②			
	N_i (t)	T_i (t)	N_i (t)	T_i (t)	cP (t/mP)	F (t)
7	195.17	169.66	49.74	44.79	10.00	-
8	28.09	31.75	138.78	156.86	14.00	37.17
9	33.29	52.58	27.17	42.65	8.50	28.81

$\Sigma N = 256.55$ $\Sigma T = 253.99$ $\Sigma N = 215.69$ $\Sigma T = 244.30$ $\Sigma cP = 32.50$ $\Sigma F = 65.98$

$k = 2.18$

Centre O_4 , $R = 90$ m

zone ①

N° de tranche	α_i (°)	h_i (m)	b_i (m)	N_i (t)	T_i (t)
0	6	3.00	10.00	17.75	1.87
1	12	4.50	"	52.38	11.13
2	18	5.50	"	62.25	20.23
3	24.5	5.75	"	62.26	28.38
4	31.5	4.50	"	40.59	24.87
5	39	3.00	11.75	16.30	13.20

 $\Sigma N = 251.53$ $\Sigma T = 99.68$ $k = 1.70$ Centre O_4 , $R = 98$ m

zone ①

N° de tranche	α_i (°)	h_i (m)	b_i (m)	N_i (t)	T_i (t)
-1	5	4.50	10.00	26.67	-2.30
0	0	7.00	"	83.30	0
1	6	10.00	"	118.34	12.44
2	11	12.50	"	146.02	28.38
3	17	14.25	"	162.16	49.58
4	22	15.00	"	165.50	66.87
5	28.5	14.50	"	161.54	82.33
6	34.5	12.50	"	122.59	84.25
7	41	9.00	"	80.83	70.26
8	47.5	4.00	13.00	20.90	22.81

 $\Sigma N = 1087.85$ $\Sigma T = 414.62$ $k = 1.77$

Centre O_4 , $R = 10925$ m

zone ①

N° de tranche	α_i (°)	h_i (m)	b_i (m)	N_i (t)	T_i (t)
-3	-13.5	6.00	10.00	34.71	-8.33
-2	-10	8.50	"	99.61	-17.56
-1	-5	13.50	"	160.04	-14.00
0	0	17.50	"	208.25	0
1	5	21.50	"	254.88	22.30
2	10	24.50	"	287.12	50.63
3	15	26.00	"	298.86	80.08
4	20	27.00	"	301.92	109.89
5	25	27.00	"	291.20	135.79
6	30.5	26.00	"	266.59	157.03
7	36	23.50	"	226.24	164.37

$\Sigma N = 2429.36$ $\Sigma T = 680.20$

N° de tranche	zone ①		zone ②			
	N_i (t)	T_i (t)	N_i (t)	T_i (t)	cP (t/ml)	F (t)
8	157.58	149.54	6.42	6.09	4.00	-
9	26.68	32.94	83.13	102.65	15.00	17.04
10	7.35	10.51	10.90	15.56	5.00	-

$\Sigma N = 191.61$ $\Sigma T = 192.99$ $\Sigma N = 100.45$ $\Sigma T = 124.30$ $\Sigma cP = 24.00$ $\Sigma F = 17.04$

$k = 1.87$

CALCUL DE K LORS D'UNE VIDANGE RAPIDE

Centre O_3 , $R = 100\text{m}$

zone ①

N° de tranche	α_i (°)	h_i (m)	b_i (m)	N_i (t)	T_i (t)
-4	-20	7.00	10.00	62.49	-22.74
-3	-16	11.00	"	200.90	-57.61
-2	-11	16.50	"	307.74	-59.82
-1	-5.5	22.00	"	416.07	-40.06
0	0	26.00	"	494.00	0
1	5.5	29.75	"	562.65	54.18
2	11	32.00	"	596.83	116.01
3	16	33.00	"	602.71	172.82
4	22	34.00	"	598.96	241.99
5	28	33.50	"	562.00	298.82
6	34	31.75	"	500.12	373.33

$\Sigma N = 4904.47$ $\Sigma T = 1076.92$

N° de tranche	zone ①		zone ②			
	N_i (t)	T_i (t)	N_i (t)	T_i (t)	cP (t/mP)	F (t)
7	292.27	263.17	51.28	44.79	10.00	79.92
8	41.22	49.12	139.98	166.82	14.50	102.37
9	43.16	64.00	46.48	68.91	8.00	-14.00

$\Sigma N = 376.65$ $\Sigma T = 376.29$ $\Sigma N = 237.74$ $\Sigma T = 280.52$ $\Sigma cP = 34.00$ $\Sigma F = 168.29$

$k = 1.94$

Centre O_3 , $R=116$ m

zone ①

N° de tranche	α_i (°)	h_i (m)	b_i (m)	N_i (t)	T_i (t)
-6	-28	9.50	10.00	79.69	-42.37
-5	-24	13.50	"	238.66	-106.26
-4	-19	21.00	"	377.26	-129.90
-3	-14	28.00	"	516.20	-128.70
-2	-9.5	33.00	"	618.40	-103.48
-1	-5	38.00	"	719.25	-62.93
0	0	42.50	"	807.50	0
1	5	46.00	"	870.67	76.17
2	10	48.00	"	898.14	158.37
3	14.5	50.00	"	919.74	237.86
4	19	51.00	"	916.21	315.47
5	24	51.00	"	885.22	394.13

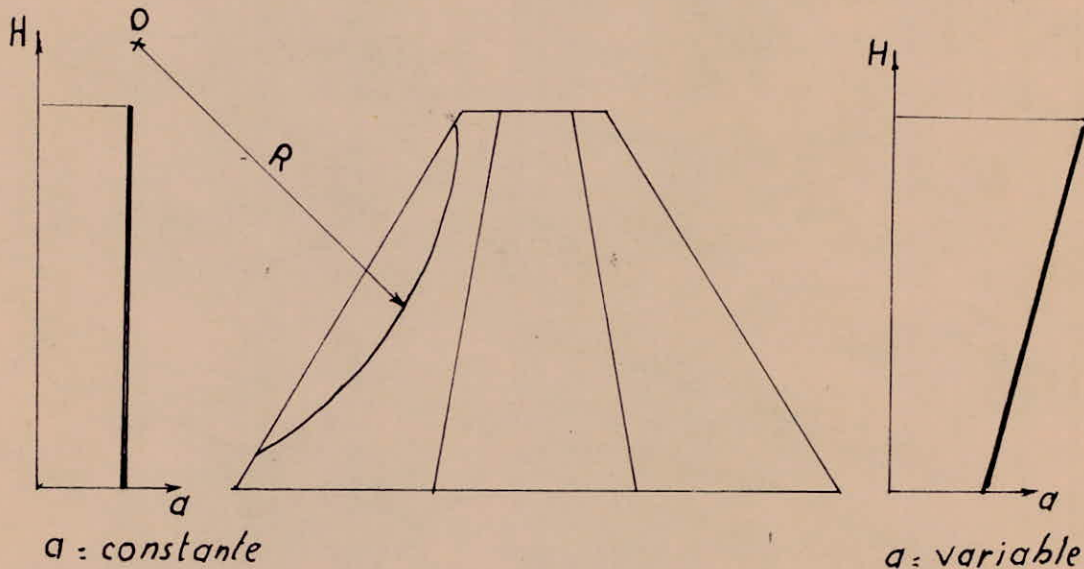
$\Sigma N = 7846.77$ $\Sigma T = 608.36$

N° de tranche	zone ①		zone ②			
	N_i (t)	T_i (t)	N_i (t)	T_i (t)	cP (t/mP)	F (t)
6	709.20	377.09	60.93	35.18	8.50	158.88
7	326.06	219.93	218.10	161.39	11.00	429.31
8	26.04	21.47	485.54	422.07	12.50	37.71
9	93.86	102.43	195.29	202.23	12.50	-191.74
10	244.41	324.34	9.83	12.14	4.50	-
11	27.72	47.07	-	-	-	-

$\Sigma N = 1427.29$ $\Sigma T = 1092.33$ $\Sigma N = 969.69$ $\Sigma T = 833.01$ $\Sigma cP = 49.00$ $\Sigma F = 434.16$

$K = 2.25$

DETERMINATION DU COEFFICIENT DE SECURITE
EN TENANT COMPTE DE L'EFFET DU SEISME



Formules utilisées pour déterminer le coefficient de sécurité k :

$$k = \frac{\sum N_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c l_i}{\sum T_i + \frac{1}{R} \sum F_i d_i}$$

- l'effort normal : $N_i = W_i \cos \alpha_i$ (t)
- l'effort tangentiel : $T_i = W_i \sin \alpha_i$ (t)
- le bras de levier : d (m)
- la force due au séisme : $F_i = a W_i$ (t)
- le coefficient d'intensité sismique étant : a

Centre O_1 , $R = 82 \text{ m}$

$$a = cte = 0.12$$

N° de tranche	$W_i(t)$	$d_i (m)$	$F_i (t)$	$F_i d_i (t.m)$
0	20.83	82.00	2.50	205.00
1	62.48	81.50	7.50	611.25
2	92.23	78.50	11.07	868.99
3	104.13	76.00	12.50	950.00
4	101.15	71.50	12.14	868.01
5	80.33	66.00	9.64	636.24
6	29.75	59.00	3.57	210.63

$$\Sigma F_i d_i = 4350.12$$

$$\Sigma N_i t g \varphi_i = 302.34 \text{ t}$$

$$\Sigma T_i = 176.25 \text{ t}$$

$$\frac{1}{R} \Sigma F_i d_i = 53.05 \text{ t}$$

$$k = 1.32$$

Centre O_2 , $R = 74 \text{ m}$

$$a = cte = 0.12$$

N° de tranche	W_i (t)	d_i (m)	F_i (t)	$F_i d_i$ (t.m)
0	22.31	74.00	2.68	198.32
1	65.45	73.50	7.85	576.98
2	89.25	71.50	10.71	765.77
3	95.17	68.50	11.42	782.27
4	86.28	64.00	10.35	662.40
5	59.50	58.00	7.14	414.12
6	7.74	51.50	0.93	47.89

$$\Sigma F_i d_i = 3447.75$$

$$\Sigma N_i t g \varphi_i = 257.23 \text{ t}$$

$$\Sigma T_i = 152.85 \text{ t}$$

$$\frac{1}{R} \Sigma F_i d_i = 46.59 \text{ t}$$

$$k = 1.29$$

Centre O_3 , $R = 77$ m

$\cdot d = cte = 0.12$

N° de tranche	$W_i(t)$	$d_i(m)$	$F_i(t)$	$F_i d_i(t.m)$
0	20.83	76.50	2.50	191.25
1	59.50	76.25	7.14	544.43
2	84.10	74.50	10.09	751.71
3	95.20	71.50	11.42	816.53
4	89.25	67.00	10.71	717.57
5	59.50	61.00	7.14	435.54
6	11.16	55.00	1.34	73.70

$$\sum N_i \operatorname{tg} \varphi_i = 25914 \text{ t}$$

$$\sum T_i = 15445 \text{ t}$$

$$\frac{1}{R} \sum F_i d_i = 45.85 \text{ t}$$

$$\sum F_i d_i = 3530.72$$

$$K = 1.29$$

$\cdot d$ étant variable suivant la hauteur du barrage.

N° de tranche	d_i	$W_i(t)$	$F_i(t)$	$F_i d_i(t.m)$
0	0.22	20.83	4.58	350.37
1	0.23	59.50	13.68	1043.10
2	0.23	84.10	19.34	1440.83
3	0.24	95.20	22.85	1633.76
4	0.25	89.25	22.31	1494.77
5	0.26	59.50	15.47	943.67
6	0.28	11.16	3.25	178.75

$$\frac{1}{R} \sum F_i d_i = 92.02 \text{ t}$$

$$\sum F_i d_i = 7085.27$$

$$K = 1.05$$

Centre O_4 , $R = 90\text{ m}$

$a = \text{cte} = 0.12$

N° de tranche	$W_i(t)$	$d_i(m)$	$F_i(t)$	$F_i d_i(t.m)$
1	17.85	90.00	2.14	192.60
2	53.35	87.00	6.40	556.80
3	65.45	85.00	7.85	667.25
4	68.43	81.50	8.21	669.12
5	47.60	76.50	5.71	436.82
6	20.97	70.00	2.52	176.40

$$\Sigma F_i d_i = 2698.99$$

$$\Sigma N_i \text{tg } \varphi_i = 169.66\text{ t}$$

$$\Sigma T_i = 99.68\text{ t}$$

$$\frac{1}{R} \Sigma F_i d_i = 29.99\text{ t}$$

$$K = 1.31$$

TABLEAU RECAPITULATIF DU COEFFICIENT K_{min}

Cas de la retenue pleine		
Centre	Rayon (m)	K_{min}
O_1	82	1.72
O_2	74	1.68
O_3	77	1.67
O_4	90	1.70

Parmi ces 4 centres, le cercle critique est celui de centre O_3 et de rayon $R=77m$ dont le coefficient de sécurité $K_{min} = 1.67$

Résultats finals du coefficient de sécurité k :

	k .	
	sans séisme	avec séisme
En service P.H.A	1.67	1.05
En service vidange rapide normale	1.94	-

Conclusion :

Nous n'avons pas eu le temps pour balayer entièrement la section du barrage avec les surfaces de glissement.

Nous avons essayé de trouver le cercle critique en proposant quelques surfaces de glissement.

D'après ce calcul nous avons trouvé que les conditions de sécurité au glissement sont respectées (voir tabl. Page 17), c'est-à-dire que les coefficients minimums sont plus grands que les coefficients admissibles.

VIII. DISPOSITIFS DE PROTECTION CONTRE LES EFFETS DE L'EAU:

8-I Drains et filtres:

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif même du barrage et dans ses fondations bien que le choix des matériaux de construction et de l'implantation de l'ouvrage aient été fait de manière à limiter les débits d'infiltration. Il importe donc d'éviter que les résurgences des eaux infiltrées à l'aval ne nuisent à la stabilité de l'ouvrage par création de renard ou destruction partielle du pied aval du barrage.

A cet effet on doit prévoir à l'intérieur du massif du barrage et éventuellement dans les fondations de celui-ci un dispositif drainant qui interceptera les eaux d'infiltration. Ce dispositif est composé de drains et filtres.

Un drain :est un organe qui évacue les eaux provenant d'une filtration ou le ressuyage.

Un filtre :est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines entraînées par la circulation de l'eau dans le massif,

Ces deux dispositifs sont les plus souvent associés.

Constitution de drains et filtres:

Les drains sont constitués de graviers perméables, soit d'éléments de tuyaux en béton poreux ou plastique perforé entouré de couches de graviers.

Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux perméables de granulométrie de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins des terres drainées. Dans un filtre chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis à vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau.

Un filtre ne doit ni se dégrader par entrainement de ses éléments, ni se colmater. Il est conseillé pour cela d'utiliser des sables dont le coefficient d'uniformité $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ \leftarrow 2 ceci étant si on schématise par F_x et S_x les dimensions des grains du filtre et du matériaux de base qui sur la courbe granulométrique correspondent aux points d'ordonnée $x\%$ les conditions à respectées d'après TERZAGHI

Granulométrie étroite $\frac{F_{50}}{S_{50}}$ \leftarrow 5 \leftarrow 10

Granulométrie étendue $\frac{F_{15}}{S_{85}}$ \leftarrow 4 ou 5

$\frac{F_{15}}{S_{15}}$ \leftarrow 4 ou 5

Le barrage de Fom El Khanga est muni de 2 filtres séparant respectivement le noyau d'argile des alluvions à l'amont et à l'aval. Ces filtres ont une épaisseur de 3 m. A l'aval, du noyau nous prévoyons un tapis drainant d'épaisseur de 2m uniquement dans la largeur de l'oued Cherf. Pour les détails techniques se référer aux plans fig. N° 2.4.5

La courbe granulométrique (argile, alluvions, filtres) est représentée dans la fig. N° 2.4.6

8-2 PROBLEME D'ETANCHIETE:

D'après l'étude géologique sommaire à Foug El Khanga du point de vue fuites, l'imperméabilité des appuis permet de ne prévoir qu'un voile d'étanchéité réduit à des injections de peau, mais la nature du rocher (grés mal cimentés, sable) peut faire craindre des phénomènes de renards et d'érosion régressive.

8-3 Phénomène de renard :

en étudiant les phénomènes d'infiltration dans les terrains perméables, nous constatons que le long des filets liquides se développent tangentielllement des forces d'infiltration sous la forme d'une action massique (à la manière de la pesanteur) et dont l'intensité

$$f = w \cdot i$$

w: poids spécifique de l'eau

$$i = \frac{dh}{dl} \text{ gradient hydraulique (nombre sans dimension) .}$$

f permet à l'eau de vaincre les frottements qui s'opposent à son passage entre les particules solides du terrain lesquelles restent en place, tandis que l'eau chemine, mais il est des cas où la force f déplace et entraîne les particules solides elles-mêmes. Un véritable tunnel se creuse d'aval en amont sous l'ouvrage, si jamais il vient à déboucher dans le r servoir, des eaux s'y engouffrent et c'est la ruine de l'ouvrage. Le sol n'est plus stable dès que le gradient hydraulique atteint ou dépasse la valeur:

$$i > \frac{\gamma}{\gamma_w} = \frac{\text{poids volumique immergé}}{\text{poids volumique de l'eau}}$$

Pour remédier à ces phénomènes nous avons exécuté deux séries d'injection qui servent de voile d'étanchéité. Un voile normal qui prolonge le barrage en profondeur le long de l'axe principal et un voile latéral qui prolonge latéralement le barrage dans les rives de la vallée.

Dans le lit de l'Ouéd les injections descendent jusqu'à 30m en profondeur et 15m sur les rives. Voir profil longitudinal (fig. 3)

En même temps des injections de peau dont l'espacement est 5,00m x 5,00m.

Ils ont un rôle de consolidation, comme est montré sur les sections transversales (planches fig. 4 et 5)

IX. DIMENSIONNEMENT DE LA GALERIE DERIVATION, DETERMINATION DU DIAMETRE

OPTIMAL ET HAUTEUR DU BATARDEAU : (Calcul technico-économique)

Après exécution du barrage la galerie de dérivation sera aménagée comme une galerie de vidange de fond.

La vidange de fond est destinée à plusieurs fonctions:

- Vidanger le barrage en cas d'accident.
- Abaisser le niveau du plan d'eau pour permettre l'entretien.
- Evacuer une partie de la vase accumulée au fond de la retenue lors des crues.
- Evacuer une partie des eaux apportées par les crues exceptionnelles

Le débit estimé à évacuer est de $300\text{m}^3/\text{s}$ (débit décennal).

