

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
EL - HARRACH**

Département d'Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

SUR LE THEME

**ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE
DE BOU-KOURDANE SUR L'OUED
EL-HACHEM (CHERCHELL)**

9 PLANS

Dirigé par :

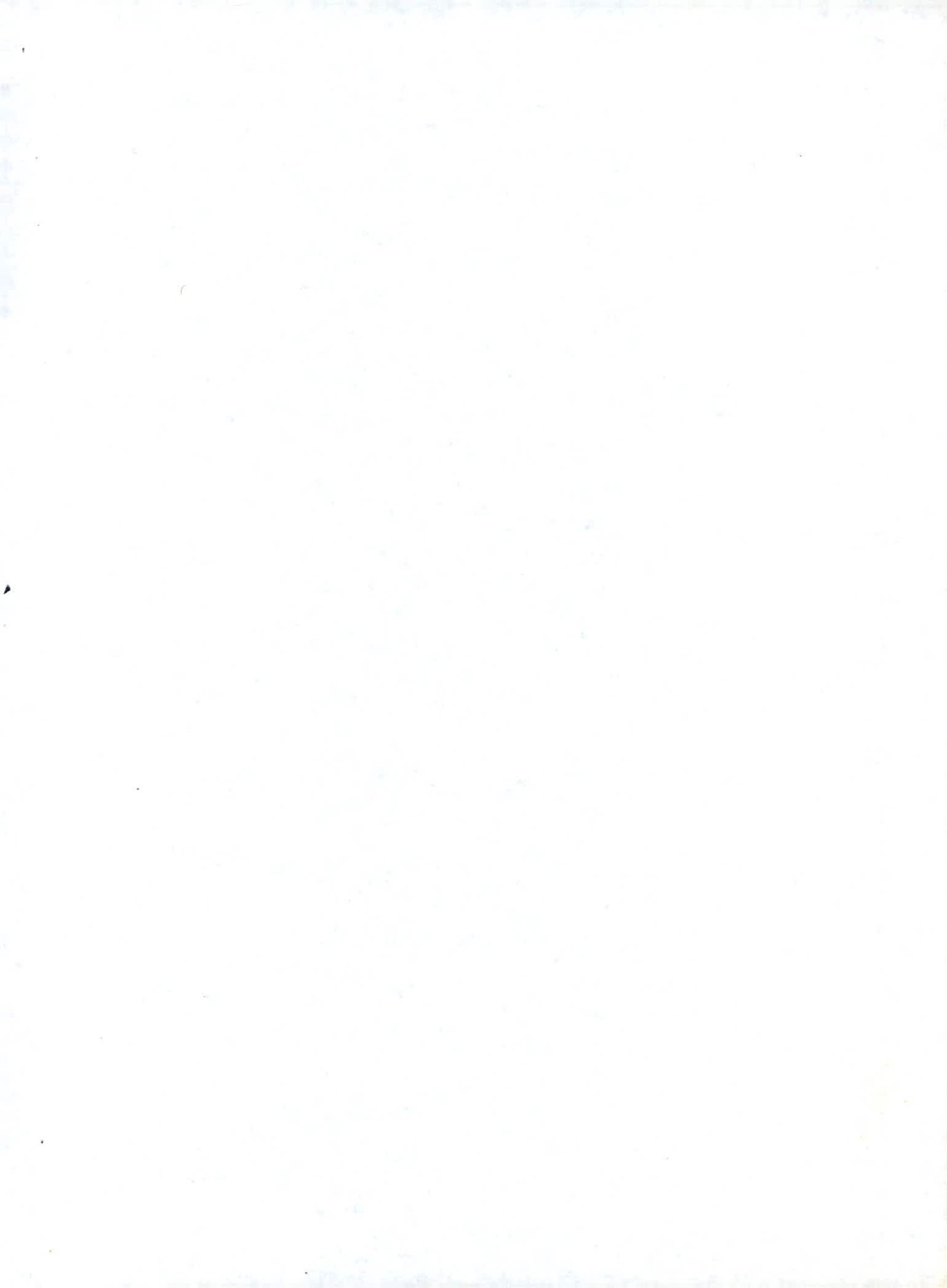
S. BEDNARCZYK

(Prof. Docteur)

Etudié par :

F. BELLAËSENE

B. MESSAÏD



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

»O«

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

»O«

Université des Sciences et de la Technologie - Houari Boumediène

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
EL - HARRACH**

»O«

Département d'Hydraulique

**PROJET DE FIN D'ETUDES
EN VUE D'OBTENTION DE DIPLOME D'INGENIEUR EN
HYDRAULIQUE**

SUR LE THEME

**ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE
DE BOU-KOURDANE SUR L'OUED
EL-HACHEM (CHERCHELL)**

Dirigé par :

S. BEDNARCZYK

(Prof. Docteur)

Etudié par :

F. BELLAHSENE

B. MESSAID

Promotion Janvier 1983

EDICACES

FARID

A Mes parents qui ont
longtemps attendu ce
jour et pour leur confi-
ance en moi.

A Mes soeurs et freres.

A Tous mes amis.

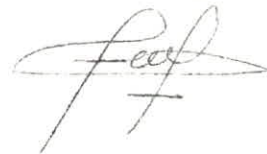


BELKACEM

A Mon pere et ma mere.
Qui m'ont tout donné
et ne m'ont rien refusé.

A Mes soeurs.

A Tous mes amis.



Remerciement

Nous tenons à exprimer nos remerciements et notre reconnaissance à tous les professeurs qui nous ont aidé durant notre formation et pour l'elaboration de cette thèse ;

Que M^r BEDNARCZYK , qui a bien voulu diriger notre travail soit assuré de notre reconnaissance et reçoit nos remerciements.

Nous remercions aussi ,M^r GEZA-LAPRAY, pour les conseils judicieux qu'il a bien voulu nous donner lors de la realisation du modèle reduit,qu'il soit assuré de notre profond respect pour sa contribution au sein du departement d'hydraulique et notre formation.

Nos remerciements vont aussi à M^r .POPOV, remerciements à la mesure de son aide,et des conseils qu'il n'a pas hésité à nous prodiguer tout au long de notre travail.

Nous ne pouvons oublier aussi,toutes les personnes qui ont contribué à mener à bien notre travail,en particulier les travailleurs des ateliers de menuiserie et de mecanique ainsi que nos amis,etudiants pour le soutien que nous avons trouvé chez eux

Qu'ils soient tous assurés de notre profonde amitié .

B. MESSAID

F. BELLAHSENE

Introduction

Il n'y a aujourd'hui, nul besoin de presenter l'importance de l'eau dans la vie courante. En agriculture, dans l'industries pour les besoins domestique, elle revet une importance primordiale.

Pierre d'échoppement des economies nationales, l'hydraulique peut constituer un goulot d'etranglement, si elle n'est pas serieusement prise en charge, et frainer ainsi toute strategie de developpement.

Jusqu'à present l'exploitation des nappes phreatiques non inepuisables, qui est en fait une solution de facilité, qui a prevalu, au detriment de l'exploitation rationnelle des eaux de surface, renouvelables .

En effet des milliards de metres cubes d'eau pluviale une infine partie seulement est remperée à l'heure actuelle, ce qui est derisoire, en regard des besoins sans cesse croissant de la population et de l'economie.

Ces dernières années, cependant, le secteur de l'hydraulique s'est vu accordé une attention accrue de la part des instances concernées et un plan ambitieux de developpement des infrastructures hydrauliques à été degage .

Ce plan concerne notamment l'édification de plusieurs barrages de retenue, dont celui de Bou-Kourdane.

C'est dans ce cadre que nous a echu l'étude de la faisabilité de ce barrage. /

Celui-ci, qui est situé à quelques kilometres de cherchell / sur la route de Hadjout, servira à l'alimentation en eau des / villes de cherchell et Tipaza et aussi à l'irrigation d'un / perimetre agricole qui ~~est~~ reste à delimitier. 5

Dans cette etude,nous aurons à examiner la possibilité d'édifier un barrage, au site envisagé,en fonction des conditions Topographique,hydrologiques, geologique,qui y existent.

Nous aurons aussi à dimensionner la digue(en tenant compte notamment du volume regularisable et du critère économique) mais aussi les ouvrages annexes, qui faciliteront, d'une part,les travaux relatif à l'ouvrage ,et d'autre part lui assureront,un fonctionnement normal et une sécurité acceptable .

I - SITUATION GEOGRAPHIQUE ET TOPOGRAPHIQUE

1 - Situation Géographique (Voir plan de situation)

Le site du barrage de BOU-KOURDANE sur l'Oued EL HACHEM est situé à 1 Km à l'amont du village de SIDI-AMAR (Ex Zurich), lui-même situé à 13 Km de Cherchell (Wilaya de BLIDA).

2 - Accès :

L'accès au site du barrage se fera par la route de wilaya n° 7 qui mène de Sidi Amar vers Ménacer. Cette route passe sur le versant gauche de l'Oued au site du barrage prévu et se prolonge dans la région qui sera inondé par la future retenue.

La route (R.W.7) sera déviée et reconstruite à l'est de la retenue

3 - Topographie

L'étude topographique a été faite sur une carte à l'échelle de 1 : 4000.

Cette étude a permis de déceler une vallée qui se resserre en une gorge assez étroite avant de s'élargir et de se effacer complètement à l'aval.

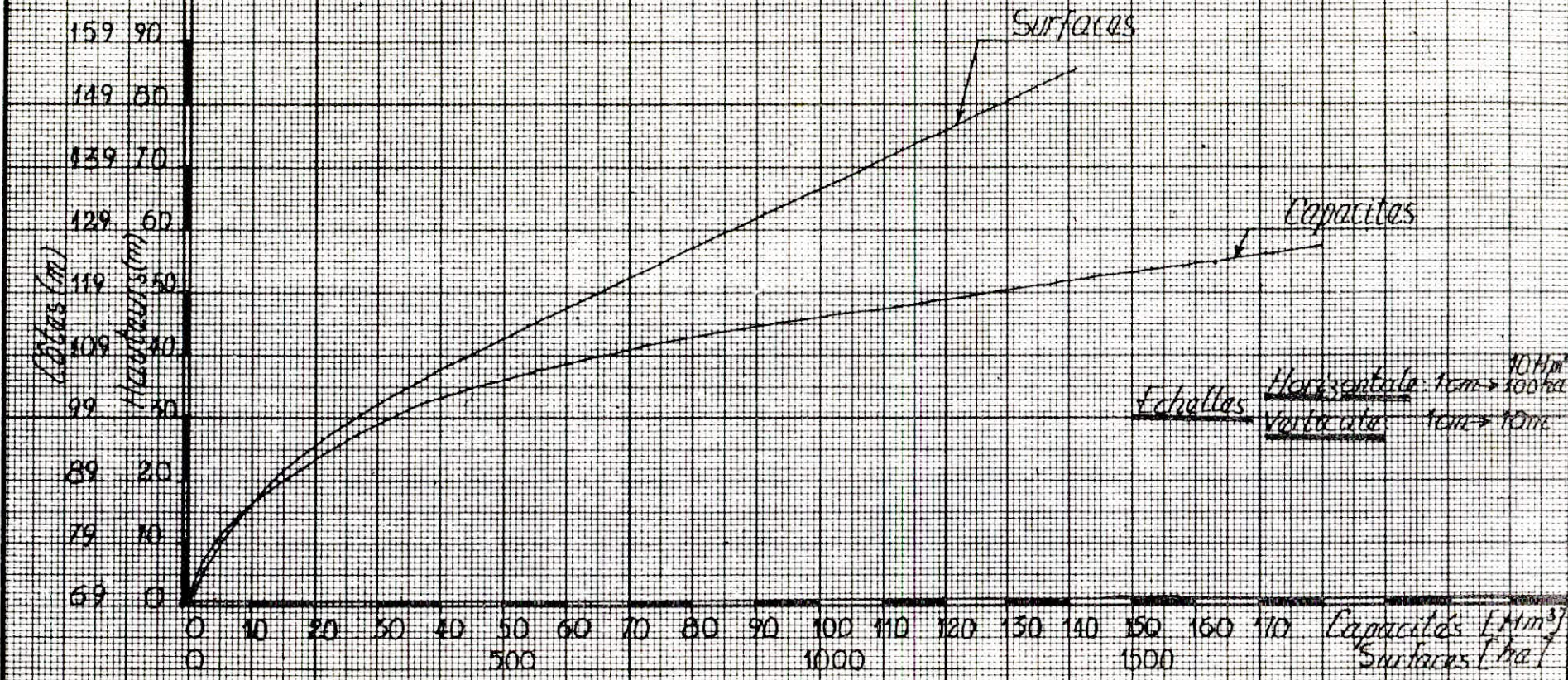
Au site du barrage prévu, les versants présentent des pentes assez fortes, 1 : 2,8 pour celui de gauche et 1 : 2,25 à droite.

Le lit majeur de l'oued à cet endroit à une altitude moyenne de 70,0 m et présente une largeur assez importante (environ 150 M)

Les courbes de la surface inondée et le volume stocké en fonction de la hauteur sont représentés par le graphe N° 4.

COURBES CARACTERISTIQUES

hauteurs - Surfaces et hauteurs - Capacités



II - ETUDE GEOLOGIQUE

1 - Géologie Régionale :

Le site du barrage de BOU-KOURDANE est situé sur l'Oued El-Hachem à 1 km de l'amont du village de SIDI-AMAR sur la route de Cherchell à Hadjout - (voir plan de situation).

Cood. : x = 464,5
y = 359,45

à la côte 70,00 aux environs du site.

La cuvette du barrage est constituée du Miocène post-nappe et du Pliocène. Les terrains Miocènes post-nappe du synclinal de Marceau reposent en discordance sur l'autochtone de "BOU-MAAD" constitué de terrains primaires et secondaires.

Au Nord, dans la région de Cherchell, affleurent les terrains allochtones de la nappe du Flych constitué de terrains crétacés et tertiaires.

Le Miocène post-nappe est affecté de plis amples (synclinal de Marceau) d'orientation E.W et déversé vers le Sud. Le coeur du synclinal est constitué de terrains pliocènes eux-mêmes plissés.

Les appuis du barrage sont constitués de roches éruptives d'épanchements interstratifiés dans le Miocène post-nappe du synclinal de Marceau.

2 - Travaux de Reconnaissances :

2.1. Sondages Mécaniques Carottés :

Cinq (5) sondages totalisant 380 m ont été réalisés sur le site du barrage. On a effectué 67 essais Lugeons (passes de 5 m) dans les andésites burdigaliennes ainsi que 2 essais Lefranc dans la zone d'altération, 2 sondages ont été équipés de piézomètres.

2.2. Puits des zones d'emprunts :

Au total, 18 puits ont été réalisés : 11 pour reconnaître les alluvions graveleuses de la terrasse a₁, 1 pour le pliocène argileux, 1 pour la terrasse a₂, 3 pour le pliocène argileux supérieur.

2.3. Géophysique :

2.3.1. Sismique (site du barrage)

Sur le site du barrage, 3 profils sismiques ont été réalisés.

On a, aussi, mesuré, sur l'axe du barrage, les vitesses transversales pour le calcul des modules d'élasticité dynamique.

2.3.2. Méthode Electrique (zones d'emprunts)

100 sondages électriques ont été effectués pour reconnaître les zones d'emprunts graveleuses (basse terrasse a₁) et argileuses (pliocène supérieur). On a réalisé des sondages à proximité des autres puits pour permettre leur étalonnage.

3 - Stratigraphie :

3.1. Le Miocène post-nappe :

Dans la région étudiée, L. GRANGEAND a distingué trois (3) séries sédimentaires d'âge miocène ; on a ainsi de bas en haut :

a) - Le Burdogalien (m₁)

La série débute par des poudingues rougeâtre sur lesquelles reposent une série marneuse à intercalations de roches éruptives.

Sur le flanc nord du synclinal de Ménaceur (Marceau), les roches éruptives reposent directement sur les poudingues de base.

Ces roches éruptives constitueront les fondations du barrage.

b) -- Le Vindobonien (m2)

C'est une série marneuse avec des intercalations locales de niveaux détritiques et de roches éruptives.

c) - Le Pontien (m3)

Ce sont des grés, argiles lignites et des calcaires à planorbes affleurant dans la région de Ménaceur (Marceau)

3.2. Le Pliocènea) - Le Miopliocène (mp)

C'est une formation de marnes bleues à intercalations de grés, représentée sur le site en rive gauche, au dessus de R.N où elle repose directement sur les roches éruptives burdigaliennes.

b) - Le Pliocène inférieur (P1)

Ce sont des grés jaunâtres sableuses à nombreux fossiles de lamellibranches qui passent latéralement à des marnes plus à l'ouest.

Dans la cuvette, ce sont les faciès gréseux qui affleurent en rive gauche de l'oued. Elles ont été rencontrées en rive droite.

c) - Le Pliocène Supérieur Continental (P2)

Ce sont des argiles jaunâtres, à lit de cailloutis ; cette formation est discordante sur les terrains antérieurs.

3.3. Le Quartenaire :

3.3.1. La basse terrasse a₁

Elle est constituée de matériaux graveleux à matrice essentiellement sableuse ou sablo-silteuse avec quelques intercalations à matrice argilo-sableuse et de rares passées d'argiles noirâtre ou brune à graviers.

Ces graves sont principalement formés de schistes indurés et plus rarement de grés quartzitiques ou d'andésites, et affleurent dans le lit de l'oued. Elles sont surmontées de 1 à 2 m de silt bruns argileux sur les rives.

La puissance de ces alluvions est de 14 à 16 m

3.3.2. La moyenne terrasse a₂ (10 à 15 m au dessus de l'oued)

Elle est constituée de sables, graves et argile sableux à cailloutis et affleure en rive gauche de l'oued Fédjana, sa puissance est de 15 m.

3.3.3. La haute terrasse a₃ (25 - 30 m au dessus de l'Oued)

Elle est représentée par quelques lambeaux en rive droite et gauche et est constituée de matériaux graveleux à éléments de dolérite.

3.3.4. Altération superficielle et colluvions :

L'altération superficielle des andésites à une épaisseur de 2 à 7 m sur le site tandis que sous les alluvions elles ne sont pas affectées.

Les colluvions de dolérites sont des argiles brunes. En rive droite de l'oued El Hachem, on a des argiles organiques noirâtre

Les marnes du Miocène sont recouvertes de colluvions argileuses et on observe des coupes de glissement qui ne sont pas de volumes importants.

9

4 - Géologie de la Cuvette :

4.1. Perméabilité des terrains de la cuvette

4.1.1. Les Andésites burdigaliennes

Les andésites burdigaliennes affleurent du site jusqu'au confluent des oued Boukadir et Fédjana ainsi qu'en rive gauche et rive droite de l'oued Boukadir.

Les résultats des essais d'eau effectués sur le site montrent que ces andésites sont pratiquement imperméables (quelques Lugeons, sauf pour des zones fracturées très limitées).

4.1.2. Les Marnes Vindoboniennes

Les Marnes Vindoboniennes affleurent très peu en rive droite de l'oued Boukadir au bout de la cuvette et sont pratiquement imperméables.

4.1.3. Le Pliocène

Le Pliocène inférieur dont les grés sableux sont perméables, reposent soit sur les andésites imperméables (rive droite de l'oued El-Hachem au niveau du pont) soit sur les marnes ^opliocènes plus à l'Est, il n'y a donc pas de possibilité de fuite.

Le Pliocène supérieur est argileux et imperméable.

4.1.4. La cuvette peut donc être considérée comme étanche.

4.2. Stabilité des Versants :

Nous signalons quelques glissements superficiels dans la formation marneuse des vindoboniens en rive droite de l'oued Boukadir.

Ces glissements sont limités et ne représentent pas de volumes importants

5 - Tectonique

Les terrains Miocène forme un vaste synclinal dissymétrique d'orientation générale E.W déversé vers le Sud.

Dans le flanc Nord du synclinal, l'orientation des couches est NE - SW (Nord Est - Sud Ouest).

Le Miopliocène semble discordant sur le burdigalien et vindoboniens. Il affleure surtout à l'aval du site en rive gauche.

Les terrains pliocènes sont plissées et recouverts en discordance par le pliocène supérieur continental (P_2) subhorizontal. On observe pas de failles importantes.

Dans la zone du site, les terrains pliocène (mp et P_1) forment une structure anticlinale à coeur d'andésites d'orientation proche d'E.W et visible en rive gauche de l'oued El Hachem. Dans les andésites, la géophysique sismique a mis en évidence une discontinuité géophysique de direction E.W située juste en amont de l'axe du barrage.

6 - Sismique

Le site de BOU-KOURDANE est situé dans la zone sismique du Zaccar (Cherchell, Bou Medfa, Miliana) $M = 5,5$ et sur le prolongement de la flexure Nord de la Mitidja. Il est, de plus situé à 95 km de la région d'El Asnam $M = 5,75$

Ce site est donc situé dans une zone de forte sismicité, on prendra, pour les calculs de stabilité, une accélération $a = 0,41$.

7 - Géologie du Site

Les appuis du barrage sont constitués d'andésites burdigaliennes jusqu'à une profondeur de 30 m de profondeur et de puissance 100 à 120 m.

Dans la vallée, les andésites sont recouvertes par les alluvions de basse terrasse (puissance de 14 à 16 m) constituées de graves recouvertes par 1 à 2 m de silt.

Au niveau du site, on a une structure anticlinale E.W à coeur d'andésite burdigalienne. Les flancs sont constitués de miopliocène pour celui Nord, et de pliocène inférieur pour le Sud.

En rive gauche, au dessus de la RN les andésites sont recouvertes par le miopliocène constitué de marnes et grés. Une faille N.S décale le contact andésite miopliocène.

7.1. Structure des andésites burdigaliennes

Elles sont affectées par une altération superficielle. La sismicité y a mis en évidence plusieurs zones :

- zone d'altération superficielle
- zone décomprimée
- zone compacte

L'altération superficielle, dans la zone du barrage est de 6 - 7 m sur la rive gauche et 3 - 5 m en rive droite, tandis que la zone décomprimée à une épaisseur de 10 m en rive gauche et 6 - 10 m en rive droite ; la zone décomprimée augmente de l'amont vers l'aval en rive gauche.

Dans la vallée, sous les alluvions (graves) on trouve la zone décomprimée (12 à 13 m d'épaisseur).

Sur les versants, le niveau statique est proche de la limite de la zone compacte.

7.2. Colluvions

L'altération de ces roches volcaniques donne des colluvions argileuses qui sont surtout importantes en amont de la rive droite au niveau du site, les colluvions sont subaffleurantes et de faibles épaisseurs.

7.3. Alluvions^{de} basse terrasse

Les alluvions graveleuses ont une puissance de 14 à 16 m, avec une épaisseur un peu plus faible en rive gauche (4 à 5 m de nature silteuse).

8 - Caractéristiques Géotechniques et Perméabilité de Fondations

8.1. Les données de la géophysique et des essais au Laboratoire indiquent que les andésites altérées ont des qualités médiocres pour des roches de ce type ~~$R_c = 100\ 000\ \text{kg/cm}^2$~~ avec une densité proche de 2,3 assez faible.

On note que les valeurs de R_c sont relativement élevées, mais cependant très hétérogènes (P_c varie de 78 à 890 kg/cm^2).

R_c : résistance à la compression

Les essais Lugeons réalisés, ont permis de vérifier l'imperméabilité des andésites avec, cependant quelques zones peu perméables (10UL)

On localise certaines zones perméables correspondant à de petites zones faillées (fermées) qui n'ont pas d'influence sur la perméabilité globale.

8.2. Alluvions de la basse terrasse

Elles sont en général très perméables de transmissivité $T = 10^2$ à 10^3 M/S. Ces graves sont en général propres à matrice sableuse avec cependant des intercalations à matrice sablo-silteuse ou argilo-sableuse.

Le niveau de ces intercalations n'est pas continu.

9 - Matériaux d'emprunt

La recherche des matériaux d'emprunt a porté sur les matériaux alluvionnaires graveleux (recharge du corps d'appuis) et matériaux ar-
leux (pour le noyau).

On a réalisé des prélèvements, des puits, sur lesquels ont été fait des identifications (granulométrie, teneur en eau, limites d'Atterberg Proctors).

La prospection des puits a été complétée par des sondages élec-
triques pour définir les zones et volumes exploitables

9.1. Matériaux graveleux

Les matériaux exploitables doivent avoir moins de 10 % de fines
(70 μ m)

Les puits et la géophysique ont permis de définir des zones exploitables :

- Zone 1 : En amont du site du barrage (au niveau du pont sur l'oued El Hachem, distance du site (0,9 km)

Ce sont des alluvions grossières (sables graveleux)

Le découvert pour exploitation est de 1 + 1,5 m en rive gauche, 0,5 + 1 m en rive droite et nul dans le lit majeur.

L'épaisseur moyenne exploitable est de 5-6 m

Surface de la zone 1 : 118 000 m²

Volume exploitable : 600 000 m³

- Zone 2 : Basse terrasse de l'oued Boukadir jusqu'au pont de l'oued El Hachem ; distance du site 1 à 2,5 km
Sable graveleux. Le découvert est pratiquement nul sur toute la surface exploitable : 300 000 m²
Epaisseur exploitable : 7 à 8 m
Volume exploitable : 2 100 000 à 2 400 000 m³

- Zone 3 : Oued Fédjana

Distance du site 1,8 km

Epaisseur : 4 à 5 m

Surface exploitable : 54 000 m²

Volume exploitable : 250 000 m³

Le volume total de graves à matrice sableuse exploitable sera de 2 950 000 m³ à 3 400 000 m³

Ce qui couvre largement les besoins qui avoisinent les 4 500 000 m³

9.2. Matériaux argileux

La série de puits dans le pliocène et la moyenne terrasse n'ayant pas donné de bon résultats (grave à matrice silteuse ou argileuse) on a reconnu la zone A en rive gauche de l'oued Fédjana où le pliocène est argileux (argile jaunâtre).

Les matériaux de cette zone ont de bonnes caractéristiques Wl = 40 à 76 %, Ip = 20 à 50 % ce sont des argiles peu à très élastiques de teneur en CaCO₃ faible en général (2 %).

Distance du site : 3 km

Surface exploitable : 220 000 m²

Epaisseur exploitable : 5 m

Volume exploitable : 1 100 000 m³

Ce qui dépasse les besoins.

10 - Conclusion

La présence de roches volcaniques andésitiques comme roche de fondation avait fait envisager un barrage en béton à voutes multiples.

Cependant, les résultats des essais géotechniques et géophysiques ont montré que ces andésites étaient altérées et constituées d'une importante matrice montmorillonitique et calcitique. Les modules d'élasticité sont inférieurs à 100 000 kg / cm².

La présence, donc, de cette matrice montmorillonitique et les faibles caractéristiques mécaniques excluent un ouvrage en béton.

Malgré la présence de cette matrice, ces andésites sont stables à l'heure actuelle et il n'a pas été observé d'évolution récente en dehors de l'altération superficielle.

Ces fondations peuvent, ainsi, supporter un barrage en terre, mais il faudra au préalable faire des essais pour connaître le comportement de ce matériaux, surtout dans la zone d'altération superficielle.

III - ETUDE HYDROLOGIQUE

1 - Introduction :

Cette étude hydrologique, du bassin de l'Oued El Hachem, au site du barrage prévu (Bou Kourdane), à été élaborée par Mme POROSZLAI (INRH) pour le compte de la DGIH.

L'Oued El Hachem est contrôlé au niveau de la station hydrométrique de Bordj-Ghobrini, où l'on dispose de douze (12) années d'observations complètes (68 - 79).

Vu l'insuffisance de ces données, on a dû avoir recours aux données du bassin du MAZAFRAN, à titre d'analogie.

Cette étude a permis de déterminer les paramètres hydrologiques essentiels :

- Estimation des apports liquides et leur distribution inter-annuelle
- Estimation des débits maximums de crue
- Estimation du transport solide et salinité

2 - Caractéristiques morphométriques du bassin :

Le tableau suivant, donne les caractères morphologiques du bassin de l'Oued El Hachem, à Bordj-Ghobrini et au site du barrage prévu.

../

TABLEAU N° 1 bis

	Bordj Ghobrini	Site du Barrage
Superficie S (km ²)	215	156
Périmètre P (km)	63	58
Indice de compacité Ip	1,20	1,28
Longueur de rectangle équivalent (km)	21,5	21,58
Longueur du Talweg (km)	34	24
Altitude (m) : maxi	1417	1417
mini	14	14
moy	387	420
Densité de drainage (km/km ²)	4,33	4,8
Coefficient de torrentialité	54	74,4

3 - Données disponibles :

3.1. Données pluviométriques :

On dispose de sept postes pluviométriques répartis dans la région du bassin versant (voir schéma n° 2).

3.2. Données hydrométriques :

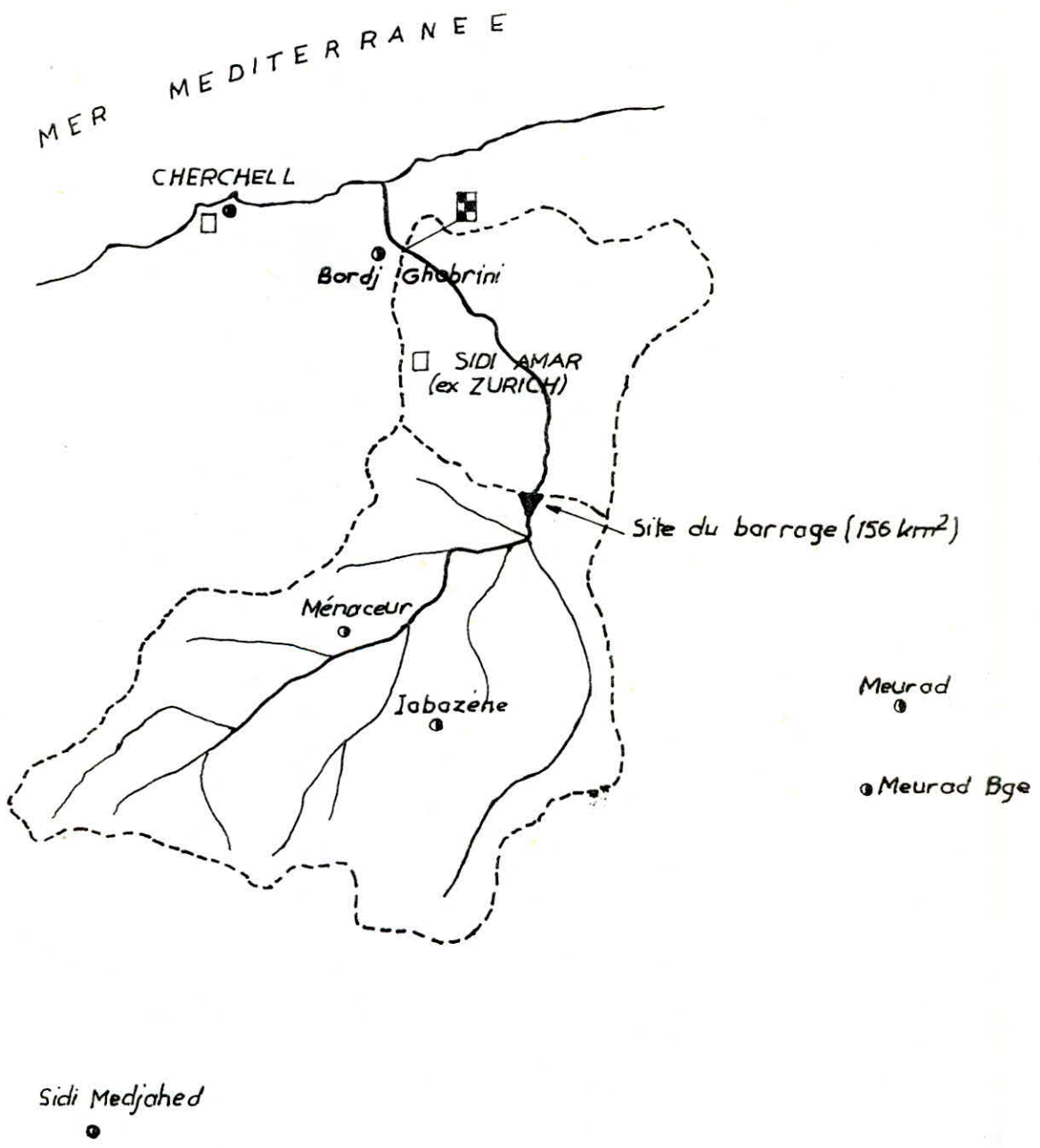
3.2.1. Oued El Hachem à Bordj-Ghobrini :

Cette station, équipée d'un limnigraphe, a donné des renseignements depuis le 9 décembre 1966.

