

République Algérienne Démocratique et Populaire 16/93

Ministère de l'Enseignement Supérieur

Ecole Nationale Polytechnique d'El-Harrach

Institut d'hydraulique



Projet de Fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique

THEME

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE
TAKDEMPT SUR L'OUED SEBAOU.

5 PLANCHES

Proposé par

ENHPC

Etudié par

Melle H. AYAD
Melle S. MAZROU

Dirigé par

M. Y. MOULOUDI

Promotion 92-93

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur

Ecole Nationale Polytechnique d'El-Harrach

Institut d'hydraulique



Projet de Fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique

THEME

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE
TAKDEMPT SUR L'OUED SEBAOU.

Proposé par

Etudié par

Dirigé par

Melle H. AYAD
Melle S. MAZROU

M. Y. MOULOUDI

Promotion 92-93

RESUME

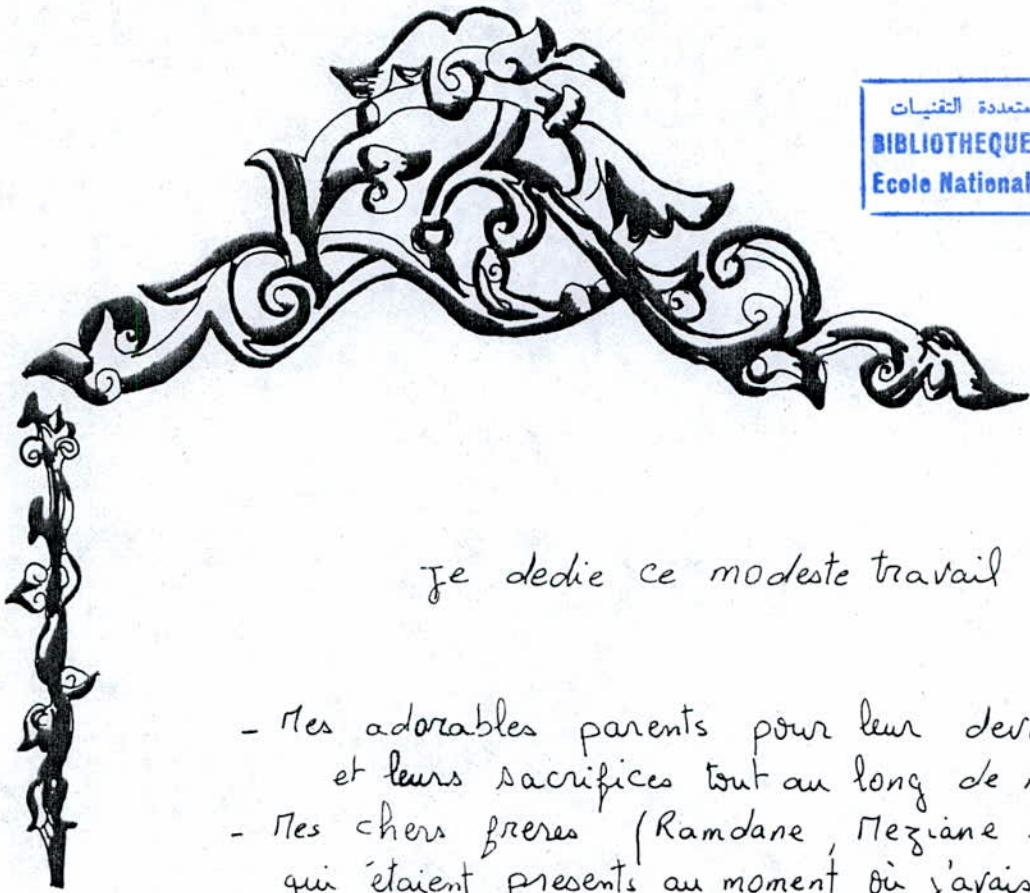
Notre projet de fin d'étude intitulé ** ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE SUR L OUED SEBAOU ** a pour but l'étude des possibilités géologique géotechniques ect du bassin versant du SEBAOU afin de déterminer les caractéristiques physiques et hydrauliques du barrage dans l'éventualité de sa faisabilité.

SUMMARY

Our project headed ** STUDY OF FEASIBLE OF TAKDEMPT DAM ON SEBAOU WADI ** has for object the study of the geologicals geotechnics and hydrologicals possibilities of the SEBAOU versant bassin in order to determine the physicals and hydrolics characteristics of the dam in the eventuality of its feasible.