L'emplacement de la galerie est situé sur la rive droite voir plan fig. N.1.

de dérivation

La galerie possède deux coudes respectivement d'angles intérieurs

$\alpha_1 = 42^\circ$ $\alpha_2 = 60^\circ$ et rayons $\rho_1 = 80\text{m}$ $\rho_2 = 75\text{m}$

Calcul du coefficient de résistance dans les coudes de la galerie de vidange d'après la formule de WEISBACH -I-

$$f = \frac{\alpha}{90} \left(0,131 + 1,847 \left(\frac{\rho}{2\rho} \right)^{3,5} \right)$$

Les coefficients de résistances moyens dans les coudes s'élèvent à :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_1 = 42^\circ \\ \rho_1 = 80\text{m} \end{array} \right\} \text{====} f_1 = 0,06$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_2 = 60^\circ \\ \rho_2 = 75\text{m} \end{array} \right\} \text{====} f_2 = 0,09$$

À l'entrée de la conduite à l'amont les coefficients de résistance est égal à 0,05 (En considérant que l'entrée est bien raccordée.) en négligeant les pertes de charges linéaires, on aura :

$$\Delta H = \frac{V^2}{2g} + (\xi_1 + \xi_2 + \xi_{ent} + I) \frac{V^2}{2g} = (1 + 0,05 + 0,06 + 0,09) \frac{V^2}{2g}$$

$$\Delta H = 1,2 \frac{V^2}{2g}$$

ΔH : perte de charges singulières dans la galerie en mètre.

D_i (m)	$V_i = \frac{4Q}{\pi \cdot D_i^2}$ (m/s)	$\Delta H_i = 1,2 \frac{V_i^2}{2g}$ (m)	$H_{bat} = \Delta H + h_{av} + I \cdot J \cdot L$ (m)
5,8	15,28	14,29	15
5,50	12,63	9,76	10
6,0	10,61	6,89	7

$h_{av} = 4m$: hauteur d'eau à l'aval de la galerie

$h_{sécurité} = 1m$

$L = 500m$: longueur développée dans l'axe de l'oued entre l'amont et l'aval du barrage.

$J = 0,01$: c'est la pente géométrique dans l'axe de l'oued.

9-I Calcul du volume de remblai pour le batardeau :

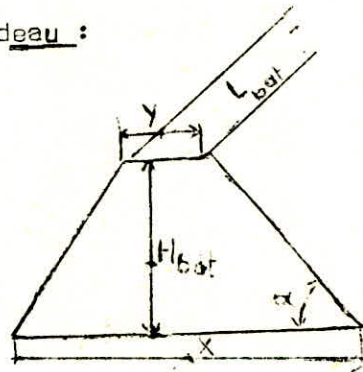
$$X = 2 \cotg \alpha \cdot H_{bat} + y$$

$$V = (2 \cotg \alpha \cdot H_{bat} + 2y) H_{bat} \cdot L_{bat} \cdot \frac{1}{2}$$

$$V = (\cotg \alpha \cdot H_{bat} + y) H_{bat} \cdot L_{bat} \quad \text{"I"}$$

Pour les différentes hauteurs du

batardeau, le volume s'élève à (à partir de "I")



$$1^{\circ}) H_{bat} = 15m \quad L_{bat} = 210m \quad y = 3m \quad \cotg \alpha = 2,5$$

$$V_1 = 139725 m^3$$

$$2^{\circ}) H_{bat} = 10m \quad L_{bat} = 175m \quad y = 3m \quad \cotg \alpha = 2,5$$

$$V_2 = 49000 m^3$$

$$3^{\circ}) H_{bat} = 7m \quad L_{bat} = 130m \quad y = 3m \quad \cotg \alpha = 2,5$$

$$V_3 = 18655 m^3$$

Le volume des excavations dans la galerie (celle-ci étant bétonnée sur une épaisseur \$e = 0,3m\$).

$$V_{ex} = \frac{\pi(D_i + e)^2 \cdot Lg}{4}$$

$$V_1 = \frac{\pi(5,6)^2}{4} \times 450 = 11084 m^3$$

$$V_2 = \frac{\pi(6,1)^2}{4} \times 450 = 13151 m^3$$

$$V_3 = \frac{\pi(6,6)^2}{4} \times 450 = 15395 m^3$$

Le volume de béton si la galerie est bétonnée sur une épaisseur $e = 0,3m$ s'élève à :

$$V_b = \frac{\pi}{4} ((D_i + e)^2 - D_i^2) \cdot L_g$$

$$V_1 = \frac{\pi}{4} (5,1^2 - 5^2) \cdot 450 = 2248m^3$$

$$V_2 = \frac{\pi}{4} (6,1^2 - 5,5^2) \cdot 450 = 2460m^3$$

$$V_3 = \frac{\pi}{4} (6,6^2 - 6^2) \cdot 450 = 2673m^3$$

3-2 Calcul technico-économique galerie de dérivation et du batardeau:

-Prix du remblai : $1000DA/m^3$ (pour le batardeau)

-Prix du béton : $15000DA/m^3$ (pour la galerie)

-Prix d'excavation de la galerie : $1000DA/m^3$

$$\text{Prix de la galerie} = V_{\text{exca}} \times \text{prix}_{\text{exca}} + V_{\text{bét}} \times \text{prix}_{\text{bét}}$$

$$\text{Prix du batardeau} = \text{Volume bat.} \times \text{prix}_{\text{bat}}$$

	5	5,5	6
Diamètre (D) en (m)	5	5,5	6
Coût batardeau (DA)	$1,43 \cdot 10^6$	$0,49 \cdot 10^6$	$0,18 \cdot 10^6$
Coût galerie (DA)	$4,48 \cdot 10^6$	$5 \cdot 10^6$	$5,55 \cdot 10^6$
Coût total (DA)	$5,91 \cdot 10^6$	$5,59 \cdot 10^6$	$5,73 \cdot 10^6$

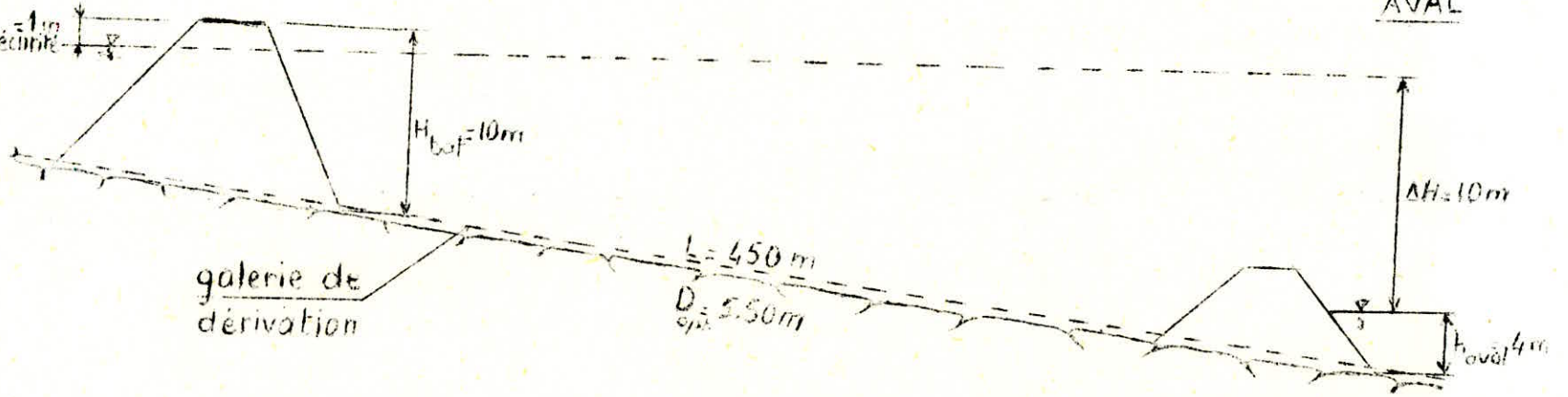
Le diamètre optimal est déterminé à partir du graphe (fig. 3.2)

$$D_{\text{opt}} = 5,5m$$

DETERMINATION DU DIAMETRE OPTIMUM

AMONT

$h_{\text{sécurité}} = 1 \text{ m}$



9-3 Calcul du débit évacué par la galerie.

Si l'on tient compte des pertes de charges linéaires dans la conduite de vidange. (Le batardeau ayant une hauteur de 10m) Le débit devient:

$$H_{\text{bat}} = \Delta H + h_{\text{av}} + I - J \cdot L$$

$$\Delta H = \left(\frac{V^2}{2g} + \frac{V^2}{2g} + \xi_{\text{ent}} + I \right) - \frac{V^2}{2g} + \frac{f \cdot l \cdot V^2}{D \cdot 2g}$$

$$\frac{f \cdot l \cdot V^2}{D \cdot 2g} : \text{pertes de charges linéaires dans la galerie.}$$

On suppose que le régime est turbulent rugueux dans la conduite :

$$f = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D_h} \right)^{-2} : \text{coefficient de frottement.}$$

$$\xi = 2\text{mm rugosité absolue}$$

$$D_h = 5,5\text{m diamètre hydraulique}$$

$$f = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{0,002}{5,5} \right)^{-2} = 0,8158$$

H: pertes de charges totale dans la galerie

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

$$h_s = 1,0\text{m revanche du batardeau.}$$

$$\Delta H = 1,2 - \frac{V^2}{2g} + \frac{f \cdot l \cdot V^2}{D \cdot 2g}$$

$$H_{\text{bat}} = 1,2 - \frac{V^2}{2g} + \frac{f \cdot l \cdot V^2}{D \cdot 2g} + h_{\text{av}} + I - J \cdot L$$

L = 500m ; Longueur développée dans l'axe de l'oued

J = 0,01 ; Pente moyenne dans l'axe de l'oued

l = 450m ; longueur de la galerie

$$H_{bat} - I + J.L - h_{av} = \left(1,2 + \frac{f \cdot l}{D} \right) \frac{V^2}{2g}$$

$$10 - 1 + 0,01 \times 500 - 4 = \left(1,2 + \frac{0,0158 \times 450}{5,5} \right) \frac{V^2}{2g}$$

$$10 = 2,49 \frac{V^2}{2g} \quad \text{Or } Q = V \cdot S$$

$$Q^2 = \frac{10 \cdot S^2 \cdot 2g}{2,49}$$

$$Q = S \sqrt{\frac{20g}{2,49}} = \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{\frac{20 \cdot g}{2,49}}$$

$$Q = \frac{\pi \cdot 5,5^2}{4} \sqrt{\frac{20 \cdot 9,8}{2,49}} = 211 \text{ m}^3/\text{s}$$

Vérifions le régime dans la galerie:

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{Q \cdot D}{S \nu} = \frac{4Q}{\pi \cdot D \nu}$$

$$Re = \frac{4 \times 211}{\pi \cdot 5,5 \cdot 10^{-6}} = 48,85 \cdot 10^6$$

$$Re = 4885 \cdot 10^4$$

} d'après le diagramme de MOODY

$$\frac{\epsilon}{D} = \frac{0,002}{5,5} = 0,00036$$

le régime est turbulent rugueux.

Re : Reynolds

ν : $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (viscosité cinématique)

X. GARDE D'ENVASEMENT:

C'est la partie du lac qui sera colmatée durant la période de fonctionnement de la retenue. Son importance dépend du degré d'érosion du bassin versant. La garde d'envasement est déterminée par la formule suivante -I-.

$$V_m = \frac{S \cdot T \cdot m \cdot \theta}{\gamma} \quad -I-$$

V_m = C'est le volume mort

S : surface du bassin versant en Km^2

T : taux d'abrasion en t/Km^2 -an

γ : c'est le poids spécifique En t/m^3

m : rapport de la quantité des matériaux colmatée est celle transportée par l'ouéd.

θ : le temps de fonctionnement du barrage pendant lequel tout l'apport solide se décante .

Etant donné l'absence des données citées ci-dessus, le volume mort est déterminé comme suit :

Par mesure de sécurité , nous laissons une hauteur de 10m à partir du fond du barrage et à l'aide de la courbe capacité-hauteur fig. N°C

$$V_m = 10 \text{ Hm}^3$$

Le volume utile est égale au volume total de la retenue moins le volume mort moins le volume du à l'infiltration et évaporation .

$$V_{ut} = V_{tot} - V_m = 600 - 10 = 580 \text{ Hm}^3 \quad \text{Sans tenir compte du volume évaporé et infiltré.}$$

Le débit moyen régularisé en supposant que :

- La consommation se fait pendant la période sèche (Mai-Octobre)

- Le remplissage de la retenue se fait pendant la période humide (Nov-Avril)

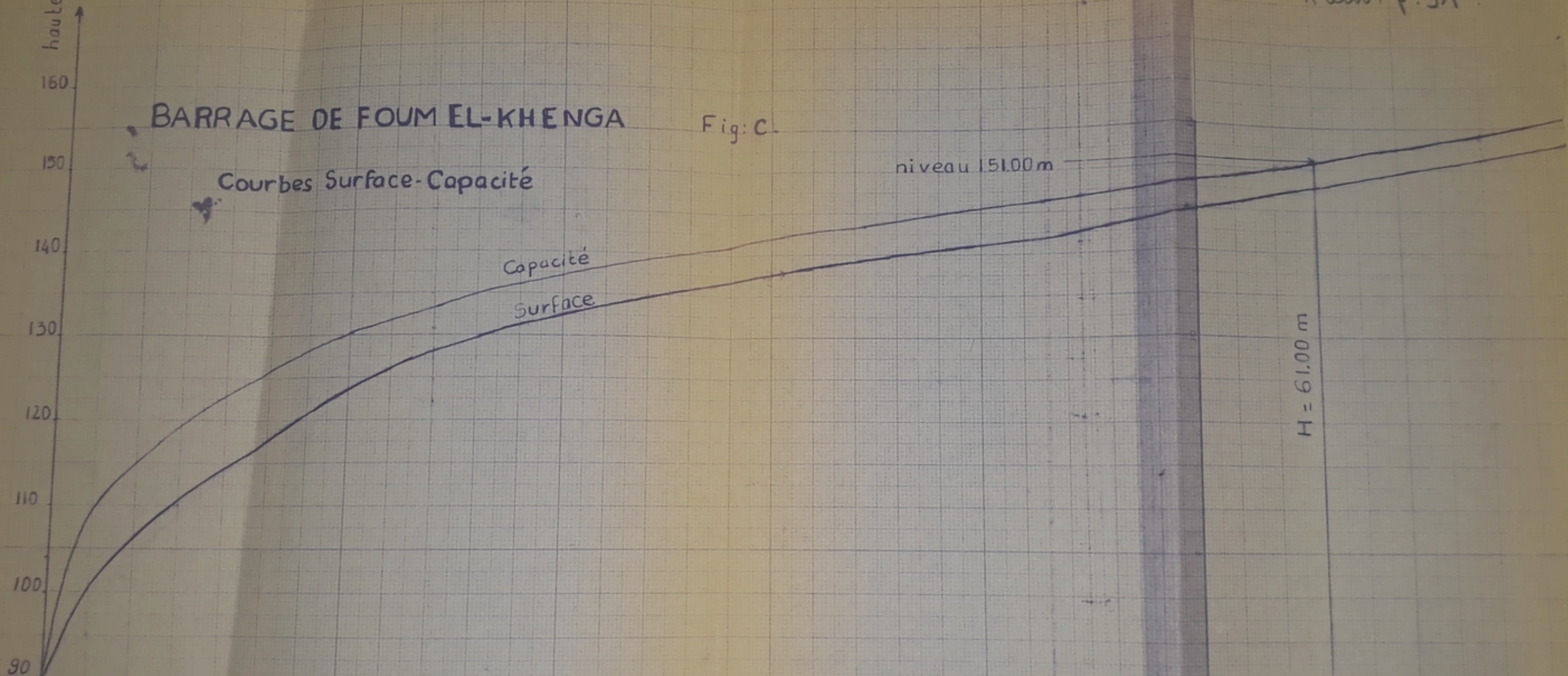
$$Q_{\text{moy}} = \frac{580 \cdot 10^6}{6 \times 30 \times 24 \times 3600} = 37,29 \text{ m}^3/\text{s}$$

PH00581
 Avant p. 51

BARRAGE DE FOUM EL-KHENGA

Fig: C.

Courbes Surface-Capacité



niveau 151.00 m

H = 61.00 m

Capacités en Hm ³	40	80	120	160	200	240	280	320	360	400	440	480	520	560	600	640	680
Surfaces en km ²	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34

XI. Evacuateur des crues :

- Le débit d'un évacuateur de crue est généralement contrôlé par le déversoir situé dans la partie Amont de l'évacuateur.

La partie aval du déversoir comporte des coursiers de longueur 52,5 m et 80,5 m et de pente 10 % et 33 % respectivement, qui se termine par un saut de ski. L'ensemble coursiers, saut de SKI est conçu pour évacuer le débit du déversoir sans perturber l'écoulement de celui-ci, c'est-à-dire de telle manière que cet écoulement soit dénoyé.

Pour évacuer, les débits de crues estimés à $3200 \text{ m}^3/\text{sec}$ autour du barrage sans danger, l'évacuateur de surface en chenal à ciel ouvert sera creusé dans l'appui droit avec des vannes secteurs pour contrôler les débits. Les autres solutions possibles sont onéreuses par exemple un évacuateur entonnoir, une galerie un siphon etc ...) car les caractéristiques du débit et conditions géologiques et topographiques ne le permettent pas. L'évacuateur de surface en chenal à ciel ouvert est beaucoup plus souple en cas où des débits bien supérieurs peuvent surgir. Trois vannes à flotteur à commandes hydrauliques larges de 15 m et hautes de 8 m, s'ouvriront progressivement et automatiquement, au fur et à mesure que le niveau dans la retenue dépasse la cote 150 m.

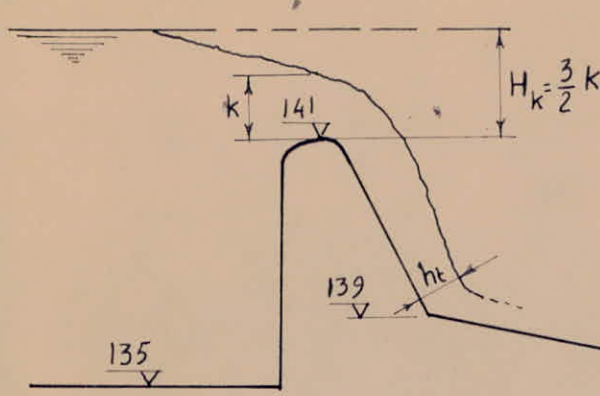
Le déversoir est du type GREAGER, le seuil des vannes sera en béton, les piles pour étayer les vannes et le pont contiendront des flotteurs qui permettront de faire fonctionner les vannes.