3.2.2. Oued Mazafran au fer à cheval :

Cette station (située à 30 km du site étudié) est observée depuis 1945 avec des lacunes de 1956 - 60 et 62 à 69.

CARTE DE SITUATION



3.3. Données concernant l'évaporation :

Ne disposant pas de bac d'observation dans la région du site, on a utilisé les observations des stations de Bouzaréah (altitude 301 m) et d'Alger (altitude 50 m).

3.4. Données sur les transports solides :

Les prélèvements sur l'Oued El Hachem, à la station de Bordj-Ghobrini n'ont pas été faits régulièrement.

Les prélèvements concernant le transport en suspension ne donnent aucune information sur le charriage qui est très importante sur ce bassin versant, fortement montagneux.

4 - Pluviométrie :

4.1. Pluviométrie Annuelle :

La pluviométrie moyenne annuelle a été tiré, a partir de la carte chaumont qui se base sur une série de 50 années d'observation.

- Bassin limité à la station hydrométrique

$$\bar{P} = 770 \text{ mm}$$

- Bassin limité au site du barrage

$$\bar{P} = 780 \text{ mm}$$

4.2. Pluviométrie journalière :

En traitant statistiquement, les données des postes pluviométriques de Cherchell et Meurad, qui possèdent les séries les plus longues et en tenant compte des données des 5 autres postes pluviométriques, on obtient les valeurs suivantes pour les pluies maximales journalières de différentes fréquences :

TABLEAU N° 2

Période de re- tours (ans)	Pluie journalière P _J (mm)	Pluie de 24 h P ₂₄ (mm)	intervalle de confiance calculé à 95 %
10	105	121	7 %
100	165	190	8 %
1000	225	260	10 %

La pente de la droite GUMBEL des pluies (Gradex de pluies) est trouvée égale à 25 mm/j

5 - Etude des Apports :

5.1. Apport moyen annuel :

5.1.1. Considérations générales :

La série d'observations disponibles à la station de Bordj-Ghobrini étant trop courte (12 ans), on a dû déterminer l'apport moyen annuel par comparaison avec l'Oued Mazafran et l'Oued Hamiz.

Nous avons vérifié le résultat obtenu, en utilisant des formules empiriques et par la moyenne arithmétique des données des 12 années.

5.1.2. En étudiant la perméabilité des bassins du Mazafran, Hamiz et de l'Oued Hachem, on observe que celle de l'Oued El Hachem est intermédiaire du Hamiz et du Mazafran.

Si on admet cela, on peut estimer l'apport moyen de l'Oued El-Hachem à partir des apports moyens calculés entre les apports du Mazafran et du Hamiz

$$\bar{A} \text{ Mazafran} = 53,6 \text{ Mm}^3$$

$$\bar{A} \text{ Hamiz} = 39,3 \text{ Mm}^3$$

On obtient comme résultat à la station de Bordj-Ghobrini :
($S = 215 \text{ km}^2$)

$$\bar{A}_{ST} = 46,5 \text{ Mm}^3 \pm 10 \%$$

$$L_e = 216 \text{ mm}$$

$$K_e = 28 \% \quad K_e : \text{coefficient de ruissellement}$$

Pour le site du barrage, on admettant une lame d'eau écoulée
235 mm correspondant à $K_e = 30 \%$ on obtient :

$$\bar{A}_B = 37 \text{ Mm}^3$$

5.1.3. Les résultats de quelques formules empiriques
donnent des résultats approchant la valeur obtenue
37 Mm³

. Formule de Darle I :

$$\bar{A} = 0,915 \cdot \bar{P}^{2,684} \cdot S^{0,842}$$

$$\bar{A} = 33 \text{ Mm}^3$$

. Formule de Darle II

$$\bar{A} = 0,513 \cdot \bar{P}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842}$$

$$\bar{A} = 40,5 \text{ Mm}^3$$

. Formule de Chaumont

$$C_e = 0,6 (1 \sim 10^{-0,36 \cdot \bar{P}^2})$$

$$L_e = \bar{P} \cdot C_e$$

$$\bar{A} = L_e \cdot S \cdot 10^3 \quad \bar{A} = 29,2 \text{ Mm}^3$$

.. /

. Formule utilisée à l'INRH

$$Q = \left(\frac{S}{10} \right) 1 - 0,1 K$$

$$K = 5$$

$$\bar{A} = Q \cdot 24 \cdot 3600 \cdot 365$$

$$\bar{A} = 37,9 \text{ Mm}^3$$

. Formule de SAMIE

$$L_e = P^2 (293 - 2,2 \sqrt{S})$$

$$\bar{A}_B = L_e \cdot S \cdot 10^3$$

$$\bar{A} = 32,3 \text{ Mm}^3$$

5.1.4. Moyenne arithmétique

$$\bar{A}_{st} = \frac{\sum A_{st}}{n}$$

$$\bar{A}_B = \bar{A}_{st} \cdot \frac{SB}{S_{st}}$$

$$\bar{A} = 35,3 \text{ Mm}^3$$

Conclusion : On peut ainsi adopter la valeur de l'apport moyen :

$$\bar{A} = 37 \text{ Mm}^3$$

5.2. Distribution statistique des apports annuels :

L'étude de la distribution des apports de l'Oued El Hachem, ajustée par la loi GIBRAT-GALTON, donne une distribution suivant la loi :

$$\frac{A}{\bar{A}} = 0,798 e^{-0,666U}$$

La loi ainsi adoptée, on obtient les valeurs suivantes :

Période de retour	Période Séche		50 %	Période Humide	
	100	10		10	100
A/ \bar{A}	0,169	0,3338	0,798	1,880	3,766
A (Mm ³)	6,3	12,5	29,5	66,7	139,4
Le (mm/an)	40	80	189	447	893

5.3. Répartition mensuelle des apports :

L'examen de la répartition mensuelle des apports, pour la période 1968 - 1978 à Bordj-Ghobrini, donne les résultats suivants, en pourcentage au total annuel :

TABLEAU N° 4

S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Σ
1,0	5,1	9,0	13,8	13,4	15,2	21,4	12,1	6,3	2,0	0,5	0,2	100
	15,1			42,4			39,8			2,7		100

6 - Etude des crues :

On appellera crue, un débit de fréquence assez faible (fréquence 10 % par exemple) ; qui sera caractérisé par :

- Son débit maximum instantané
- Sa durée
- Le volume total écoulé
- Son hydrogramme c.a.d la répartition dans le temps du volume écoulé.

En raison de la période d'observation trop courte, une étude statistique directe n'a pas pu être faite.

On a utilisé les deux méthodes suivantes :

- Méthode de l'hydrogramme unitaire, basée sur les crues observées à la station de Bordj-Ghobrini.
- Méthode du Gradex basée sur l'analyse statistique des pluies observées.

6.1. Méthode de l'hydrogramme unitaire :

6.1.1. Construction de l'hydrogramme unitaire à la station de Bordj-Ghobrini

Pour la période de 1967 à 1978, on a analysé plusieurs crues dont les débits de pointe ont été supérieurs à $10 \text{ m}^3/\text{s}$. Puis, on a choisi les crues ayant une forme simple pour construire l'hydrogramme unitaire correspondant à 10 mm de ruissellement.

Pour la détermination de la durée de la pluie efficace correspondante on a utilisé la méthode de la courbe en "S".

Les résultats, ainsi obtenus, ont été vérifiés par les formules de SNYDER.

$$tr = \frac{tp}{5,5}$$

$$tm = tp + \frac{tr}{2}$$

$$tp = 5,5 \text{ (temps de réponse ou "Lag time")}$$

$$tr = 1 \text{ h (durée de la pluie efficace unitaire)}$$

$$tm = 6 \text{ h (temps de montée)}$$

6.1.2. Construction de l'hydrogramme unitaire au site du barrage

On a construit l'hydrogramme unitaire au site du barrage en se basant sur celui de Bordj-Ghobrini, et en effectuant les transformations par les formules de SNYDER.

• Formule de SNYDER ayant permis les transformations :

$$t_p = 0,752 C_t (L \cdot L_c)^{0,3} \quad (\text{Lag time}) \quad L \text{ en Km}$$

$$t_r = \frac{t_p}{5,5} \quad (\text{Durée de pluie efficace})$$

$$q_p = \frac{7C_p}{t_p} \quad (\text{Débit spécifique de pointe de crue})$$

$$t_{pR} = t_p + 0,25 (t_R - t_r) \quad \text{"R" indice représentant la durée de pluie efficace différente de } t_r$$

$$q_{pR} = \frac{7 C_p}{t_{pR}} \quad (\text{débit spécifique de pointe de crue pour } t_R \neq t_r)$$

C_t et C_p sont les caractéristiques physiques des bassins versants ; on les considère égaux pour les deux bassins en question

L (Km) Longueur du Thalweg principal

L_c (km) longueur du Thalweg principal jusqu'au centre de gravité du bassin.

$$\text{On a ainsi } t_p' = t_p \left(\frac{L' \cdot L'_c}{L \cdot L_c} \right)^{0,3}$$

"" Les lettres désignées par "" correspondent aux valeurs rapportées au site du bassin.

6.1.3. Débits maximums instantanés de différentes fréquences

Les valeurs des débits maximums ont été obtenues par la formule:

$$Q_{\max} = q_{\max} \cdot P_{\text{eff.}} \cdot q_{\max} \quad \text{débit maximum de la crue unitaire}$$

P_{eff} : hauteur de pluie efficace.

Q_{max} étant trouvé à partir des formules de SNYDER

Les hauteurs de pluies efficaces P_{eff} , ont été obtenues à partir des hauteurs de pluies réelles H_t , en déduisant de celles-ci les déficits :

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

$b = 0,3$ (Selon l'étude de l'INRE sur l'intensité des pluies en Algérie).

- La capacité d'infiltration, d'interception et de rétention superficielle estimée à 12 mm, durant les premières heures de pluie diminuera avec la saturation du bassin.

6.2. Méthode du Gradex :

En traitant statistiquement les débits maximums journaliers observés pendant une période de douze (12) ans, on a estimé le débit de la crue décennale ($440 \text{ m}^3/\text{s}$)

La détermination du rapport du débit maximum ruisselé ($Q_{max \text{ r}}$) au débit moyen journalier ruisselé (\bar{Q}_{jr}) a donné une moyenne de :

$$\frac{Q_{max \text{ r}}}{\bar{Q}_{jr}} = 3,7$$

En traçant la droite de Gumbel des pluies, à partir de la crue décennale, on obtient des valeurs pour celles centennale et millénaire qui ne diffèrent pas trop de celles obtenues par la méthode de l'hydrogramme unitaire.

6.3. Conclusion :

On adopte ainsi les résultats suivants pour le site du barrage :

- Durée de l'averse : 4 h
- Temps de montée (TM) : 5 h
- Temps de base (Tb) : 18 h

TABLEAU N° 5

Fréquences	Débits estimés
0,1	440 ± 10 %
0,01	810 ± 10 %
0,001	1200 ± 15 %

7 - Transport Solide :-1- Estimation à partir d'observations :

L'estimation des apports en suspension, a été faite à partir de la relation entre la turbidité et les débits moyens journaliers pour les périodes d'étiage et de crue.

Ce qui nous donne pour la station de Bordj-Ghobrini, les valeurs moyennes suivantes :

- apport solide en suspension : $124,7 \cdot 10^3 \text{ t/an} = 580 \text{ t/km}^2/\text{an}$
- charriage estimé à 50 % de
l'apport solide en suspension: $62,4 \cdot 10^3 \text{ t/an} = 290 \text{ t/km}^2/\text{an}$
- taux d'abrasion moyen (6ans) : $900 \text{ t/km}^2/\text{an}$

La valeur maximum, obtenue à partir de la courbe enveloppe est $2100 \text{ t/km}^2/\text{an}$.

-2- Estimation à partir des coefficients de torrentialité :

L'INRH a mis au point un abaque liant l'érosion spécifique au coefficient de torrentialité, ce qui a donné les résultats suivants :

- Bordj-Ghobrini ($C_T = 54$ taux d'abrasion : $2360 \text{ t/km}^2/\text{an}$)
- Site du barrage ($C_T = 74,4$ taux d'abrasion : $3500 \text{ t/km}^2/\text{an}$)

.. /

Tableau récapitulatif.

Pluviométrie moyenne annuelle \bar{P}	780 mm
Apport moyen annuel \bar{A}	37 Hm ³
Crues	
Decennale	(440 ± 20%)
Centennale	(810 ± 20%)
millennale	(1200 ± 15%)
Durée de l'averse	4 heures
Temps de montée	5 heures
Temps de base	18 heures
Taux d'abrasion	2650t/km ² /an
Salinité des eaux	0,6g/l

IV - REGULARISATION

Les besoins à l'aval n'étant pas connus, cela n'a pas permis de faire une régularisation basée sur la répartition de la demande réelle.

On a donc dû procéder à un bilan statistique par simulation, qui donne pour un pas donné (ex : 1 mois), pour une capacité de la retenue donnée, pour des apports donnés et exploitation donnée, les déficits ou défaillance et leur fréquence.

On dispose des données d'entrée :

- hydrologiques : soit la distribution mensuelle des apports après génération des apports annuels sous forme $A/\bar{A} = x_0 + ae^{bu}$
- Climatique : soit l'évaporation mensuelle
- Courbe surface capacité
- Garde d'envasement
- Règle d'exploitation : soit le volume à délivrer mensuellement.
Elle est définie par la modulation de la demande qui s'exprime en pourcentage de la demande annuelle.
- Taux d'exploitation : arbitraire : 0,5 - 0,6 - 0,7 - 0,8 - 0,9 fois le module.

Résultats : - L'ordinateur donne, après traitement des données, les fréquences des années de déficit allant de 0 à 90 %, pour des capacités et à des taux d'exploitation différents.

Pour les calculs, n'ont été considérés que les fréquences des années de déficit nul.

A partir de ces résultats, on a tracé les courbes fréquence de défaillance en fonction du volume régularisé, pour chaque module.

Le volume régularisé pour chaque fréquence est obtenu en multipliant le taux d'exploitation par le module correspondant.

Le volume régularisable sera le volume garanti à 100 % pendant huit ans sur dix (8/10) soit pour une fréquence de déficit $f = 0,2$ on voit, ainsi, sur chaque courbe la valeur qui correspond au volume régularisable pour chaque capacité.

On peut ainsi tracer la courbe volume régularisé en fonction de la capacité de la retenue

Donnée Utilisée :

- hydrologie : $A/\bar{A} = 0,798 e^{0,666}$ $\bar{A} = 37 \text{ Mm}^3/\text{an.}$

Tableau 7

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
Atp mens %	1	5,1	9	13,7	13,3	15,1	21,3	12,1	6,3	2,0	0,5	1,5	100

- Climatiques :

Tableau 8

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
Evap %	10,20	9,10	5,9	5,4	5,3	5,8	7,1	7,5	8,5	10,2	12	13	100

- Courbe surface capacité (voir graphe ~~N°1~~)

- Garde d'envasement :

$$V = 9,3 \text{ Mm}^3 \text{ correspondant à h } 18 \text{ m}$$

- Répartition mensuelle de la demande en pourcentage (%)

Tableau 9

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
%	9,0	6,0	5,0	5,0	5,0	6,0	7,0	9,0	11,0	12,0	13,0	12	100

- Taux d'exploitation :

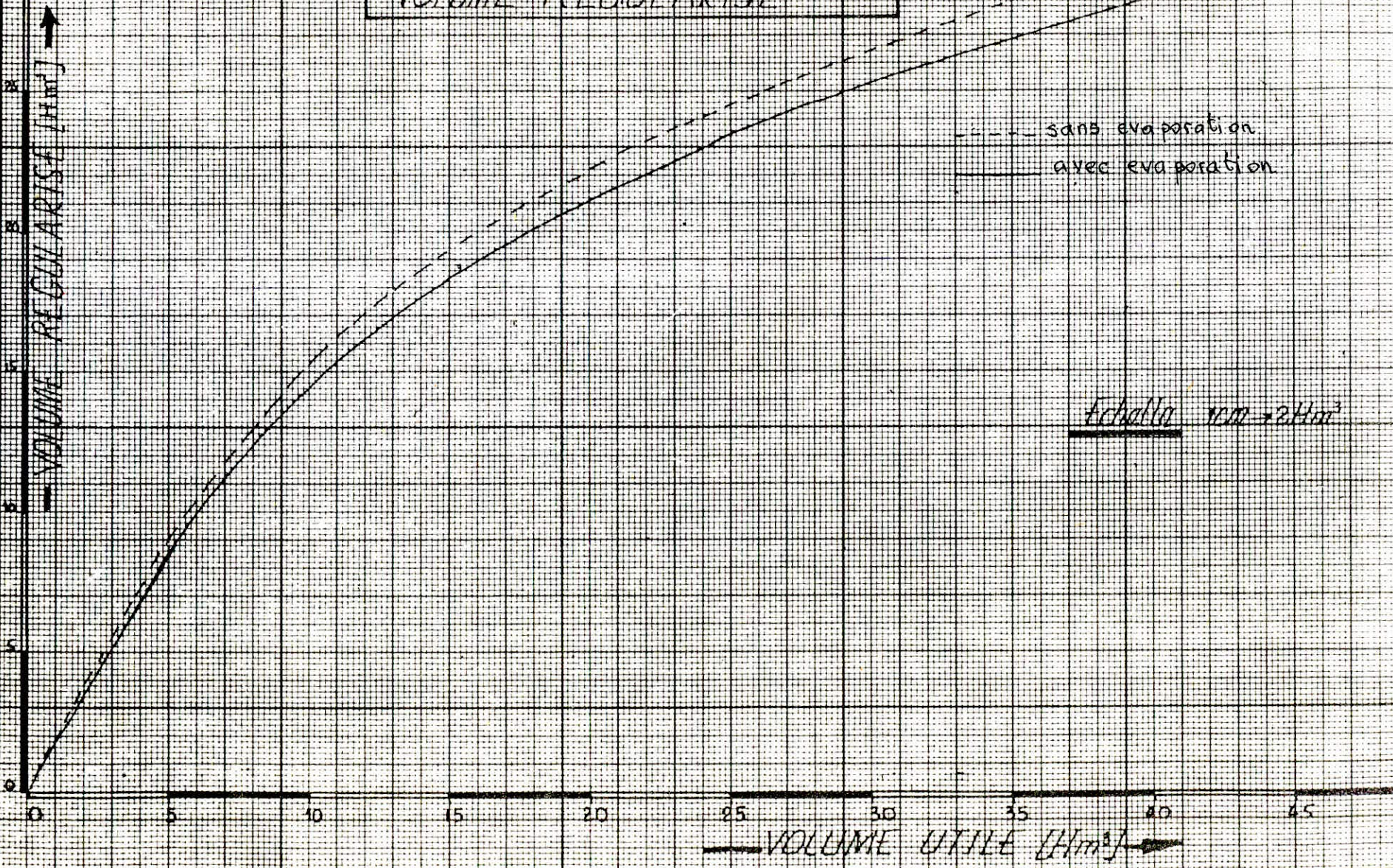
On prendra : 0,5 - 0,6 - 0,7 - 0,8 - 0,9 fois le module.

Les calculs ont été fait par simulation à l'aide du programme
SYM 97 sur ordinateur UNIVAC 1106

Résultats : - On obtient la courbe volume régularisé en fonction de la
capacité de la retenue (voir courbe "régularisation" N° 10)

Graph n° 10

COURBE CAPACITE UTILE
VOLUME REGULARISE



Graph n° 10

V - BARRAGE

1 - Choix du Site :

Le choix du site a été déjà fait au niveau de la D.G.I.H, il a été tenu compte de plusieurs critères dont nous citons :

1.1. - Critère Topographique :

L'examen de la carte topographique a permis de repérer un resserment des versants, et une légère accentuation de leurs pentes, constituant ainsi l'emplacement le plus favorable à l'érection d'un barrage.

1.2. - Critère hydrologique :

Ce site, par sa situation à l'aval de la réunion des Oueds BOUKADIR et FEDJANA, permet de récupérer un maximum d'apport.

1.3. - Critère Géologique (voir ch II).

L'Etude géologique a permis de confirmer les bonnes caractéristiques concernant la stabilité des ouvrages et l'imperméabilité de la retenue (voir coupes géologiques - A.A, BB)

2 - Choix de l'axe de la digue :

Le choix de l'axe a fait l'objet d'une étude très serrée qui ^à pris en considération l'aspect économique renforcé par les avantages ou inconvénients particuliers que peut entraîner chacun des choix.

Axe 1.1 : Il barre perpendiculairement l'Oued, en attaquant de front les deux rives

Axe 2.2 : Il est légèrement en biais

Axe 1.1 : est plus avantageux du point de vue longueur en crête par rapport au 2ème axe, il permet aussi de récupérer l'apport du petit vallon situé juste en ~~amont~~ sur la rive gauche

Axe 2.2 : Présente l'inconvénient de nécessiter des ouvrages de protection, contre l'érosion provoquée par l'apport du petit vallon, au pied aval de la digue

c'est pourquoi nous optons pour l'axe 1.1

.. /

3 . Garde d'envasement :

Le volume des dépôts solides pendant une durée d'exploitation de 30 ans est de : $12,4 \text{ Mm}^3$ (Hydrologie).

En considérant que la vidange de fond évacue 25 % des apports solides ; cela nous donne une garde d'envasement de volume :

$$V_m = 0,75 \cdot 12,4 = 9,30 \text{ H.m}^3$$

Ce qui correspond à une hauteur de 18 m (courbe hauteur capacité n°1)

4 . Niveau normal de la retenue : N.N.R

Les besoins à l'aval de la retenue n'étant pas connus, cela n'a pas permis de faire une régularisation basée sur la répartition de la demande. Nous avons ainsi fait un calcul Technico-Economique qui, nous a permis de déterminer le volume utile et la hauteur correspondante :

Pour le calcul technico-économique, nous avons posé les hypothèses suivantes :

- Fruit de la digue 3/1 à l'amont et 2,5/1 à l'aval (d'après TERZAGUI).
- Les prix utilisés sont tirés de la note "coût des barrages" en étude préliminaire fournie par la D.G.I.H.
- Ces prix relatifs à l'année 1972 ont été actualisés à un taux de 8 %. On aura ainsi les prix suivants :

- $P_1 = 33 \text{ DA/m}^3$: prix unitaire des matériaux de la digue
- $P_2 = 224 \text{ DA/m}^2$: prix applicable à l'unité de surface d'emprise (m^2). Il tient compte des fouilles, des remblais de fouilles, des Rip-Rap et des filtres.
- $P_3 = 694 \text{ DA/m}^2$: Prix applicable à l'unité de surface de Bouchure (m^2). Il tient compte du volume d'injection.

Tableau N° 11

côte du couronnement [m]	102	104	106	108	110	112	
côte du N.N.R [m]	97	99	101	103	105	107	
Volume de la digue [m ³]	1104805	1264961	1387098	1497882	1611939	1768502	
Surface d'emprise [m ²]	54846	59000	63275	67651	72138	76791	
Surface de bouchure [m ²]	11681	12564	13470	14397	15349	16327	
Coût de chaque composante [D.A.]	P ₁	36458555	41743723	45774243	49430106	53193983	58360586
	P ₂	12285504	1321600	14173600	15153824	16158912	17201184
	P ₃	8106614	8719416	9348180	9991518	10652106	11330938
	P ₄	11051731	11721533	12391335	13061137	13730939	14400740
	P ₅	1838529	1949955	2061381	2172807	2284233	2395659
	P ₆	555281	621485	269892	629892	648315	657695
Coût Total [D.A.]	70296214	77972112	84378631	90448230	96668588	104346802	
Hauteur du barrage [m]	33	35	37	39	41	43	
Volume utile [Hm ³]	17.7	22.7	27.7	33.7	39.7	47.7	
Volume regularisé [Hm ³]	20.2	22.6	24.6	26.6	28.6	30.6	
Coût du m ³ d'eau regularisé [D.A.]	3.48	3.45	3.43	3.40	3.38	3.41	

$P_4 = L_1 (15363 + 5115) \times \alpha \times \Theta$: Coût de la dérivation provisoire et de l'évacuation de crue :

$\alpha = 1$ Tunnel dans un rocher de qualité moyenne

$\Theta = 1$ Pour une galerie subhorizontal

$$L_1 = h (f + 1,15) = 7 h$$

h = hauteur de la digue

$f = 5,50$ le fruit total de la digue

Dans notre cas :

$$P_4 = 7 h (15363 + 5115)$$

• $P_5 = L_1 \times 7959 \times \alpha$ coût de la galerie de prise d'eau

$$\alpha = 1$$

$$L_1 = 7 h$$

$$P_5 = 55713 h$$

• $P_6 = 55528 (10 + C)$

C volume total de la digue (hm^3)

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau ~~sui~~ suivant : (N° 11)
précédent

Nous constatons que pour une hauteur du barrage égal à 41 m, le prix du m^3 d'eau régularisé est minimum. (voir graphe n° 10)

Ainsi nous retiendront la côte du NNR = 105, correspondant à un volume utile = 39,7 hm^3

5 . . . Niveau des plus hautes eaux :

Le seuil du déversoir étant calé à la côte 105 (N.N.R), nous obtenons après laminage de la crue une charge maximum, au dessus de cette côte, de 2,74 m (voir ch. sur l'évacuateur de crue)

Nous obtenons ainsi la côte du niveau des plus hautes eaux égales à N.R Max = 105 + 2,74 = 107,74 m

.. /

6. Calcul de la revanche :

Il reste à déterminer une revanche assurant la sécurité contre le déferlement des vagues, on la trouvera à l'aide de la formule :

$$R = 0,75 H + \frac{V^2}{2g} + S$$

H - hauteur des vagues

V - Vitesse des vagues

S - Marge de sécurité choisie suivant les risques de submersion

Plusieurs formules ont été proposées pour calculer la hauteur des vagues, dont :

- Formule de STEVENSON :

$$H = 0,75 + 0,34 \sqrt{L} - 0,26 \sqrt[4]{L}$$

L - Longueur du Fetch (km)

- Formule de MALLET PACQUANT :

$$H = 0,5 + 0,33 \sqrt{L}$$

Pour la vitesse des vagues, on utilisera les formules de GAILLARD :

$$V = 1,50 + 2 H$$

On obtiendra les résultats suivants avec $L_{\text{Fetch}} = 4,15 \text{ km}$

STENVENSON :

$$H = 1,07 \text{ m}$$

$$V = 1,50 + 2,14 = 3,64 \text{ m/s}$$

$$0,75 H + \frac{V^2}{2g} = 1,48 \text{ m}$$

MALLET PACQUANT :

$$H = 1,17 \text{ m}$$

$$V = 3,84 \text{ m}$$

$$0,75 H + \frac{V^2}{2g} = 1,63 \text{ m}$$

.. /

En prenant la moyenne des valeurs trouvées à l'aide des deux formules, nous adoptons :

$$0,75 H + \frac{v^2}{2g} + \delta = 1,56 + 0,70 = 2,26 \text{ m.}$$

7. Côte de la Crête

La côte de la crête sera obtenue en additionnant à la côte des plus hautes eaux la revanche de Sécurité (R)

$$\text{côte de la crête} = 107,74 + 2,26$$

$$\text{côte de la crête} = 110,00$$

8. Hauteur maximale du barrage :

Au niveau de la section maitresse, on excavera 4 m dans les alluvions pour y asseoir le noyau d'argile.

Cela nous donnera une hauteur maximale du barrage égale à 45 m, le noyau d'argile sera prolongé par un écran qui descend jusqu'à la roche imperméable.

9. Largeur en crête du barrage :

La largeur en crête est fonction de la chaussée de service.

Deux formules empiriques sont proposées pour son calcul :

- formule de T.T KNAPPEN

$$b = 1,65 \sqrt{H}$$

- Formule de E.F PREECE

$$b = 1,10 \sqrt{H} + 1$$

Pour une hauteur totale maximale de 45 m, on obtiendra :

$$b = 1,65 \sqrt{45} = 11,07$$

$$b = 1,10 \sqrt{56} + 1 = 8,38$$

Nous adopterons une largeur en crête de

$$7 + 2 \cdot 1,5 = 10 \text{ m}$$

10. Longueur en crête du barrage :

Sur la vue en plan du barrage (Planche N° 4)

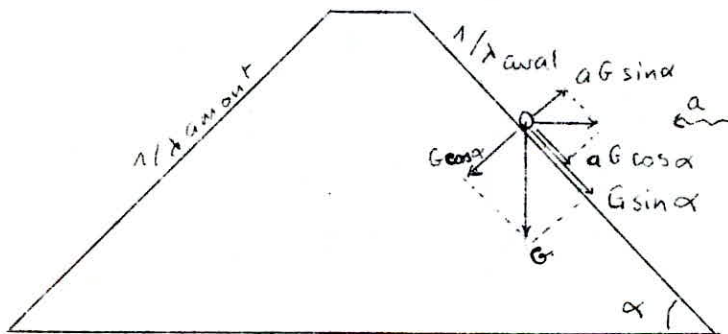
On mesure directement $L = 497$ m.

11. Pentes des Talus :

Il n'existe pas de formules permettant de calculer les pentes des talus, aussi nous avons suivi les recommandations de TERZAGUI qui préconise un fruit de 3/1 pour le talus amont et 2,5/1 pour le talus aval.

Une vérification sommaire de la stabilité des talus, donne des coefficients de sécurité assez élevés.