ملخص

موضوع بحثنا هو " دراسة امكانية انشاء سد تاخدمت على وادي سباو " الهدف منه هو دراسة قابلية المنطقة لاحتواء السد من الناحية الهيدرولوجية الجيولوجية الجيو تكتنية الخ من اجل ايجاد الخصائص الفيزيائية والمائية للسد في حالة انشاءه .



Je dedie ce modeste travail à :

- Mes adorables parents pour leur dévouement et leurs sacrifices tout au long de ma vie .
- Mes chers frères (Ramdane, Meziane et AbdelHamid) qui étaient présents au moment où j'avais le plus besoin d'eux .
- Mes sœurs (Djidyga et Sabeha) .
- Mes neveux (Meziane et Tarek)
- Mes nièces (Nadia , Zeila et Tanina)
- Mon oncle Lahcene et sa famille .
- Mon amie Habiba .
- Toutes mes amies et tous mes camarades que j'ai côtoyé .

Saleha
~





je dedie ce modeste travail à :

- Mes très chers parents pour leur soutien moral et matériel durant toute ma vie.
- Mes frères (Hallel , Djoudi et Samir) pour avoir été présents à mes côtés.
- Mes sœurs (Houria - Djamila - Karima , Baya et Malika) pour m'avoir supporté.
- Mes beaux frères .
- Mes nièces (Nariman et Yasmine) .
- Mes neveux (Lotfi et Mohammed) .
- Mes meilleures amies (Saleha , Mounka et Dalila) .
- Tous mes camarades
- Iman , Sihem et Ghania pour toute la confiance qu'elles ont placé en moi .

Habiba



REMERCIEMENTS



Nous tenons, tout d'abord à remercier notre promoteur Monsieur Mouloudi pour ses conseils et sa précieuse aide durant tout notre travail.

Nous remercions également tous les enseignants du département hydraulique sans exception pour tout le savoir que nous avons acquis grâce à eux durant notre formation.

Nous remercions vivement et chaleureusement Mr Kacemi de l'ENHPC pour son inestimable aide.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce présent travail nous citerons :

- les travailleurs de l'ANRH surtout : Mme Maria, Mr Smati, Mr Boudedja, Mr Zerrouki et Mr Zoubiri.
- Mr Aouane de l'ANB
- les travailleurs de la bibliothèque de l'ENP et USTHB
- Kadi, Karim et leur équipe de Campus Copy Center.

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Introduction

Chp I Choix du site et situation

- I.1. Choix du site
 - I.1.1. Takdempt
 - I.1.2. Drâa El Kiffane
 - I.1.3. Belloua
- I.2. Emplacement et accès

Chp II Etude topographique

- II.1. Bassin versant
- II.2. Site

Chp III Etude Hydrologique

- I. Introduction
- II. Caractéristiques du bassin versant
 - II.1. Définition du bassin versant
 - II.2. Présentation du bassin versant
 - II.3. Caractéristiques géométriques
 - II.3.a. Superficie
 - II.3.b. Périmètre
 - II.3.c. Thalweg principal
 - II.3.d. Indice de compacité
 - II.3.e. Rectangle équivalent
 - II.4. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant
 - II.4.1. Relief
 - II.4.2. Indice de pente moyenne
 - II.4.3. Temps de concentration
 - II.4.4. Vitesse de propagation moyenne
 - II.4.5. Densité de densité
 - II.5. Caractéristiques climatiques du bassin versant
 - II.5.1. Climat
 - II.5.2. Température
 - II.5.3. Evaporation
 - II.5.4. Humidité
 - II.5.5. Vents
- III. Analyse pluviométrique du bassin versant
 - Introduction
 - III.1. Analyse des données
 - III.2. Extension des séries
 - III.3. Détermination de la pluie moyenne du bassin versant
 - III.3.1. Moyenne arithmétique
 - III.3.2. Méthode des Isohyetes
 - III.3.3. Méthode de Thiessen
 - III.3.4. Méthode graphique
 - III.4. Précipitations externes

- III.4.1. Précipitations interannuelles
- III.4.2. pluies maximales journalières
- III.4.3. Répartition mensuelle des pluies
- III.4.4. Pluies de courtes durées

IV. Apports liquides

- A. Formules empiriques
- B. Méthode d'analogie et de transposition
- C. Observations directes

V. transport solide et envasement

- V.1. Formule de Tixeront
- V.2. Formule de Fournier
- V.3. Formule de Gavrilovic
- V.4. Formule de Binnie and Partners

VI. Etude des crues

Introduction

- VI.1. Définition de la crue
- VI.2. Evaluation des débits de crue
 - VI.2.A. Formules empiriques
 - VI.2.B. méthodes statistiques
 - VI.2.B.1. Loi de Gumbel
 - VI.2.B.2. Loi de Galton