Le coursier sur toute sa longueur sera revêtu de béton. Des drains sous dalle empêcheront les sous-pressions causées par les fuites autour du barrage. Ces dalles seront ancrées à la roche de fondation par des barres d'ancrage.

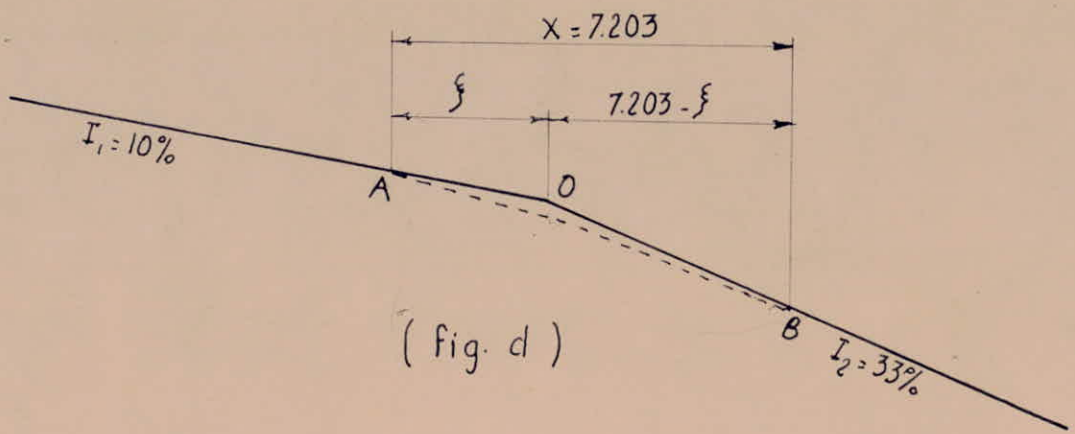
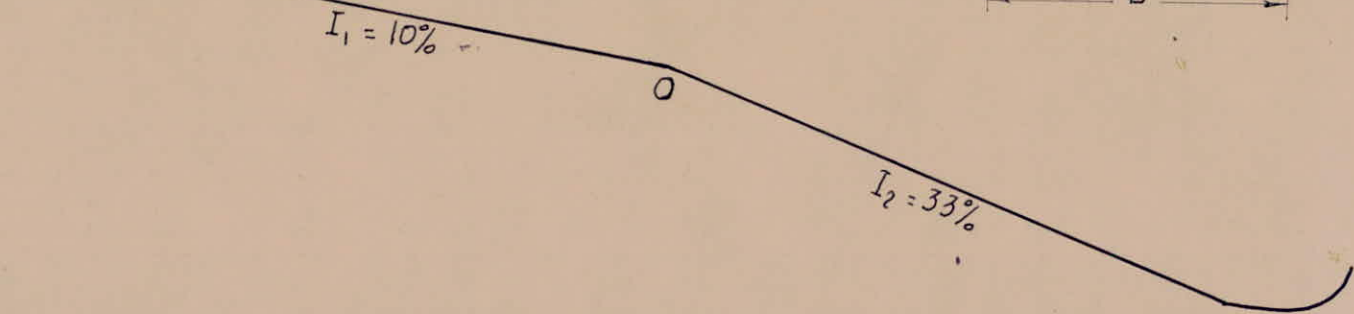
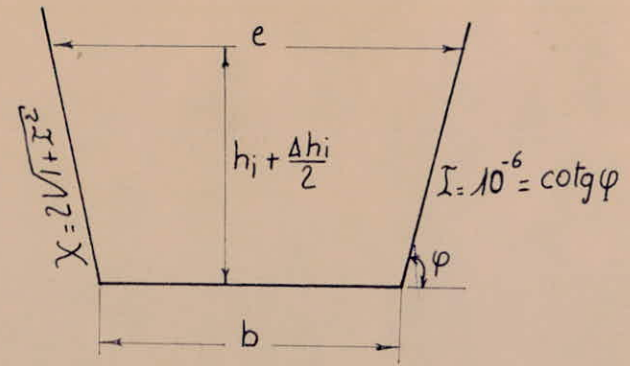
Les parois latérales seront presque verticales (canal trapezoidal dont le talus a $\text{coefficient} = 10^{-6}$ voir fig N.4). Une revanche de 1 m est laissée au dessus de la ligne d'eau calculée pour limiter l'action des vagues et empêcher l'eau de se déverser par dessus le canal.

A la charge de l'évacuateur, l'eau sera projetée vers le haut et l'extérieur par un saut de Ski et retombera dans un bassin de plongée pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau sous forme de turbulence.

CALCUL DES COURBES DE REMOUS DANS LE CANAL EVACUATEUR



$$e = \left[b + 2I \left(h_i + \frac{\Delta h_i}{2} \right) \right]$$



Le pont de l'évacuateur ne devra assurer qu'un trafic léger pour entretenir les besoins locaux et supporter l'équipement destiné à monter les vannes. Les détails descriptifs sont représentés sur les fig n°8

- Calcul du trant d'eau le long du canal (coursiers).

La détermination du profil en long de la surface libre du courant est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$L = \int \frac{1 - \frac{Q^2}{g A^3}}{J_u - J} dh \quad \text{B 10}$$

B 10 Equation du profil en long d'un liquide en écoulement à surface libre, permanent graduellement non uniforme passant par un canal à section transversale sèche invariable.

- Q = 3200 m³/sec débit
- g = 9,80 m/sec² accélération de la pesanteur
- c = largeur du plan d'eau - m
- A = section en m²
- J = gradient de perte de charge
- J_u = pente géométrique
- L = Longueur développée en m

Déversoir :

Au dessus du seuil du déversoir qui forme une section de contrôle la hauteur critique est déterminée comme suit :

$$K = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{b}\right)^2 \times \frac{1}{g}} = \sqrt[3]{\frac{3200^2}{51} \times \frac{1}{9,8}} = 7,38 \text{ m}$$

- K = hauteur critique en m
- Q = débit évacué en m³/sec Q = 3200 m³/sec
- b = 51 m largeur en crête du déversoir
- g = 9,80 m/s² accélération de la pesanteur.

- La charge critique au-dessus du seuil est :

$$H_K = \frac{3}{2} K = \frac{3}{2} \times 7,38 = 11,07 \text{ m.}$$

La charge au pied du déversoir si on néglige les pertes de charge linéaires sur le parement aval du déversoir : voir fig. N° d

$$H = ht + \frac{v^2}{2g} = (141 - 139) + 1,5 K = 2 + 11,07 = 13,07 \text{ m}$$

Calculons : $H_+ = \frac{H}{K} = \frac{13,07}{7,38} = 1,77$ paramètre addimensionnel

à l'aide de H_+ on repère dans l'abaque 18 a.

"théorie de la longueur fluidodynamique" G. LAPRAY

Le paramètre addimensionnel $ht_+ = 0,676$.

d'où $ht = ht_+ K = 0,676 \times 7,38 = 4,985 \text{ m}$

$ht = 4,985 \text{ m}$ hauteur du trant d'eau au pied du déversoir à l'aval.

PROGRAMME DONNANT LE PROFIL EN LONG DE LA SURFACE LIBRERemous en canal trapézoïdal linéairement Convergent

$$2^{\text{nd}} \text{LBL A } RCL05 x^2 + 1 = \sqrt{x} \times 2 = \text{STO } 09 \text{ RCL08} + RCL17 \div 2 = \text{STO } 07 \text{ R/S}$$

$$2^{\text{nd}} \text{LBL B } RCL15 \text{ STO } 14 \div 2 + RCL06 = \div RCL20 \times RCL16 = +/ - + RCL18 = \text{STO } 04 + RCL05 \times RCL07 = \\ \times RCL07 = \text{STO } 10 \times 4 \div (RCL04 + RCL09 \times RCL07) = \text{STO } 11 \sqrt{x} \times RCL02 = \ln x \times .86 - 1.14 = \\ x^2 \sqrt{x} \text{ STO } 12 \quad 1 - RCL01 x^2 \times (RCL04 + 2 \times RCL05 \times RCL07) \div 9.8 \div RCL10 y^x 3 = \text{STO } 13 \\ \div (RCL03 - RCL12 \times (RCL01 \div RCL10) x^2 \div RCL11 \div 19.6) \times RCL17 = \text{STO } 15 - RCL14 = \\ 2^{\text{nd}} |x| 2^{\text{nd}} x \geq t \text{ B } RCL15 \text{ sum } 06 \text{ RCL17 sum } 06 \text{ RCL17 sum } 08 \text{ RCL18} - RCL06 \div RCL20 \\ \times RCL16 = \text{STO } 04 \text{ RCL01} \div RCL10 \times RCL11 \div RCL00 = \text{STO } 21 \text{ RCL06 R/S}$$

$$2^{\text{nd}} \text{LBL C } RCL04 + 2 \times RCL05 \times RCL27 = \text{STO } 31 \text{ RCL04} + RCL05 \times RCL27 = \times RCL27 = \text{STO } 30 \sqrt{x} \\ y^x 3 \times RCL31 \times RCL01 x^2 \div 9.8 = \text{STO } 28 y^x .3 \times RCL27 = \text{STO } 27 \text{ RCL28} - 1 = 2^{\text{nd}} |x| 2^{\text{nd}} \\ x \geq t \text{ C } RCL09 \times RCL27 + RCL04 = \text{STO } 26 \sqrt{x} \times RCL30 \times 4 = \text{STO } 23 \sqrt{x} \times RCL02 = \\ \text{STO } 24 \ln x .86 - 1.14 = x^2 \sqrt{x} \text{ STO } 25 \div RCL23 \times RCL01 x^2 \div RCL30 x^2 \div 19.6 = \\ \text{STO } 22 \text{ RCL03} \div RCL22 = \text{STO } 29 \text{ RCL27 R/S}$$

$$2^{\text{nd}} \text{LBL D } RCL04 + RCL05 \times RCL37 = \times RCL37 = \text{STO } 40 \text{ RCL04} + RCL37 \times RCL09 = \text{STO } 36 \sqrt{x} \\ \times 4 \times RCL40 = \text{STO } 33 \div RCL02 = \sqrt{x} \text{ STO } 39 \ln x .86 - 1.14 = x^2 \sqrt{x} \text{ STO } 35 \div RCL33 \\ \times RCL01 x^2 \div RCL40 x^2 \div 19.6 = \text{STO } 32 \div RCL03 = y^x .3 \times RCL37 = \text{STO } 37 \text{ RCL32} \\ - RCL03 = 2^{\text{nd}} |x| 2^{\text{nd}} x \geq t \text{ D } RCL01 \div RCL40 = \text{STO } 34 \times RCL33 \div RCL00 = \text{STO } 38 \\ RCL37 \text{ R/S}$$

Les calculs sont fait à l'aide du mini-ordinateur Texas-Instruments 59.

Le programme est établi par Mr. G. LAPAY Maître de conférence à l'école nationale polytechnique d'Alger.

Le programme est basé sur les formules qui suivent :

$$b = b_0 \sum \frac{L_{i-1} + L_i}{L_{on}} (b_0 - b_n) \quad : \text{Largeur moyenne de chaque}$$

tranchon considéré.

$$A_i = (b_i + (h_i + \frac{\Delta h_i}{2})) (h_i + \frac{\Delta h_i}{2}) \quad : \text{Section moyenne de chaque}$$

tranchon.

$$P = b + X (h_i + \frac{\Delta h}{2}) \quad / \text{ Périmètre moillé}$$

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\Sigma}{D_H})^2 \quad : \text{coefficient de frottement}$$

Σ = Rugosité absolue (0,001 m).

$D_H = 4 \times \frac{A}{P}$ Diamètre hydraulique.

$$I = \frac{Q^2 \cdot e}{g \cdot A^3}$$

$$L = \text{-----} \Delta h$$

$$J_u = \frac{f \cdot Q^2}{D_H \cdot A^2 \cdot 2g}$$

$$j = \frac{f \cdot Q^2}{D_H \cdot A^2 \cdot 2g} \quad : \text{Gradient de perte de charge}$$

$X = \sqrt{4I^2 + I}$ paramètre rapporté à un trapèze.

$h = -0,1$ m décroissement du plan d'eau, le long du canal pour chaque tronçon considéré.

Au point de changement de pente, nous prévoyant un raccordement pour que la lame d'eau déversante dans le canal épouse le coude au changement de cette direction voir fig. N° 1

$$V_{Ay} = V_A \cdot \sin \arctg 0,1 = 1,75 \text{ m/s} \text{ avec } V_A = \frac{Q}{A_A} = \frac{Q}{b \cdot h_A} = \frac{3200}{45,36 \cdot 3,995} = 17,6 \text{ m/s}$$

$$V_{Ax} = V_A \cos \arctg 0,1 = 17,52 \text{ m/s}$$

$$\begin{aligned} y &= V_{Ay} \cdot t + g \cdot t^2 / 2 & \text{-1-} & \left. \begin{array}{l}) \\) \end{array} \right\} \\ x &= V_{Ax} \cdot t & \text{-2-} & \left. \begin{array}{l}) \\) \end{array} \right\} \end{aligned} \quad \text{-----) -1- et -2- donne}$$

$$y = x \frac{V_{Ay}}{V_{Ax}} + g \cdot \frac{x^2}{2 V_{Ax}^2}$$

$y = 0,1x + 0,01596x^2$ Le raccordement sera réalisé suivant cette courbe.

$$\frac{dy}{dx} = 0,03193x + 0,1 = 0,33 \quad \begin{array}{l} \text{-----) } x = 7,203\text{m} \\ \text{=====} \\ \text{-----) } y = 1,548\text{m} \end{array}$$

$$\text{d'ou } \left\{ \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right. = \frac{1,548 - 0,33 \cdot 7,203}{0,1 - 0,33} = 3,604\text{m}$$

$$V_{By} = V_{Ay} + g \cdot t = V_{Ay} + g \cdot \frac{x}{V_{Ax}} = 1,75 + \frac{9,8 \cdot 7,203}{17,52} = 5,78 \text{ m/s}$$

$$V_B = \sqrt{V_{Ax}^2 + V_{By}^2} = 18,50 \text{ m/s}$$

$$L_{oB} = \frac{7,203 - \int}{\cos \arctan 0,33} = 3,79 \text{ m}$$

$$b = 45 - \frac{9}{84,77} \cdot 3,79 = 44,60 \text{ m}$$

$$h_B = \frac{Q}{V_B \cdot b} = \frac{3200}{18,50 \cdot 44,60} = 3,08 \text{ m}$$

CALCUL DU TIRANT D'EAU :

===== Exécution du programme/

On commence par stocker les

données comme suit: (Données pour la première tranche de pente 10% du coursier)

	Q	E	J _u	α	L _o	h _o	L _{oI}	b _{oI}	h	b _o	L _{on}	K	h _u	
STO	00	01	02	03	05	06	00	15	16	17	18	20	27	37
	10 ⁻⁶	3200	0,001	0,0995	10 ⁻⁶	0	4,905	2	5	-0,1	50	50,249	7	2

En appuyant sur A on a h_o * h/2 en RCL 07

~~X~~ en RCL 09

En appuyant sur B L_i

b_i h_i

en RCL 06

RCL 04

RCL 08

En appuyant sur C → K en RCL 27 K étant la profondeur critique en m

En appuyant sur D on a h_u en RCL 37 (h_u étant la profondeur normale en mètre

L : Longueur développée

b : Largeur du canal au point considéré

H : hauteur du tirant d'eau

L	b	h	K	h_u
0	50	4,985	7,477	1,943
2,644	49,735	4,7885	7,503	1,95
5,623	49,44	4,785	7,533	1,958
8,916	49,112	4,685	7,566	1,967
12,505	48,748	4,585	7,604	1,977
16,605	48,340	4,485	7,647	1,988
21,280	47,883	4,385	7,696	2,001
26,451	47,368	4,285	7,751	2,015
32,296	46,786	4,185	7,815	2,032
38,944	46,125	4,085	7,89	2,052
46,559	45,367	3,985	7,977	2,075

Données pour la deuxième tranche de pente 33%

STO

J	Q	E	h_u	α	L_{OB}	h_b	L_{OI}	b_{on}	h	b_B
00	01	02	03	05	06	08	15	16	17	18
10^{-6}	3200	0,001	0,313	10^{-6}	3,79	3,88	8	9	-0,1	45
		L_{on}		K		h_u				
		20		27		37				
		84,769		7		2				

On procède de la même manière que précédemment pour constituer le tableau x suivants

L	B	h	K	h_u
3,79	45	3,08	8,00	1,439
6,619	44,297	3,78	8,105	1,458
9,777	43,962	3,68	8,147	1,466
13,315	43,586	3,58	8,193	1,474
17,299	43,163	3,48	8,247	1,484
21,81	42,684	3,38	8,308	1,494
26,954	42,684	3,28	8,38	1,508
32,867	41,51	3,18	8,64	1,523
39,732	40,782	3,08	8,564	1,541
47,804	39,925	2,98	8,687	1,563
57,453	38,9	2,88	8,839	1,591
69,253	37,647	2,78	9,034	1,626
84,176	36,063	2,68	9,296	1,674

Au niveau du saut de ski, le jet se désintègre et retombe dans un bassin de plongée de dissipation de l'énergie de l'eau à une distance x déterminée à partir de la formule suivante :

$$x = 1,8 \left(h + \frac{V^2}{2 \cdot g} \right) \cdot \text{SIN}^2 \theta$$

h : hauteur du tirant d'eau au niveau du saut de ski

V : vitesse au départ du saut de ski $V = \frac{Q}{A}$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{h \cdot b}$$

$\theta \approx 25^\circ$

$$h = 2,677\text{m} \quad b = 36\text{m} \quad V = \frac{3200}{2,677 \cdot 36} = 33,21\text{m/s}$$

$$x \approx 1,8 \left(2,677 + \frac{33,21^2}{19,60} \right) \cdot \text{SIN}^2 25 = 81,28 \text{ m}$$

XII. COUT ET ESTIMATION DU BARRAGE:

LE volume approximatif des matériaux déterminé pour la construction du barrage résulte des sections transversales (I- IO) plan N° 4-5 .

Le calcul du volume des différents éléments de l'ouvrage (noyau, argile , filtres , prismes, drain, protections etc...) sont figurées dans les tableaux ci-dessous .