Nous réduisons donc les valeurs des fruits en étudiant la stabilité d'une pierre qui repose sur le talus aval :



$$\sum F_p = G \sin \alpha + a G \cos \alpha$$

$$\sum Fort = G \cos \alpha - a G \sin \alpha$$

avec

F_p . forces parallèles au talus

Fort. forces orthogonales au talus

pour que la pierre soit stable sur le talus il faut que :

$$\frac{\sum F_p}{\sum Fort} \leq \frac{\text{tg } \varphi}{K}$$

.. /

$$\frac{G.\sin\alpha + G.\cos\alpha}{G.\cos\alpha - aG.\sin\alpha} \leq \frac{\text{tg } \varphi}{K}$$

à la limite nous aurons

$$\frac{aG.\cot\alpha + 1}{\cot\alpha - a} = \frac{\text{tg } \varphi}{K}$$

avec

$a = 0,12$. Accélération de tremblement de terre, tirée d'un abaque qui tient compte du dernier seisme d'EL ASNAM.

$\varphi = 35^\circ$ - angle de frottement de la pierre sur le talus

$K = 1,05$ - coefficient de sécurité admis en Algérie.

En substituant ces valeurs dans l'équation, nous obtenons :

$$\cot\alpha = \frac{K + a \text{tg } \varphi}{\text{tg } \varphi - aK} = \frac{1,05 + 0,12 \text{tg } 35^\circ}{\text{tg } 35^\circ - 0,12 \cdot 1,05}$$

$$\lambda_{\text{aval}} = \cot\alpha = 2,0$$

$$\lambda_{\text{amont}} = 1,2 \cdot \lambda_{\text{aval}} = 2,5$$

12.3. Forme et dimensions du dispositif d'étanchéité :

pour assurer l'étanchéité de la retenue, nous avons étudié plusieurs solutions susceptibles d'être envisagées, pour le choix d'un moyen d'étanchéité qui s'adapte le mieux aux conditions de notre retenue.

12.3.1. Noyau en argile

L'argile est largement disponible à proximité du site, aussi nous avons opté pour un noyau symétrique de ce matériaux, qui descend jusqu'à la roche non altérée sur les versants et à 4,0 m sous les alluvions dans le lit de l'oued.

Ce noyau d'argile est dimensionné pour assurer une étanchéité admissible d'une part et éviter les gonflements d'argile d'une autre part.

Dans ce contexte nous adoptons un fruit pour le talus du noyau de 0,15 (valeur conseillée par la bibliographie), cela nous donne une largeur à la base de 18,0 m.

12.2. Parafouille :

La digue repose au niveau du lit de l'oued sur une couche d'alluvions perméables ($K = 10^{-2}$ m/s) ce qui nécessite la mise en place d'une parafouille pour assurer l'étanchéité pour la digue.

a) une méthode classique consiste à prolonger le noyau d'argile jusqu'à la roche saine.

Cette solution nécessite l'escavation d'un volume de matériaux pour asseoir le parafouille sur la roche saine et demande donc des moyens importants au niveau de la mise en oeuvre.

12.3. Parafouille en écran vertical

Cette solution consiste à creuser une tranchée verticale dont la largeur dépend du matériau qu'on utilise pour réaliser l'écran ; comme nous l'avons signalé ci-dessus nous avons essayé d'éviter tout mur en béton rigide, en faveur de matériaux souples et pouvant supporter les mouvements du sol.

De même nous éliminons l'utilisation d'un rideau en palplanche ou en pieux dont la mise en oeuvre demande de grands moyens de battage.

Nous proposons donc un écran en parois moulées dont le matériau de remplissage sera : argile mélangé à du ciment. (8)

L'adjonction de ciment augmentera la consistance de l'argile pour parer à d'éventuels risques de renard provoqué par des cailloux sous l'effet de la forte pression qui régné en amont de l'écran.

La largeur de l'écran doit assurer l'étanchéité de la couche d'alluvions d'un côté et résister à la pénétration de cailloux ou de grain de sable d'un autre côté.

Cette largeur dépend aussi de l'engin utilisé pour creuser la tranchée (voir chap. sur l'organisation de chantier).

Compte tenu de tous les facteurs la largeur adoptée est de 0,50 m.

13. Prisme de drainage :

Dans le but de rabattre la ligne phréatique et augmenter la stabilité du talus aval, nous disposons un prisme^{d'} drainage en enrochement au pied du talus aval ; ce drainage aura les dimensions suivantes :

Largeur de sa crête : 3 m

Sa hauteur sera de 8 m

Il aura une pente aval de 1 : 2,0 et une pente amont 1 : 1

14. Filtres :

Dans le but de réduire les sous pressions, de drainer les eaux d'infiltration et éviter l'entraînement des particules fines, nous disposons de 2 couches de filtres sur chaque côté du noyau d'argile.

La largeur de chacune d'elle est de 3,0 m, il est prévu aussi des couches de filtres entre les alluvions et les enrochements.

15. Protection des talus :

Les talus du barrage doivent être protégés contre les érosions provoquées par les vagues, par le ruissellement des eaux de pluie et par le vents.

15.1. Couche d'Enrochement

Nous disposons une couche d'enrochement sur les deux talus de barrage.

L'épaisseur minimale de la couche d'enrochement est donnée par la formule suivante :

$$e = c.v^2 \quad (10)$$

avec

$v = 3,84$ m/s - vitesse des vagues (voir calcul de la revanche)

$c = 0,30$ - coefficient qui dépend de la pente des talus et du poids spécifique de l'enrochement de protection ($\lambda = 1 : 2,5$ et $e = 2,70$ t/m³) (9)

$$e = 0,030 (3,64)^2 = 0,44 \text{ m}$$

pour plus de sécurité nous adoptons une épaisseur de 0,75 m pour le talus amont et 0,45 pour le talus aval.

15.2. Les Bermes :

Elles seront disposées sur le talus aval et utilisées pour parer aux dangers cités ci-dessus, augmenter la stabilité du talus et servir comme pistes d'accès à différents niveaux.

La largeur des bermes sera prise égale à 3 m.

Tableau recapitulatif

Capacité utile	39,7 Hm ³
Garde d'envasement	9,3 Hm ³
Volume total	49,0 Hm ³
Côte du lit de l'oued	69,00m
Côte de la garde d'envasement	87,00m
Côte du niveau Normal	105,00m
Côte des plus hautes eaux.	107,74 m
Côte du couronnement	110,00 m
Largeur en crête	10,0m
longueur en crête	497,0 m
Pente du talus amont	1:2,5
Pente du talus aval.	1:2,0

VI - MATERIAUX UTILISES1 - Alluvions :1.1. Rôle :

Les alluvions, disposés de part et d'autre du noyau, auront surtout un rôle de résistance, et assureront la stabilité de l'ouvrage, en résistant à la poussée des eaux de la retenue.

1.2. Caractéristiques :

Ces alluvions présentent une résistance au cisaillement assez élevée, avec un angle de frottement de 35° qui satisfait aux exigences de la stabilité de la digue avec une cohésion $c = 0$

Elles ne comprennent pas de matières susceptibles de se dissoudre et compromettre ainsi la stabilité.

En outre, leur densité, assez élevée $1,94 \text{ t/m}^3$ va dans le sens d'une meilleure stabilité

$$\begin{aligned} \varphi &= 35^\circ & \gamma_s &= 1,94 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_{sat} &= 349 & \gamma_{sat} &= 2,2 \text{ t/m}^3 \\ c &= 0 \end{aligned}$$

1.3.

1.3. Granulométrie :

L'étude des courbes granulométrique, en différents points des zones d'emprunts, à permis de dégager une courbe moyenne ; on obtient les résultats suivants :

Tableau N° 12

Particules (mm)	0,1	0,2	0,5	1	2	5	10	20
Passing %	4	9	19	28	38	56	72	90

2 - Argile :

2.1. Rôle : Le noyau d'argile aura le rôle important d'assurer l'étanchéité de l'ouvrage

2.2. Caractéristiques :

L'argile dont nous disposons est légèrement graveleuse. Elle est peu à très plastique $I_p = 20$ à 50 % avec une limite de liquidité $w_l = 40$ à 76 % - Sa teneur en eau varie de 13 à 24 %.

Elle renferme très peu de matière solubles risquant de nuire à l'étanchéité CaCO_3 2 %.

Elle présente une bonne résistance au cisaillement et sa densité assez élevée contribue à la stabilité de l'ouvrage.

Densité sèche :

$$\gamma_s = 2,00 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 2,12 \text{ t/m}^3$$

$$C_{\text{sat}} = 2,0 \text{ t/m}^2$$

$$\phi' = 22^\circ$$

$$C' = 6,5 \text{ t/m}^2$$

2.3. Granulométrie :

De même que pour les alluvions, nous avons obtenu la courbe moyenne qui donne les résultats suivants :

Tableau N° 13

Particules (mm)	0,001	0,002	0,005	0,01	0,02	0,05	0,1
Passing %	26	35	47	58	69	82	90

3 - Enrochements :

3.1. Rôle :

Les enrochements jouent un rôle de protection des talus de la digue contre les dangers cités au chapitre précédent.

3.2. Caractéristiques :

Les enrochements peuvent être puisés dans des carrières situées à proximité du site.

Nous ne disposons d'aucune information sur ces enrochements aussi nous nous contentons de donner certaines recommandations dont :

- Etre insolubles dans l'eau
- Etre résistants aux forces de cisaillement
- Avoir une forte densité

3.3. Granulométrie :

Nous recommandons des enrochements qui auront

$$D_{50} \geq 300 \text{ mm}$$

Ce qui donne une courbe granulométrique tracée d'après le tableau suivant :

Tableau N° 14

Particules (mm)	70	300	1 000
Passing %	20	50	80

4 - Matériaux des Filtres :

4.1. Rôle :

Le rôle principal joué par les filtres c'est d'assurer une transition des eaux d'une couche de matériaux à une autre en évitant

l'entraînement des particules (risques de renards).

Les filtres servent aussi à drainer les eaux d'infiltration et donc à diminuer les sous pressions dans le corps du barrage.

4.2. Caractéristiques :

Les filtres, comme pour les enrochements doivent être insolubles dans l'eau et résistants aux forces de cisaillement

4.3. Granulométrie :

Pour déterminer un fuseau dans lequel doit s'inscrire la courbe granulométrique du filtre, nous utilisons les règles établies à la suite des essais effectués initialement par TERZAGUI, puis ultérieurement par le "Corps of Engénieurs" et le "Bureau of reclamation".

$$5 < \frac{D_{50} \text{ du filtre}}{D_{50} \text{ du matériaux à protéger}} < 10$$

$$\frac{D_{15} \text{ du filtre}}{D_{15} \text{ du matériaux à protéger}} > 5 \quad (1)$$

$$\frac{D_{15} \text{ du filtre}}{D_{85} \text{ du matériaux à protéger}} < 5$$

En utilisant ces trois règles, nous avons établis les courbes granulométriques (voir graphe N° 18) ^{et} et tirer les tableaux suivants :

Filtre 1

tableau 15

Particules en mm	0,001	0,005	0,01	0,05	0,10	0,50	1,00
Passing en %	8,0	17,0	29,0	51,0	61,0	85,0	93,0

Filtre 2

tableau 16

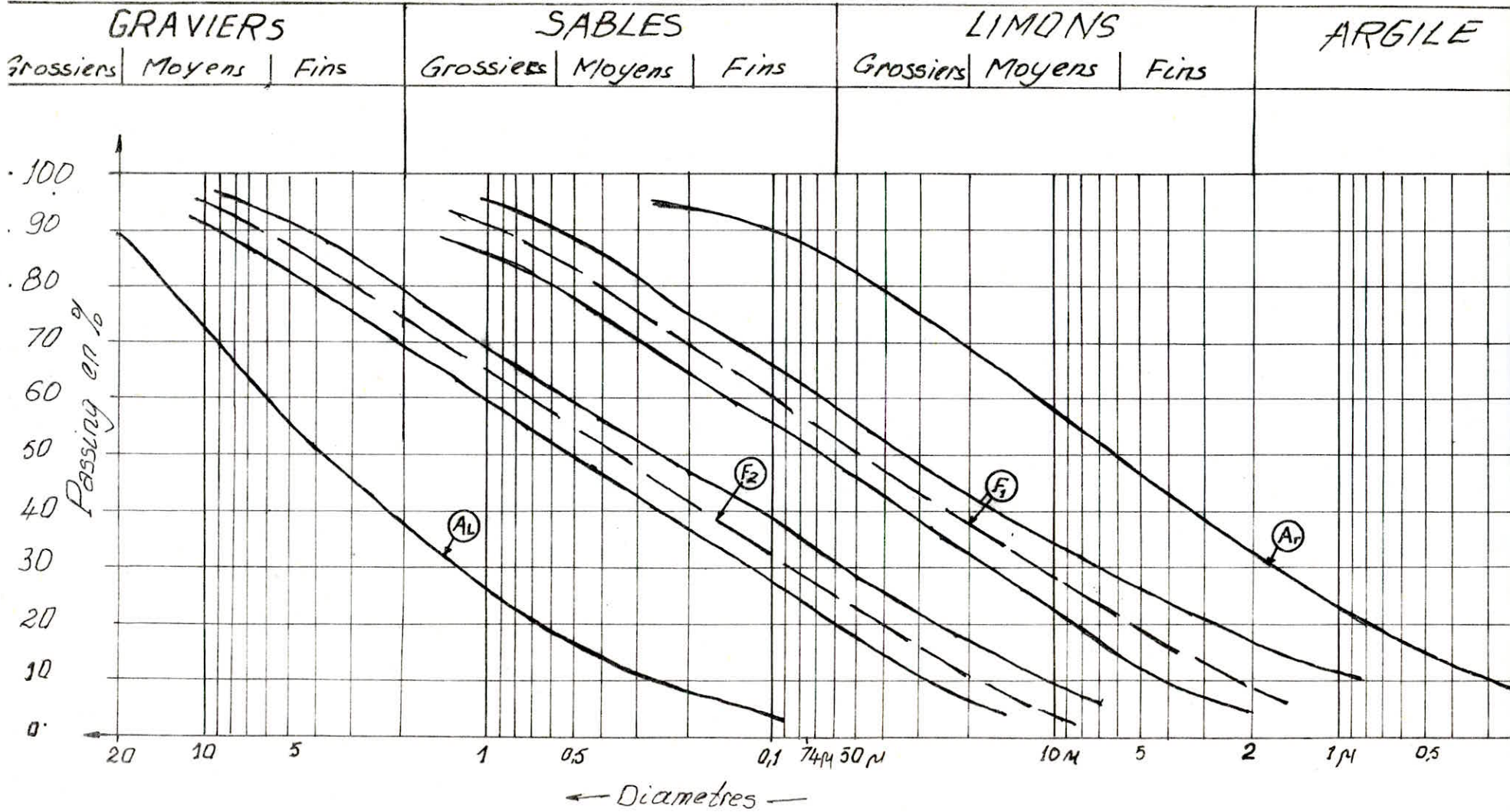
Particules en mm	0,01	0,05	0,10	0,50	1,00	5,00	10,00
Passing en %	4,0	23,0	32,0	55,0	65,0	87,0	95,0

Filtre 3

tableau 17

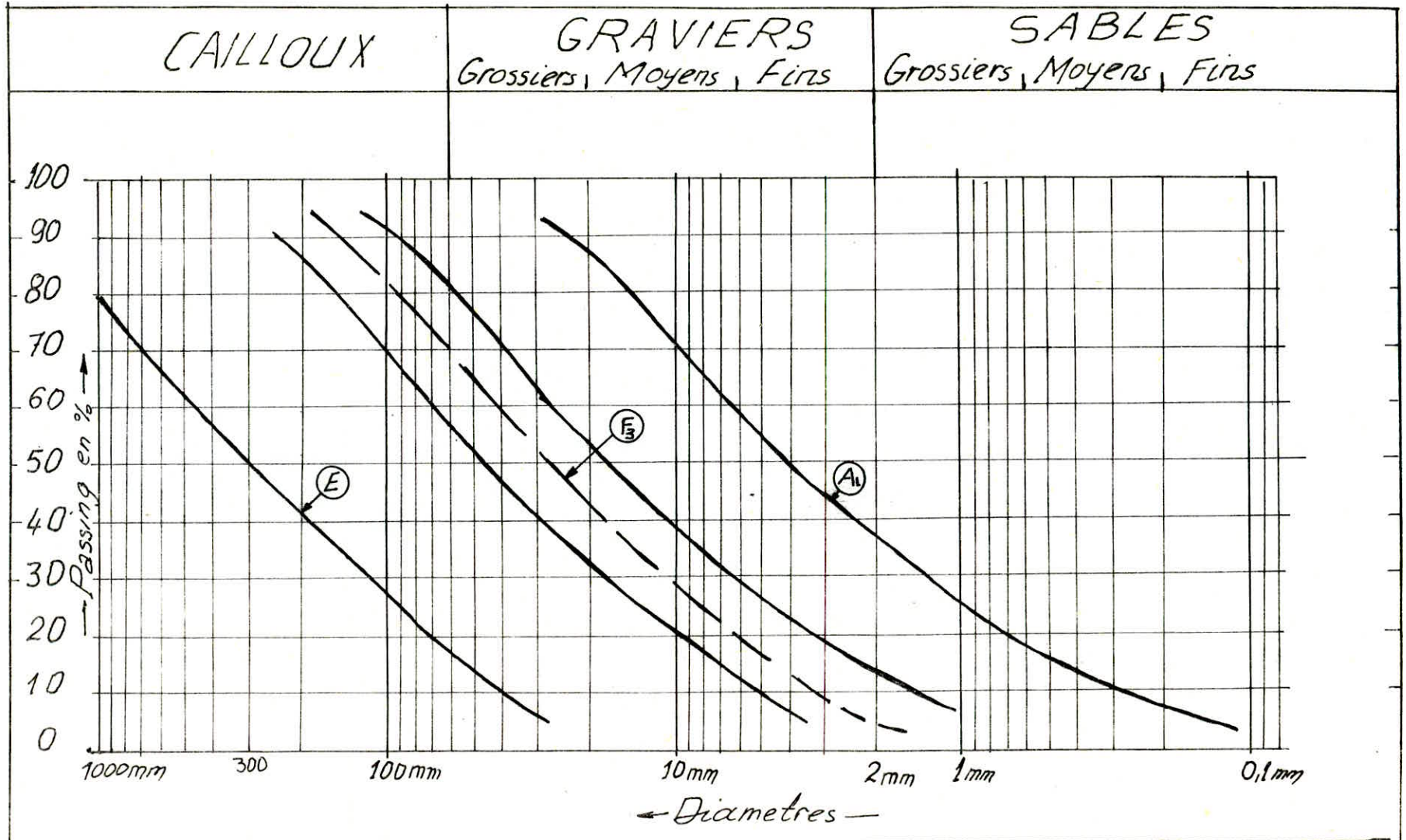
Particules en mm	2,0	5,0	10,0	50,0	100,0
Passing en %	5,0	17,0	29,0	65,0	82,0

COURBES GRANULOMETRIQUES



Graphe n° 19

COURBES GRANULOMETRIQUES



VII - INFILTRATIONS ET RISQUE DE RENARD

1 - Généralité :

Les infiltrations à travers le corps de la digue ou ses fondations, a été très souvent à l'origine d'accidents désastreux observés sur les digues en terre.

Deux manifestations importantes de ces infiltrations sont à prévenir :

- Les sous-pressions qui s'instaurent dans le corps de la digue; Elles réduisent la résistance au cisaillement des matériaux constituant la digue et menacent ainsi la stabilité de celle-ci.

- L'effet de renard : on appelle ainsi l'entraînement des particules de matériaux par l'eau d'infiltration de vitesse suffisamment grande ; il provoque l'érosion progressive au pied aval de la digue, qui peut mener à la ruine de l'ouvrage.

2 - Estimation du débit de fuite à travers la digue :

2.1. Tracé de la ligne phréatique

On appellera ainsi, la ligne de pression hydrostatique nulle ; celle-ci sera nécessaire pour le calcul du débit de fuite à travers la digue et la détermination des pressions hydrostatiques entrant dans le calcul de stabilité.

Elle sera tracée, en s'inspirant du cas simple étudié par KOZENY en considérant seulement la zone imperméable (noyau d'argile), la perméabilité relativement grande des recharges n'ayant aucune influence sur la ligne phréatique .

La parabole de KOZENY est donné par l'équation :

$$x = \frac{y^2 - e^2}{2e} \quad (4)$$

avec $e = \sqrt{H^2 + b^2} - b$

H étant la hauteur de l'eau dans la retenue
 b épaisseur à la base du noyau diminué de $\frac{7}{10}$ de la projection horizontale de la partie mouillée du talus amont
 (m) (voir schéma) n° 20

H hauteur d'eau

$\lambda n = 0,15$ pente du talus

$$m = \lambda n \cdot H = 40 \cdot 0,15 = 6 \text{ m}$$

$$b = L - 0,7 \text{ m}$$

$$= 18 - 0,7 \cdot 6$$

$$= 14 \text{ m}$$

On obtient :

$$\begin{aligned} e &= \sqrt{d^2 + H^2} - d \\ &= \sqrt{14^2 + 38^2} - 14 \\ &= 25,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Et ainsi l'équation de la parabole de KOZENY

$$x = \frac{y^2 - (25,5)^2}{51}$$

La hauteur du point de recoupement de la ligne phréatique avec le talus aval du noyau (hs) est tirée directement de l'abaque de Casagrande donnant $\frac{hs}{e}$ en fonction de α angle du talus.

$$\text{Cotg } \alpha = 0,15$$

$$\alpha = 81,47^\circ > 30^\circ$$

$$\text{On tire de l'abaque : } \frac{hs}{e} = 0,88$$

$$\text{d'où } hs = 0,88 \cdot 25,5 = 22,44 \text{ m}$$

On peut ainsi tracer la ligne phréatique (voir schéma) n° 20

2.2. Estimation du débit de fuite à travers la digue :

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de DARCY

$$q = K.i.a$$

q débit à travers une tranche de largeur unitaire = 1 m

K coefficient de perméabilité du matériaux (argile)

a section de la tranche unitaire ; elle sera mesurée par l'ordonnée x de la ligne phréatique

i gradient hydraulique mesuré par $\frac{dx}{dy}$

$$\begin{aligned} \text{On a alors : } q &= K \times \frac{dx}{dy} \\ &= K e \end{aligned}$$

Cette relation donne des résultats suffisamment précis pour des talus d'angle Θ tel que $30^\circ < \Theta < 180^\circ$

et avec $K = 10^{-8}$ m/s

$$e = 25,5 \text{ m}$$

$$q = 10^{-8} \cdot 25,5 = 25,5 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

Ce qui donne un débit annuel par tranche unitaire

$$q = 8 \text{ m}^3/\text{an}$$

3 - Fuite à travers les fondations :

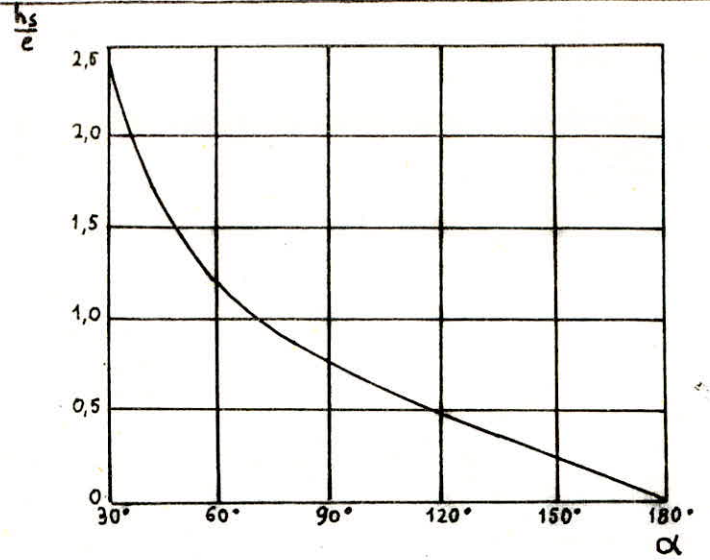
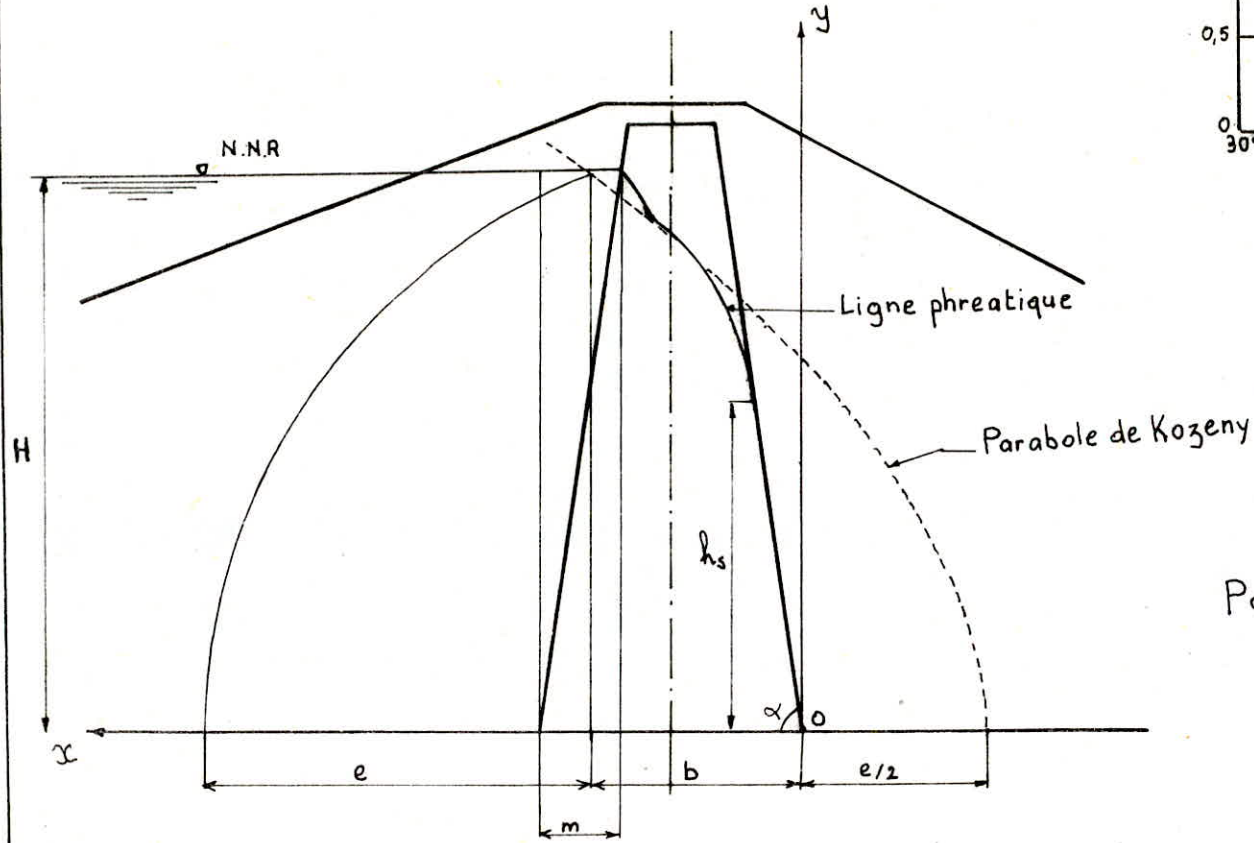
Le voile d'étanchéité, en paroi moulée qui descendra à travers les alluvions jusqu'à la roche imperméable, sera conçu tel qu'il ne permette aucune fuite ; on le considérera parfaitement étanche.

De même, pour la roche de fondation, les essais ont révélé une perméabilité très faible (10 UL maximum). Les fuites seront donc négligeables (voir géologie - géotechnique).

Ces remarques s'appliquent, en regard du risque de Renard, à l'aval.

Graphe N° 20

Ligne de saturation



Parabole de Kozeny: $x = \frac{y^2 - e^2}{2e}$

avec $e = \sqrt{H^2 - b^2} - b$

VIII - ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS1 - Généralités :

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre consiste à vérifier celle de ses talus amont et aval. En fait il n'existe pas de méthode globale de calcul de la stabilité d'un tel système sans faire d'hypothèse.

Les observations sur certains ouvrages, ont permis d'assimiler la surface de rupture à une surface cylindrique à axe horizontal appelé cercle de glissement.

2 - Principe des calculs de stabilité :

Un talus est stable lorsque les forces qui tendent à produire un mouvement sont inférieures à celles passives, qui sont essentiellement celles de résistance au cisaillement.

La résistance d'une terre, au cisaillement, suit la loi dite de COULOMB.

$$\tau = c + n \operatorname{tg} \varphi$$

τ - résistance au cisaillement

c - cohésion de la terre correspondant à l'état initial

n - pression normale à la surface de rupture appliquée aux grains solides

φ - angle de frottement interne de la terre

Dans le noyau d'argile, étant donné sa faible perméabilité, on devra tenir compte de la pression hydrostatique interne P

La formule deviendra :

$$\tau = c + (n - p) \operatorname{tg} \varphi$$

Il s'agira ainsi, de déterminer parmi de nombreux cercles de glissement, celui auquel correspondra un coefficient de sécurité minimum ; ce sera le cercle probable de glissement appelé : cercle critique.

3 - Méthode utilisée

Plusieurs méthodes sont utilisées, basées sur le même principe ; mais introduisant chacune des hypothèses visant à simplifier les calculs, on peut citer :

- Méthode de Fellenius
- Méthode des tranches Bishop

3.1. Méthode de Fellenius :

En admettant que la surface de rupture est cylindrique, on divise le massif en tranches verticales de largeur b . (Voir schéma) 21

Soient les forces appliquées à chaque tranche :

$F_{n,n-1}$ et $V_{n,n-1}$: Composantes de l'action de la tranche n sur celle $n-1$

N_n : Composante normale du poids W de la tranche n

T_n : Composante tangentielle du poids W de la tranche n

U_n et U_{n-1} : Forces de pression hydrostatique appliquées sur les côtes de la tranche n

Dans la méthode de Fellenius, on introduit les hypothèses suivantes :

$$F_{n-1,n} - F_{n,n+1} = 0$$

$$V_{n-1,n} - V_{n,n+1} = 0$$

Les forces tangentiellles T_n auront tendance a entrainer le massif, tandis que celle normales N_n seront stabilisatrices car elles augmenteront le frottement au niveau de la surface de rupture, et crée une force opposée à T_n .

Ainsi la rupture se produira si le moment, par rapport au centre du cercle de glissement, des forces motrices, est supérieur à celui des forces résistantes.