VI Hydrogrammes des crues

VIII. Régularisation

- VIII.1. Méthode d'évaluation
 - VIII.1.1. Régularisation saisonnière
 - VIII.1.2. Régularisation interannuelle

IX. Laminage des crues

IX.1 Principe de la méthode

Chp IV Etude géologique du bassin versant

- IV.1. Géologie régionale
- IV.2. Géologie de la cuvette
- IV.3. Géologie du site
- IV.4. Sismicité

Chp V Etude géotechnique

- V.1. Sondages de reconnaissance
- V.2. Essais de pénétration
 - V.2.a. Essais Lefranc
 - V.2.b. Essais Lugeon
 - V.2.c. Essais de pénétration standard
- V.3. Essais en laboratoire

Chp VI Conception de la digue

Introduction

- VI.1. Choix du site
- VI.2. Choix de l'axe
- VI.3. Etude de la fondation

- VI.4. Matériaux de construction
 - VI.4.a. Matériau du noyau
 - VI.4.b. Matériaux des recharges
 - VI.4.c. Enrochements et riprap
 - VI.4.d. Granulats et matériaux filtrants
- VI.5. Dimensionnement de la digue
 - VI.5.1. Hauteur de la digue
 - VI.5.2. Longueur de crête
 - VI.5.3. Largeur en crête du barrage
 - VI.5.4. Pentes des talus
 - VI.5.5. Bermes
 - VI.5.6. Protection des talus
 - VI.5.7. Dimensionnement du noyau
 - VI.5.8. Drain et filtres
- VI.6. Etudes des infiltrations
 - VI.6.1. Tracé de la ligne phréatique
 - VI.6.2. Calcul du débit de fuite
 - VI.6.3. Vérification à la résistance à l'infiltration
- VI.7. Etude de la stabilité

Chp VII Ouvrages annexes

- I. Dérivation provisoire et batardeau
- II. Evacuation des crues
- III. Vidange de fond
- IV. Ouvrage de prise d'eau

Conclusion : Etude technico-économique du barrage.

Conclusion générale.

Annexes

INTRODUCTION

L'eau est indispensable à la vie.

La vie est née dans l'eau, elle n'a pu se développer que dans l'eau et autour de l'eau.

Les ressources étant variables dans le temps, face à des besoins plus réguliers, leur exploitation rationnelle entraîne leurs régularisation par accumulation.

Celle - ci est réalisée, soit dans des réservoirs naturels (lacs) ou artificiels (barrages réservoirs), soit dans des structures hydrologiques ou des barrages souterrains.

La croissance démographique et ses besoins a engendré une demande au delà de toutes prévisions et pour y remédier l'Algérie doit construire des retenues dans les bassins des principaux Oueds.

Une somme de travaux considérable a été déjà effectuée par le passé pour identifier les sites les plus susceptibles de convenir à l'aménagement de stockages.

La région du Grand Alger, comprenant la capitale elle même, sa banlieue périphérique, la ville de Boufarik, la zone industrielle qui s'étend d'El Harrach à Rouiba et Reghaïa et la plaine agricole de la Mitidja, a une demande énorme en eau douce de bonne qualité.

Les volumes disponibles actuellement sont nettement insuffisants.

Pour cela, divers plans sont à l'étude en vue de la mobilisation des ressources des cours d'eau qui traverse la Mitidja mais ne peuvent pas satisfaire les besoins grandissants de la région.

Parmi les différentes solutions proposées pour fournir l'eau nécessaire, il y a celle de la mobilisation des eaux de l'Oued Sebaou et en particulier la construction du barrage de Takdempt sur les bas Sebaou à l'embouchure de l'Oued.

CHAPITRE I

Choix du site et situation

I - CHOIX DU SITE ET EMPLACEMENT

I - 1 - Choix du site :

Le Sebaou est le deuxième cours d'eau d'Algérie en terme de débit. Son bassin relativement petit, draine le plus haut massif montagneux d'Algérie, le Djurdjura.

Le bassin étant montagneux dans sa partie supérieure, la seule grande étendue de terres agricoles se trouve dans le lit majeur de l'oued lui - même. On remarque que seule une petite portion des eaux du Sebaou peut être utilisée à l'intérieur du bassin.

Pour mobiliser cette ressource, il est nécessaire de construire un barrage d'accumulation destiné à régulariser les débits de l'oued en vue de leur stockage et transfert vers les zones d'utilisation.