Le coût des matériaux et le prix unitaire sont représentés dans le tableau plan N° 2.

- Coût total des matériaux de construction est estimé à : 90000000,00DA
- Coût de l'évacuateur est estimé à 30% du cout de l'ouvrage:30000000 DA
- Prix total de l'ouvrage revient : 120000000,00 DA

Le volume utile d'eau de retenue du barrage : 580 hm³

Le Prix du mètre-cube d'eau revient : 0,21 DA .

Profils	Distances entre profil (m)	distances appliquées (m)	PRISMES		ARGILES		FILTRES	
			Surfaces M^3/ml	volume partiel m^3	a	b	a	b
I	39	34,5	550	18975	265	9143	120	4140
2	30	30	1524	45720	504	15120	192	5760
3	30	30	4294	128020	1236	37080	320	9600
4	30	30	6243	187290	1466	43980	354	10620
5	30	30	7626	228780	1620	48600	456	13680
6	30	30	7300	221400	1672	50160	475	14250
7	30	30	7455	223650	1605	48150	422	12660
8	30	30	6211	186330	1572	50160	360	10800
9	30	30	2759	82770	630	18900	195	5850
10	28	28	1709	47852	217	6076	105	2940

Σ 1371587

Σ 327369

Σ 90300

Profils	ARGILE		ALLUVIONS		PROTECTION		EXCAVATION		SURFACE DE CONTACT argile-roche	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
I	-	-	-	-	-	-	-	-	12,50	431
2	-	-	-	-	-	-	-	-	20,00	600
3	-	-	-	-	-	-	-	-	35,00	1050
4	-	-	-	-	-	-	-	-	30,50	1155
5	-	-	-	-	-	-	-	-	41,00	1230
6	-	-	-	-	-	-	-	-	42,50	1275
7	25	750	29	870	25	750	28	840	45,00	1350
8	97	2910	186	5500	65	1950	79	2370	43,00	1290
9	33	990	43	1290	16,5	4950	41	1230	27,50	825
10	33	924	43	1204	16,50	462	41	1120	15,00	420
	Σ 5574		Σ 8944		Σ 3657		Σ 5560		Σ 9626	

Profils	Excavation dans la roche		Excavation dans les alluvions		Excavation roche altérée		Protection amont/aval		Prisme de DRAINAGE	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
1	147	5071,5	-	-	15	1552,5	144	4960	-	-
2	210	6300	-	-	55	1650	104	5520	-	-
3	338	10140	-	-	120	3600	202	7860	-	-
4	410	12300	-	-	129	3870	323	9690	-	-
5	-	-	398	11940	378	11340	256	7680	328	940
6	-	-	400	11400	135	1050	339	10170	800	12000
7	-	-	457	13710	139	4170	344	10320	154	4620
8	-	-	830	24900	510	15300	349	10470	-	-
9	-	-	315	9450	227	6810	350	10500	-	-
10	263	7364	-	-	96	2688	349	9772	-	-

Σ 41175,5

Σ 74400

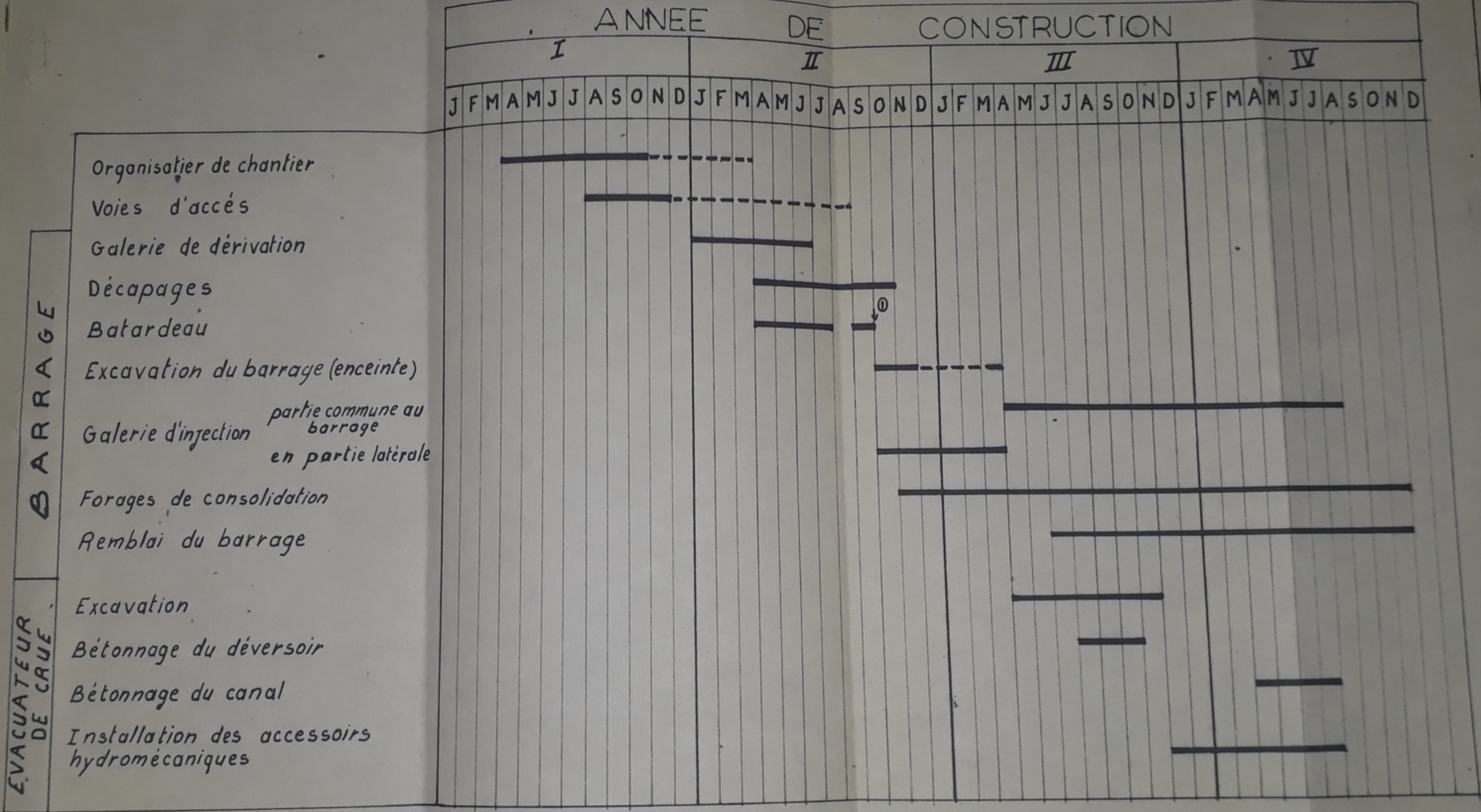
Σ 55030,5

Σ 86980

Σ 26460

PLANNING DES TRAVAUX

PB 5/81
Avant P. 64



① 30.9 → 2^e Année de dérivation de la rivière.

CONCLUSION

Bien que ne possédant pas de données précises, nous avons essayé d'apporter quelques appréciations sur la faisabilité de la retenue de FOUM-EL-KHANGA. Etant donné l'absence de tout renseignement hydrologique le débit de projet estimé et fixé par la D.M.R.H. à $3200 \text{ m}^3/\text{s}$. Ce débit aurait plus de signification si des stations météorologiques et hydrométriques étaient installées au droit du Site.

Du point de vue topographique le Site apparaît relativement adapté à la construction.

L'étude géologique montre que le Site ne présente pas de problèmes difficiles.

CETTE étude devra mettre l'accent sur les aspects suivants in situ: Une étude approfondue du sol de fondation et les matériaux de remblai. Les caractéristiques géotechniques pour lesquels l'ouvrage sera dimensionné, doivent provenir directement du Site en augmentant le nombre de forages et exécutant une ou deux galeries.

Du point de vue économique, il nous est impossible de conclure très exactement étant donné que nous ne disposant pas de données sur les principaux indicateurs nécessaires (Investissements, charges d'exploitation et de fonctionnement) Les hypothèses et les estimations sur lesquelles sont fondée la présente étude, sont prudentes et ne nous permettent pas de traiter sur la question fondamentale de la faisabilité du barrage.

B.I.B.L.I.O.G.R.A.P.H.I.E

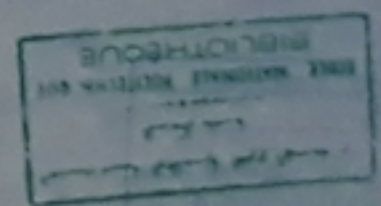
+++++000+++++

- THEORIE DE LA LONGUEUR FLUIDO-DYNAMIQUE G.LAPRAY
Maitre de conférence
à l'E.N.P.A.
- BARRAGE RESERVOIRStome III. H. VARLET
Edition Eyrolles 1966
- BARRAGES EN TERREJ.PACQUANT et CH. MALLET
Edition Eyrolles
- BARRAGES DE VALLEES H.PRESS
EDITION DUNOD 1958.
- BARRAGES EN TERRE TECHNIQUES AMERICAINES.....G.POST et LONDE
- TECHNIQUE DES BARRAGES EN AMENAGEMENT RURALEdition 1977.
- HYDRAULIQUE GENERALE.....M. CRUIER
Edition Eyrolles.
- CONSTRUCTION HYDRO-TECHNIQUE Volume I. Edition 1974 Bucarest
RADU.PRESCU.
- DESIGN OFF SMALL DAMS
- EARTH AND EARTH-ROCK DAMSEngineering Problems Of Design And Construction
NEW-YORK..LONDON..SYDNEY JANUARY 1966.
- COURS D'OUVRAGE HYDRAULIQUE Fen 201LILIE



PH0058
-1-

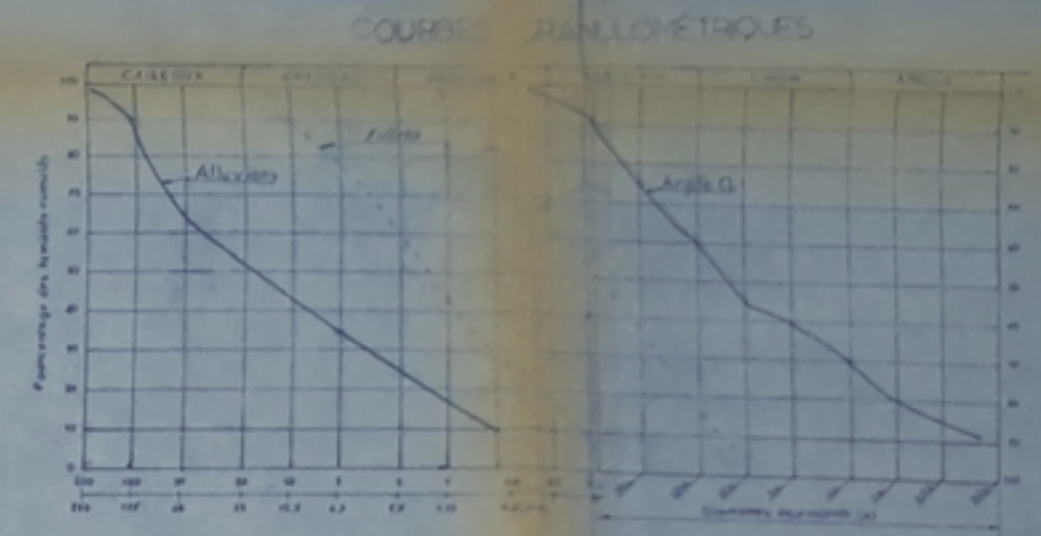
U.S.T.A.
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 ETUDE DE FAISABILITE
 DU BARRAGE DE FOUM-EL-KHANGA



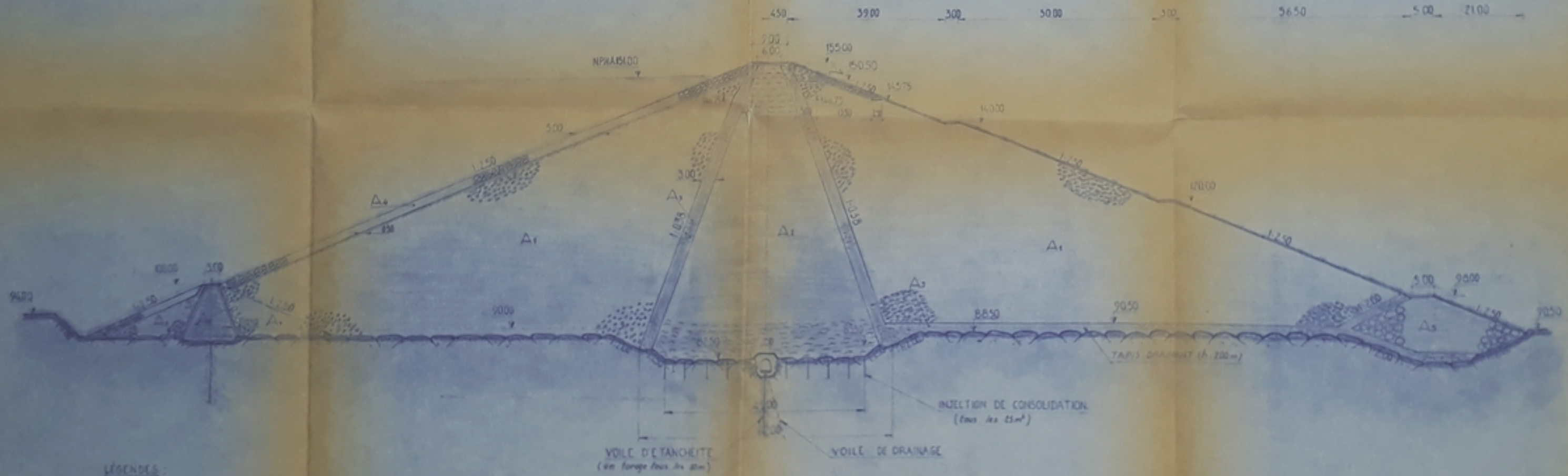
VUE EN PLAN DE L'OUVRAGE	PLAN N°1
	ECHELLE 1/1000
	PROMOTION JANVIER 61
	ETUDE PAR B. BENHAMIDA M. BELHARZI
	DIRECTEUR LE PRÉSIDENT

Profil	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Quantité m ³	Prix unitaire	Prix total DA	
Excavation dans la roche	m ³ /ml	147	210	538	418					263	41175.50	40	1647020	
Excavation dans les alluvions	m ³ /ml				598	480	457	850	515		74400	10	744000	
Excavation dans la roche altérée	m ³ /ml	45	55	120	117	578	135	139	510	227	96	55030.50	11	605335.50
Argile	m ³ /ml	285	504	1236	1468	1620	1672	1605	1672	650	217	327368.50	15	4910527.50
Filtre	m ³ /ml	120	192	320	258	456	475	422	360	195	105	90300	21	1896300
Prismes	m ³ /ml	550	1524	4294	6725	7626	7380	7455	6211	2759	1709	137587	55	7543728.5
Protection amont-aval	m ³ /ml	144	184	262	325	256	339	344	349	350	349	86950	15	1304250
Prisme de drainage aval	m ³ /ml				328	400	154					26450	68	1798600
Surface de contact argile-rocher	m ²	125	20	35	38	41	425	45	43	275	15	9626.50	52	500578
Argile	m ³ /ml							25	97	33	35	5574	15	83610
Alluvions	m ³ /ml							29	186	43	43	8944	10	89440
Protection	m ³ /ml							25	65	165	165	3657	68	248676
Excavation dans la roche	m ³ /ml							28	79	41	40	5560	10	55600
												2,210662500		2,69321222.00

VOLUME TOTAL DU BARRAGE : 2187000.00 m³
 PRIX DE L'EVACUATEUR DE CRUE: 5000000.00 DA
 PRIX TOTAL DU BARRAGE : 22000000.00 DA
 VOLUME DE LA RETENUE : 550 hm³ d'eau
 PRIX DU METRE CUBE D'EAU : 0.21 DA

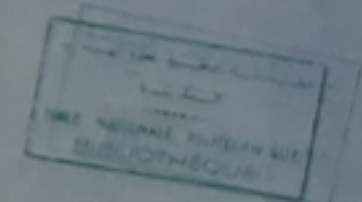


SECTION TRANSVERSALE
 Ech. 1/500



LÉGENDES:
 A₁: alluvions compactées en couches de 50cm
 A₂: noyau d'argile imperméable compacté en couches de 20cm
 A₃: filtres avec prolongation en aval pour constituer le tapis de drainage
 A₄: protection du talus amont & aval rochers > 25cm
 A₅: prismes de drainage aval > 15cm

U.S.T.A
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 ETUDE DE FAISABILITE
 DU BARRAGE DE FOUM-EL-KHANGA



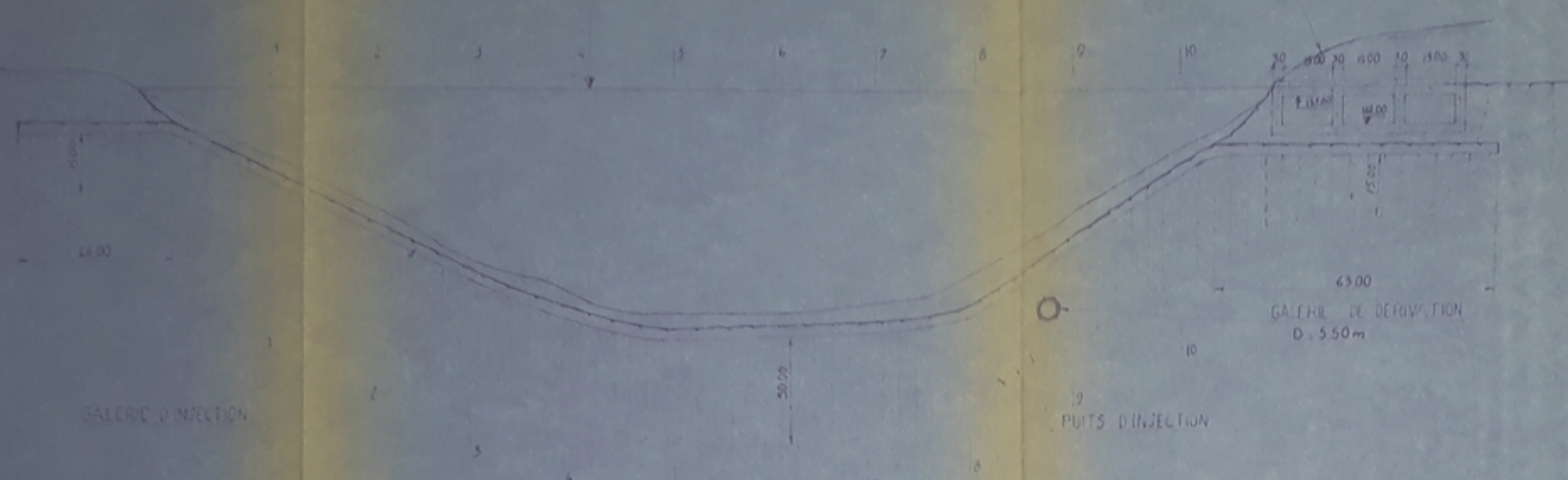
PLAN N°2
 SECTION TRANSVERSALE TYPE DU BARRAGE
 ECHELLE 1/500
 PROMOTION JANVIER 68
 ETUDE PAR
 B. BENHAMDA
 M. BELHARZI
 D'OFFICE PAR
 LE PROF. Dr. H. L. L.