Moment des forces motrices :

$$M_m = (\sum N_t g \varphi + \sum c l) R \quad (5)$$

Moment des forces stabilisatrices

$$M_{st} = \sum T.R$$

On introduira un coefficient de sécurité F_s tel que :

$$\frac{\sum N_t g \varphi + \sum c.l}{\sum T} \geq F_s \quad (5)$$

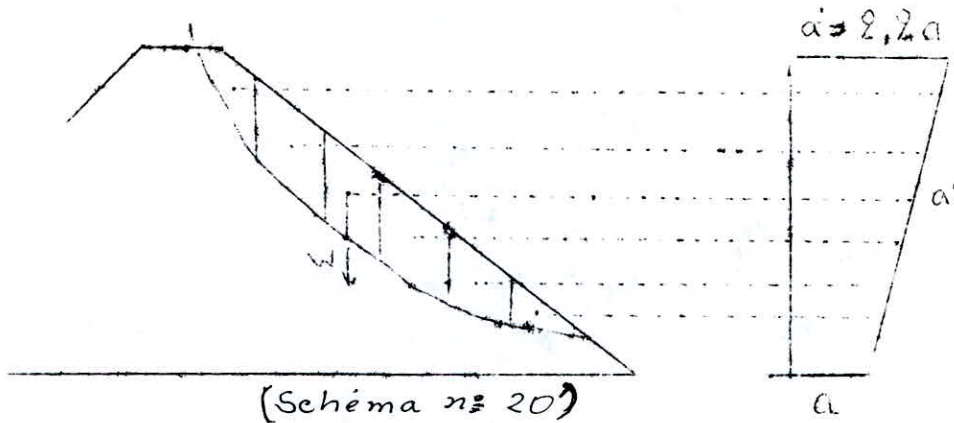
4 - Cas étudiés :

4.1. Fonctionnement normal :

On vérifiera la stabilité du talus aval, qui sera le plus sollicité dans ce cas.

On fera le calcul pour 3 cas :

- Retenue pleine en fonctionnement normal $F_s = 1,4$
- Retenue pleine en cas de seisme à accélération constante avec la hauteur : $a = 0,12$ $F_s = 1,05$
- Retenue pleine en cas de seisme à accélération variable avec la hauteur $a = 0,12$ à la base jusqu'à $a' = 2,2$ a en crête. $F_s = 1,05$ l'accélération est appliquée au centre de gravité de la tranche (voir schéma). n°20'



4.2. Vidange rapide :

Dans ce cas, ce sera le talus amont qui sera le plus sollicité; en effet durant la vidange, l'eau n'a pas le temps de se retirer du noyau impénétrable et il subsiste une pression à l'intérieur du massif.

$$\text{On aura } (N - U) = (\gamma_{\text{sat}} - 1) \cdot nb$$

b largeur de la tranche

$$n = h_n \cos \alpha$$

tandis que T_n sera calculé avec $\gamma_{\text{saturé}}$

$$T_n = \gamma_{\text{sat}} \cdot t \cdot b$$

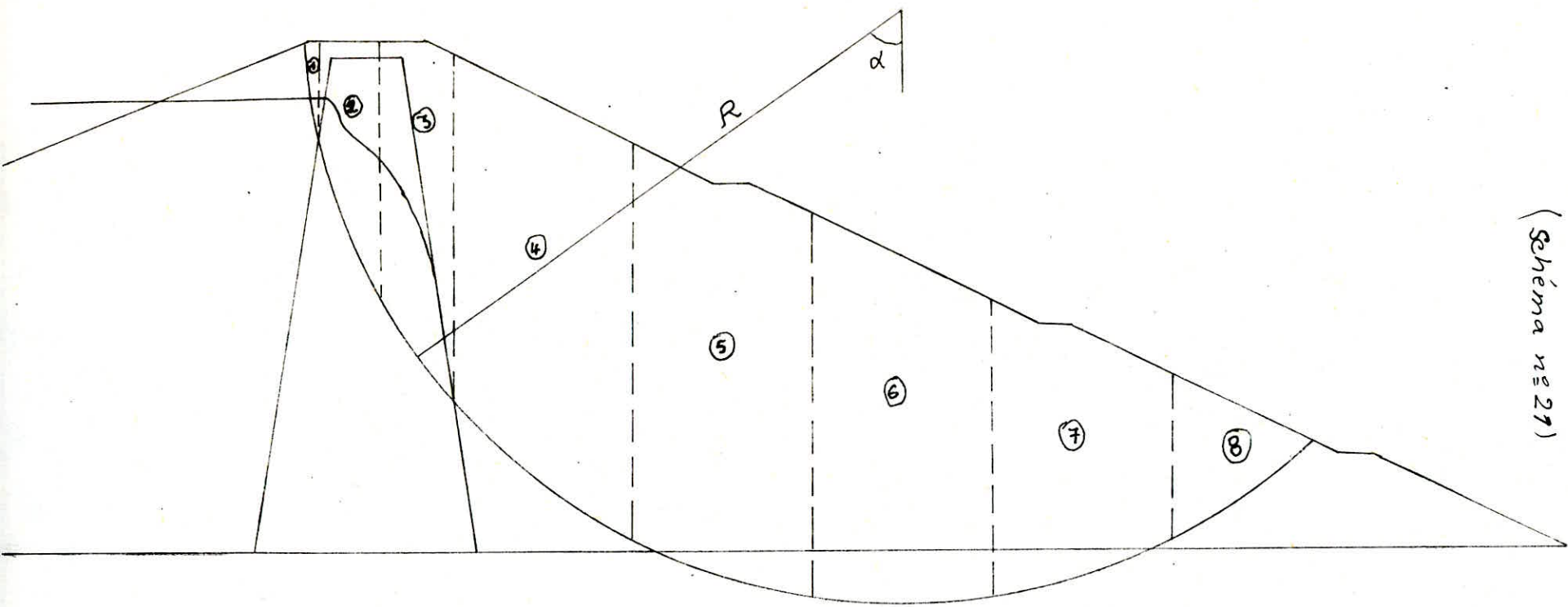
$$t = h_n \sin \alpha$$

$$F_s = 1,05$$

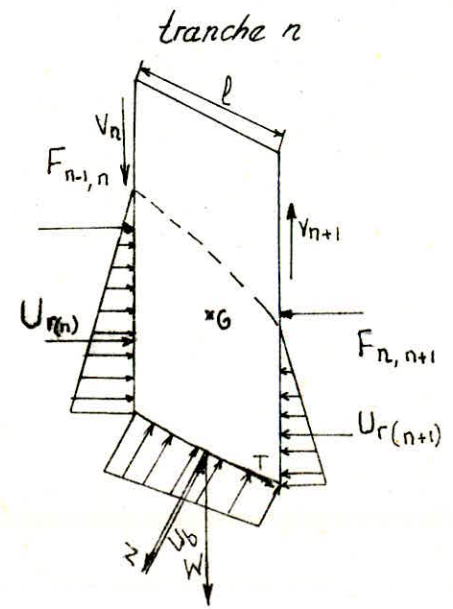
On vérifiera la stabilité du talus aval qui à une pente plus forte que celui amont. $F_s = 1,5$

4-3. Fin de construction

5 - Résultats des Calculs. (Voir tableaux).



(Schéma n° 27)



W: Poids de la tranche.
 $F_{n-1,n}$ et $F_{n,n+1}$ - forces d'interaction entre les tranches
 V_n et V_{n+1} : forces de frottement entre les tranches
 U_b : force de Pression sur la base de la tranche.
 $U_{(n)}$ et $U_{(n+1)}$: forces de Pression sur les côtes de la tranche.

Méthode de Fellenius

On suppose que : $F_{n-1,n} = F_{n,n+1}$; $V_n = V_{n+1}$
 et $U_{(n)} = U_{(n+1)}$

$$F_s = \frac{\sum (W \cos \alpha - U_b) + \sum c + \sum c_l}{\sum W \sin \alpha}$$

Tableau n° 22

Fin de construction

Cercle N°1	Coordonnées du centre $x = 69m$ $y = 31m$								Rayon $R = 31m$
N° des branche	Angle α	Poids $W(tf)$	$N =$ $W \cos \alpha$ $[tf]$	$T =$ $W \sin \alpha$ $[tf]$	$\frac{C \cdot b}{\cos \alpha}$ $[tf]$	U $[tf]$	$N-U$ $[tf]$	$(N-U) \tan \phi$ $[tf]$	Observation
1	60	72.56	36.28	62.84	71.5	15.41	20.86	8.43	$F_s = \frac{\sum C \cdot l + \sum (N-U) \tan \phi}{\sum T}$
2	48	397.22	265.78	295.17	0	0	265.78	186.10	
3	32.5	625.65	527.67	336.16	0	0	527.67	369.48	
4	18.5	640.2	602.10	203.07	0	0	602.10	421.95	
5	6	522.9	520.02	54.64	0	0	520.02	364.12	
6	-6	363.75	361.75	-38.01	0	0	361.75	253.30	
7	-16.5	93.12	89.28	-26.45	0	0	89.28	62.51	
Σ				887.42	71.50			1665.89	$F_s = 1.96$

Tableau n° 23

Fin de construction

Cercle N°2	Coordonnées du Centre $x = 67.5m$ $y = 33.5m$								Rayon $R = 71.75m$
N° des tranche	Angle α	Poids $W(tf)$	$N =$ $W \cos \alpha$ $[tf]$	$T =$ $W \sin \alpha$ $[tf]$	$\frac{C \cdot b}{\cos \alpha}$ $[tf]$	U $[tf]$	$N-U$ $[tf]$	$(N-U) \tan \phi$ $[tf]$	Observation
1	48	203.7	136.30	151.37	0	0	136.30	95.443	$F_s = \frac{\sum C \cdot l + \sum (N-U) \tan \phi}{\sum T}$
2	35	315.25	258.22	180.83	0	0	258.22	180.81	
3	24	345.56	315.67	140.54	0	0	315.67	221.03	
4	13.5	303.125	294.76	70.75	0	0	294.76	206.39	
5	3.5	224.31	223.88	13.68	0	0	223.88	156.76	
6	-4	115.19	114.91	-8.06	0	0	114.91	80.46	
Σ				549.11	0			940.89	$F_s = 1.71$

Cableau n° 24 Fin de construction

Cercle N°3	Coordonnees du centre $x = 60 \text{ m}$ $y = 19 \text{ m}$								Rayon $R = 72 \text{ m}$
N° des tranche	Angle α	Poids $W(tf)$	$N =$ $W \cos \alpha$ [tf]	$T =$ $W \sin \alpha$ [tf]	$C \cdot b$ $\cos \alpha$ [tf]	U [tf]	$N-U$ [tf]	$(N-U) \operatorname{tg} \rho$ [tf]	Observation
1	62	278,2	130,61	245,62	136,5	294	-163,39	-66,01	$F_s = \frac{\sum C \cdot l + \sum (N-U) \operatorname{tg} \rho}{\sum T}$
2	46,5	719,74	495,40	522,10	0	0	495,40	346,88	
3	32,5	745,69	628,91	400,66	0	0	628,91	440,37	
4	21,5	788,125	733,27	288,85	0	0	733,27	513,44	
5	11	727,5	714,11	138,81	0	0	714,11	500,03	
6	1,2	648,69	448,56	13,56	0	0	448,56	314,09	
7	-9	472,88	467,06	-73,96	0	0	467,06	327,04	
8	-19	390,43	369,15	-127,12	0	0	369,15	258,48	
Σ				1408,52	136,5			2634,32	$F_s = 1,97$

Cercle N°4	Coordonnees du centre $x = 47,5 \text{ m}$ $y = 36,5 \text{ m}$								Rayon $R = 75 \text{ m}$
N° des tranche	Angle α	Poids $W(tf)$	$N =$ $W \cos \alpha$ [tf]	$T =$ $W \sin \alpha$ [tf]	$C \cdot b$ $\cos \alpha$ [tf]	U [tf]	$N-U$ [tf]	$(N-U) \operatorname{tg} \rho$ [tf]	Observation
1	52	88,27	54,35	69,56	0	21,11	54,35	38,06	$F_s = \frac{\sum C \cdot l + \sum (N-U) \operatorname{tg} \rho}{\sum T}$
2	48,5	380,88	252,37	285,28	31,69	71,31	181,06	73,15	
3	33	507,55	425,68	276,41	0	0	425,68	298,06	
4	22,7	557,75	514,52	215,24	0	0	514,52	360,27	
5	12,5	539,56	526,77	116,76	0	0	526,77	368,85	
6	3	436,5	435,95	22,83	0	0	435,95	305,26	
7	-6,5	303,13	301,19	-34,31	0	0	301,19	210,90	
8	-13,8	122,46	118,92	-29,21	0	0	118,92	83,27	
Σ				922,56	31,69			1737,82	$F_s = 1,92$

Tableau n° 26 Vidange rapide

Cercle N°5	Coordonnées du centre $x = -85$ m $y = 45$ m								Rayon $R = 101$ m
N° des tranche	Angle α	Poids W (tf)	$N =$ $W \cos \alpha$ [tf]	$T =$ $W \sin \alpha$ [tf]	$\frac{c \cdot b}{\cos \alpha}$ [tf]	U [tf]	$N - U$ [tf]	$(N - U) \operatorname{tg} \phi$ [tf]	Observation
1	58.5	48.50	25.34	41.35	0	0	25.34	17.74	
2	56.0	27.68	15.48	22.95	22.35	0	15.48	6.25	
3	-52.5	182.71	111.23	144.94	18.07	67.76	51.45	19.75	
4	-48	135.09	90.39	100.39	11.96	59.78	30.61	11.75	
5	-41.5	731.20	547.60	484.49	0	36.09	511.55	345.04	
6	-31.5	966.3	823.87	504.89	0	458.34	665.53	448.91	
7	-21.5	1039.20	966.87	380.87	0	274.08	692.79	467.29	
8	-13.0	1021.35	995.20	223.82	0	330.97	664.23	448.03	
9	-4.0	941.37	939.11	44.65	0	353.35	585.76	395.10	
10	-4.0	906.45	904.27	-63.18	0	353.35	550.92	371.60	
11	-13.0	640.58	624.18	-144.07	0	330.97	293.21	197.77	
12	-21.0	535.43	499.88	-191.90	0	552.97	-53.09	-35.81	
Σ				1549.2	52.38			2693.42	$F_s = 1.77$

$$F_s = \frac{\Sigma c \cdot b + \Sigma (N - U) \operatorname{tg} \phi}{\Sigma T}$$

Tableau n° 27 Vidange rapide

Cercle N°6	Coordonnées du centre $x = -80 \text{ m}$ $y = 35 \text{ m}$								Rayon $R = 78.5 \text{ m}$
N° des tranche	Angle α	Poids $W(tf)$	$N =$ $W \cos \alpha$ [tf]	$T =$ $W \sin \alpha$ [tf]	$\frac{C \cdot b}{\cos \alpha}$ [tf]	U [tf]	$N - U$ [tf]	$(N - U) \operatorname{tg} \varphi$ [tf]	Observation
1	59	26.19	13.49	22.45	0	0	13.49	3.24	
2	50.5	189.15	120.54	145.95	0	0	120.54	84.40	
3	38	487.43	384.09	300.11	0	0	384.09	268.94	
4	27	404.20	360.14	183.51	0	28.06	332.08	223.99	
5	17	617.55	590.56	180.57	0	117.64	472.92	318.99	
6	6.5	463.75	460.78	52.50	0	125.81	334.97	225.94	
7	-4.0	554.75	553.42	-38.72	0	184.19	369.23	249.05	
8	-15	243.00	234.71	-62.89	0	93.50	141.53	95.46	
9	-21.5	38.50	35.82	-14.11	0	37.62	-1.8	-1.21	
Σ				769.37				1468.80	$F_s = 1.91$

$$F_s = \frac{\sum c \cdot l + \sum (N - U) \operatorname{tg} \varphi}{\sum T}$$

Tableau n° 28 Vidange rapide

Cercle N°7	Coordonnées du centre $x = -62.5 \text{ m}$ $y = 25 \text{ m}$								Rayon $R = 68 \text{ m}$
N° des tranche	Angle α	Poids $W(\text{tf})$	$N =$ $W \cos \alpha$ <small>[tf]</small>	$T =$ $W \sin \alpha$ <small>[tf]</small>	$\frac{C \cdot b}{\cos \alpha}$ <small>[tf]</small>	U <small>[tf]</small>	$N - U$ <small>[tf]</small>	$(N - U) \text{tg } \varphi$ <small>[tf]</small>	Observation
1	67.5	7.76	2.97	7.17	0	0	2.97	2.08	$F_s = \frac{\sum C \cdot b + \sum (N - U) \text{tg } \varphi}{\sum T}$
2	62.0	37.275	17.5	32.91	10.65	0	17.5	7.07	
3	55	145.83	83.65	119.46	74.75	90	-6.35	-2.44	
4	41.5	668.09	500.33	442.68	0	0	500.33	350.33	
5	26	809	727.13	354.67	0	70.93	656.2	442.61	
6	13.5	671.87	653.33	156.81	0	115.69	537.64	362.64	
7	2	712.2	711.77	24.86	0	165.10	546.67	368.73	
8	-10.5	483.26	475.19	-88.05	0	152.55	322.64	217.62	
9	-22.5	362.25	334.68	-138.63	0	94.71	239.97	161.86	
10	-35	7.28	5.96	-4.18	0	0	5.96	4.17	
Σ				907.7	85.40			1914.67	$F_s = 2.2$

Tableau n° 29

Vidange rapide

Cercle N°8	Coordonnées du centre $x = -100\text{ m}$ $y = 48\text{ m}$								Rayon $R = 99\text{ m}$
N° des tranche	Angle	Poids $W(t_f)$	$N =$ $W \cos \alpha$ [t _f]	$T =$ $W \sin \alpha$ [t _f]	$\frac{C \cdot b}{\cos \alpha}$ [t _f]	U [t _f]	$N - U$ [t _f]	$(N - U) \operatorname{tg} \varphi$ [t _f]	Observation
1	50	375.86	441.60	287.91	0	0	241.60	169.17	$F_s = \frac{\sum C \cdot b + \sum (N - U) \operatorname{tg} \varphi}{\sum T}$
2	40.5	400.13	304.26	259.84	0	0	304.26	213.05	
3	31.5	516.19	440.10	229.95	0	58.64	381.46	257.30	
4	23	561.56	516.92	219.40	0	142.59	374.33	252.49	
5	16	422.45	406.10	116.43	0	149.33	256.77	173.19	
6	8	819.25	811.30	112.93	0	309.00	502.3	338.80	
7	-1	549.56	549.45	-9.42	0	225.0	324.45	218.84	
8	-8	391.86	388.06	-54.55	0	214.58	173.48	117.01	
9	-14.5	189.75	183.70	-45.51	0	224.67	-40.97	-27.63	
Σ				1116.98				1712.22	$F_s = 1.53$

Tableau n° 30 Fonctionnement normal.

Cercle N° 9	Coordonnées du Centre										$x = 55 \text{ m}$ $y = 12.0 \text{ m}$	Rayon $R = 136 \text{ m}$
N° des tranche	Angle α	Poids $W(\text{tf})$	$N =$ $\frac{W \cos \alpha}{[\text{tf}]}$	$T =$ $\frac{W \sin \alpha}{[\text{tf}]}$	$\frac{c \cdot b}{\cos \alpha}$ $[\text{tf}]$	U $[\text{tf}]$	$N - U$ $[\text{tf}]$	$(N - U) \text{tg} \varphi$ $[\text{tf}]$	$T \cdot d$ (m) a constant	$T \cdot d$ (m) a variable	Observation	
1	74	20.09	5.53	19.30	0	1.50	4.03	2.77	37.37	77.85	$F_s = \frac{\sum (N - U) \text{tg} \varphi + \sum c \cdot l}{\sum T}$ <p>Avec Seisme</p> $F_s = \frac{\sum (N - U) \text{tg} \varphi + \sum c \cdot l}{\sum T + \sum T_i d_i / R}$	
2	67	109.26	42.68	100.58	20	40.95	1.73	4.00	275.34	534.61		
3	58.5	244.45	127.72	208.42	20	105.25	22.47	9.08	733.35	1344.48		
4	52.5	120.80	75.98	99.02	8	36.95	39.03	15.77	388.28	695.68		
5	41.5	931.20	697.46	617.01	0	0	697.46	488.37	3743.42	5927.09		
6	26	1863.45	1674.86	816.94	0	100.13	1574.73	1062.17	9503.60	14888.97		
7	13	1757.85	1712.85	395.52	0	169.33	1543.52	1041.12	10230.69	11935.8		
8	1	929.03	928.84	16.16	0	195.04	733.8	494.95	5797.15	6038.7		
9	-12.5	697.65	681.04	-150.97	0	176.70	504.34	340.18	4604.49	4604.49		
10	-24.5	367.50	334.42	-152.36	0	115.38	219.04	147.74	2425.50	2425.50		
Σ				1969.62	48.0			3603.15			$F_s = 1.85$ a constant $F_s = 1.62$ a variable $F_s = 1.57$	

Tableau n° 31

Fonctionnement normal

Cercle N°10	Coordonnées du Centre										$x = 48 \text{ m}$ $y = 52.5 \text{ m}$	Rayon $R = 91 \text{ m}$
N° des tranche	Angle α	Poids $W(tf)$	$N =$ $W \cos \alpha$ [tf]	$T =$ $W \sin \alpha$ [tf]	$\frac{C \cdot b}{\cos \alpha}$ [tf]	U [tf]	$N - U$ [tf]	$(N - U) \operatorname{tg} \varphi$ [tf]	$T \cdot d$ [tf·m] a constant	$T \cdot d$ [tf·m] a variable	Observation	
1	43	406.65	297.42	277.34	0	139.46	157.96	106.56	2952.28	5904.56	$F_s = \frac{\sum (N-U) \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot e}{\sum T}$ <p>Avec seisme</p> $F_s = \frac{\sum (N-U) \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot e}{\sum T + \sum T_i d_i / R}$	
2	37	182.47	145.72	109.81	12.52	84.52	61.2	23.49	1390.42	2630.21		
3	33	279.10	234.08	152.0	14.31	75.12	158.96	61.02	2193.73	4021.83		
4	26	582.0	523.10	255.15	0	0	523.10	366.28	4818.96	8433.18		
5	17	698.4	667.88	204.21	0	0	667.88	467.65	6285.6	9952.20		
6	7	589.28	584.86	71.83	0	0	584.86	409.52	5621.73	8198.36		
7	-1	266.27	266.22	-4.66	0	0	266.22	186.41	2668.03	3668.53		
8	-7.5	194	190.33	-25.32	0	0	190.33	133.27	1978.80	2638.4		
9	-13	71.30	69.47	-16.04	0	0	69.47	48.64	740.09	955.95		
Σ				1023.32	26.83			1802.84	28649.37	46402.72	a variable $F_s = 1.19$	

Tableau n° 32 Fonctionnement normal

Cercle N°11	Coordonnées du Centre										$x = 63\text{ m}$ $y = 23.75\text{ m}$	Rayon $R = 90\text{ m}$
N° des tranche	Angle α	Poids $W(\text{tf})$	$N =$ $W \cos \alpha$ [tf]	$T =$ $W \sin \alpha$ [tf]	$\frac{C \cdot b}{\cos \alpha}$ [tf]	U [tf]	$N - U$ [tf]	$(N - U) \text{tg } \varphi$ [tf]	$T \cdot d$ [tf.m] a_{constant}	$T \cdot d$ [tf.m] a_{variable}	Observation	
1	58	1.455	0.7710	1.23	0	0	0.7710	0.54	8.29	17.97	$F_s = \frac{\sum (N-U) \text{tg } \varphi + \sum C \cdot b}{\sum T}$ <p>Avec seisme</p> $F_s = \frac{\sum (N-U) \text{tg } \varphi + \sum C \cdot b}{\sum T + \sum T_i d_i / R}$	
2	54	52.8	31.04	42.72	65	0	31.04	12.54	316.8	660		
3	44.5	385.575	274.99	270.25	0	0	274.99	192.55	2660.47	5099.23		
4	32	538.35	456.52	285.27	0	0	456.52	319.66	4360.64	7086.03		
5	21.5	567.45	527.96	207.97	0	0	527.96	369.68	5038.96	7348.48		
6	11.5	501.975	491.88	100.09	0	0	491.88	344.42	4818.96	6224.49		
7	2	349.2	348.99	12.19	0	0	348.99	244.37	3519.94	4106.59		
8	6.5	123.675	122.88	14.00	0	0	122.88	88.04	1776.33	1435.87		
Σ				933.72	65.0			1571.8			$F_s = 1.75$ a_{constant} $F_s = 1.39$ a_{variable} $F_s = 1.27$	

Tableau n° 33 Fonctionnement normal.

Cercle N°12	Coordonnées du Centre										Rayon R=100m
									$x = 55m$	$y = 47.5m$	
N° des tranche	Angle α	Poids W(kf)	N= Wcos α [kf]	T= Wsin α [kf]	$\frac{C \cdot b}{\cos \alpha}$ [kf]	U [kf]	N-U [kf]	(N-U)tg φ [kf]	T.d [kf.m] a constant	T.d [kf.m] a variable	Observation
1	56	44.55	24.91	20.65	0	52.31	-27.40	-18.48	296.70	581.04	$F_s = \frac{\sum (N-U) \text{tg} \varphi + \sum C \cdot \ell}{\sum T}$ <p>Avec Seisme</p> $F_s = \frac{\sum (N-U) \text{tg} \varphi + \sum C \cdot \ell}{\sum T + \sum T_i d_i / R}$
2	46.5	417.05	287.10	302.53	0	250.58	36.52	24.63	2877.65	5515.49	
3	40.5	190.11	144.56	123.46	9.21	84.82	59.74	24.13	1380.20	2495.86	
4	37.5	362.95	287.97	220.96	12.60	134.34	153.63	62.07	2700.35	4725.61	
5	33	427.40	358.46	232.76	14.31	108.20	250.26	101.11	3282.43	5607.49	
6	26.5	982.13	878.91	438.23	0	0	878.91	615.42	8249.89	12718.58	
7	17	963.75	921.63	281.80	0	54.90	857.73	578.55	4527.23	12164.93	
8	8	906.60	897.81	126.20	0	113.60	784.21	528.96	8866.55	11083.19	
9	-0.5	758.70	758.70	-6.60	0	127.50	631.20	425.75	7738.74	8706.08	
10	-9.5	528.30	521.06	-87.22	0	106.46	414.60	279.65	5578.85	5811.30	$F_s = 1.74$ a constant
11	-17	226.53	216.63	-66.24	0	71.11	145.52	98.15	2432.93	2432.93	$F_s = 1.31$
Σ				1586.53	36.12			2719.95			a variable $F_s = 1.20$

Tableau récapitulatif.

Cas étudiés	F_s Critique	F_s admissible
1) - Fonctionnement Normal		
- Sans séisme	1,62	1,40
- avec séisme		
- intensité constante	1,31	1,05
- intensité variable	1,20	1,05
2) Fin de construction	1,71	1,50
3) Vidange rapide	1,53	1,05

IX - EVACUATEUR DE CRUES

1 - Généralités :

La submersion d'un barrage en terre sous l'effet d'une crue, à très souvent des conséquences catastrophiques, allant depuis l'inondation de terres agricoles, la destruction des constructions en aval, jusqu'à la perte en vies humaines, cela sans compter la destruction de l'ouvrage lui-même et les problèmes que cela pourrait poser.

Le dimensionnement insuffisant des ouvrages d'évacuation, ou leur mauvaise exécution est très souvent à l'origine des accidents observés sur les digues en terre.

C'est pour cela que nous accorderons une attention particulière, à l'étude de l'évacuateur de crue.

2 - Rôle :

Il aura pour objectif l'évacuation d'une crue de projet que nous avons choisie égale à une crue de faible fréquence, dans notre cas, celle millénaire.

Il permettra aussi, en temps normal, de maintenir le niveau dans la retenue, constant, en évacuant le surplus.

3 - Crue de projet :

Comme nous l'avons indiqué plus haut, la crue de projet sera la crue maximum que pourra évacuer notre ouvrage ; elle sera prise égale à la crue millénaire, donc de fréquence 1/1000, que nous avons évalué à $1200 \pm 15\%$, dans l'étude hydrologique. (III).

On adoptera donc le débit de la crue à évacuer :

$$Q_{\text{projet}} = 1380 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'hydrogramme de la crue a été tracé à partir de l'hydrogramme unitaire (voir chap. Hydrologie).

Le choix du type d'évacuateur dépendra de plusieurs conditions : topographiques, géologiques, hydrologiques.

Dans notre cas deux solutions sont envisageables :

- Un déversoir latéral à surface libre, disposé sur la rive droite, suivi d'un canal rapide pour l'évacuation, en aval de la digue.

Les conditions topographiques de notre site permettent l'installation d'un tel ouvrage ; en outre celui-ci présente l'avantage de pouvoir évacuer le cas échéant, un débit supérieur à celui de la crue pour lequel il a été conçu, sans que cela ait une influence importante sur le niveau de la retenue.

- Un évacuateur en charge, avec une galerie qui passerait en rive droite. Si on utilise la galerie de dérivation, dans ce but, on sera obligé de creuser une autre galerie pour la vidange du fond.

En outre, l'exécution, d'une telle galerie, qui aura sensiblement la même longueur que le canal à surface libre, présente beaucoup plus de difficultés que pour ce dernier.

C'est ainsi que nous opteront pour la première solution : un déversoir latéral à surface libre avec un canal de fuite, qui est d'une exécution plus accessible et offre une meilleure sécurité.

5 - Caractéristiques de l'évacuateur de crue :

L'évacuateur sera constitué d'un déversoir rectiligne presque perpendiculaire à la crête du barrage ; son seuil auquel nous donnerons un profil de Creager sera arasé à la cote 105.

Le déversement se fait dans une chambre d'amortissement trapézoïdale de pente 5 % qui se prolonge par un canal de même forme, jusqu'à un dissipateur d'énergie, en aval.

6 - Prédimensionnement :

Pour dimensionner l'ouvrage d'évacuation, on procédera d'abord à un prédimensionnement, en tenant compte des conditions qu'offre le site d'implantation du dit barrage, et en utilisant les formules théoriques en usages.

Les dimensions seront vérifiées après laminage et essais sur un modèle réduit que nous avons réalisé.

6.1. Déversoir Latéral :

En prenant en considération la topographie, et en vue de limiter le volume des excavations, on a choisi une longueur déversante de 80 m.

On obtiendra, en utilisant la formule :

$$Q = mL \sqrt{2gh} \cdot h$$

m = coeff. de débit

L = longueur déversante

h = hauteur de la lame déversante

Q = débit déversé

g = accélération de la pesanteur

La hauteur de la lame déversante $h = 4$ m pour le débit maximum de la crue $Q = 1380 \text{ m}^3/\text{s}$.

avec : m = 0,49

L = 80 m

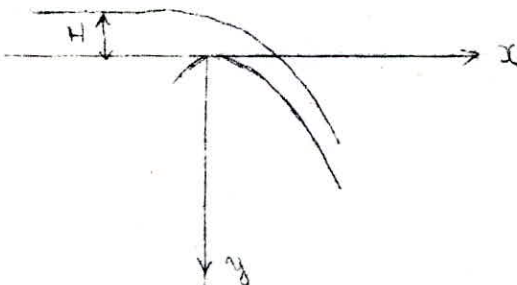
g = 9,81 m/s²

6.2. Profil du déversoir :

Pour éviter certains phénomènes nuisibles à l'ouvrage tel que dépression, vibration, cavitation, on donnera au parement aval du déversoir le profil recommandé par Creager qui est donné par la formule :

$$y = 0,47 \frac{x^{1,8}}{H^{0,8}} \quad (7)$$

H étant la charge au dessus du seuil du déversoir $H = 2,74 \text{ m}$ (laminage).