En se basant sur la carte topographique à l'échelle 1/50000 et en remontant l'oued nous remarquons 3 sites possibles sur l'oued Sebaou :

1. Takdempt.
2. Draa El Kiffane.
3. Belloua.

I - 1 - 1 - Takdempt.: à l'embouchure de l'oued.

Si la hauteur du barrage est limitée pour réduire les inondations en amont, ce site permettrait d'atteindre le prix de revient le plus bas en ce qui concerne l'emmagasinement et le transfert de l'eau. De plus, ce site est celui qui inonderait la moindre surface agricole et d'autres infrastructures existantes.

Il est à noter qu'il existe des possibilités de stockage d'une partie des débits en amont sur les affluents du Sebaou.

Ces réservoirs sont considérés dans l'aménagement à long terme de l'oued comme stockage d'appoint lorsque le barrage de Takdempt ne suffira plus, à lui seul, à répondre aux besoins du grand Alger et ceci étant donné leur capacité potentielle plus modeste et les prix de revient de l'eau plus élevés par rapport aux trois sites possibles sur le Sebaou lui - même.

I - 1 - 2 - Draa El Kiffane: sur le cours moyen de l'oued.

Un barrage à cet endroit inonderait également les terres agricoles, des bâtiments résidentiels et industriels à Tadmaït et Drâa Ben Khedda, ainsi que plusieurs routes importantes et plusieurs tronçons de la voie ferrée Alger - Tizi Ouzou.

I - 1 - 3 - **Belloua** : c'est une gorge rocheuse étroite sur le cours supérieur où une énorme retenue pourrait être créée à un coût relativement bas. Un coût de construction bien sûr, car la retenue ainsi créée inonderait des terres agricoles et surtout le nouveau complexe industriel de la Sonelec.

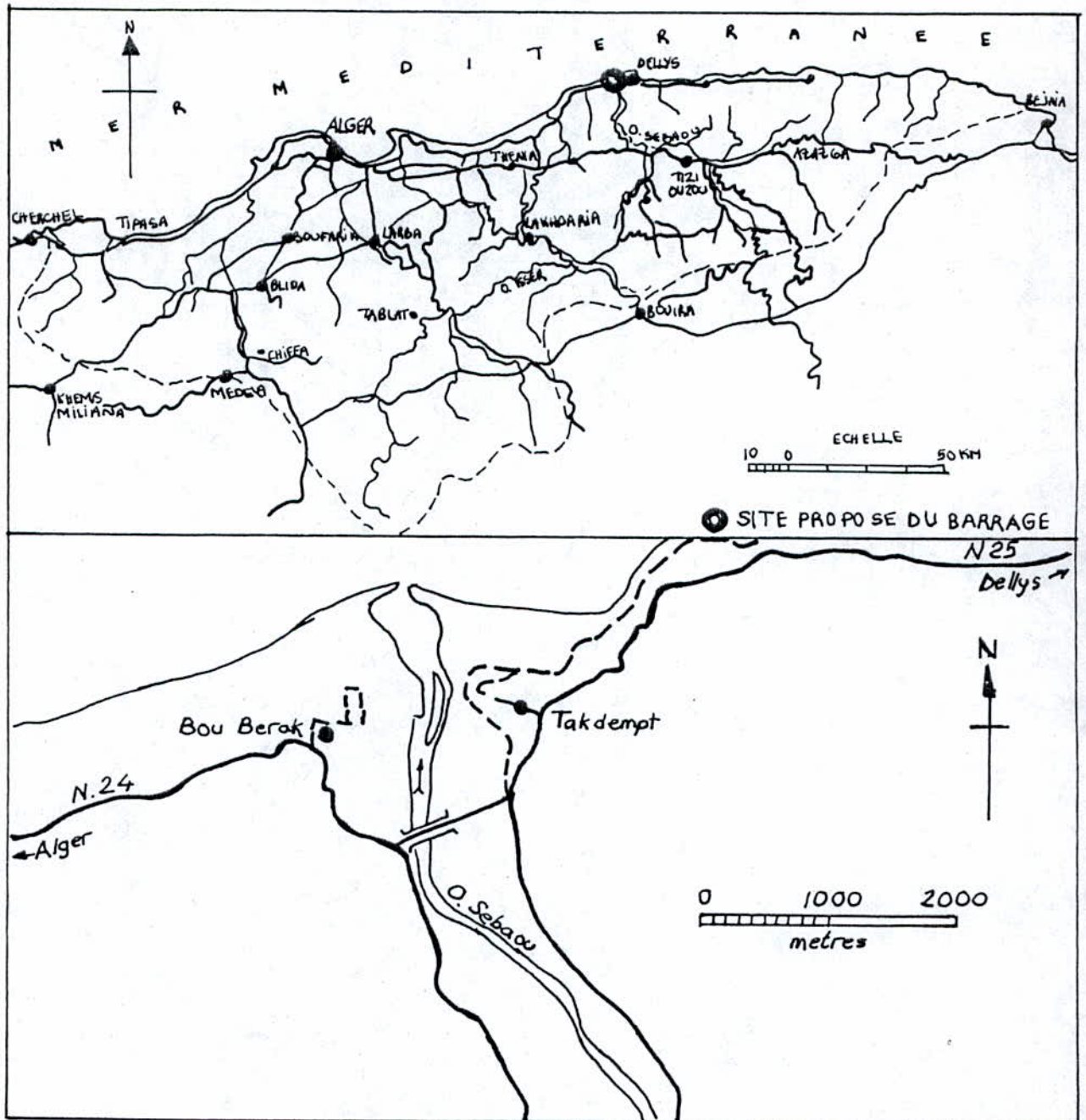
Depuis Belloua, l'eau serait relâchée dans le lit du Sebaou vers une station de pompage en aval.