PH 005 81
 -02-

PROFIL	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Alt. m	120	115	110	105	100	95	90	85	80	75
Alt. m	120	115	110	105	100	95	90	85	80	75

CRÈTE SUPPLÉMENTAIRE DU BARRAGE 19500

LIGNE DU TERRAIN NATUREL



PROFIL DANS L'AXE DU BARRAGE
Echelle 1/1000

PROFIL EN LONG DE LA GALERIE DE DERIVATION
Echelle 1/1000

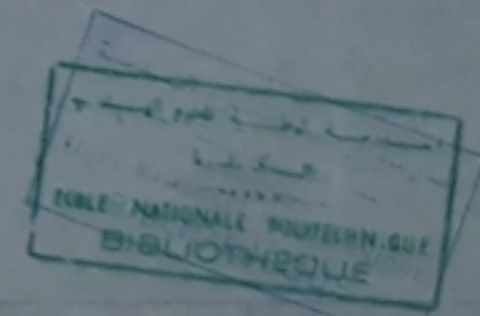
LEGENDE
 zone à dominante gréseuse
 zone à dominante marneuse



GALERIE D'INJECTION
Echelle 1/1000

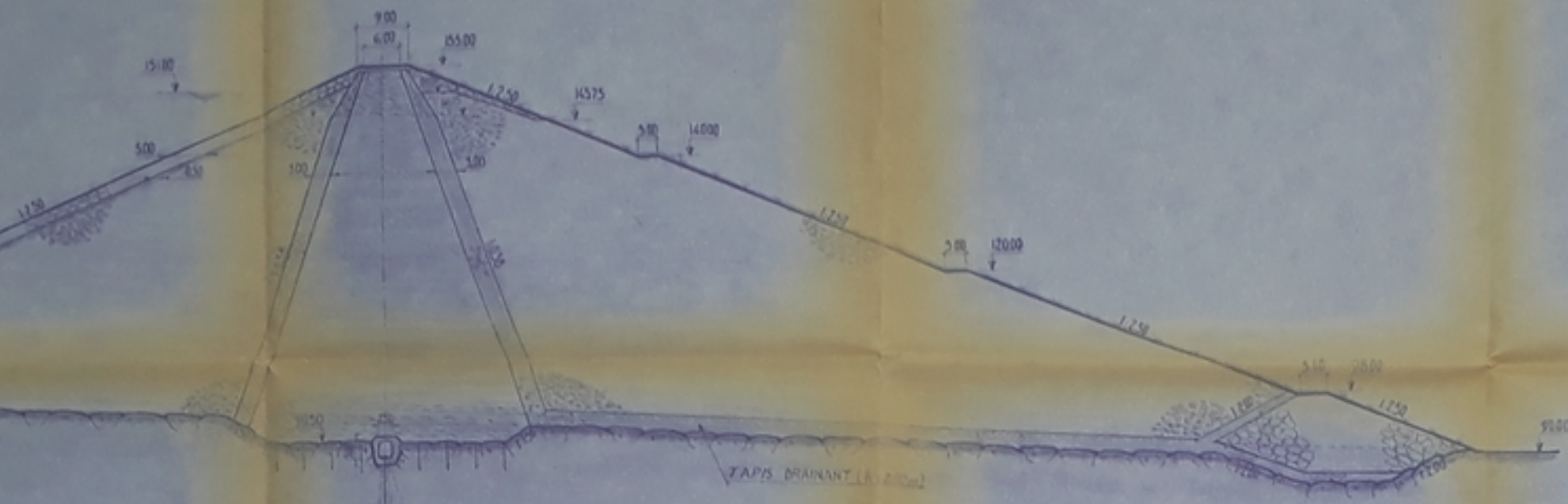
PH 005 81
- 23 -

U.S.T.A
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 ETUDE DE FAISABILITE
 DU BARRAGE DE FOUM-EL-KHANGA

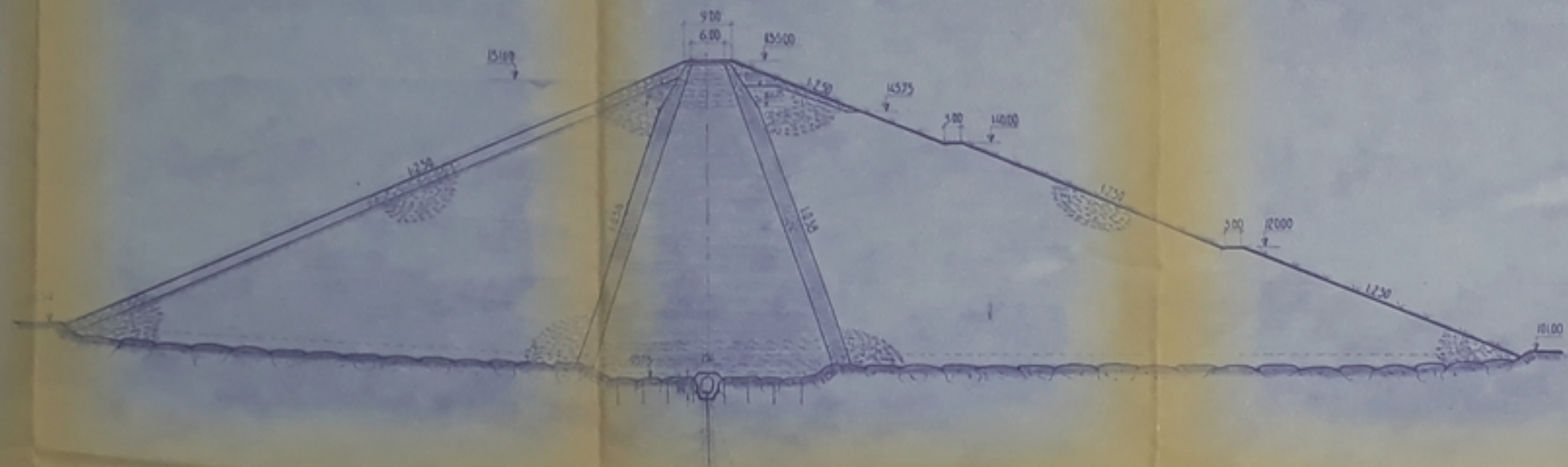


PROFIL DANS L'AXE DU BARRAGE	PLAN N°3 ECHELLE 1/1000
PROFIL EN LONG DE LA GALERIE DE DERIVATION	PROMOTION JAN 1968 ETUDE PAR B. BENHAMDA M. BELHARIZ DIRECTEUR LE PROF. D. ...

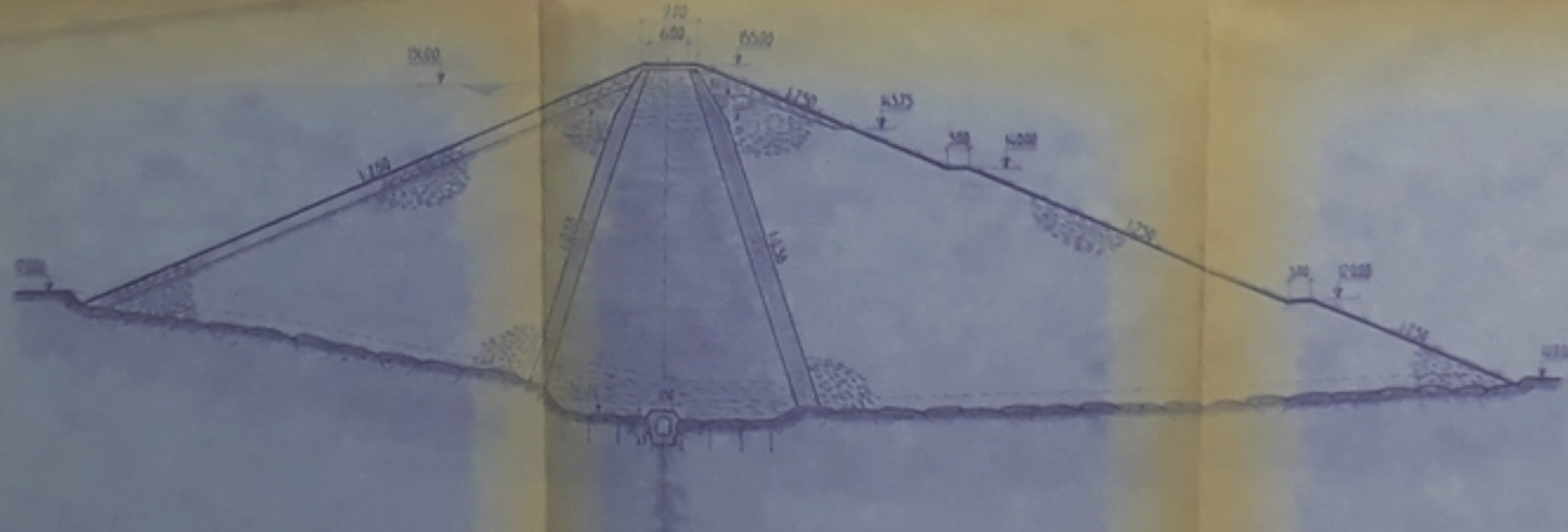
SECTION 5-5



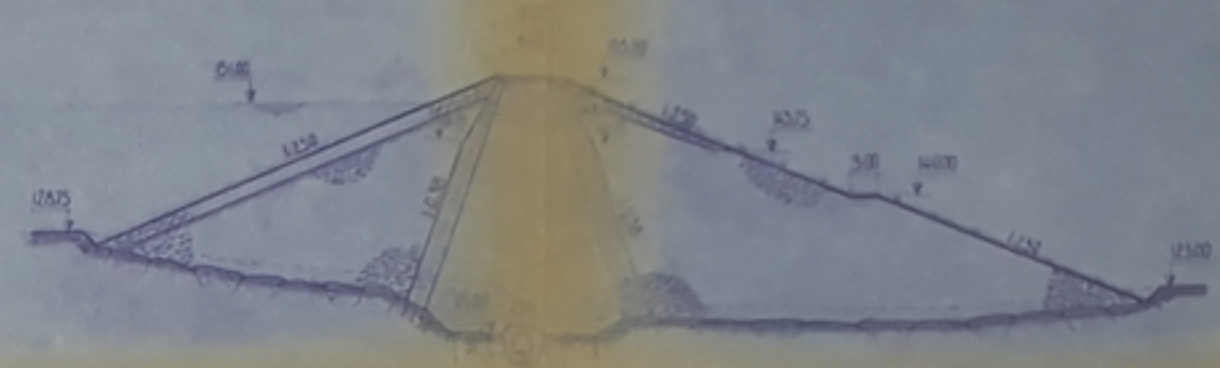
SECTION 4-4



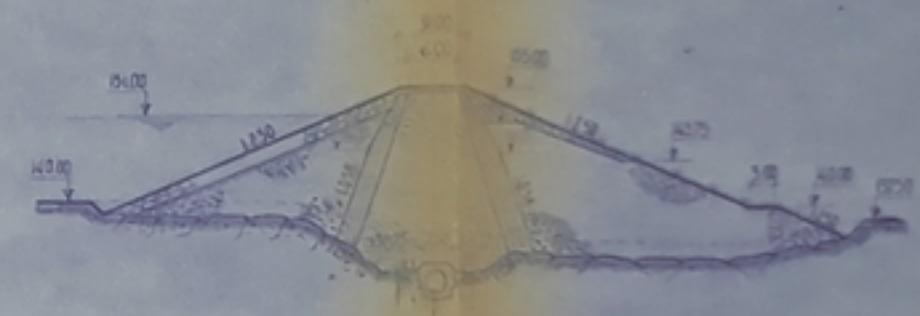
SECTION 3-3



SECTION 2-2

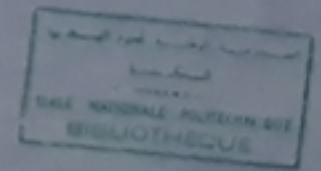


SECTION 1-1



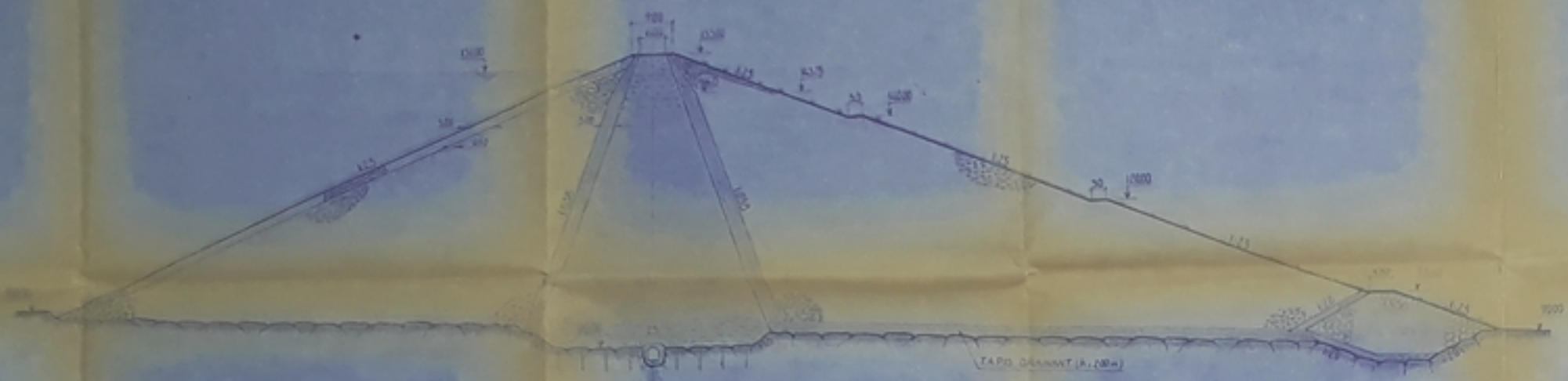
PH00581
- 11 -

U.S.T.A
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 ETUDE DE FAISABILITE
 DU BARRAGE DE FOUM EL KHANGA



SECTIONS TRANSVERSALES DU BARRAGE	PLAN N°4
	ECHELLE 1/500
	PROMOTION JANVIER 61
	ETUDE PAR B. BENHAMED M. PELHARZI DIRECTEUR PROF. DR. H. L.