Nous obtiendrons ainsi les coordonnées de Creager pour $H = 2,74 \text{ m}$ (voir tableau)

x (m)	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50
y (m)	0,060	0,219	0,435	0,730	1,092	1,516	2,001	2,245	3,145	3,802	4,81

6.3. Dimensions du canal de fuite :

Ne connaissant pas les paramètres hydrauliques de l'écoulement à la sortie de la chambre d'amortissement, nous ne pouvons faire un calcul précis des dimensions du canal de fuite.

Nous avons donc dû procéder, d'une part, à un calcul approximatif de la section avantageuse en fixant une vitesse limite à l'écoulement, et d'autre part, en comparant ces dimensions à celles d'ouvrages existants déjà.

Nous avons pu, ainsi, choisir des dimensions dont on pourra vérifier la validité sur modèle réduit ; cela après avoir adopté la pente géométrique, imposée, par les conditions topographiques, pour chaque tronçon du canal.

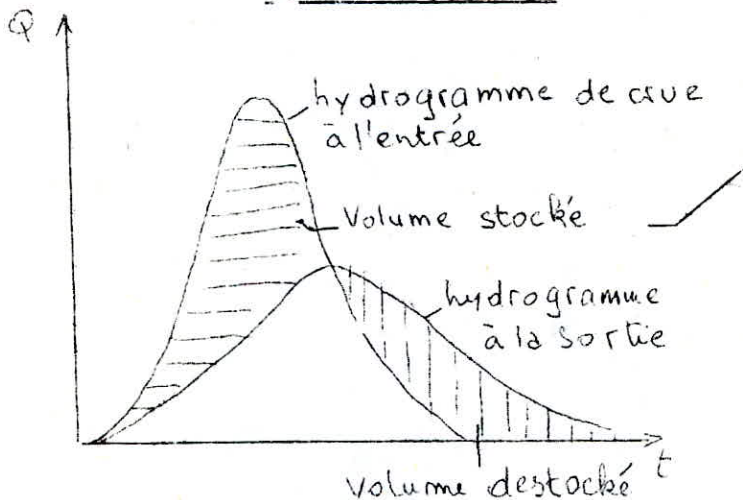
Les dimensions retenues seront :

- $b = 10$ m largeur constante du fond du canal
- $i_1 = 0,05$ pente du 1er tronçon du canal
- $L_1 = 100$ m longueur du 1er tronçon du canal
- $h_1 = 8$ m profondeur à l'extrémité amont de la chambre d'amortissement
- $h_2 = 12$ m profondeur à l'extrémité aval de la chambre d'amortissement
- $i_2 = 0,125$ pente du 2e tronçon du canal
- $L_2 = 170$ m longueur du 2e tronçon du canal

7 - Laminage de Crue :

La longueur du déversoir étant fixée à priori (critère topographique) l'étude du laminage de crue permettra de déterminer la cote maximale qu'atteindra le plan d'eau en cas de crue et par la même, le débit maximum déversé.

Schéma de principe



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

$$Q_c(t) dt = Q_e(t) dt + S(z) dz$$

t temps

z côte du plan d'eau

$Q_c(t)$ = débit entrant pendant la crue au temps t

$Q_e(t)$ = débit évacué par l'éva-crue au temps t

$S(z)$ = Surface du plan d'eau à la côte z

7.1. Méthode utilisée :

Pour notre étude, nous utiliserons une méthode graphique.

Elle consiste à faire le bilan des volumes affluents et évacués de la retenue d'heure en heure c.à.d connaître les variations du plan d'eau dans la retenue pendant cet intervalle de temps (6)

Soit Q_i le débit affluent à l'instant t_i

et Q_{i+1} le débit affluent à l'instant t_{i+1}

On considère que le débit moyen entre ces deux instants est égal à la moyenne arithmétique des deux débits y correspondants.

$$Q_{i,i+1} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}$$

L'apport de la crue entre les instants i et i + 1 sera donc :

$$V_a = Q_{i,i+1} \Delta t$$

de même pour le débit évacué, en admettant que le débit q_i reste constant entre $t_i - \frac{1}{2} \Delta t$ et $t_i + \frac{1}{2} \Delta t$ et q_{i+1} entre $t_{i+1} - \frac{\Delta t}{2}$ et $t_{i+1} + \frac{\Delta t}{2}$.

On aura le débit moyen évacué

$$q_{i,i+1} = \frac{q_i + q_{i+1}}{2}$$

Le volume évacué entre les instants i et $i+1$ sera :

$$\Delta V_e = q_{i,i+1} \cdot \Delta t$$

Or le volume apporté entre les instants i et $i+1$ n'est pas évacué immédiatement ; une partie est stockée et contribue à élever le plan d'eau dans la retenue

On aura ainsi

$$\Delta V_{lac\ i,i+1} = \Delta V_{ai,i+1} - \Delta V_{ei,i+1}$$

d'où :

$$V_{lac\ i+1} - V_{lac\ i} = \Delta V_a - \frac{q_i + q_{i+1}}{2} \Delta t$$

$$V_{lac\ i+1} + \frac{q_{i+1} \Delta t}{2} = \Delta V_a + V_{lac\ i} - \frac{q_i \Delta t}{2}$$

On a ainsi la somme des deux termes $V_{i+1} + \frac{q_{i+1} \Delta t}{2}$ qui est inconnue ; (V_{lac} à l'origine étant connu ainsi que le débit déversé qui est nul le plan d'eau étant au niveau du seuil du déversoir).

On remarquera, cependant, que ces deux termes correspondant à la même surélévation du plan d'eau et en sont dépendants.

Pour déterminer, à partir de la relation ci-dessus, la côte maximum du plan d'eau et le débit maximum déversé y correspondant, on procédera graphiquement de la manière suivante :

On tracera les courbes $V(h)$, $V(h) - \frac{q(h) \Delta t}{2}$, $V(h) + \frac{q(h) \Delta t}{2}$, d'une part et $q(h)$ d'autre part (Voir courbes *f*, planche n° 9)

Il suffira ainsi, d'ajouter à $V - \frac{q\Delta t}{2}$ à l'origine, le volume apporté pendant le premier intervalle de temps ; on obtiendra $V + \frac{q}{2}\Delta t$ final pour cet intervalle ; on lira la côte de la lame déversante correspondante ainsi que le débit déversant à cet instant ($q(h)$).

On répétera la même opération, en ajoutant le volume apporté pendant le second intervalle, à la nouvelle valeur de $V - \frac{q\Delta t}{2}$ et ainsi jusqu'à obtenir la côte maximale du plan d'eau.

Les résultats que nous avons ainsi obtenus sont consignés dans le tableau de la page suivante :

Tableau n° 35

t [h]	Q crue entrant [m ³ /s]	Δt [h]	ΔV_e [m ⁶ /m ³]	H charge deversoir [m]	Q sortant deversoir [m ³ /s]
0	25				
		0 - 1	0,216		
1	95				
		1 - 2	0,567	0,16	15
2	220				
		2 - 3	1,287	0,44	50
3	495				
		3 - 4	2,484	0,94	155
4	885				
		4 - 5	4,077	1,74	400
5	1380				
		5 - 6	4,509	2,42	650
6	1125				
		6 - 7	3,6	2,70	770
7	875				
		7 - 8	2,844	2,74	780
8	705				
		8 - 9	2,25	2,66	750
9	545				
		9 - 10	1,719	2,48	675
10	410				
		10 - 11	1,278	2,26	590
11	300				
		11 - 12	0,918	2,02	500
12	210				
		12 - 13	0,639	1,78	415
13	145				
		13 - 14	0,45	1,56	340
14	105				
		14 - 15	0,333	1,36	275
15	80				
		15 - 16	0,252	1,20	225
16	60				
		16 - 17	0,198	1,06	190
17	50				
		17 - 18	0,162	0,94	155
18	40				
		18 - 19	0,126	0,84	135

8 - Etude du Modèle Réduit :

Lorsque l'on est confronté à l'étude d'un projet d'ouvrage hydrauliques, les formules théoriques ou empiriques, la référence à des ouvrages de même type existant peut permettre de préciser l'ordre de grandeur de ces dimensions ; cependant ces résultats ne reflètent souvent pas avec assez de fidélité les phénomènes réels, ou ne donnent pas les dimensions réelles que l'on cherche, cela en raison des approximations grossières des formules et des hypothèses que l'on fait en négligeant certains paramètres, pour schématiser les phénomènes étudiés.

On est donc naturellement, amené à faire des essais sur modèle réduit, pour voir à plus petite échelle, ce qui peut se passer en grandeur nature.

Les avantages que présente le modèle réduit résident dans les facilités qu'offrent les mesures en laboratoire, par les plus grandes précisions qu'autorisent les appareils de mesures utilisés.

En outre, il permet, de répéter autant que l'on veut les expériences, en faisant varier, si nécessaire, les différents paramètres pour les besoins de l'étude.

La transposition des résultats expérimentaux sur modèle réduit dans l'écoulement dans l'ouvrage réel résulte de l'application appropriée des lois de similitudes .

8. Lois de Similitudes : (2)

8.1.1. Similitude géométrique :

On établira un rapport entre les dimensions du modèle (L_M) et celles du prototype (L_N) qui sera le même pour toutes les dimensions linéaires homologues.

$$\lambda_L = \frac{L_M}{L_N}$$

8.1.2. Similitude cinématique

Deux systèmes géométriquement semblables seront cinématiquement semblables si les vecteurs vitesse V_N et V_M des points homologues sont géométriquement semblables ; il en sera donc, nécessairement de même pour les accélérations.

Le rapport $\frac{v_M}{v_N} = \lambda_v$ sera le rapport de similitude cinématique

$$\text{or par définition } v_M = \frac{LM}{t_M} \text{ et } v_N = \frac{LN}{t_N}$$

$$\text{d'où } \lambda_v = \frac{v_M}{v_N} = \frac{LM}{t_M} \cdot \frac{t_N}{LN} = \frac{LM}{LN} \cdot \frac{t_N}{t_M} = \frac{\lambda_L}{\lambda_t}$$

de même $\frac{\gamma_M}{\gamma_N} = \lambda_\gamma$ sera le rapport de similitude des accélérations

$$\text{et en faisant } \lambda_\gamma = \frac{\gamma_M}{\gamma_N} = \frac{LM}{t_M^2} \cdot \frac{t_N^2}{LN} = \frac{LM}{LN} \cdot \frac{t_N^2}{t_M^2} = \frac{\lambda_L}{\lambda_t^2}$$

ainsi du choix de l'échelle de temps dépendra celle des vitesses et des accélérations.

8.1.3. Similitude dynamique :

Le mouvement des fluides dans un ouvrage quelconque est nécessairement produit sous l'effet de diverses forces.

Donc pour que deux systèmes, dans notre cas, le prototype et son modèle, soient dynamiquement semblables, il est nécessaire que ces diverses forces soient dans un rapport fixe et bien déterminé. Il en découle que l'existence d'une similitude stricte est conditionnée par l'identité des nombres de **Fröde** (F), Reynolds (R), Mach (M) et Weber (W) dans les points homologues du modèle et du prototype.

Cependant, suivant la nature de l'écoulement certaines forces peuvent avoir une importance prépondérante ou au contraire être négligeables, ce qui permet, en écartant certaines forces négligeables, de réaliser les conditions d'une similitude dynamique.

Dans notre cas, les forces qu'il y a lieu de considérer seront:

- Les forces d'inertie
- Les forces de turbulence
- Les forces de pesanteur
- Les forces de viscosité

Les forces d'inertie, ainsi que celles de turbulence, sont de même nature, et résultent du fluide en mouvement, elles ne peuvent être négligées. Elles auront un même rapport de similitude $\lambda_{fi} = \lambda_{ft}$

Cela nous amène donc à envisager deux cas :

1. - Les forces de viscosité sont négligeables par rapport à celles d'inertie, de turbulence et de pesanteur :

On utilise dans ce cas la similitude de Reech-Froude

$$\begin{aligned}\lambda_{fi} &= \lambda_p \lambda_L^4 \lambda_t^{-2} \\ \lambda_{fp} &= \lambda_p \lambda^3 \lambda_g \\ \Rightarrow \lambda_L \lambda_t^{-2} &= \lambda_g\end{aligned}$$

La valeur de g ne pouvant changer entre le prototype et le modèle : $\lambda_g = 1$

$$\text{d'où } \lambda_L \lambda_t^{-2} = 1 \Rightarrow \lambda_L^2 \cdot \lambda_t^{-2} = \lambda$$

$$\Rightarrow \lambda_v = \sqrt{\lambda} \Rightarrow \frac{V_M}{\sqrt{g \cdot L_M}} = \frac{V_N}{\sqrt{g \cdot L_N}} = TF$$

Nombre de
Froude

Nous obtenons ainsi les rapports des caractéristiques de l'écoulement dans le modèle et le prototype

$$\begin{aligned}
 \text{temps} & : \lambda_t = \sqrt{\lambda_L} \\
 \text{vitesses} & : \lambda_v = \sqrt{\lambda_L} \\
 \text{débit} & : \lambda_Q = \lambda_v \cdot \lambda_L^2 = \lambda^{5/2} \\
 \text{accélérations} & : \lambda_a = \lambda_L / \lambda_t^2 = 1 \\
 \text{forces} & : \lambda_F = \lambda_M \cdot \lambda_a = \lambda_p \cdot \lambda^3 \\
 \text{Pression} & : \lambda_p = \lambda_F / \lambda_L^2 = \lambda_p \cdot \lambda_L \\
 \text{puissance} & : \lambda_P = \lambda_F \cdot \lambda / \lambda_t = \lambda_p \lambda_L^{7/2}
 \end{aligned}$$

Si on utilise le même fluide dans les deux systèmes on prendra $\lambda_p = 1$

2 - Les forces de pesanteur sont négligeables devant celles d'inertie et de viscosité.

On utilisera la similitude de Reynolds ;

Cela revient à réaliser la condition suivante :

$$\begin{aligned}
 \lambda_{F_i} & = \lambda_{F_v} \\
 \Rightarrow \lambda_p \cdot \lambda_L^4 \cdot \lambda_t^{-2} & = \lambda_\mu \cdot \lambda_L^2 \cdot \lambda_t^{-1}
 \end{aligned}$$

$\Rightarrow \lambda_\mu / \lambda_p = \lambda_t \cdot \lambda_v$ ou $\frac{\lambda_\mu}{\lambda_p}$ représente le rapport des viscosités cinématiques λ_p : λ_v

$$\Rightarrow \frac{\lambda_L \cdot \lambda_v}{\lambda_v} = 1 \quad \text{d'où} \quad \frac{L_M \cdot V_M \cdot \nu_N}{L_N \cdot V_N \cdot \nu_M} = 1$$

et ainsi : $\frac{L_N V_N}{\nu_N} = \frac{L_M V_M}{\nu_M} = R$ Nombre de Reynolds

On obtiendra de même, que dans le cas de la similitude de Reech-Frande, les rapports des caractéristiques de l'écoulement dans le modèle et le prototype.

Dans notre cas, l'écoulement étant à surface libre, sur un déversoir, nous considérons notre ouvrage comme étant court, et négligeons les forces de viscosité. En effet, sur le déversoir et dans la chambre d'amortissement (objet de notre étude), les pertes de charges les plus importantes sont celles singulières, par rapport à celles de viscosité qui relativement sont négligeables.

Nous avons donc recours à la similitude de Reech-Fronde

8.2. Modèle Réduit :

8.2.1. Réalisation :

Le modèle est conçu en plexiglas. Il comprend deux parties :

- Un bassin qui figurera le lac retenue ; il sera dimensionné tel qu'il ne puisse pas y avoir d'influence facheuse sur la lame déversante, sur le seuil du déversoir. Il sera alimenté par le bas, par un tube qui le traversera sur toute la longueur et qui sera percé de petits trous pour permettre une bonne répartition du débit et éviter ainsi les perturbations qui risqueraient d'affecter la surface du plan d'eau.

- Un seuil déversant à profil Creager, taillé dans une plaque épaisse de plexiglas, qui sera solidaire (par collage) de la chambre d'amortissement ; celle-ci sera prolongée par un tronçon de canal trapézoïdal. (voir les détails ~~par le schéma~~). sur le modèle)

8.2.2. Alimentation :

Le modèle sera relié au chateau d'eau par une prise à débit constant, l'eau passera par un convergent placé à l'amont d'un débitmètre à segment relié à un manomètre et ira vers le bassin du modèle.

8.2.2.1. Principe du débit-mètre à segment :

Le principe de débit-mètre à segment est basé sur la variation de la vitesse d'un fluide par le rétrécissement de la section du tuyau de transit. Il se produira, ainsi, suivant le théorème de BERNOLLI une variation de pression, entre la section initiale et celle rétrécie, que l'on pourra mesurer sur un manomètre.

Il suffira donc de connaître les deux sections, pour pouvoir, en appliquant l'équation de la continuité, établir une relation entre le le débit et la variation de pression.

$$\text{On aura ainsi en théorie : (1) } \frac{V_1^2}{2g} + h_1 = \frac{V_2^2}{2g} + h_2$$

$$(2) V_1 \cdot S_1 = V_2 \cdot S_2 = Q$$

$$\text{d'où : } Q = S_2 \sqrt{\frac{2g}{1 - S_2^2/S_1^2}} \sqrt{\Delta h}$$

En fait, dans la pratique, on obtient des résultats légèrement différents en raison des pertes de charges entre les deux sections S_1 et S_2 .

Pour cela on vérifiera la théorie en faisant l'étalonnage du débit-mètre.

On procède en mesurant les volumes écoulés en un temps donné (dans une jauge volumétrique) et en relevant simultanément les Δh correspondants.

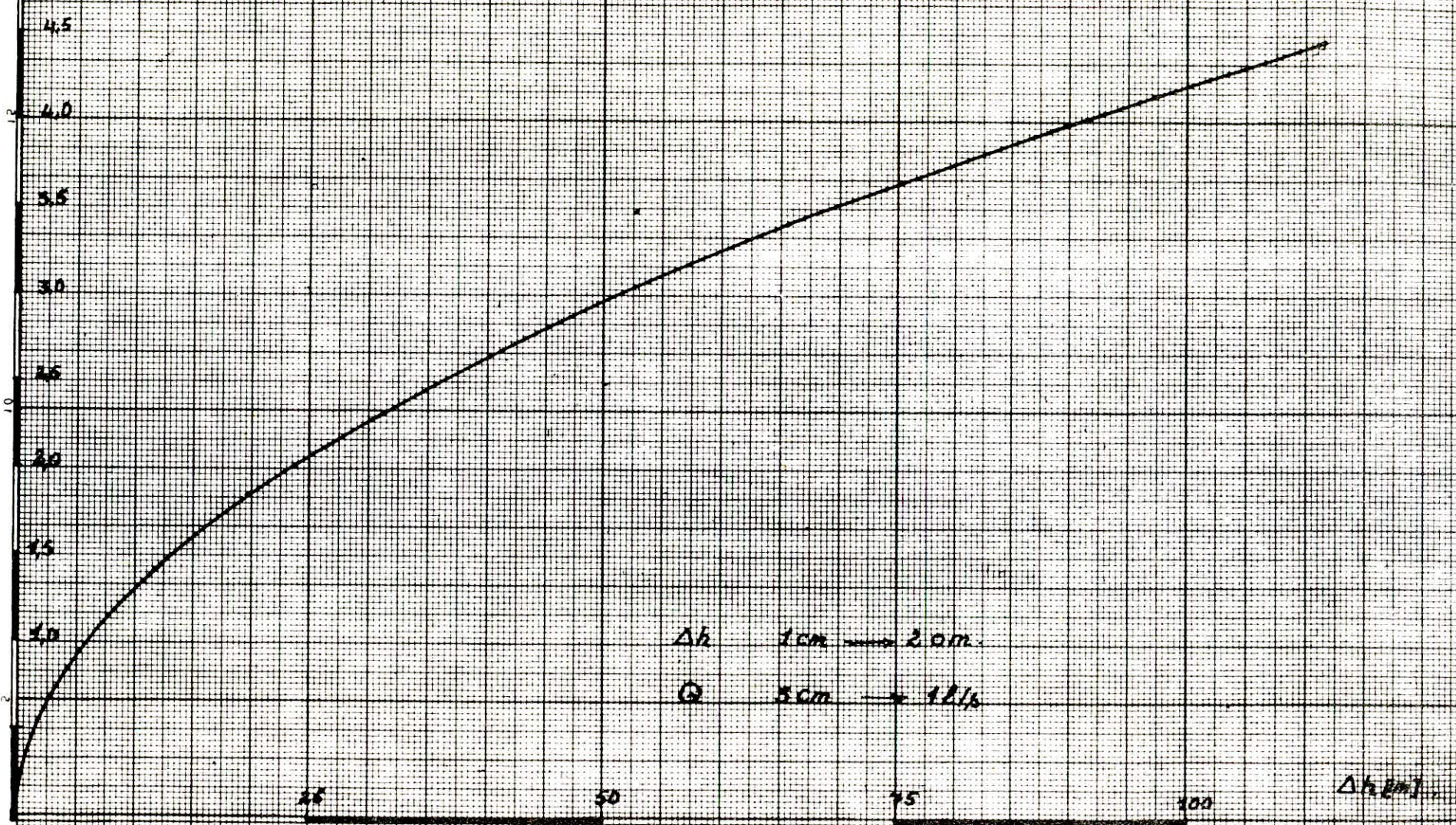
On pourra tracer ainsi, les courbes des débits ($Q_i = \frac{V_i}{\Delta t}$) en fonction de Δh : ce sera la courbe d'étalonnage du débit-mètre.

Pour notre étude, nous avons utilisé un débit-mètre déjà étalonné existant au laboratoire d'hydraulique (voir courbe d'étalonnage). N°36

Graphé n° 36

Courbe d'étalonnage du débitmètre à segment

Q [l/s]



Δh 1cm \rightarrow 2cm

Q 5cm \rightarrow 1 l/s

Δh [cm]

8.3. Essais sur modèle réduit :

En vue de vérifier la valeur de la hauteur maximum de la lame déversante sur le seuil du déversoir pour le débit maximum déversé d'une part, et de déterminer le niveau maximum dans la chambre d'amortissement (ce que ne permettent pas les formules théoriques, en raison des turbulences qui y ont lieu), on fera des essais, sur modèle réduit, que nous avons conçu pour les besoins de notre étude.

Le modèle a été réalisé à l'échelle $1/130 = \lambda$

La transposition des résultats du modèle sur le prototype sera faite à l'aide des relations obtenues au chapitre "Similitudes".

$$\lambda_H = \lambda = \frac{1}{130}$$

$$\lambda_Q = \lambda v. \lambda_{L^2} = \sqrt{\lambda L}. \lambda_L^2 = \lambda^{5/2}$$

On aura alors : $H_N = \frac{H_M}{\lambda} = H_M / \frac{1}{130} = 130 H_M$

$$Q_N = \frac{Q_M}{\lambda^{5/2}} = 130^{5/2} Q_M = 192689,65 Q_M$$

Les essais ont ainsi donné les résultats suivants :

.. /

8.3.1. Résultats des essais donnant le débit évacué en
en fonction de la charge sur le seuil :

TABLEAU N° 37

Δh débi-mètre (cm)	h_4 dév. (cm)	Q_M dév. (ℓ/s)	h_N dév. (m)	Q_N dév. (m^3/s)
90,0	2,15	4,025	2,79	775,57
76,0	2,05	3,691	2,66	74,22
64,0	1,80	3,381	2,34	651,48
52,8	1,70	3,063	2,21	590,21
43,2	1,60	2,764	2,08	532,59
33,5	1,65	2,427	2,01	467,66
26,1	1,50	2,136	1,95	411,59
18,5	1,40	1,791	1,82	345,11
8,0	1,10	1,166	1,43	224,68
2,8	0,85	0,681	1,10	131,22

8.3.2. Résultats des essais donnant les niveaux moyens et maximum dans la chambre d'amortissement en fonction du débit déversé

TABLEAU N° 38

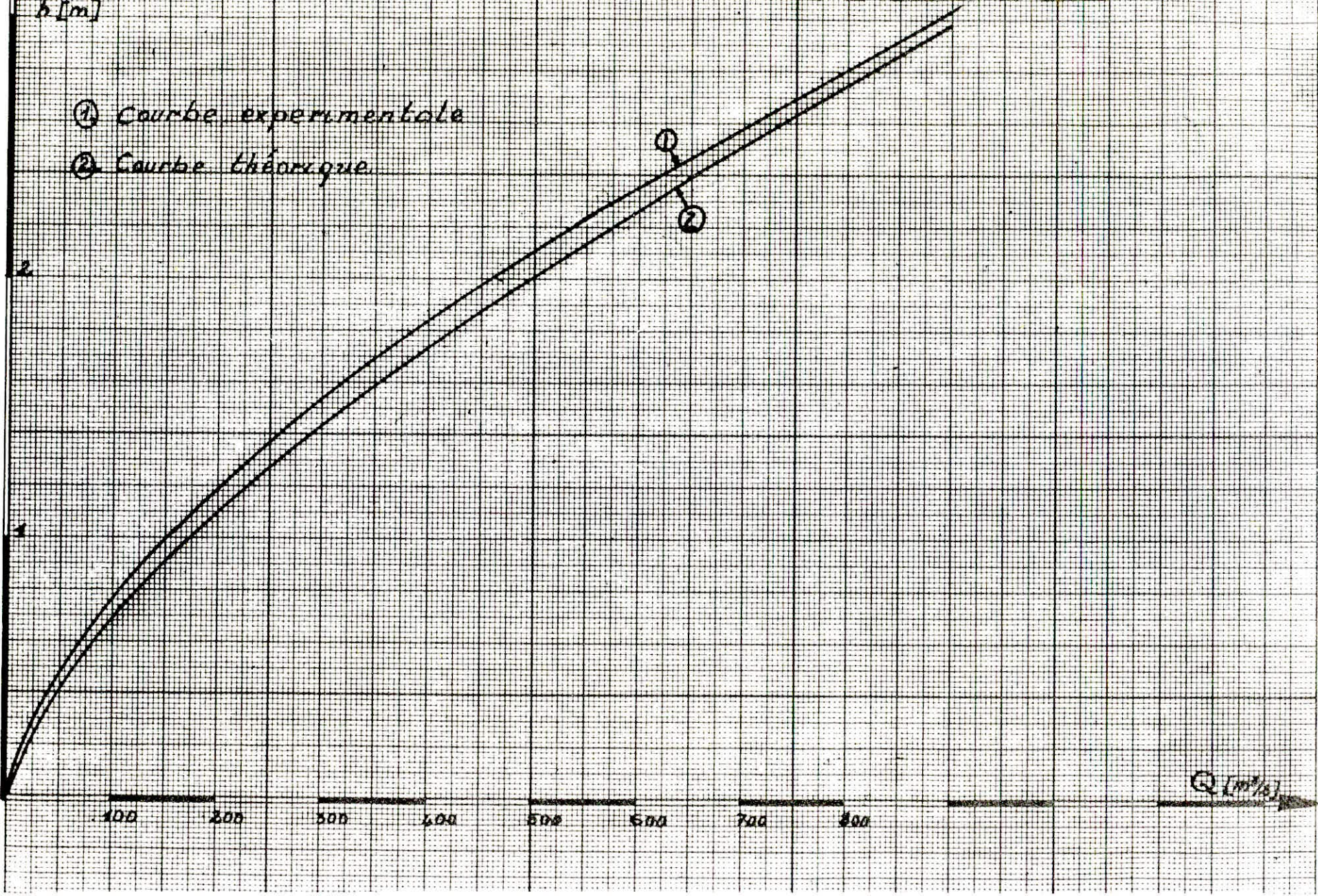
Q_M dév. (ℓ/s)	h_M max. (cm)	h_M moyen (cm)	Q_N (M^3/s)	h max. (m)	h moyen (m)
4,025	8,05	7,40	775,57	10,46	9,62
3,691	7,60	7,00	711,22	9,88	9,10
3,381	6,98	6,5	651,42	9,07	8,45
3,063	6,62	5,7	590,21	8,60	7,41
2,764	6,35	5,5	532,59	8,26	7,15
2,427	5,9	5,0	467,66	7,67	6,5
2,136	5,55	4,3	411,59	7,21	5,59
1,791	5,19	3,9	345,11	6,74	5,07
1,166	3,85	2,8	224,68	5,00	3,64
0,681	2,15	1,8	131,22	2,79	2,34

REMARQUES : On constate que les valeurs atteignent un maximum au milieu, environ, de la chambre d'amortissement ; ce sont donc ces valeurs que nous avons retenu.

Hauteur de la lame deversante en fonction du debit

h [m]

- ① Courbe experimentale
- ② Courbe théorique



Q [m³/s]

8.4. Conclusions sur les résultats obtenus :

- Hauteur de la lame déversante :

Les résultats expérimentaux ont confirmé la valeur théorique de la hauteur de la lame déversante pour un débit maximum déversé (Q_{\max} , laminé).

En effet, la transposition du résultat du modèle sur le prototype donne $h_{\max} = 2,79$ m au lieu de h_{\max} théorique = 2,74 m soit une erreur de 5 cm. De manière générale, la courbe des débits $Q = f(h)$ expérimentale ne s'écarte pas trop de celle théorique (voir graphe 39).

- Hauteur de l'eau dans la chambre d'amortissement :

De même, pendant les essais, il s'est avéré que les dimensions de la chambre dans le modèle étaient suffisantes, pour permettre l'évacuation du débit maximum, sans avoir le seuil ~~sur~~ noyé.

Cependant, par mesure de sécurité, on peut prévoir une revanche et augmenter la profondeur de la chambre d'amortissement de 1 m.

- Nous avons veillé, durant ces essais, à relever la valeur de la hauteur d'eau à la sortie du canal du modèle réduit et au niveau du changement de pente. Ces valeurs nous serviront pour le calcul de la courbe du plan d'eau dans le canal.

TABLEAU N° 40

Q (l/s)	777	711,22	651,48	590,21	532,59	467,66	411,59	345,11	224,68	131,22
h (m)	4,81	4,57	4,09	3,84	3,65	3,41	3,05	2,7	1,84	1,41

9 - Etude de l'écoulement dans le canal de fuite du déversoir :

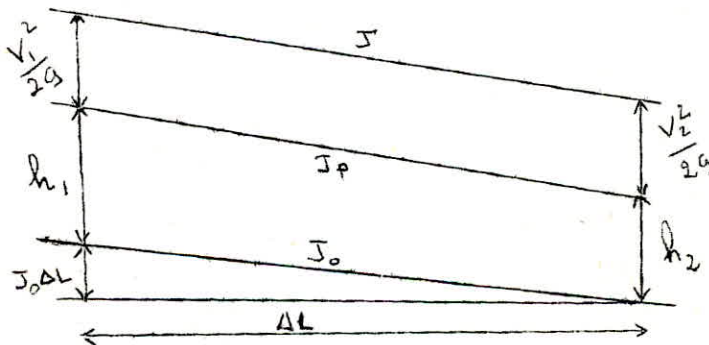
Dans le canal de fuite, nous serons en présence d'un écoulement graduellement varié c.a.d que les différents paramètres hydrauliques varieront le long du canal, en particuliers, la hauteur de la ligne d'eau et la vitesse, qui sont ceux qui nous intéressent le plus.