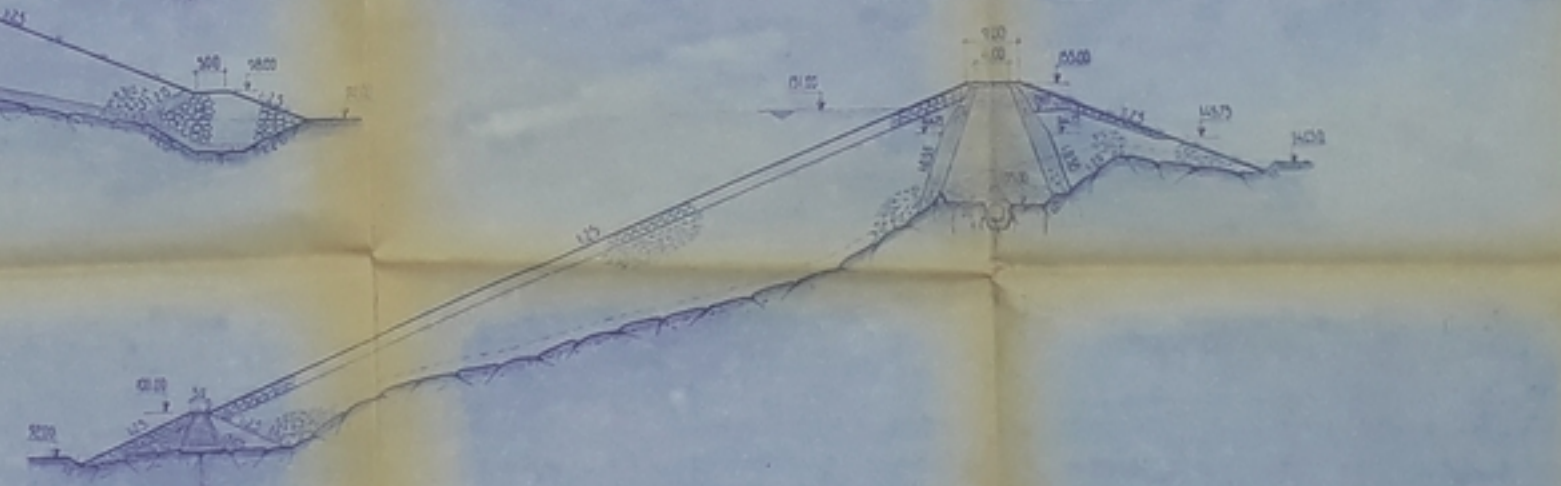
SECTION 6-6



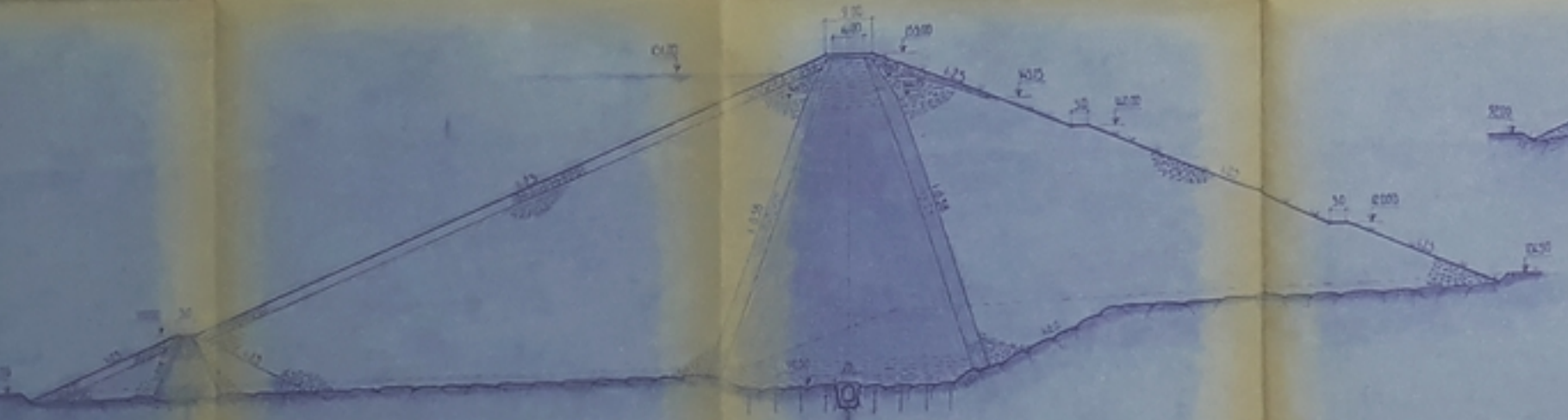
SECTION 7-7



SECTION 10-10

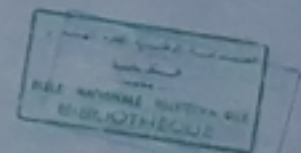


SECTION 8-8

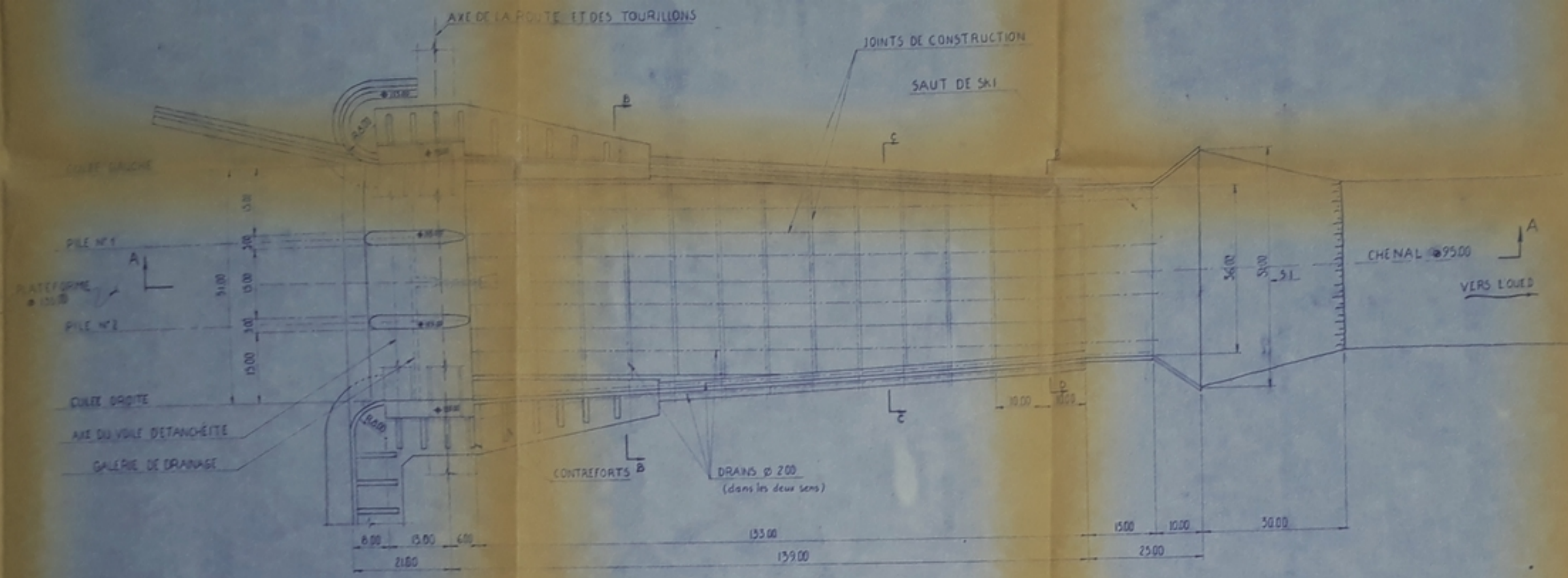


01100581
-05

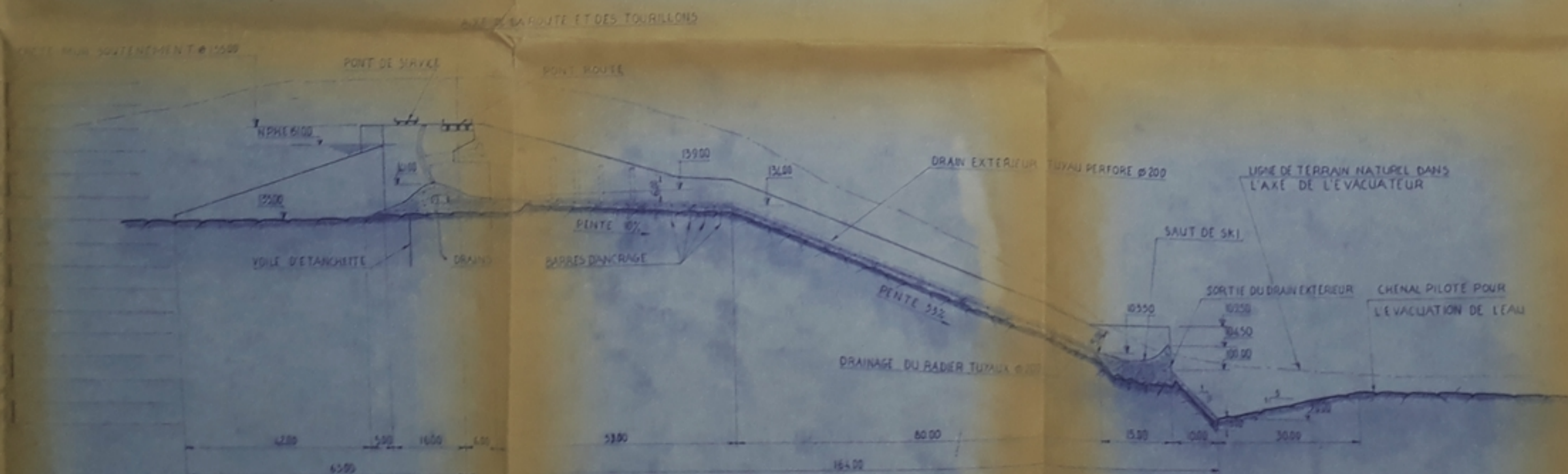
U.S.T.A
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 ETUDE DE FAISABILITE
 DU BARRAGE DE FOUM-EL-KHANGA



SECTION TRANSVERSALES DU BARRAGE	PLAN N°5
	ECHELLE 1/500
	PROMOTION JANVIER
	ETUDE PAR B. BEN-AMIDA M. BELMARZI
	DRAWN BY C. BOU-NGUYEN



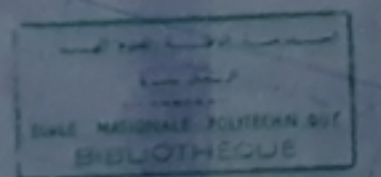
PLAN



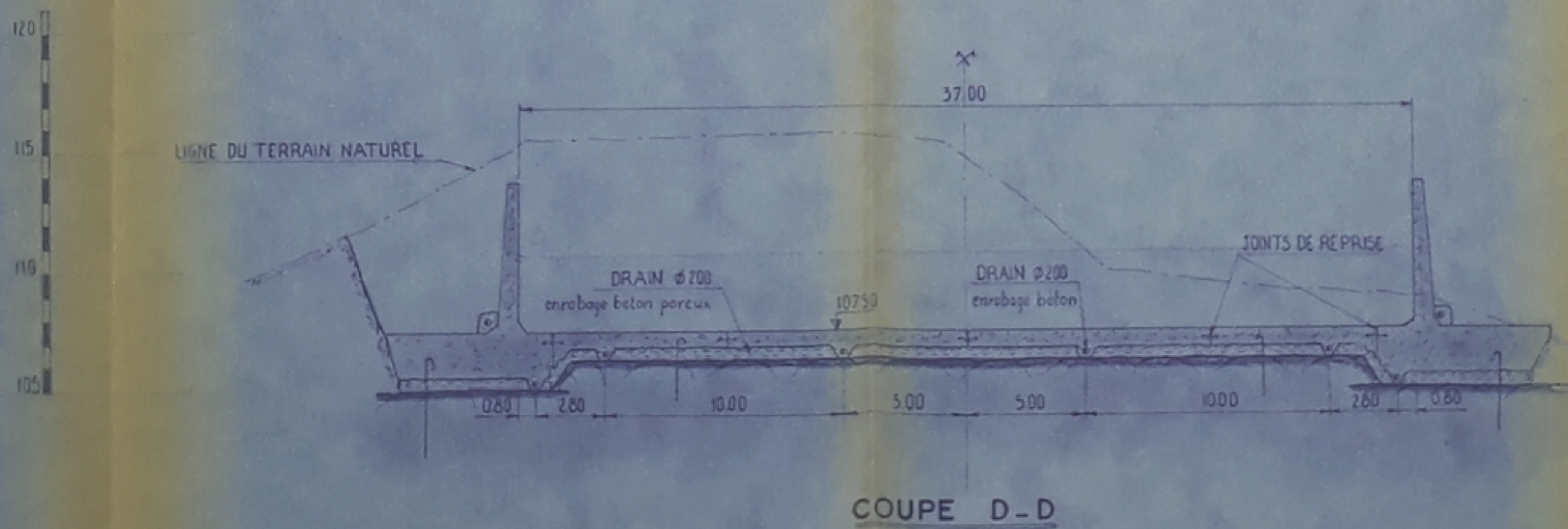
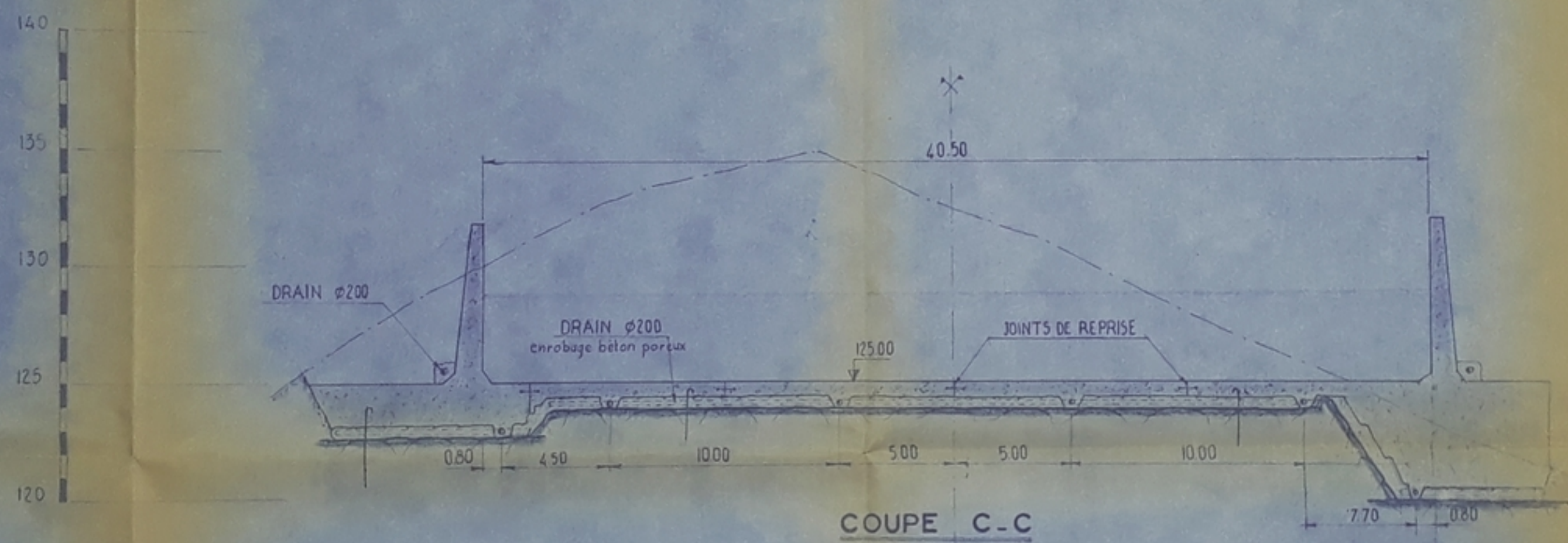
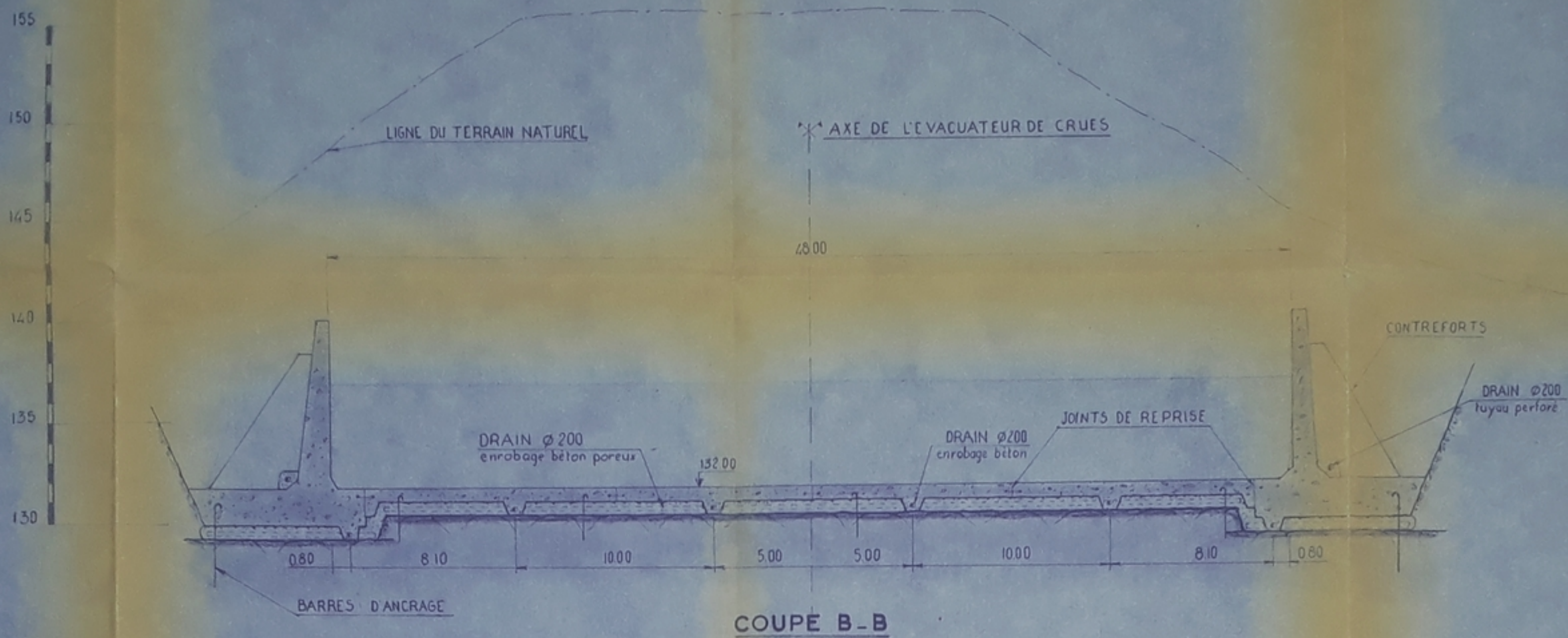
COUPE LONGITUDINALE A-A

DA00581
-06-

U.S.T.A.
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 ETUDE DE FAISABILITE
 DU BARRAGE DE FOUM-EL-KHANGA

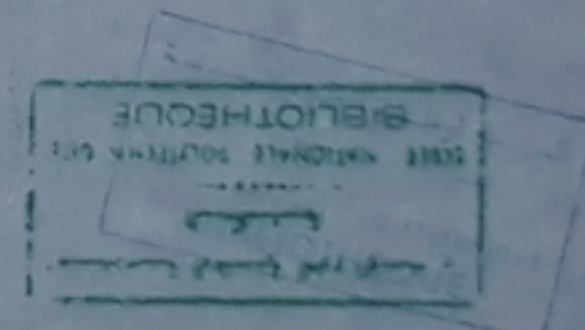


PLAN N°6
 EVACUATEUR DE CRUES ECHELLE 1/500
 PLAN ET PROMOTION JANVIER 01
 COUPE LONGITUDINALE
 ETUDE PAR
 B. BENHAMDA
 M. BELHARIZI
 DIRIGE PAR
 LE PROF. D. NGU...

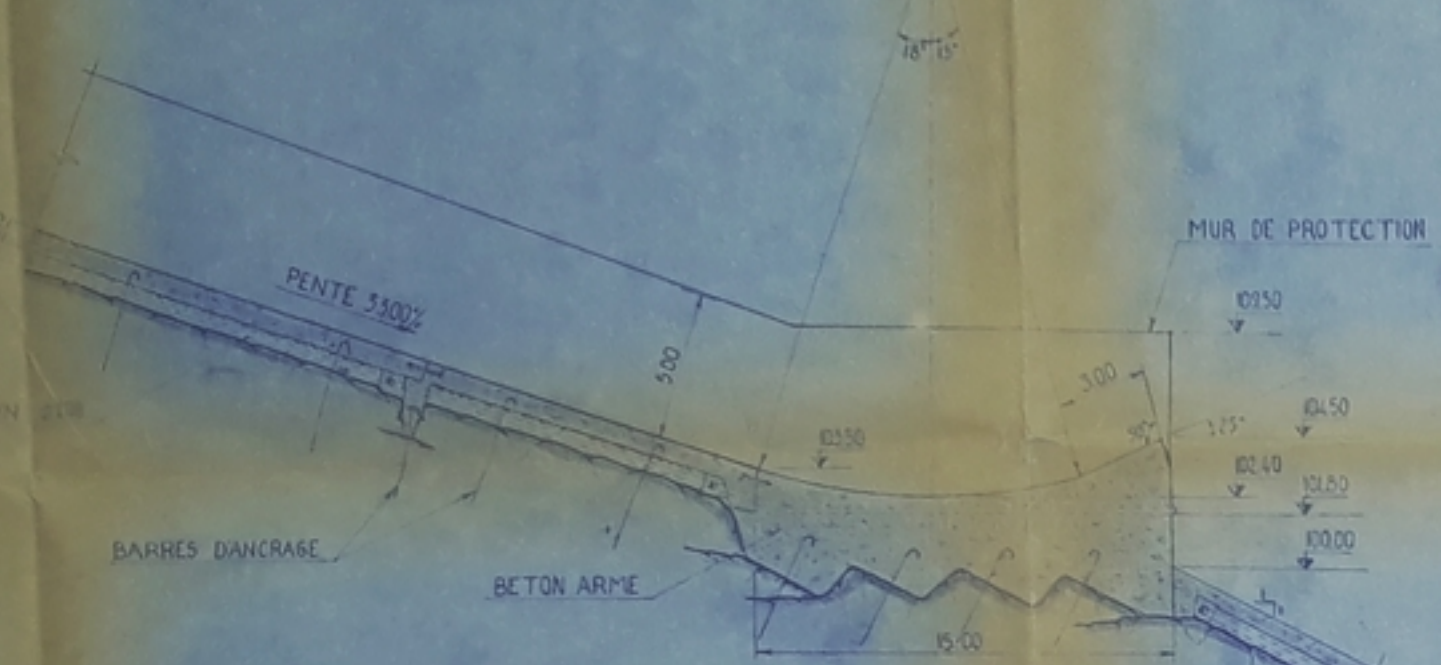


PH 00581
07-

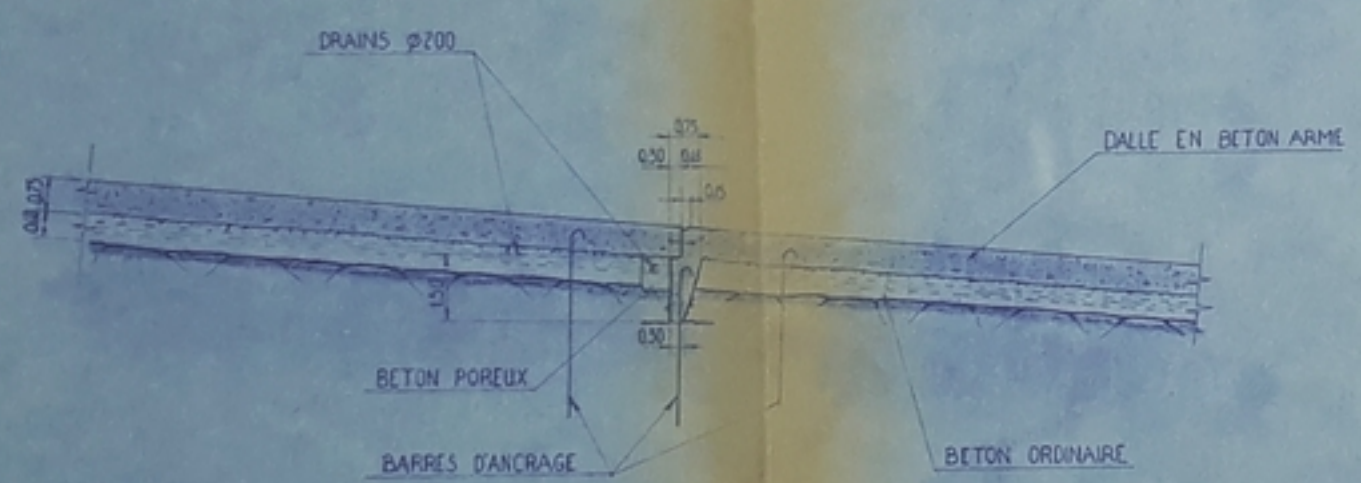
U.S.T.A
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
PROJET DE FIN DE TUDE
ETUDE DE FAISABILITE
DU BARRAGE DE FOU-EL-KHANGA



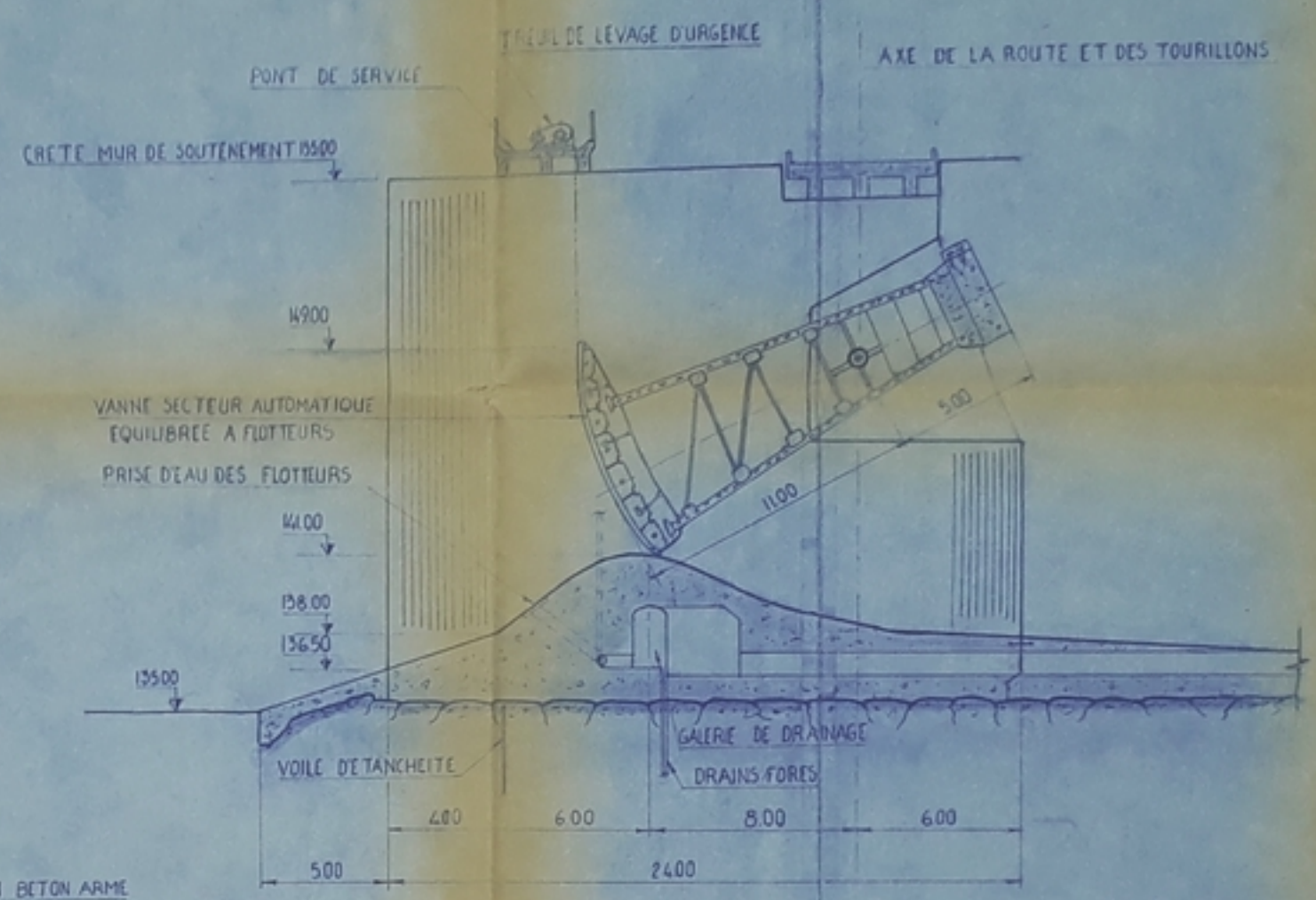
EVACUATEUR DE CRUES	PLAN N°7
COUPES TRANSVERALES	ECHELLE 1/150
	PROMOTION JANVIER 81
	ETUDE PAR B. BENHAMIDA M. BELHARIZI
	DIRIGE PAR LE PROF. Dr. NG. L. LE



COUPE TRANSVERSALE DU SAUT DE SKI
Echelle 1/150



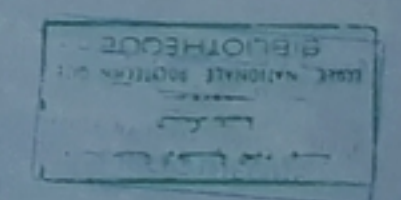
DETAIL DU JOINT DU RADIER
Echelle 1/100



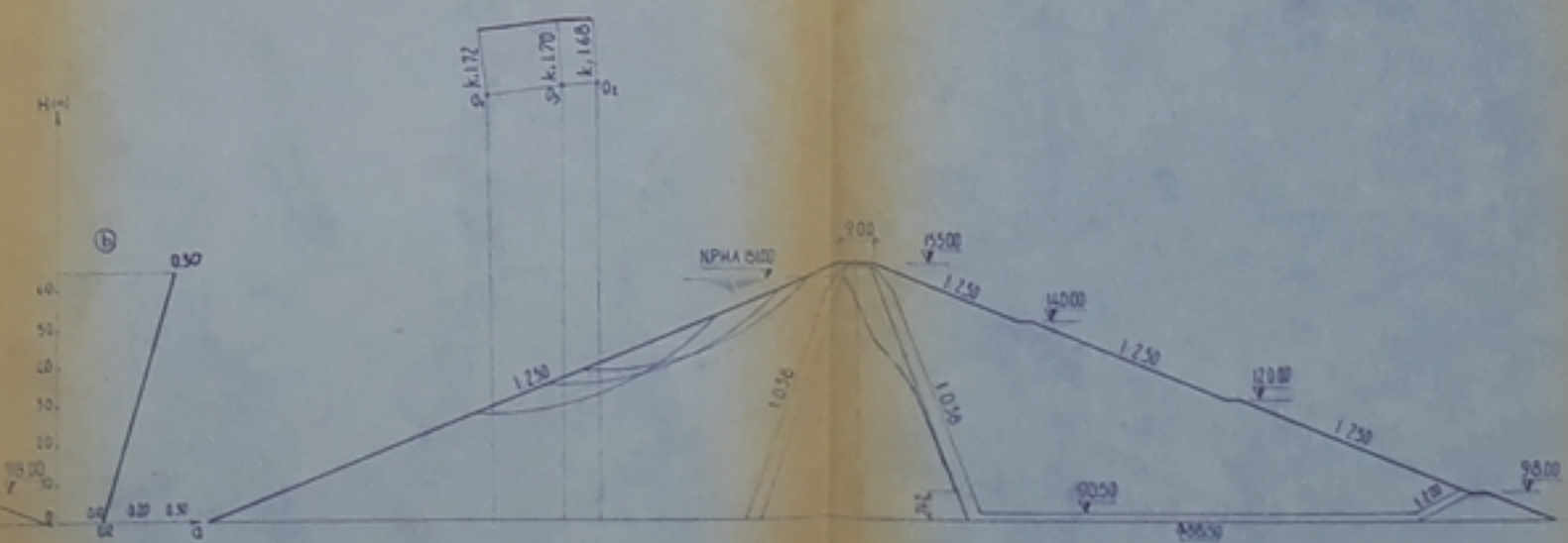
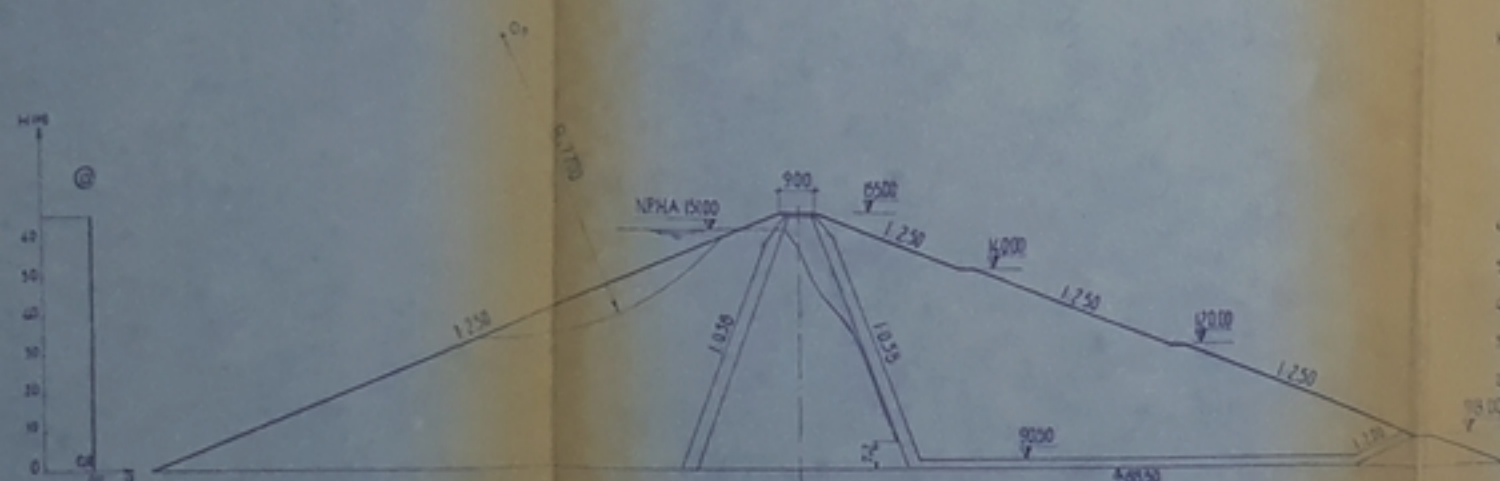
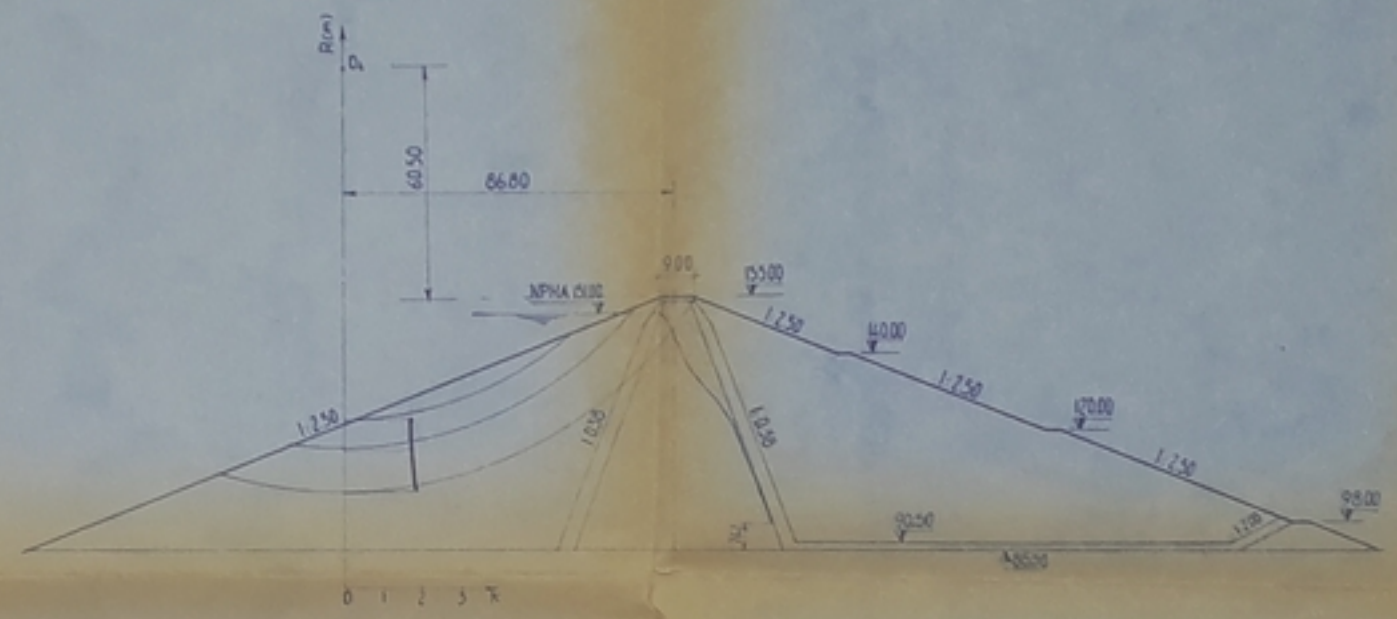
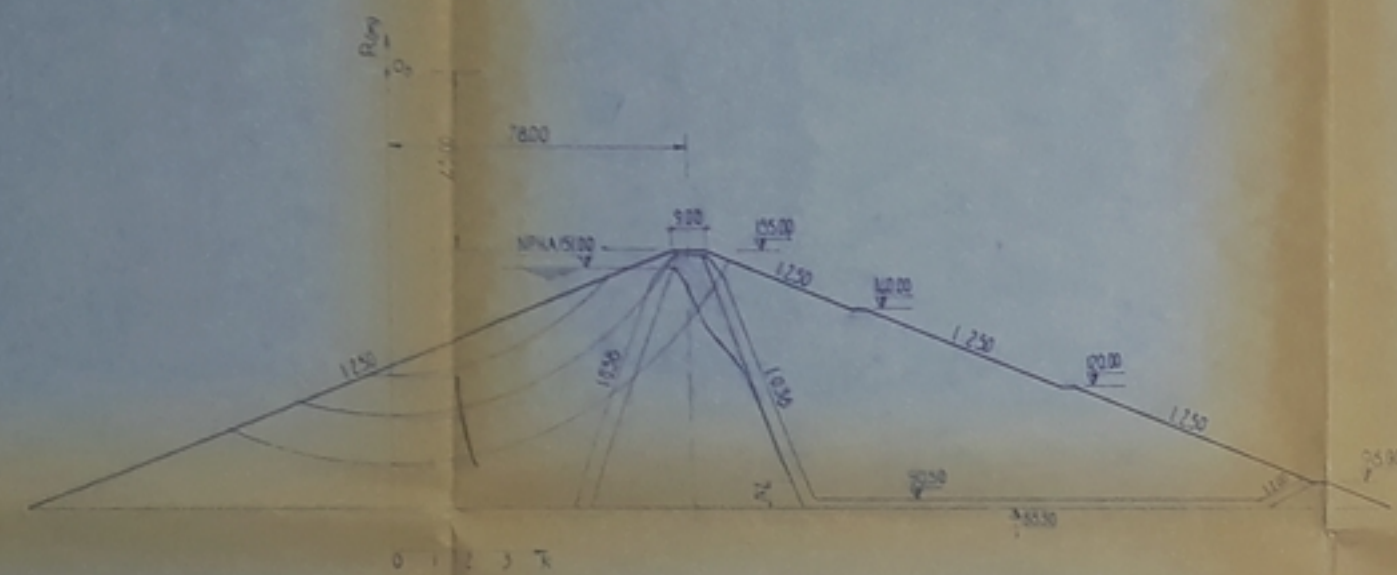
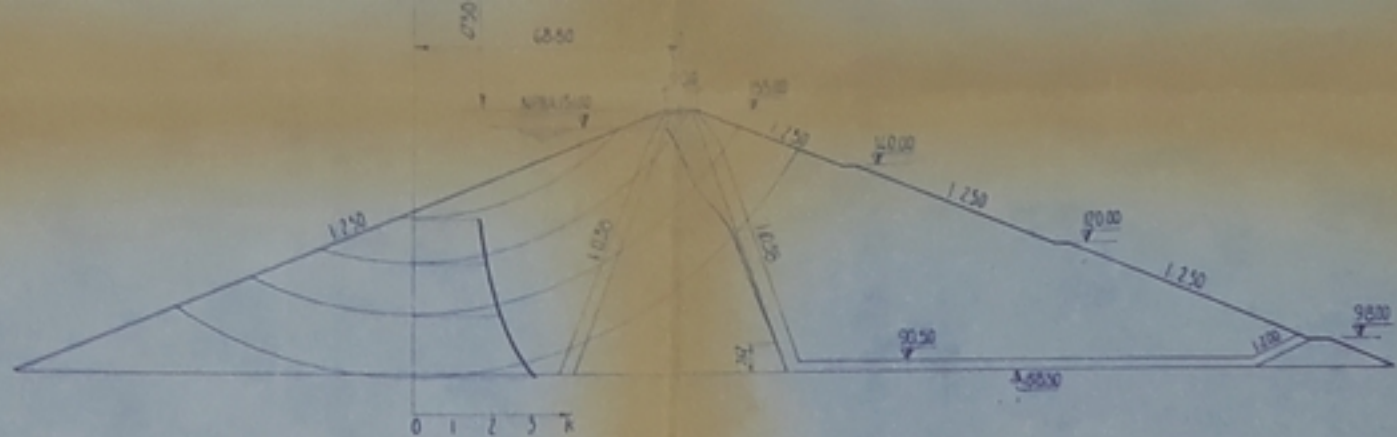
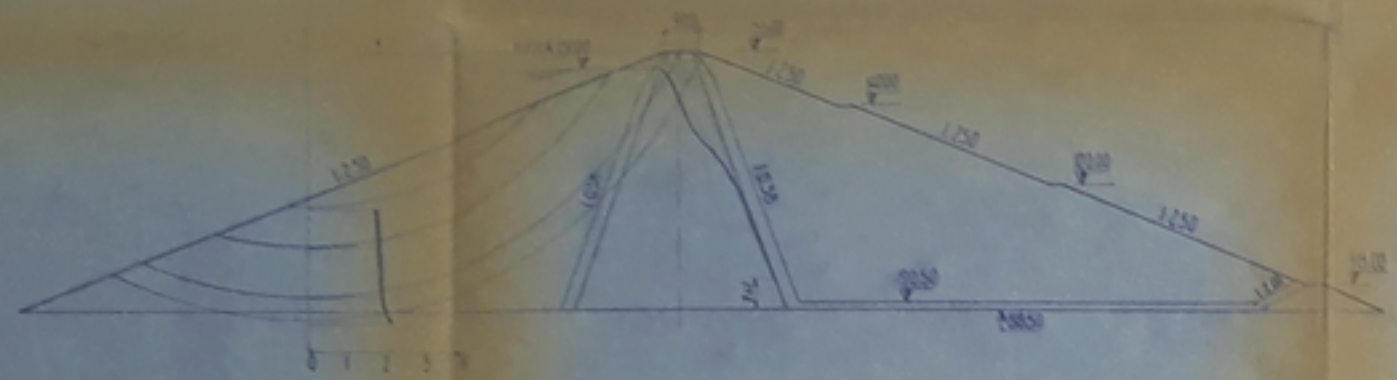
COUPE SUR LA VANNE SECTEUR
Echelle 1/150