Il nous faudra donc déterminer la hauteur de la ligne d'eau en chaque point de l'axe du canal, soit tracer la "courbe de remous" dans le canal.

9.1. Calcul de la courbe de remous :

On utilisera pour cela la méthode dite "tronçon par tronçon"

Soit le schéma ci-dessous :



En appliquant le théorème de BERNOULLI aux deux sections 1 et 2 on obtient la relation :

$$\Delta L = \frac{(v_1^2 - v_2^2) / 2g + (h_1 - h_2)}{J - J_0} \quad (2)$$

Connaissant les valeurs des paramètres, à une section, on peut par approximation, déterminer la hauteur d'eau en une abscisse donnée du canal.

Ce travail est facilité par les abaques établies par Mr G. LAPRAY.

Dans notre cas, nous prendrons comme section de départ, pour le calcul, celle correspondant à la sortie du canal du modèle réduit (abscisse 31,2 m à partir du changement de pente). En amont, les mesures de h moyen sont trop imprécises, en raison des perturbations dues au remous dans la chambre d'amortissement.

On aura donc :

pour $Q = 780 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit maximum évacué)

L départ = 31,2 m

$h = 4,81 \text{ m}$

$J_0 = 0,125$ pente géométrique du canal

$I = 0,5$ pente des talus



$b = 10 \text{ m}$

$\xi = 0,001 \text{ m}$

On choisira un pas correspondant à $d_n = 0,2$ pour faciliter la lecture sur chaque abaque et éviter les erreurs.

On obtient ainsi les résultats suivants (tableau).

TABLEAU N° 41

$\eta = \frac{b}{h}$	h (m)	v (m/s)	L (m)	L (m)
2,08	4,81	13,072		31,2
			8,739	
2,2	4,545	13,988		39,939
			16,649	
2,4	4,167	15,483		56,588
			20,055	
2,6	3,846	17,00		76,683
			24,214	
2,8	3,571	18,537		100,857
			27,718	
3,0	3,333	20,048		128,575
			32,899	
3,2	3,125	21,575		161,474
			8,920	
3,225	3,10	21,785		170,394

10.-Etude de la stabilité du déversoir :

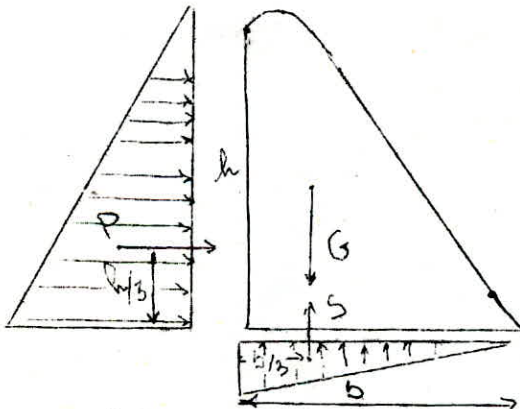
Nous n'étudierons que le cas où la retenue est pleine ; en effet, le déversoir est stable, en cas de retenue vide, car soumis seulement à son propre poids qui est stabilisateur. Il sera cependant nécessaire de faire des vérifications plus poussées de la résistance à la compression de la roche de fondation.

1 - Cas de la retenue pleine, sans seisme

1.1. Vérification au renversement

La retenue étant pleine, le barrage déversoir sera soumis à trois forces principales :

- Son propre poids (G)
- La poussée de l'eau à l'amont (P)
- La force de sous pression (S)



- P le poids du déversoir est égal à :

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

- γ_b poids volumique du béton
- b largeur à la base du déversoir
- h hauteur du déversoir

- La poussée de l'eau,

$$P = \frac{1}{2} \gamma_w h^2$$

sera appliquée à $h/3$ de la base

- La force de sous-pressions :

$$S = \frac{1}{2} m \gamma_w \cdot h \cdot b$$

m coefficient de réduction de sous pression compris entre 0,5 à 1 ; on le prendra égal à 1, ce qui va dans le sens d'une plus grande sécurité.

Il y aura renversement si le moment des forces horizontales, par rapport au pied aval affecté d'un coefficient de sécurité K , est supérieur au moment résultant des forces verticales (stabilisantes)

$$\text{d'où si : } \frac{2/3 \cdot G \cdot b - 2/3 \cdot S \cdot b}{1/3 \cdot P \cdot h} \geq K \text{ il n'y a pas de renversement}$$

On adopte : $K = 1,4$ coefficient de sécurité

$h = 8,5$ m hauteur de parement amont

$b = 8,3$ m largeur à la base du barrage déversoir

$2/3^b$ bras de levier des forces verticales G et S

Application Numérique :

$$\begin{aligned} G &= \frac{1}{2} \gamma b \cdot h \cdot b \\ &= 84,66 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h^2 \\ &= 36,13 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h \cdot b \\ &= 35,28 \text{ t} \end{aligned}$$

$$K_r = 2,67$$

.. /

La stabilité au renversement est donc assurée

Ce calcul n'est cependant qu'une approche grossière ; il sera nécessaire de l'approfondir en tenant compte des efforts internes au béton, par des calculs plus précis.

1.2. Vérification au glissement :

Il n'y a pas de danger de glissement, car le déversoir étant latéral, il sera calé contre le versant rocheux et n'aura ainsi pas de possibilité de glissement latéral.

1.3. Vérification au soulèvement :

Pour qu'il n'y aie pas de soulèvement, il suffira que le poids du barrage soit supérieur aux sous-pressions.

On admettra un coefficient de sécurité $K = 1,20$

$$K = \frac{G}{S} = \frac{84,66}{35,28} = 2,4$$

Il n'y a donc pas de danger de soulèvement.

2 - Retenue pleine avec Seisme :

Dans ce cas, d'autres forces dynamiques s'ajoutent à celles existantes déjà ; ce seront :

- la poussée hydro-dynamique de l'eau
- force d'inertie du béton
- surpression hydrostatique due au seisme

- La poussée hydro-dynamique sera donnée par la formule Westergard :

$$T_e = \frac{2}{3} c \cdot h^2 \cdot a \quad \text{Formule de Westergard.}$$

a coefficient seismique. $a = 0,12$

c coefficient

$$c = \frac{817}{1 - \frac{7,75}{10^6} \frac{h}{T}}$$

avec T période de vibration (résonance) du déversoir

on prend $T = 0,7 \text{ s}$

h : hauteur du parement amont

$$T_e = 4,72 \text{ t}$$

- La poussée due à la sup^rpression hydrostatique :

$$P_z = a \cdot c \cdot h \cdot z \quad \text{Formule de Westergard}$$

$$P_z = 2,12 \text{ t} \quad z \text{ variant de } 0 \text{ à } 1 \text{ h}$$

on prend $z = 0,3 \text{ h}$

- La force d'inertie du béton :

$$T_G = a G$$

$$T_G = 10,16 \text{ t}$$

2.1. Vérification au renversement :

$$K = \frac{2/3 (G - S) b}{\frac{1}{3} P \cdot h + \frac{1}{3} T_e h + \frac{T_G}{3} + \frac{1}{3} P_z \cdot h}$$

$$K = 1,81$$

Les remarques faites, au cas de la retenue pleine sans seisme pour le glissement et le soulèvement sont valables pour le cas avec seisme.

X - DERIVATION PROVISOIRE ET BATARDEAU

Pour parer à une éventuelle crue qui pourrait survenir pendant la construction du barrage et éviter ainsi la submersion du chantier, on doit dériver au préalable le cours d'eau par le biais d'une galerie que l'on creusera en rive droite.

Cependant, il est nécessaire de prévoir la mise en place d'un batardeau amont, ainsi qu'un batardeau aval plus petit.

1 - Critères de dimensionnement :

Nous fixons la hauteur du batardeau en prenant en considération le volume de matériaux pouvant être mis en place pendant une saison sèche

- Nous estimons ce volume de matériaux à 100 000 M³, ce qui correspond à une hauteur du batardeau de 13,0 m.
- La dérivation provisoire est dimensionnée pour évacuer la crue de chantier qui sera prise égale à la crue décennale (Q_{10}) laminée.

Nous avons la crue décennale apportée

$$Q_{10} = 484 \text{ m}^3/\text{s}$$

- L'entrée de la galerie sera calée à la côte 70,0 m
- La longueur totale est de 329,00 m
- La pente est de 7,6 ‰.

Pour déterminer le diamètre qui s'adapte le mieux aux critères de dimensionnement imposés, nous procédons par tâtonnement en changeant à chaque fois le diamètre. Dans ce qui suit nous ne mentionnons que les calculs entrepris pour le diamètre retenue ($D = 6,0 \text{ m}$)

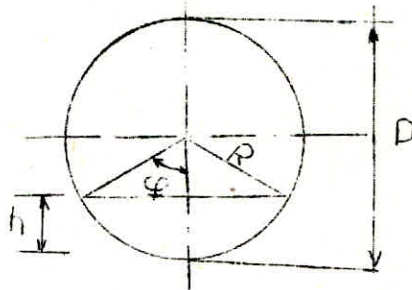
../

2 - Etude des types d'écoulement :

Au début, l'écoulement sera à surface libre jusqu'à une certaine charge à l'amont ; il passera par une phase de transition avec formation de poches d'air et se stabilisera en fin pour devenir en charge

2.1. Écoulement à surface libre :

Nous utiliserons, pour étudier cet écoulement, la théorie de la longueur fluidodynamique appliquée au profil circulaire partiellement mouillé (2).



Le profil sec étant connu, on fait varier, le coefficient forme $\zeta = \frac{h}{D}$ ($\frac{h}{D} = 0,1$ à $0,9$) et on détermine le débit y correspondant

Pour chaque débit ainsi obtenu, on calcule la profondeur critique y correspondante.

Tous les calculs sont faits à l'aide du programme sur T.I. 59 élaboré par Mr GEZA LAPRAY

Données de base sont :

$$D = 6,0 \text{ m}$$

$$\xi = 1 \text{ mm}$$

$$J = 0,0076$$

$$\bar{v} = 10^6 \text{ m}^2/\text{s}$$

Tableau n° 49

$z = \frac{h}{D}$	h [m]	D_h [m]	Q [m ³ /s]	$z = \frac{k}{D}$	K [m]	$H = \frac{3}{2} K$ [m]	Niveau Amont [m]
0,1	0,6	1,52	5,18	0,133	0,80	1,20	71,20
0,2	1,2	2,89	21,01	0,272	1,63	2,45	72,45
0,3	1,8	4,10	46,05	0,408	2,45	3,67	73,67
0,4	2,4	5,14	78,16	0,538	3,23	4,84	74,84
0,5	3,0	6,00	114,84	0,658	3,95	5,92	75,92
0,6	3,6	6,66	153,29	0,760	4,56	6,84	76,84
0,7	4,2	7,11	190,24	0,839	5,04	7,55	77,55
0,75	4,5	7,24	206,96	0,868	5,21	7,81	77,81
0,80	4,8	7,30	221,75	0,890	5,34	8,01	78,01
0,90	5,4	7,15	242,17	0,916	5,49	8,24	78,24
0,95	5,7	6,87	244,82	0,918	5,51	8,27	78,27
1,0	6,0	6,00	229,96	1,00	6,0	9,00	79,00

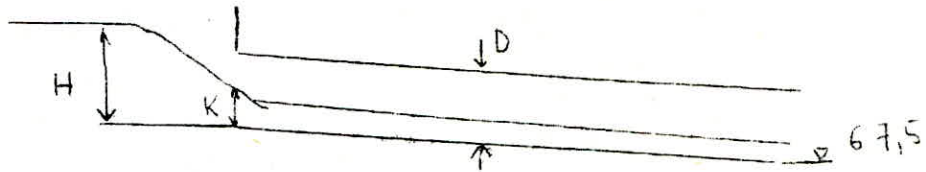
Les résultats obtenus montrent que le débit évacué atteint son maximum pour $\alpha = 0,95$ ($\theta = 154^\circ$)

Dans notre cas, nous considérons que l'écoulement à surface libre persiste jusqu'à $\alpha = 0,75$ (valeur admise en pratique)

Résultats : Tableau N° 42

Nous aurons donc les conditions d'écoulement comme suite :

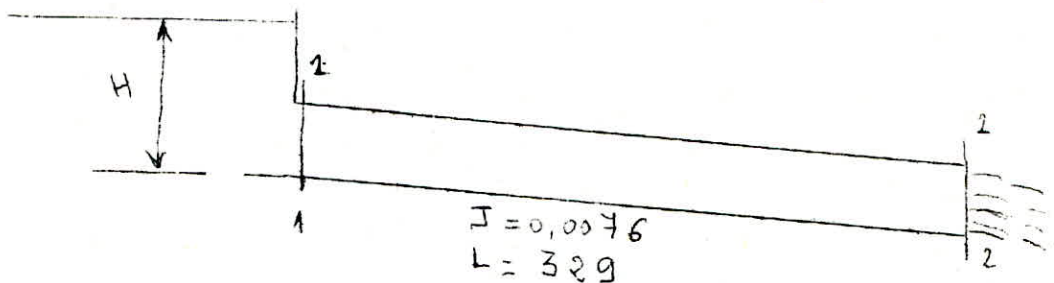
- $\frac{H}{D} < 1,30$ - l'écoulement reste à surface libre



- $1,3 < \frac{H}{D} < 1,5$ - l'écoulement est intermédiaire avec formation de poches d'air.

2.2. Écoulement en charge :

Ce type d'écoulement est observé quand : $\frac{H}{D} \gg 1,5$



En appliquant le théorème de Bernoulli aux sections 1 et 2 nous avons :

$$Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\gamma} + \Delta H$$

avec : $V_1 = 0$ (faible par rapport à la vitesse dans la conduite)

$$P_1 = P_2 = \text{Pression atmosphérique}$$

Le niveau d'eau dans l'Oued à l'aval de la galerie est plus bas et n'influe pas sur l'écoulement.

Nous considérons que la vitesse à la sortie est sensiblement égale à la vitesse moyenne dans la galerie.

Ce qui donne :

$$Z = \frac{v^2}{2g} + \Delta H$$

ΔH = pertes de charge locale + pertes de charge de frottement

$$\Delta H = L_e \cdot \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,08271 \cdot \frac{L_e \cdot f \cdot Q^2}{D^5}$$

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \cdot \frac{\xi}{D})^{-2} \quad (\text{coefficient de frottement d'après Nikuradzé. L'écoulement est turbulent rugueux}).$$

$$L_e = L + L_{e1} \quad (\text{longueur équivalente})$$

$$L_{e1} = \sum \gamma \cdot \frac{D}{F}$$

$$\sum \gamma = \gamma_e + \gamma_c$$

$$\gamma_e = 0,5$$

$$\gamma_c = \frac{\alpha}{90} (0,1 \times 31 + 1,847 (\frac{D}{2R})^{3,5}) \quad (\text{formule de Weisbach})$$

$$\sum \gamma = 0,52$$

$$f = 0,0134$$

$$L = 329 \text{ m}$$

$$J = 0,0076$$

$$\epsilon = 1 \text{ mm}$$

$$L_e = 589 \text{ m}$$

$$\Delta H = 0,8395 \cdot 10^{-4} Q^2$$

Nous obtenons donc :

$$Z = 1,48 \cdot 10^{-4} \cdot Q^2$$

$$Z = H + JL - 3,0 = H - 0,5$$

$$Z = H - 0,5 = 1,48 \cdot 10^{-4} \cdot Q^2$$

$$Q = \sqrt{\frac{H - 0,5}{1,48 \cdot 10^{-4}}}$$

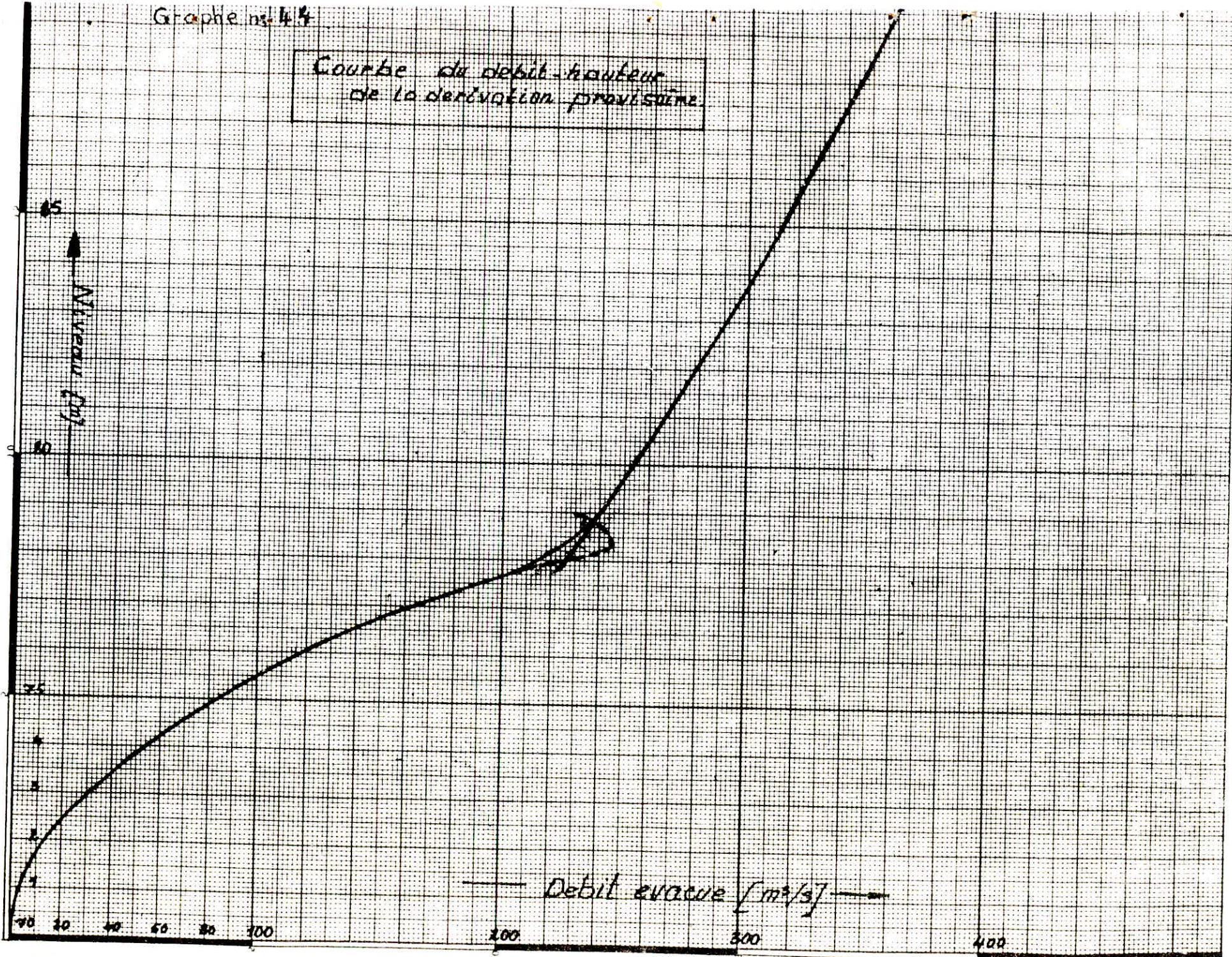
En faisant varier la hauteur à l'amont de la galerie,
nous aurons :

TABLEAU N° 43

H Amont(m)	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	17,0	18,0	19,0	20,0
Niveau Amont(m)	78,0	79,0	80,0	81,0	82,0	83,0	84,0	85,0	86,0	87,0	88,0	89,0	90,0
Débit évacué (m ³ /s)	225,4	340,0	253,1	266,7	279,1	291,0	302,5	313,5	324,5	334,4	344,4	354,1	363,5

Graphie n° 44

Courbe de débit-hauteur
de la dérivation provisoire.



3 - Laminage de la crue de chantier :

Les calculs de laminage se basent sur les données suivantes :

- Variation du débit affluent en fonction du temps.
(crue de chantier)
- Variation du volume dans la retenue en fonction du niveau
(voir courbe N° 4)
- Variation du débit évacué en fonction du niveau de la retenue
(voir courbe n° 44)

Après laminage (voir graphe N° 45) nous obtenons pour le diamètre de 6 m, un niveau maximum devant le batardeau de 82,0 m

Et un débit maximum évacué de 275 m³/s.

4 - Type de Batardeau :

Le batardeau qui sera incorporé dans le corps du barrage est une petite digue en alluvions dont l'étanchéité est assurée par un noyau symétrique d'argile.

Dans le but de limiter les fuites d'eau dans les fondations du batardeau, nous prolongeons le noyau par un tapis étanche en argile.

En prenant 1,0 m comme revanche, au dessus de la hauteur maximale atteinte par les eaux, la crête du batardeau sera : 83,0 m (voir planche N° 3).

XI - VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU

C'est l'ouvrage de dérivation provisoire qui sera aménagé pour servir d'organe de vidange de fond ($\Phi = 6$ m).

1 - Rôle :

L'ouvrage de vidange de fond est conçu pour remplir les fonctions suivantes :

- Evacuer une partie du débit en cas de crue
- Vider rapidement la retenue en cas de danger ou abaisser le niveau, surveiller et réparer le barrage et ses ouvrages annexés.
- Evacuer une partie des apports solides (0,25 %)

2 - Tête amont de la galerie :

2.1. Pertuis :

Nous disposons d'un pertuis à l'entrée de la galerie pour y insérer les vannes et contrôler le débit évacué. Ses dimensions seront calculées pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie.

Le remplissage de la galerie à 70 % correspond à un débit de 200 m³/s (voir chapitre "Dérivation provisoire") avec un pertuis bien profilé et les vannes complètement effacées.

Nous pouvons utiliser la formule d'un orifice se prolongeant par un aqueduc à son aval.

$$Q \approx A_p \cdot 0,85 \sqrt{2gh}$$

H - charge au dessus du centre de gravité de l'orifice (en négligeant les pertes de charge)

A_p - Section du pertuis (rectangulaire)

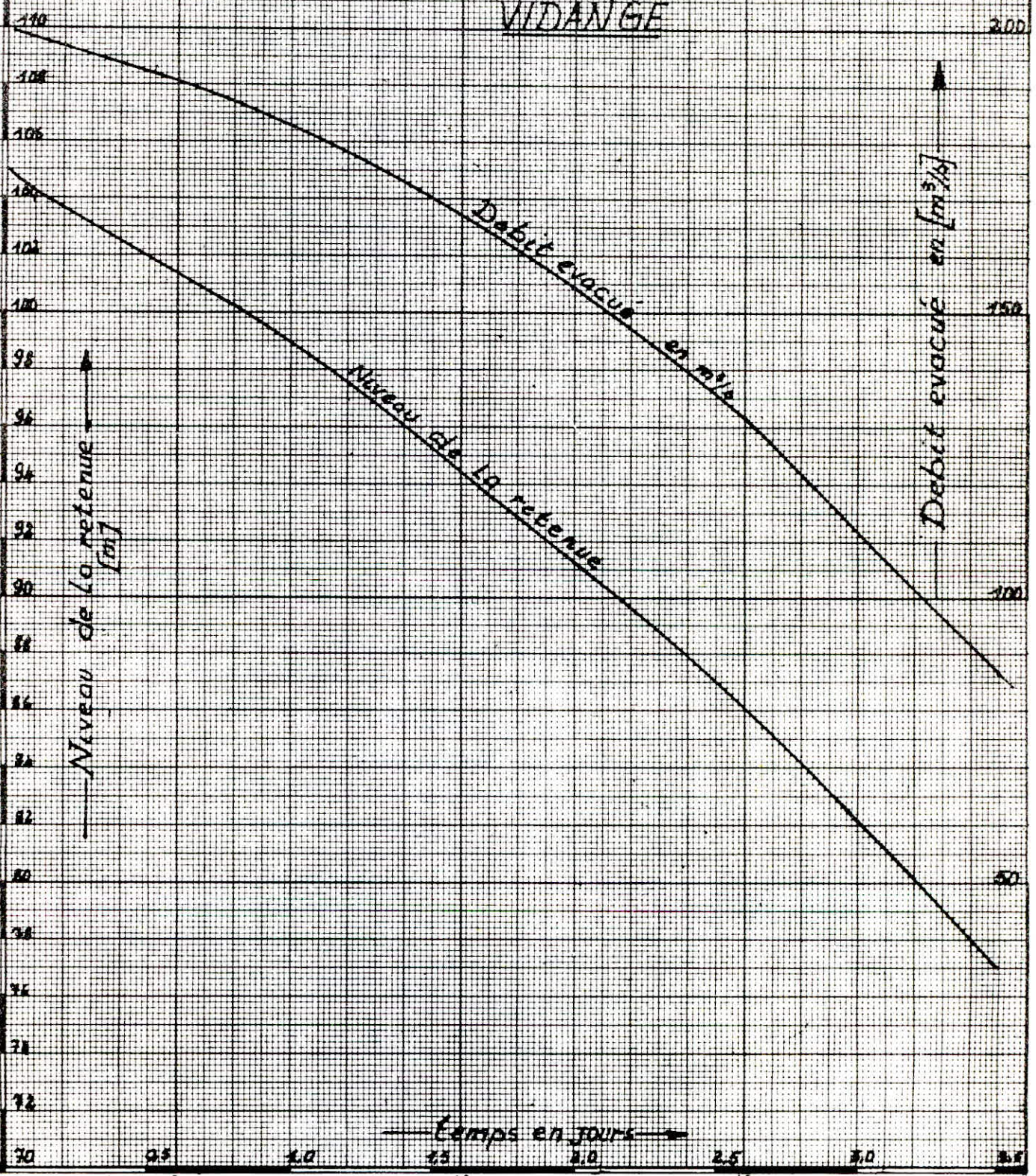
$$H = 32 \text{ m} ; Q = 200 \text{ m}^3/\text{s} ; A_p = 9,39 \text{ m}^2$$

Tableau n° 46b.

cote Amont [m]	volume [Hm ³]	ΔV [Hm ³]	h_2 moy [m]	$Q_{\text{evacué moy}}$ $= C_c \cdot A \sqrt{2g h_n}$ [m ³ /s]	t (s)	temps cumulé (s)	temps Jours
105	49,0	2,0	31,5	198,32	10084,7	10084,7	0,12
104	47,0						
102	41,0	6,0	30,0	193,54	31001,3	41086,0	0,48
100	35,0	6,0	28,0	186,98	32089,0	73175,0	0,85
98	30,5	4,5	26,0	180,18	24975,0	98150,1	1,14
96	26,5	4,0	24,0	173,11	23106,7	121256,8	1,40
94	23,0	3,5	22,0	165,74	21117,4	142374,2	1,65
92	19,5	3,5	20,0	158,03	22147,7	164521,9	1,90
90	16,5	3,0	18,0	149,92	20010,7	184532,5	2,14
88	13,5	3,0	16,0	141,34	21225,4	205758,0	2,38
86	11,0	2,5	14,0	132,21	18909,3	224667,3	2,60
84	9,0	2,0	12,0	122,41	16338,5	241005,8	2,79
82	7,0	2,0	10,0	111,74	17898,7	258904,5	3,00
80	5,0	2,0	8,0	99,94	20012,0	278916,5	3,23
78	3,0	2,0	6,0	86,55	23108,0	302024,5	3,50

Courbe n° 16 c

NIVEAU ET DEBIT EN FONCTION DU TEMPS AU COURS DE LA VIDANGE



2,5

$$\text{soit } h_p = 1,5 \text{ bp} \Rightarrow h_p = 3,75 \text{ m}$$

$$b_p = 2,5 \text{ m}$$



2.2. Vannes :

Nous dotons la conduite de deux vannes en série. L'une de garde qui sera utilisée en temps normal d'exploitation et l'autre batardeau, qui ne sera utilisée qu'en cas d'avarie sur la vanne de garde. Les deux vannes sont des vannes plates.

2.3. Reniflard :

Nous prévoyons une arrivée d'air par le biais d'un reniflard afin, d'obtenir une pression voisine de la pression atmosphérique, cela évite qu'il y aie une dépression à l'aval de la vanne de garde et éloigner l'apparition des phénomènes de cavitation autour de la veine contractée à l'entrée de la galerie.

3 — Ligne d'eau dans la galerie :

L'eau sortant du pertuis rectangulaire avec une grande vitesse ($V_p = 21,3 \text{ m/s}$), sera diminuée pour atteindre $V = 20,75 \text{ m/s}$ en **transitant** par le trançon de passage de la section rectangulaire à la section circulaire de distance $l = 17,00 \text{ m}$.

Les pertes de charge sur ce trançon étant estimés par approximation à $1,20 \text{ m}$, et les calculs de remous en conduite circulaire sont **faits** à l'aide de programme sur T.I 59

$$* \text{ La formule de base est : } \frac{dh}{dl} = \frac{J_0 - J}{1 - \frac{Q^2 \cdot e}{g \cdot A^3}}$$

$$* \text{ données de base sont : } \begin{array}{ll} Q = 200 \text{ m}^3/\text{s} & J_a = 0,0076 \\ h_1 = 2,25 \text{ m} & J_k = 0,0055 \\ V_1 = 20,75 \text{ m} & L = 279 \text{ m} \\ K = 5,14 \text{ m} & dh = 0,05 \end{array}$$

.. /

TABLEAU N° 46

hi	2,25	2,30	2,35	2,40	2,45	2,50	2,55	2,60	2,65	2,70	2,75	2,80	2,84
$\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{D}$	0,3750	0,3875	0,3958	0,4042	0,4125	0,4208	0,4292	0,4375	0,4458	0,4542	0,4625	0,4708	0,4792
Vi	20,75	20,35	19,76	19,20	18,68	18,18	17,70	17,25	16,82	16,41	16,01	15,64	15,31
Li	23,00	23,06	23,14	23,22	23,32	23,41	23,52	23,64	23,78	23,93	24,09	24,26	24,44
$\sum Li$	23,00	46,06	69,20	92,42	115,73	139,14	162,66	186,30	210,08	234,01	258,10	279,0	300,0

4. PRISE D'EAU :

Nous rappelons que les besoins en eau à l'aval de la retenue n'étant pas connus, cela nous ne nous a pas permis de dimensionner exactement la conduite de prise d'eau. Mais dans le soucis de compléter notre projet, nous donnons dans ce qui suit les dimensions d'une prise d'eau pour un débit maximum pouvant être assuré par la retenue pendant le mois de pointe (Juillet 13 % du volume régularisé).

$$V \text{ régularisé} = 28,6 \text{ H.m}^3$$

$$Q_{\max} = \frac{28,6 \cdot 0,13 \cdot 10^6}{3600 \cdot 26,31} = 1,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

La prise se fera ~~en~~ **par** deux entonnements calés à des côtes différentes, et cela dans le but de puiser l'eau à une profondeur ne subissant pas de grandes variations.

$$Q = 1,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 1,0 \text{ m}$$

$$\text{Nous aurons } v = 1,78 \text{ m/s}$$

(pour d'avantage de précisions voir planche N° 9).