PH 00581
-08-

U.S.T.A.
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
PROJET DE FIN D'ETUDE
ETUDE DE FAISABILITE
DU BARRAGE DE FOU-EL-KHANGA



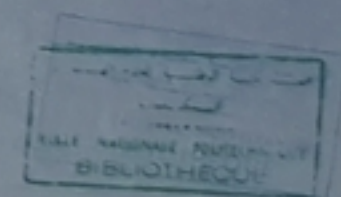
EVACUATEUR DE CRUES - DETAILS	PLAN N°8
	ECHELLE 1/100 1/150
	PROMOTION JANVIER 61
	ETUDIE PAR B. BENHAMDA M. BELHARIZI
	DIRIGE PAR LE PROF. DR. ING. L. L. L.



① et ② Diagramme pour la vérification au sisme avec le cercle critique de centre O, d' R=1120m.

PH 00581
-02-

U.S.T.A
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
PROJET DE FIN D'ETUDES
ETUDE DE FAISABILITE
DU BARRAGE DE FOUMELKHANGA

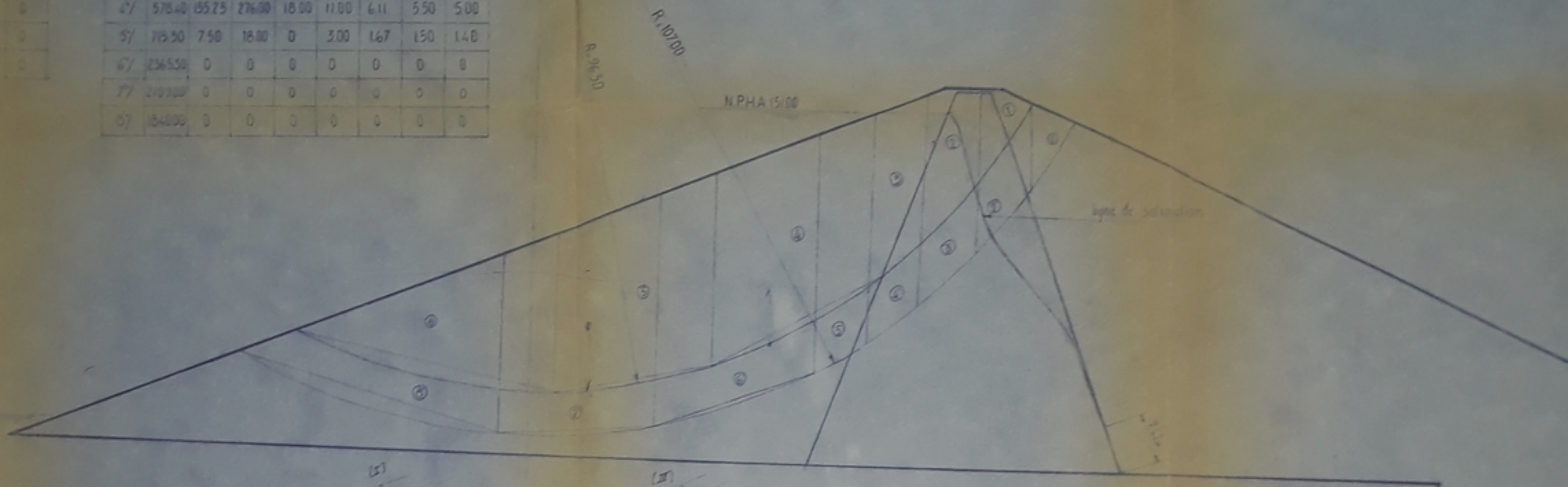


PLAN N°9
ECHELLE 1/1000
PROMOTION JANVIER 87
ETUDE PAR B. BENHAMDA M. BELHARZI
DIRECTEUR LE PROF. D. NAJL

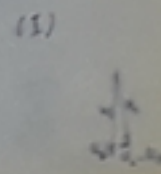
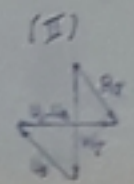
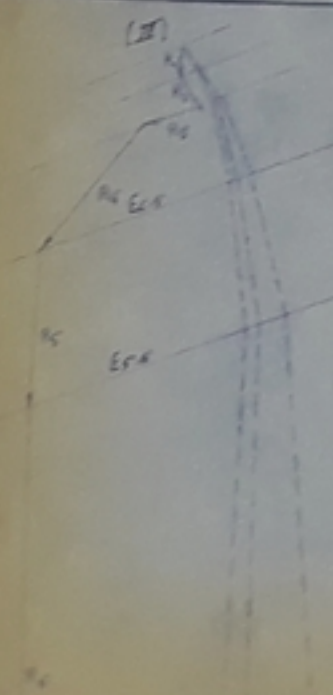
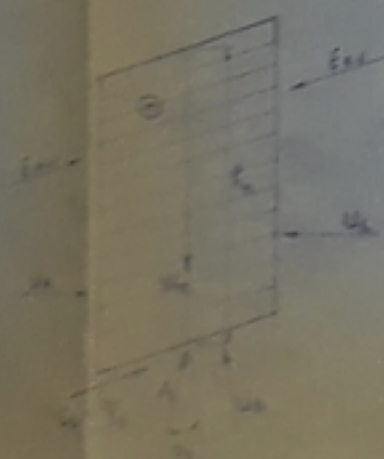
CALCUL DE STABILITE
CAS DE LA RETENUE
PLEINE
(METHODE DE FELLNUS)

Tranche	V ₁	U ₁	U ₂	C	F _{1,140}	F _{1,180}	F _{1,240}
1/	10630	0	0	0	0	0	0
2/	22250	16500	0	20000	1100	6.11	550
3/	36280	59700	20000	26650	1100	6.11	550
4/	57840	8525	27600	1800	1100	6.11	550
5/	76550	750	1800	0	300	167	150
6/	236550	0	0	0	0	0	0
7/	210300	0	0	0	0	0	0
8/	154000	0	0	0	0	0	0

Tranche	V ₁	U ₁	U ₂	U ₃	C	C ₀		
						F _{1,140}	F _{1,180}	F _{1,240}
1/	10630	0	0	0	0	0	0	0
2/	22250	16500	0	20000	1100	6.11	550	500
3/	36280	59700	20000	26650	1100	6.11	550	500
4/	57840	8525	27600	1800	1100	6.11	550	500
5/	76550	750	1800	0	300	167	150	140
6/	236550	0	0	0	0	0	0	0
7/	210300	0	0	0	0	0	0	0
8/	154000	0	0	0	0	0	0	0

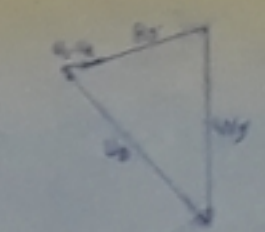
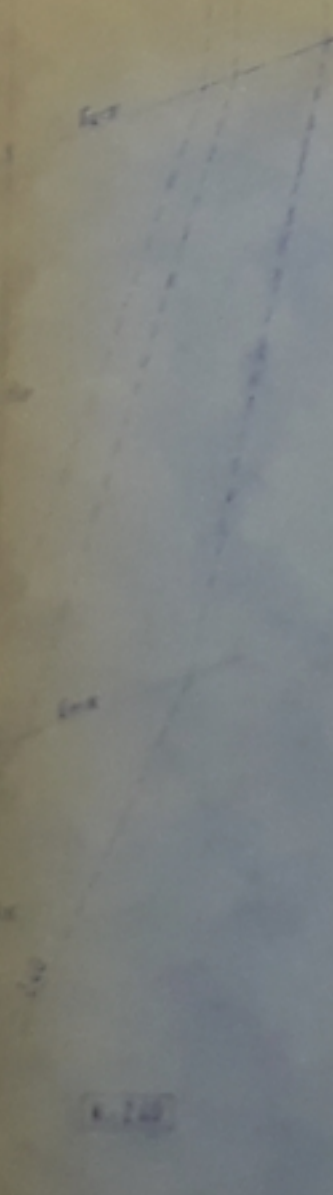
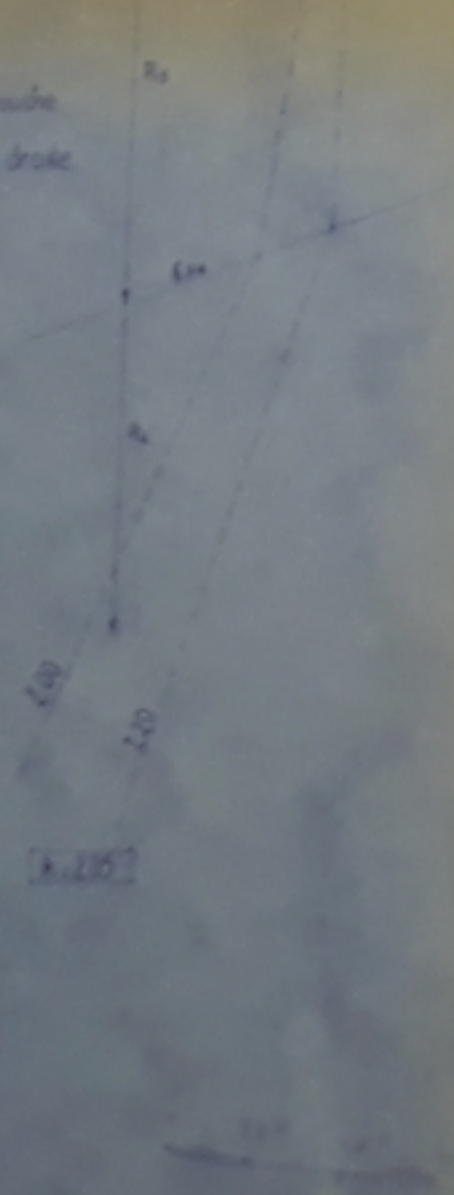


FORCES ACTUANT SUR LA TRANCHE

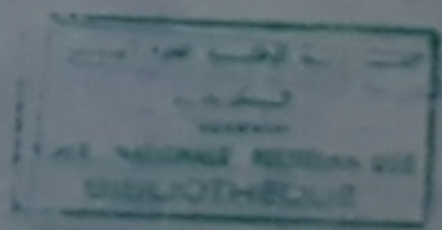


PH00581
10-

- 1. poids total de la tranche (P + C₀)
- 2. force due à la pression hydrostatique admettant sur la tranche à gauche
- 3. force due à la pression hydrostatique admettant sur la tranche à droite
- 4. force due à la pression hydrostatique à la base de la tranche
- 5. force totale admettant
- 6. force due à la réaction
- 7. C₀
- 8. → ligne d'axe
- 9. coefficient de sécurité
- 10. position de la tranche



U.S.T.A
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
PROJET DE FIN D'ETUDES
ETUDE DE FAISABILITE
DU BARRAGE DE FOM-EL-KHANGA

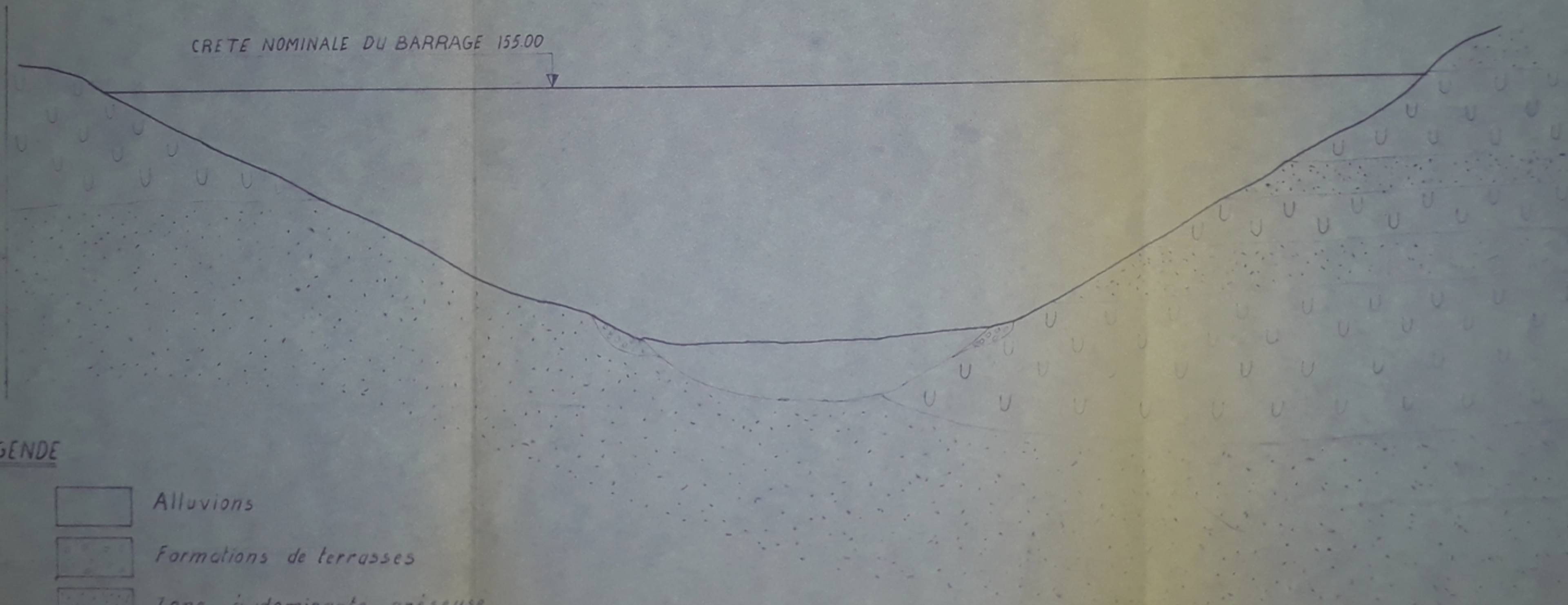


PLAN N°0
ECHELLE 1/500
CALCUL DE STABILITE
CAS DE LA VIDEANCE
RABOT
M. BELHARIZ (DE TAILOR)
PROMOTION JANVIER 81
ETUDE RAP
B. BENHAMED
M. BELHARIZ
ORICE PAR
LE PROF. DR. M. J. L. M.

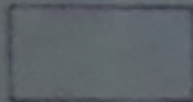
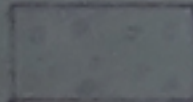
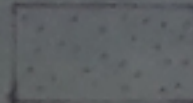
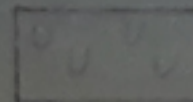
COUPE GEOLOGIQUE SUIVANT L'AXE DU BARRAGE

Echelle 1/1000

CRETE NOMINALE DU BARRAGE 155.00



LEGENDE

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

PH 005 81

-11-