XII - OUVRAGES AVALS :

Les eaux qui transitent par l'évacuateur de crue et la vidange de fond arrivent à l'aval du barrage avec de grandes vitesses, ce qui nécessite la mise en place de dissipateurs d'énergie, pour éviter les affouillements dans le lit de l'oued et ses berges.

En pratique la dissipation de l'énergie se fait par l'un des dispositifs suivants :

- bassin de dissipation à seuil
- bassin de dissipation à dents de Rehbock
- saut de ski

Le choix de l'un ou de l'autre de ces dispositifs se fait à base de critère topographique, géologique et économique.

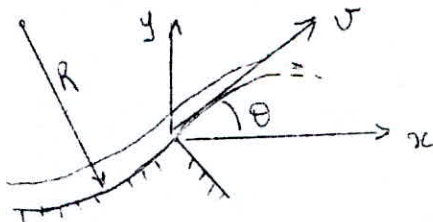
1 - Dissipateur d'énergie à l'aval du canal trapézoïdal :

L'eau arrive au bout du canal avec une vitesse importante ($V = 21,78$ m/s) ce qui nécessite une grande longueur du bassin à seuil pour dissiper cette énergie, cela entraînerait beaucoup d'excavations et un volume important de bétonnage.

En tenant compte de ce qui a été dit, nous optons, pour un dissipateur en saut de ski, autant plus que la topographie du lieu s'y prête bien.

1.1. Trajectoire et portée du jet :

La trajectoire du jet est fonction de l'énergie de l'écoulement à l'arrivée dans la cuilleré et de l'angle sous lequel il la quitte.



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

avec

$$h = 3,10 \text{ m}$$

$$V = 21,78 \text{ m/s}$$

$$\theta = 30^\circ$$

nous aurons

$$x = 1,8 \left(3,10 + \frac{21,78^2}{2 \times 9,8} \right) \cdot \sin 2 \cdot 30 = 42,56 \text{ m}$$

2.2. Rayon du saut de ski :

Pour choisir le rayon de courbure, il faut tenir compte de la pression exercée sur le radier par la force centrifuge.

En pratique le Rayon est tel que :

$$R \geq 5 h$$

Nous adoptons $R = 31 \text{ m}$

2 - Dissipateur d'énergie à l'aval de la galerie de vidange :

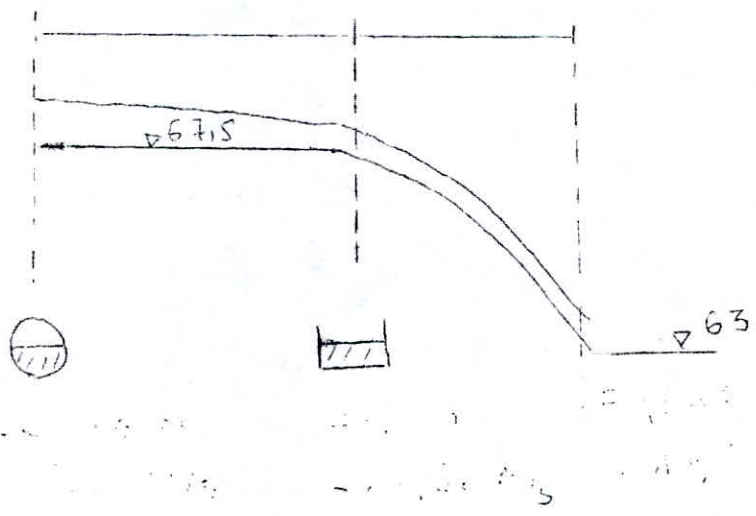
A la sortie de la galerie, le débit transitera par un coursier à section rectangulaire vers un bassin ressaot.

La transition entre le profil circulaire et le profil rectangulaire se fera progressivement sur une longueur de 17,0 m

2.1. Ligne d'eau dans le coursier :

Les conditions d'écoulement étant fixées au préalables.

Les calculs sont faits par approximations successifs



$h = -2,843 \text{ m}$	$h = 1,14 \text{ m}$	$h = 0,946 \text{ m}$
$V = 15,31 \text{ m/s}$	$V = 14,92$	$V = 17,61 \text{ m/s}$

2.2. Bassin a ressant :

Pour diminuer la longueur du bassin à ressant, nous optons pour un bassin à dents de Rehbock

Les différents paramètres sont tirés directement des abaques (8)

pour :
 $F = 5,78$ (nombre de Froude)

$ht = 0,946 \text{ m}$

On a :

$$\frac{ht}{hr} = 7,50$$

$$\frac{L}{hr} = 4$$

Ce qui nous donne

$$hr = 7,09 \text{ m}$$

$$L = 28,38 \text{ m}$$

(pour d'avantage de renseignement, voir planche N° 8)

XIII - ORGANISATION DE CHANTIER

Dans la réalisation d'un projet de l'envergure de celui d'un barrage en terre, de l'organisation judicieuse du chantier, et de la programmation rigoureuse des travaux, dépend en grande partie, la réussite, notamment sur le plan des délais de réalisation et par la même, de l'économie.

C'est pour cela qu'une attention particulière doit être accordée aux dispositions pratiques relatives à la mise en oeuvre d'un tel projet.

1 - Moyens matériels de chantier :

La construction d'un barrage en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques :

- de transport
- d'excavation
- de nivelage
- de scarification
- de compactage

Ainsi, que de moyens de préparation des matériaux nécessaires tel que centrale à béton, mélangeurs etc ...

2 - Succession des travaux de chantier :2.1. Travaux préparatoires :

- Installation du chantier
- Dérivation de la circulation et tracé des **voies** d'accès aux différentes aires du chantier.
- Creusement et construction de la dérivation provisoire
- Décapage des fondations et creusement de la clé d'ancrage du barrage
- Préparation des zones d'emprunts
- Déboisement de la cuvette.

2.2. Exécution de l'ouvrage :

- Remblai de la clé d'ancrage et des fondations jusqu'au terrain naturel
- Exécution du remblai et des filtres verticaux
- Génie-Civil des ouvrages de prise et restitution
- Génie-Civil de l'évacuation de crue.
- Revêtement des talus
- Mise en place des équipements hydrauliques
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunts, revêtement de la crête et route d'accès. (voir "planning" graphe 47)

3 - Exécution des Travaux :

3.1. Travaux préparatoires :

3.1.1. Préparation des terrains :

Il sera nécessaire d'aménager de larges espaces, autour de l'emprise du barrage pour le stockage des importantes quantités de matériaux prélevés dans les zones d'emprunts, ainsi que pour l'aménagement de pistes de circulation et d'entrepôts de matériels.

3.1.2. Implantation de l'ouvrage :

Il faudra matérialiser les éléments de l'ouvrage par un canevas géodésique et mailles de nivellement. (par rapport aux coordonnées rectangulaires du plan de base).

- axe du barrage
- assiette du barrage
- axe des ouvrages (vidange, filtres, évacuateur de crue).

3.2. Exécution des Ouvrages :

3.2.1. Fondations :

Sous le noyau, on excavera (4m) de façon à éliminer les terres végétales dans le lit de l'oued ; on veillera à éviter toute venue d'eau pendant les travaux.

Sur les rives, on décavera jusqu'à la roche non altérée. Le fond de fouille sera soigneusement asséché et nettoyé de tout débris de roche altérée ; on accroitra, si nécessaire, sa rugosité par scarification ou au marteau piqueur.

Pour les fondations sous les recharges, on se contentera de découper suffisamment pour éliminer totalement les terres végétales.

3.2.2. Ecran d'étanchéité :

Avant le remblai du noyau, on procédera à la réalisation de l'écran d'étanchéité de type paroi moulée, qui s'étirera sur toute la largeur du lit de l'oued (# 200 m) et ira jusqu'à une profondeur maximum de 15 m.

On excavera, une tranchée de 50 cm de largeur, par trançon de 20 m environ, que l'on maintiendra stable par coulis de boue bentonitique celle-ci imperméabilisera, par la même occasion, les abords immédiats.

L'excavation pourra se faire, en va et vient, par benne preneuse. On pourra ainsi y couler le mélange argile-ciment, qui est suffisamment imperméable et consistant. La proportion des matériaux devra être déterminée après essais sur le chantier.

3.2.3. Mise en place des remblais :

a.- Noyau :

La mise en place du noyau, devra se faire en veillant à respecter les limites de la teneur en eau et des pressions de compactage.

On pourra dans notre cas, procéder à des essais lors de la construction du batardeau, pour déterminer l'épaisseur des couches (15 à 20 cm) et le nombre de passes de l'engin compacteur.

Pour le noyau, un compacteur à pied d'homme paraît indiqué, car il permet d'éviter l'éventuel feuilletage des couches argileuses.

b.- Recharges :

Les recharges posent moins de problèmes que le noyau. Elles seront faites par déversement en couches, et compactage de préférence ou roulage. Les couches pourront être d'épaisseur plus importantes, de l'ordre de 40 à 50 cm.

c.- Enrochements du prisme de drainage :

Les enrochements seront disposés en couches de 1 m environ (correspondant aux dimensions des blocs) et compactés à l'aide de gros rouleaux vibrants, avec arrosage de jets d'eau sous-pression (4 à 6 bars)

d.- Filtres :

Les matériaux seront déversés par couches de 10 à 20 cm et compactés. On devra, cependant, veiller à l'homogénéité de la granulométrie lors de la disposition des filtres.

e.- Protection des talus :

Les enrochements de protection des talus seront arrangés à l'aide d'une grue ou pelle mécanique, en veillant à ne pas détériorer les filtres

(8)

../

3.3 TASSEMENTS :

Les matériaux qui entrent dans la construction d'un barrage en terre, comportent toujours des vides, entre les grains solides, qui sont occupés par de l'air ou de l'eau. Il est donc normal que, lors de la construction, et bien après, il se produise une compression des matériaux sous la charge et donc une réduction de volume, que l'on appelle tassement.

Celui-ci se produit en deux phases :

- La première, pratiquement instantanée, au moment de l'application de la charge, correspondant en général à l'évacuation de l'air contenu dans les vides.
- La deuxième, après chargement, sera progressive.

La détermination des tassements se fait à partir d'essais, dans des conditions données de chargement, de teneur en eau, etc ...

En pratique, on estime souvent les tassements totaux des barrages en terre à 1 à 2 % de la hauteur totale.

Nous proposons un tassement de 1,5 % qui est admissible dans notre cas.

On veillera, donc, à en tenir compte et à donner à la digue un léger bombement, au milieu de la crête où les tassements sont les plus importants.

On aura :

$$41 + 41.0,015 = 41,62 \text{ m hauteur centrale en crête.}$$

ESTIMATION DU COUT DU BARRAGE

Designations	Unites	Prix unitaires (D.A)	Quantités	Montants (millions de D.A)
Digue				
-Deblais:- Alluvions	m ³	20,6	90520	1,864712
-Roches	m ³	85,7	47000	4,028
-Remblais:-Recharges	m ³	30,8	1410720	43,45
-Noyau	m ³	35,6	18016	6,4137
-Filtres	m ³	137	189302	26,05
-Rip-Rap	m ³	102,8	66190	6,804
			Total digue	88,61
Batardeau				
- Deblais	m ³	20,6	33480	0,690
- Remblais:- Recharges	m ³	30,8	89280	2,75
- Noyau	m ³	35,6	19840	0,7063
-Filtres	m ³	137	7620	1,04394
-Rip-Rap	m ³	102,8	10010	1,029
			Total batardeau	5,19394
Evacuateur de crue				
-Deblais	m ³	85,7	64065	5,49
-Beton deversoir	m ³	1500	14200	21,3
-Beton canal -sautdeski	m ³	1500	23024	34,54
			Total eva-crue	61,33
Derivation-Vidange-Prise d'eau				
-Deblais	m ³	85,7	11225	0,96
-Beton	m ³	1500	1924	2,89
Materiel hydro-mecanique		forfait		1,50
			Total vidange	4,35
Ecran d'étanchéité.		forfait		0,50
-Revêtement crête				
-Retablisement reseau routier				10,01606
-Divers				

COUT TOTAL 170 000000 DA

CONCLUSION

Dans le cadre de notre étude, nous nous sommes efforcées de soulever les divers problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un barrage en terre, cependant vu les conditions de notre travail, délai trop court pour une étude complète, manque de données, nous tenons à souligner que notre thèse n'est qu'une contribution à l'étude du barrage de Bou-Kourdane et ne peut en aucun cas être considéré comme document final.

Nous concluons, que le barrage de Bour-Kourdane est parfaitement réalisable, mais nécessite cependant une étude complémentaire, géotechnique, géologique, etc....

Nous tenons cependant à attirer l'attention sur le taux d'envasement qui est très important il sera nécessaire de prévoir des dispositions à même de le diminuer (reboisement des versants du bassin

SOMMAIRE

Titre	Page.
Introduction	1
I Situation géographique et Topographique	3
1- Situation géographique	3
2- Accès	3
3- Topographie	3
II Etude géologique	5
1- Géologie régionale	5
2- Travaux de reconnaissance	5
3- Stratigraphie	6
4- Géologie de la cuvette	9
5- Tectonique	10
6- Sismesite	10
7- Géologie du site	10
8- Caractéristiques Géotechniques et Perméabilité des fondations	12
9- Matériaux d'emprunt	13
10- Conclusion	15
III- Etude Hydrologique	16
1- Introduction	16
2- Caractéristiques morphométriques du bassin.....	16
3- Données Disponibles	17
4- Pluviométrie	19
5- Etude des apports	20
6- Etude des crues	23
7- Transport solide	27
8- Evaporation sur la retenue	28
9- Salinité	28
Tableau récapitulatif	29

Titre	Page
IV Regularisation	30
V. Barrage	34
1- Choix du site	34
2- Choix de l'axe de la digue	34
3- Garde d'envasement	35
4- Niveau normal de la retenue	35
5- Niveau des plus hautes eaux	37
6- Calcul de la revanche	38
7- Cote de la crête	39
8- Hauteur maximale du Barrage	39
9- Largeur en crête du barrage	39
10- Longueur en crête du barrage	40
11- Pentes des talus	40
12- Forme et dimensions du dispositif d'etancheité.....	41
13- Prisme de drainage	43
14- Filtres	43
15- Protection des talus	44
Tableau recapitulatif	45
VI - Materiaux utilises	46
1- Alluvions	46
2- Argile	47
3- Enrochements	48
4- Materiaux des Filtres	48
VII. Infiltrations et risques de renard	53
1- Generalité	53
2- Estimation du debit de debit de fuite à travers la digue	53
3- Fuites à travers les fondations	55

Titre	Page.
VIII- Etude de la stabilité des talus	57
1- Generalité	57
2- Principe des calculs de stabilité	57
3- Methode utilisée	58
4- Cas étudiés	59
tableau recapitulatif	72
IX- Evacuateur de crues	73
1- Generalité	73
2- Rôle	73
3- Crue de Projet	73
4- Type d'évacuateur de crue	74
5- Caracteristiques de l'evacuateur de crue.....	74
6- Predimensionnement	75
7- Laminage de crue	77
8- Etude da model reduit	82
9- Etude de l'écoulement dans le canal de faite du deversoir	94
10- Etude de la stabilité de diversoir	97
X- Derivation provisoire et Batardeau	101
1- Criteres de dimensionnement	101
2- Etude des types d'écoulement	102
3- Laminage de la crue de chantier	108
4- Type de Batardeau	108
XI- Vidange de Fond et prise d'eau	109
1- Rôle	109
2- Tete amont	109
3- Ligne d'eau dans la galerie	112
4- Prise d'eau	113

Titre	Page.
XII-.Ouvrages.avals	114
1- Dissipoteur d'energie à l'aval du canal.trapezoïdal..	114
2- Dissipoteur d'énergie à l'aval de la galerie de vidange	115
XIII- Organisation de chantier	117
1- Moyens.materiels de chantier	117
2- Succession des travaux de chantier	117
3- Execution des travaux	118
4- Planning des travaux	122
5- Estimation du volume des travaux et du coût	123
Conclusion	124

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

- (1) - LUCIAN IUIE - Cours FEN 201
(1) - Cours FEN 201 ..
E.N.P.A 1981
- (2) - Geza LAPRAY - Cours Hydraulique 1, 2, 3
et cours d'Hydrodynamique
E.N.P.A 1981
- (3) - G. RENENIERAS - L'Hydrologie de l'Ingénieur
Eyrolles - Paris 1977
- (4) - G. SCHNEEBELI - Hydraulique Souterraine
Eyrolles - Paris 1966
- (5) - G. PHILIPPONNAT - Fondations et Ouvrages en terre
Eyrolles - Paris 1979
- (6) - H. VARLET - Barrages-réservoirs. 1, 2, 3
Eyrolles - Paris 1966
- (7) - M. CARLIER - Hydraulique générale et appliquée
Eyrolles - Paris 1972
- (8) - Anonyme - Technique des barrages en aménagement
rural - 1977
- (9) - MA 'ET ET PACQUANT - Les barrages en terre
Eyrolles - Paris 1951
- (10) - RIABI ET AIT DAHMANE - Thèse de fin d'étude
E.N.P.A - Janvier 1981

PH00683
1

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
ET POPULAIRE

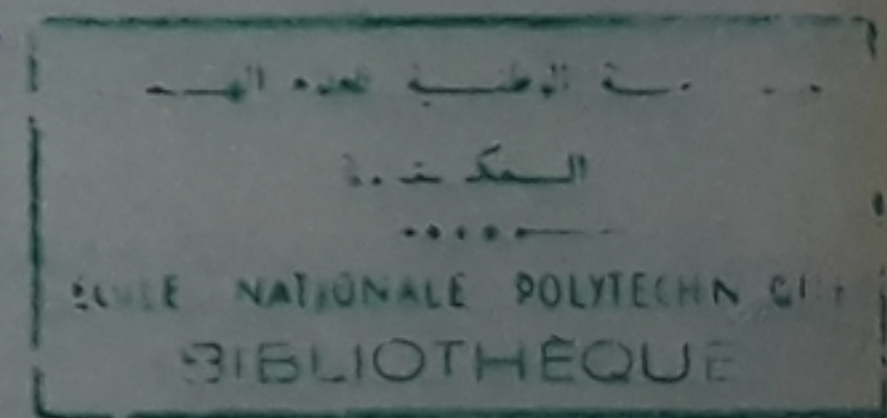
UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
HOUARI BOUMEDIENE

E.N.P.A.

PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE
DE BOU KOURDANE SUR
L'OUED EL HACHEM

PLAN DE
SITUATION

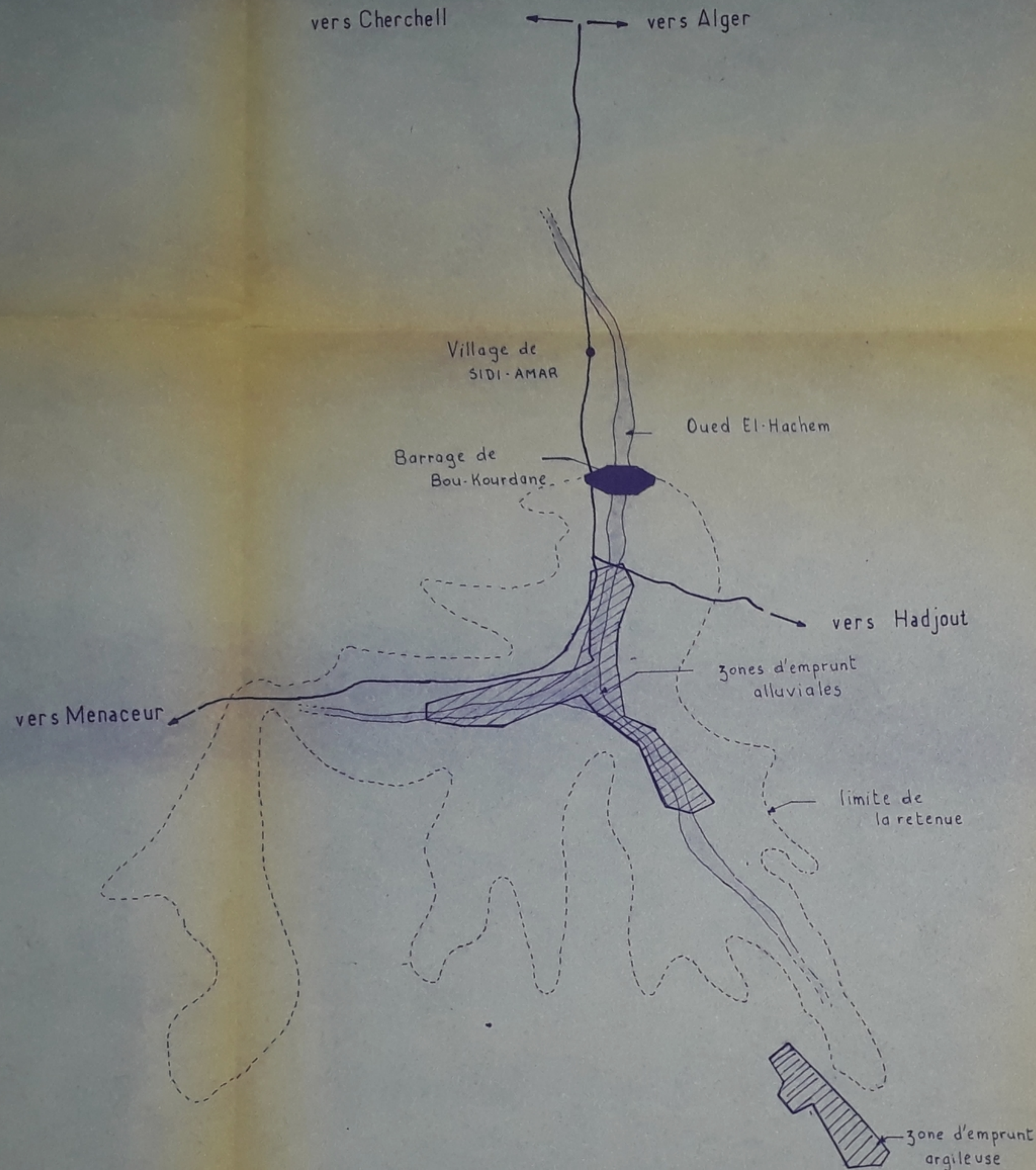


ETUDIE PAR:
B.MESSAID
F.BELLAHSENE
DIRIGE PAR LE PROF:
DR S.BEDNARCZYK

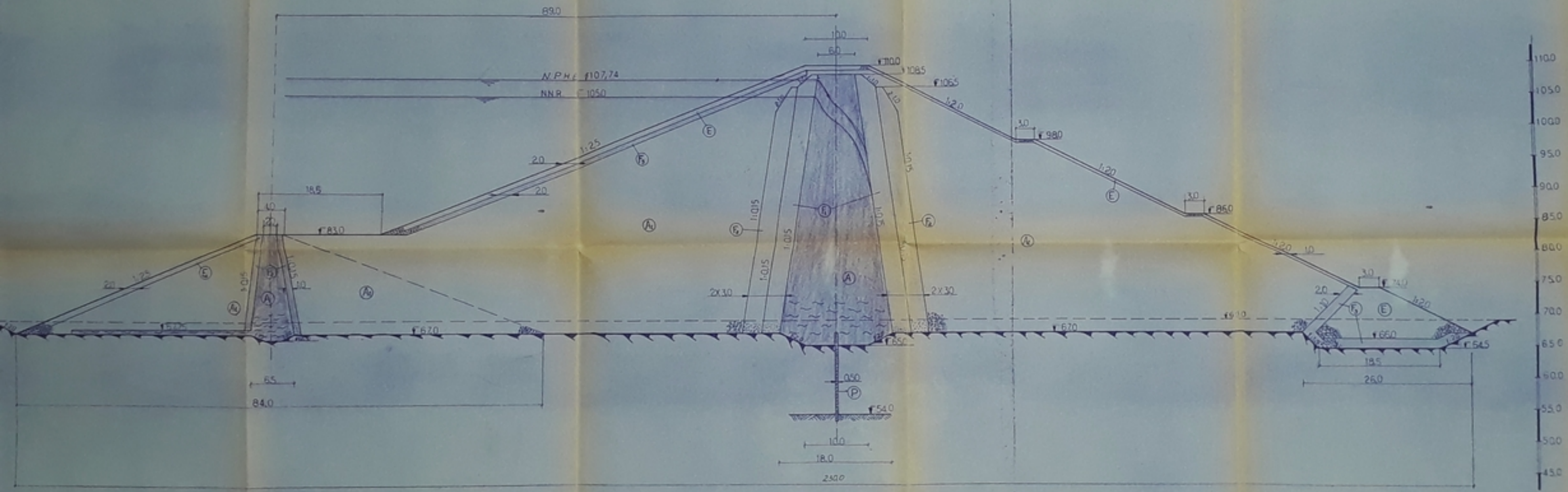
PLANCHE
N° 1
Proposé par:
D.G.I.H.

ECHELLE
1 / 25000

Promotion Janvier 1983



- (A) ARGILE
- (B) ALLUVIONS
- (E) ENROCHEMENTS
- (F) (5) (6) FILTRES
- (P) PARI MOULEE



PH 00673

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
POPULAIRE
UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
QUARTIER BOUMEDIENE

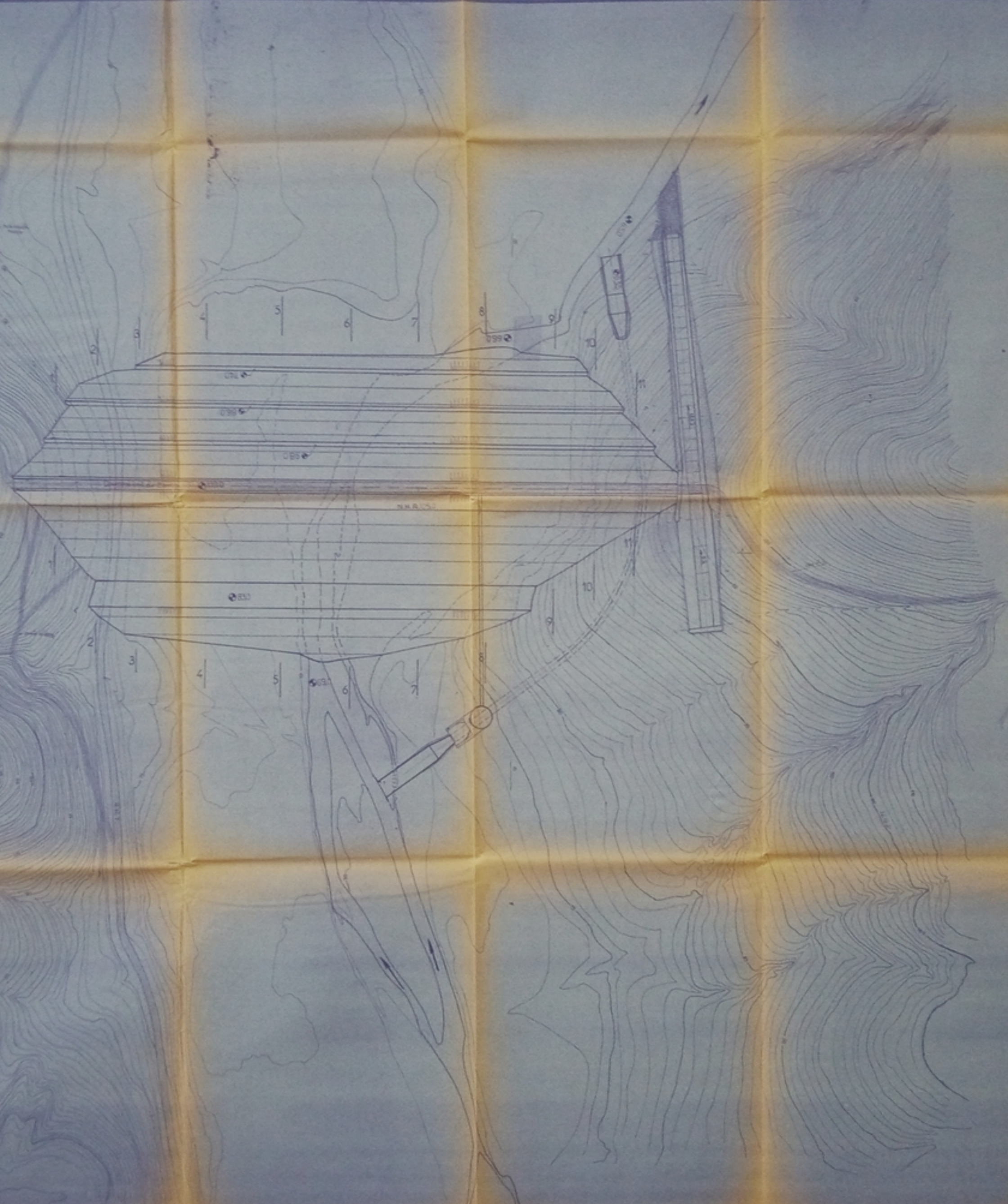
ENPA

PROJET DE FIN D'ETUDES
ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE
DE BOU KOURDANE SUR
LOUED EL HACHEM

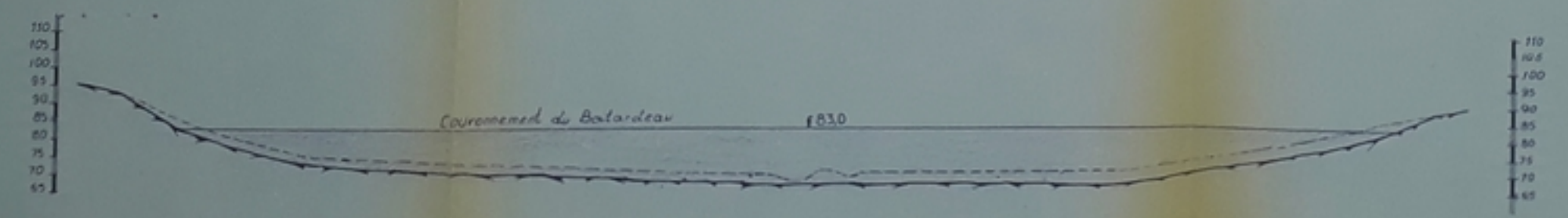
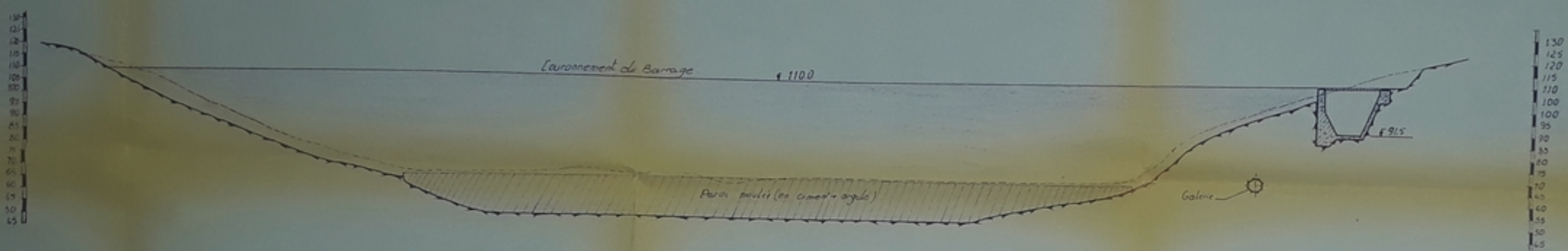
COUPE TYPE

Etude par R. MESSAOUD F. BELLAHCHENE Dirige par le PROF. D. S. BEDNARCIK	PLANCHE N° 3	ECHELLE
	Prep. par DGIH	1/250

Promotion Janvier 1983



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
 ET POPULAIRE
 UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
 BOU-SAÏAD
E.N.P.A.
 DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE
 DE BOUKOURDANE SUR
 L'OUED EL-MACHEM
 VUE EN PLAN
 Date de l'ouvrage : 1983
 N° : 1
 PROJETE PAR : D.G.I.H.
 PROMOTION JAN 83



PH 00683
-5-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
ET POPULAIRE

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
HOUMI BOUMEDIENE

E.N.P.A.

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE
DE BOU-KOURDANE SUR
LOUED EL-HACHEM

COUPES LONGITUDINALES DU
BARRAGE ET DU BATARDEAU

Etude par
F. BELLAÏSSE
B. MESSIO

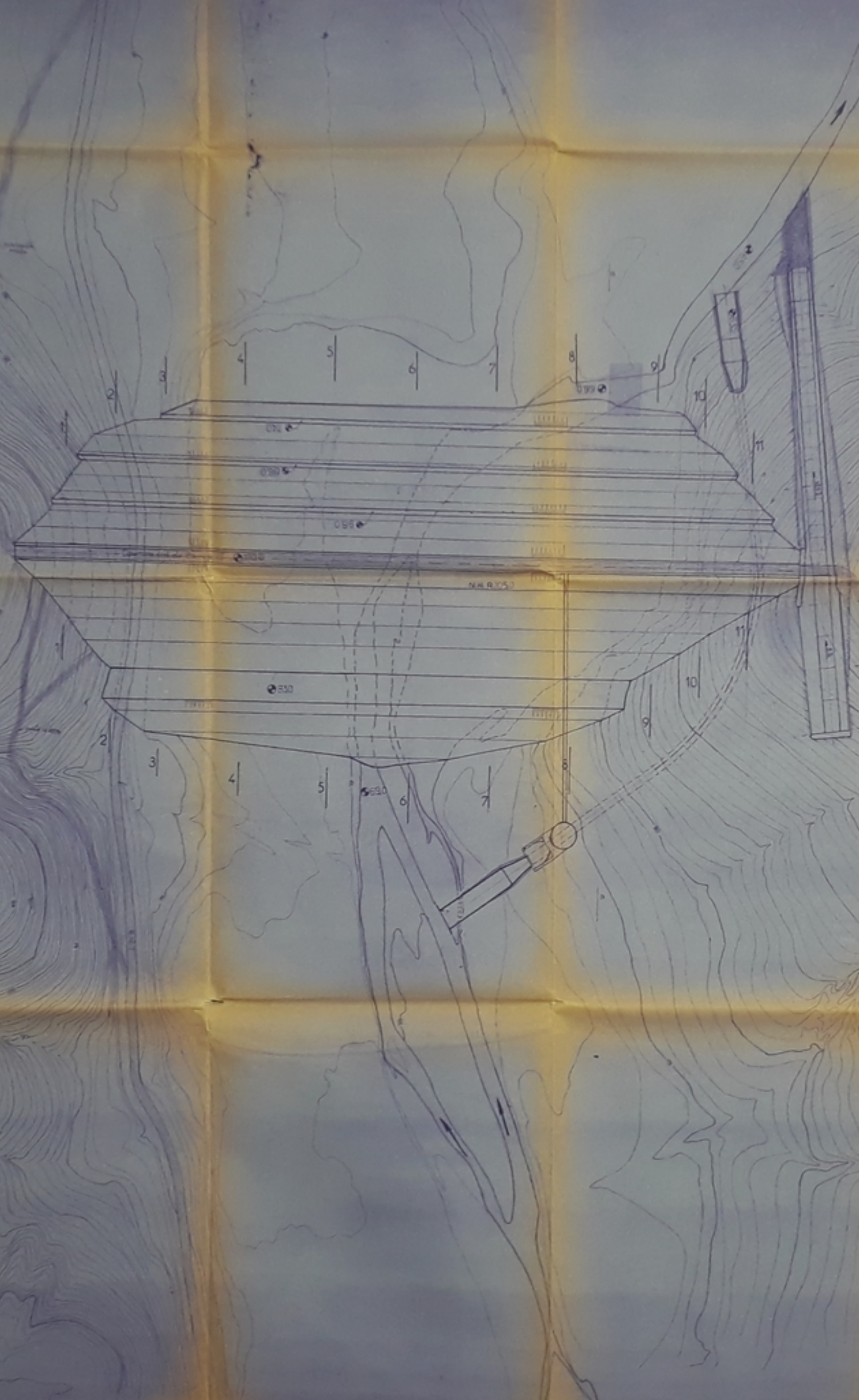
Dirigé par le prof.
Dr S. BEDNARCZYK

PLANCHE
N° 5

PROPOSE PAR
D.G.I.H.

ECHELLE
1/1000

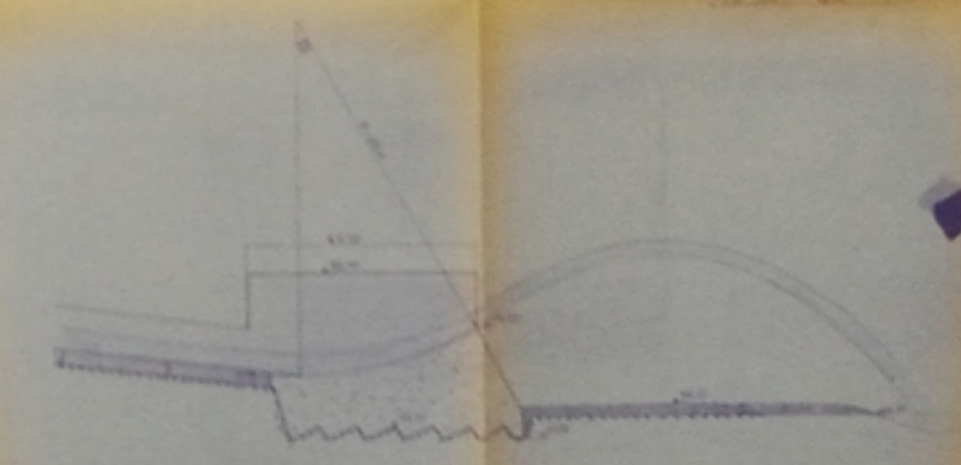
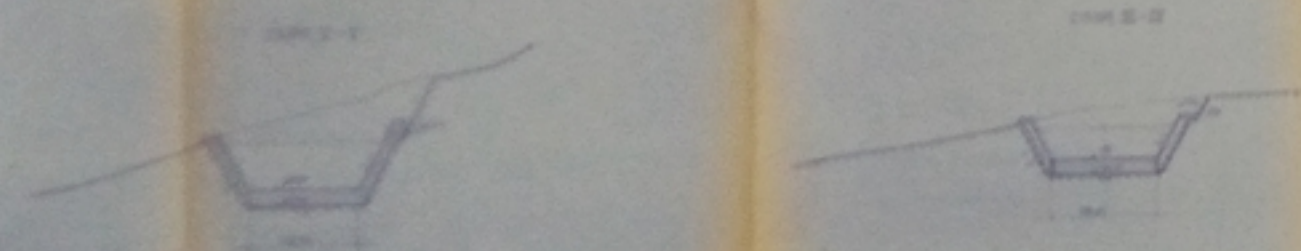
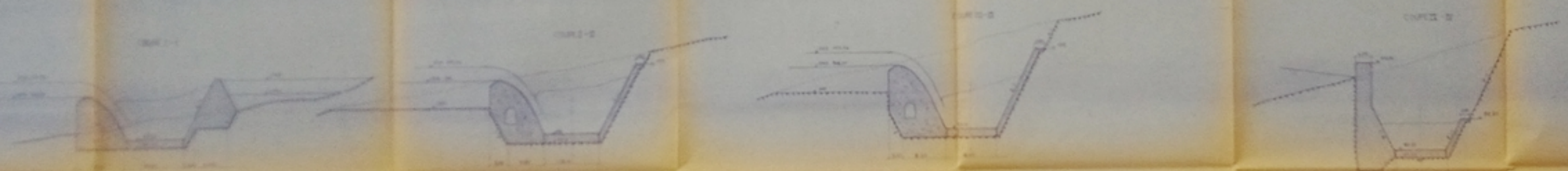
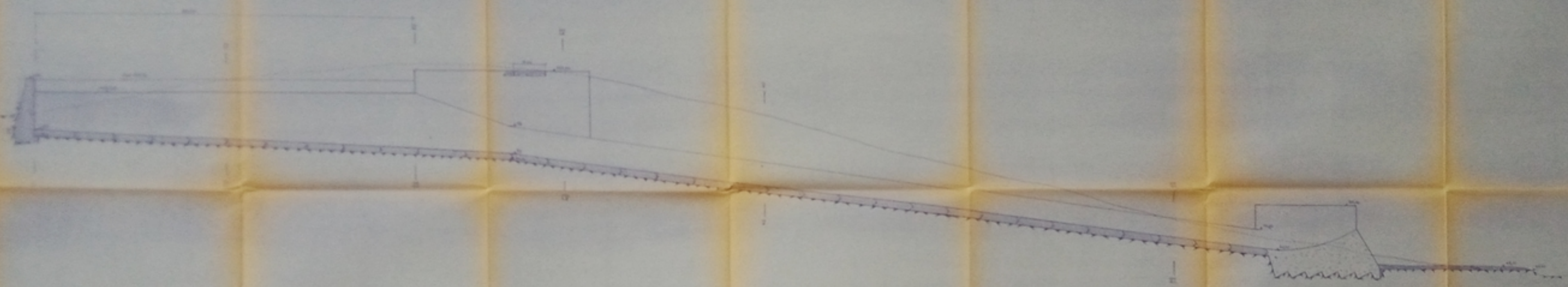
PROMOTION JAN. 83



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
 ET POPULAIRE
 MINISTRE DU SECTEUR DE LA CONSTRUCTION
 MOANS MOANS
E.N.P.A.
 DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE
 DE BOUKOURDANE SUR
 L'OUED EL-HACHEM

VUE EN PLAN

Scale: 1/10000
 Date: 1983
 Author: D.G.T.H.
 Promotion: JAN 83

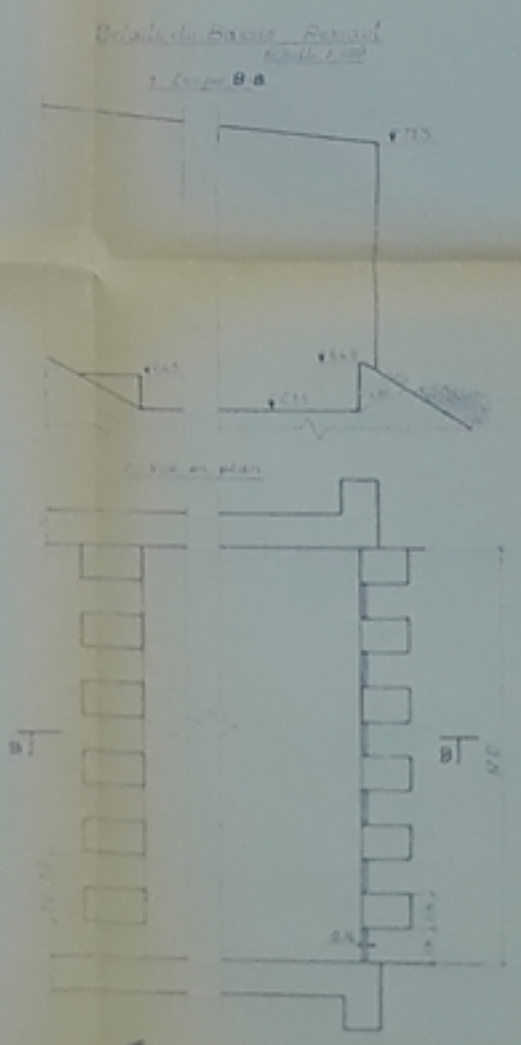
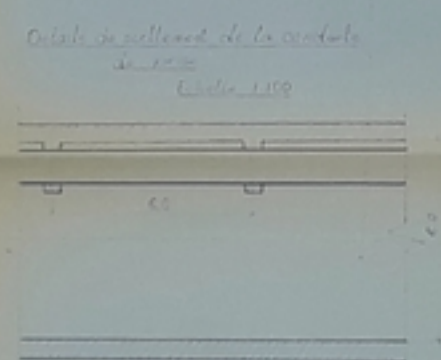
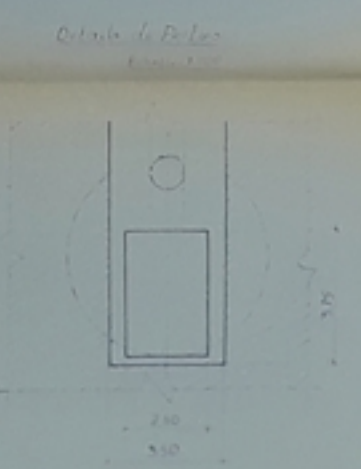
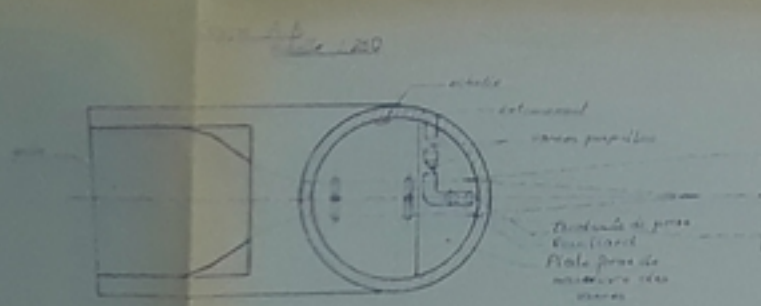
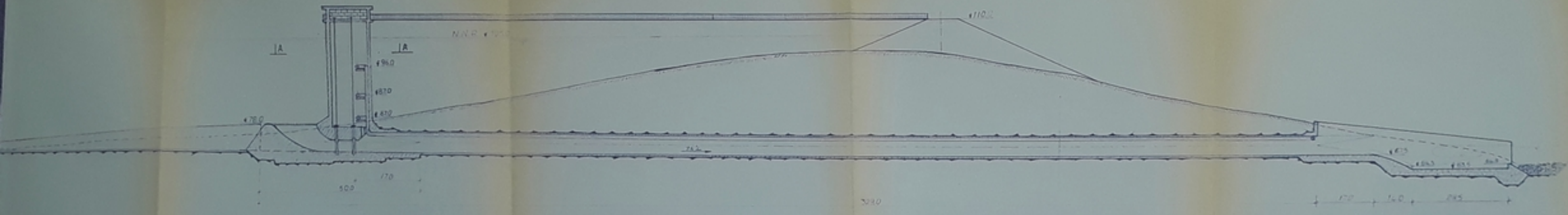


SAUT DE SKI

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
 ET POPULAIRE
 UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
 "BOUMELAL ALGER"
ENPA
 DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE
 DE BOUKOURDANE SUR
 L'OUED EL-HACHEM

EVACUATEUR DES CRUES

PROMOTION JAN 83



PH 633
28

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DE LA TRAFIC

E.N.P.A.

DEPARTEMENT D'ALGER

PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE BOUKORDANE SUR LOUED EL-HACHEM

DERIVATION PROVISOIRE

VIDANGE DE FOND

PRISE D'EAU

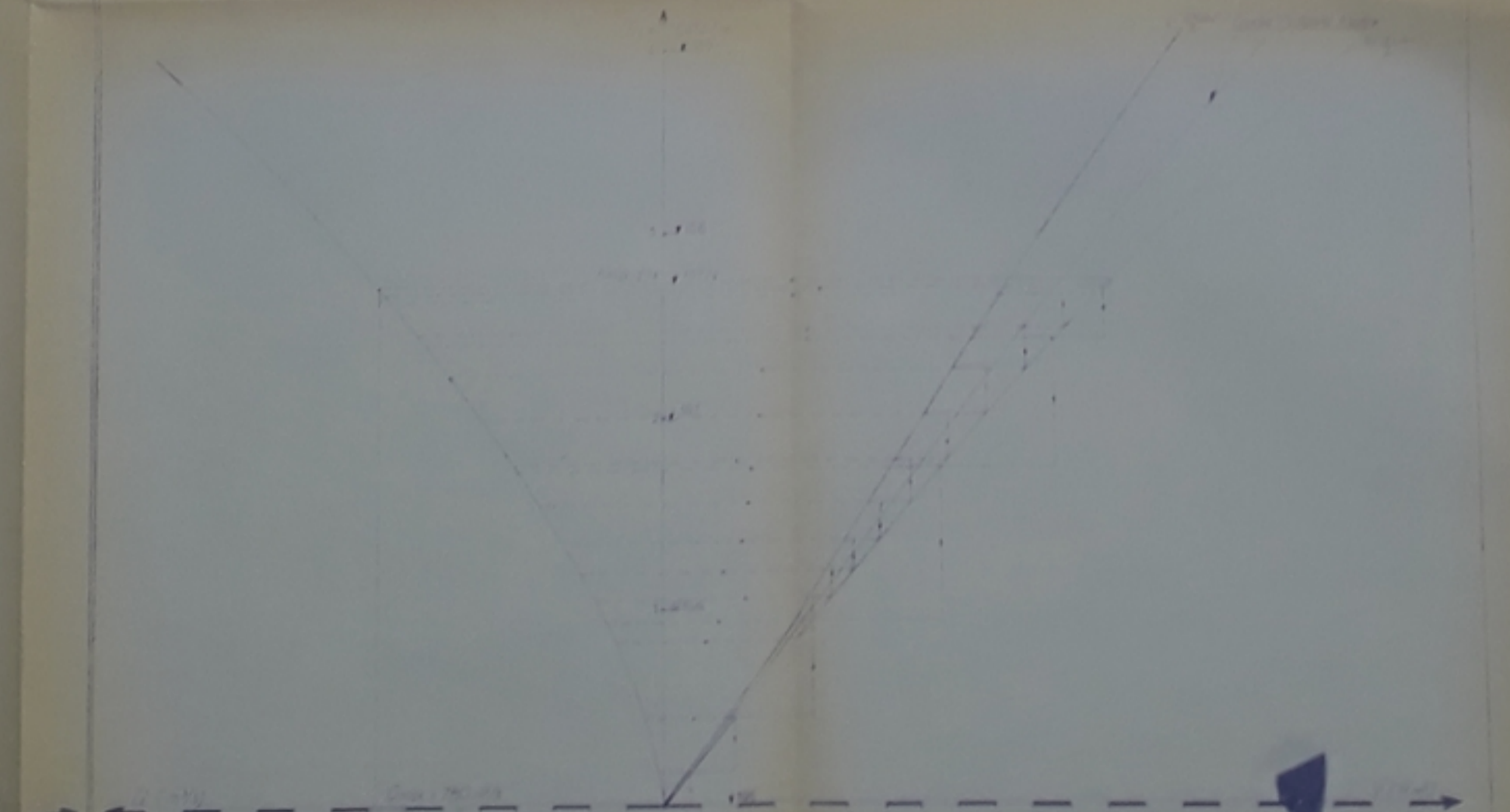
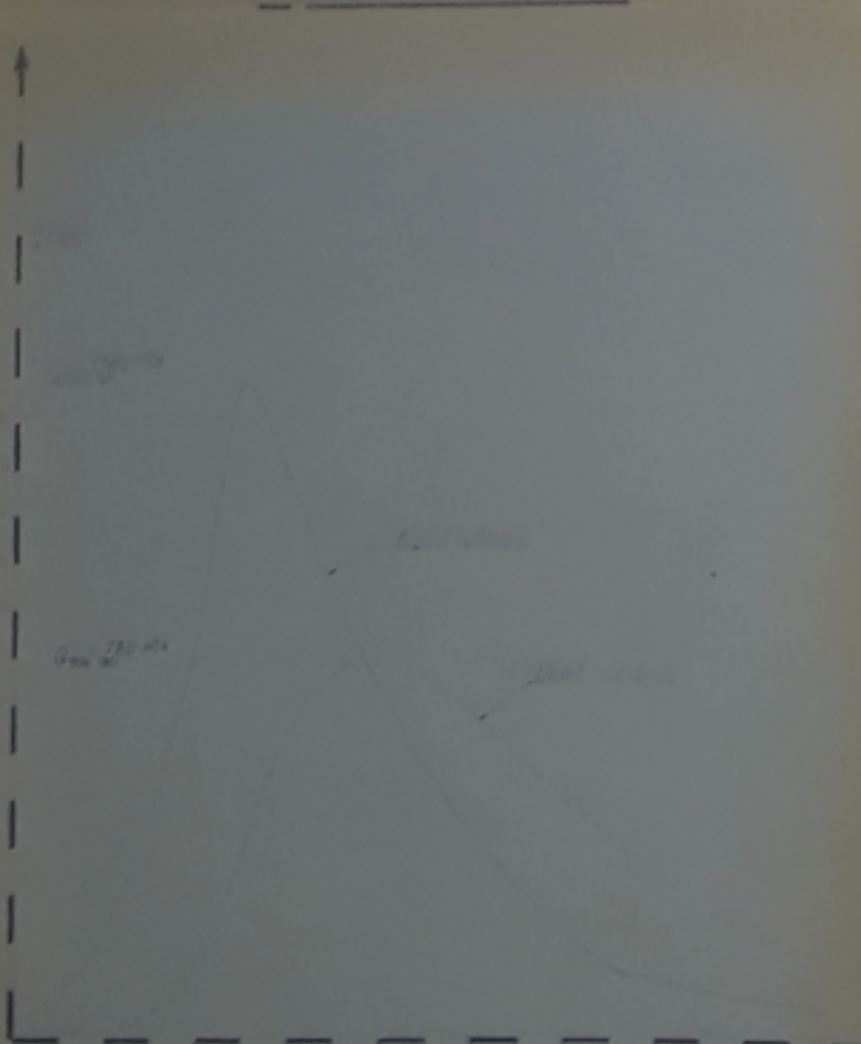
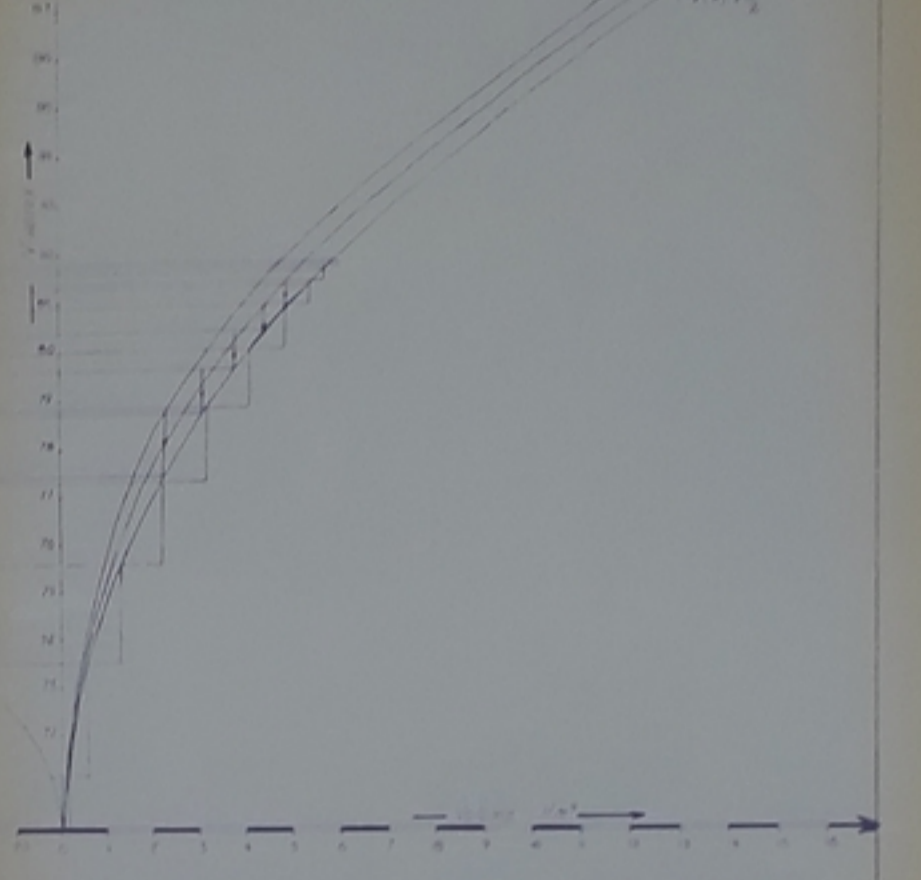
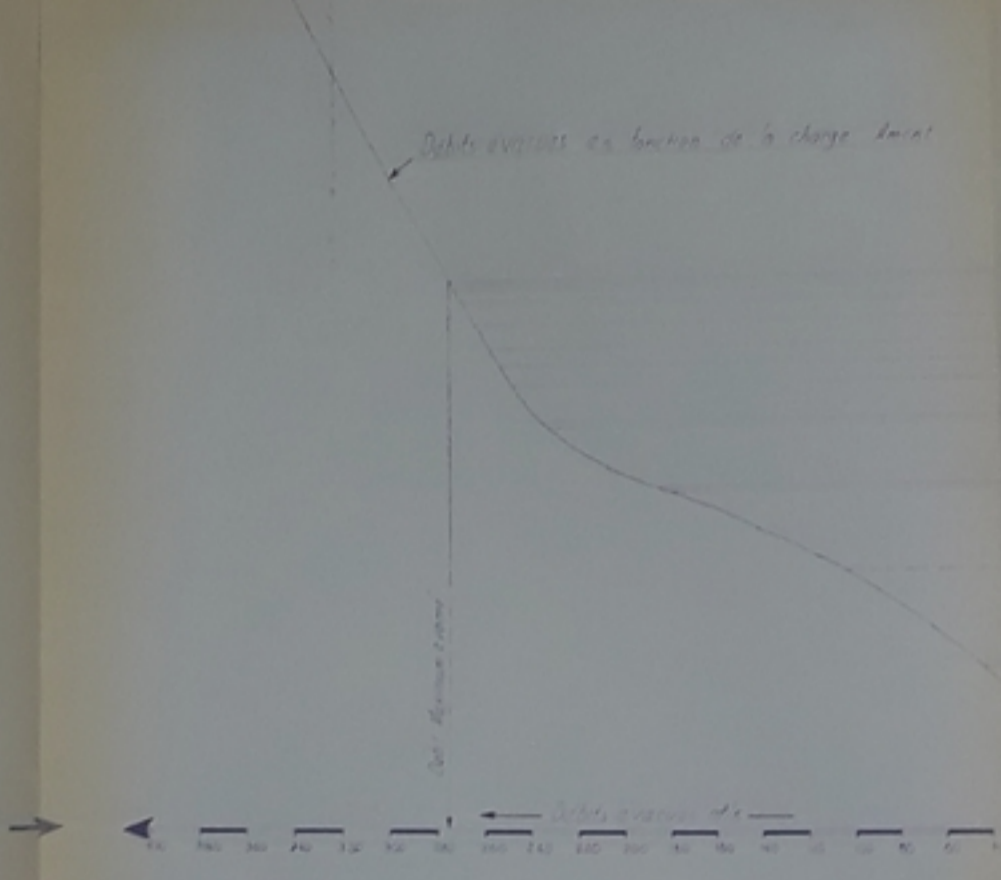
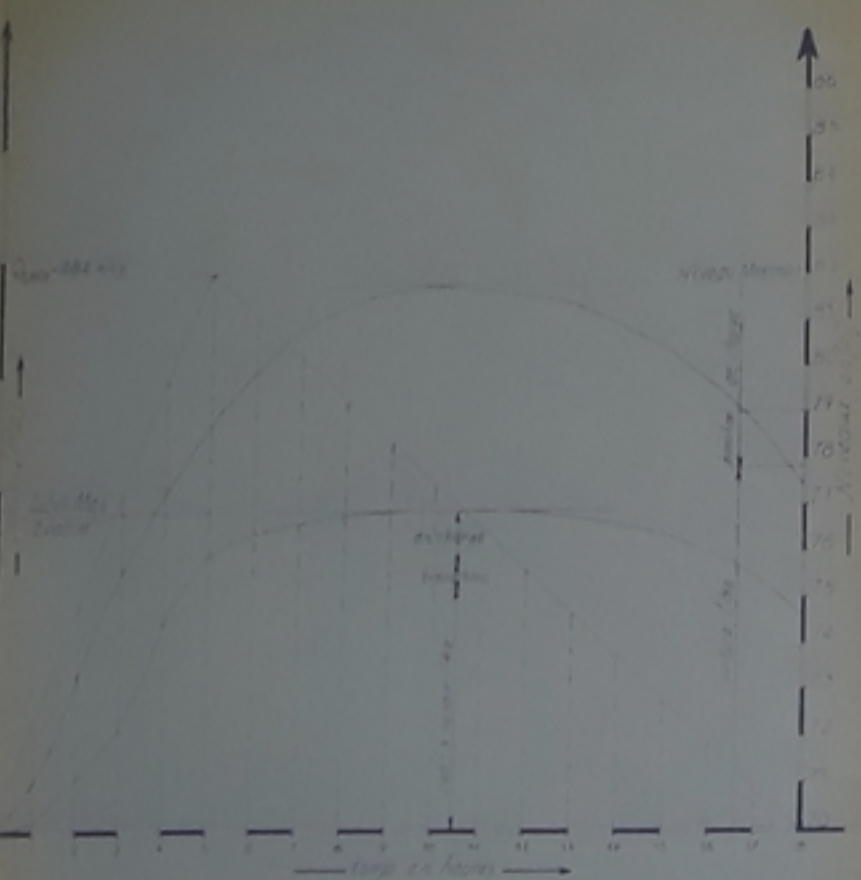
PROMOTION JAI 81

LAMINAGE DE LA CRUE DE CHANTIER

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290



PH 206 B3
- 83 -

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
ET POPULAIRE
UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
HOUMRI BOUMEDIENE

ENPA

PROJET DE FIN D'ETUDES
ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE
DE BOU KOURDANE SUR
LOUED EL HACHEM

LAMINAGE DE
CRUES

LIBRE NATIONAL SUPERIEUR DE
BIBLIOTHEQUE

Etudé par
B. MESSAÏD
F. BELLAÏSÈNE
Dirigé par le PROF
S. BENBROUCHE

PLANCHE
N° 9
Program par
DG14

Echelle
vert 1/20
hor 1cm=1km

Promotion Janvier 1983