I - 2 - **Emplacement du site et accès :**

Le site se trouve à 80 Km à l'Est d'Alger et 5.5 Km O/SO de Dellys sur l'embouchure de l'oued Sebaou à proximité du village de Takdempt. On peut y accéder en suivant la route côtière N°24. De bonnes routes goudronnées se dirigent vers le sud, sur les deux rives du Sebaou jusqu'à la RN 12 Alger - Tizi Ouzou. Tizi Ouzou est à 45 Km au Sud - Est de Takdempt.

Les coordonnées (Lambert) : X = 603.1; Y = 400.1; Z = 3. (voir fig.n° 4).

Fig 1 Carte de Situation



CHAPITRE II

Etude topographique

II - TOPOGRAPHIE

II - 1 - Topographie :

II - 1 - 1 - Bassin versant :

Sur les 18 Km de son parcours jusqu'à la Méditerranée, le bas Sebaou s'écoule vers le Nord. La largeur de la vallée est de l'ordre de 2 Km et plus sur la majeure partie de sa longueur avec de vastes champs plats et fertiles.

La plaine d'inondation de l'oued, formée de graviers et de quelques bancs de sable, a une largeur de 200 à 300 m. L'oued est confiné dans un lit mineur de 10 m de large.

L'oued n'a pas formé d'estuaire ou de delta important et s'écoule directement dans la mer, avec des bancs de sable déplacés par les orages et les crues qui changent parfois la configuration géométrique de l'embouchure. Ces bancs de sable empêchent effectivement la pénétration de l'eau de mer.

II - 1 - 2 - Site :

- La largeur du fond de la vallée est d'environ 800 m, une plaine alluviale bordant le cours d'eau actuel. La retenue se situe dans une vaste vallée dont la largeur moyenne est de 1300 m sur environ 8 Km en amont du site avant de se rétrécir jusqu'à une largeur de 500 m. Les pentes sont généralement plus abruptes sur la rive gauche, où le terrain atteint presque la côte de 600 m.

*) La rive gauche s'élève régulièrement depuis la vallée à la côte + 10 jusqu'au sommet du Djebel Bou Berrek à la côte 594 à 1.5 Km de distance.

La terrasse fluviale de la rive gauche s'étend sur une largeur de 400 m, le sol montant ensuite selon une pente plus forte (13°) jusqu'à une ligne de faite sur laquelle est située le village de Bou Berrek (cote 45).

*) La rive droite s'élève plus doucement (4.5°) jusqu'à la côte 370 à 1.5 Km de la vallée, la terrasse alluviale de la rive droite a une largeur supérieure à 250 m. Un éperon qui s'avance vers le nord - Ouest et fait face à l'autre rive porte le village de Takdempt est limitée sur 3 côtés par des falaises qui descendent sur la vallée et la plage. Les routes goudronnées longent la vallée du Sud au Nord sur les deux rives de L'oued.

A 2 Km de la côte, le pont de la route nationale N°25 franchit le cours de l'oued.

CHAPITRE III

Etude hydrologique

III – HYDROLOGIE

I – Introduction :

Le conseil fédéral pour la science et la technologie (U.S.A) à donné, en 1962, cette définition sur l'hydrologie : " l'hydrologie est la science qui étudie les eaux terrestres, leur origine, leur mouvement et leur répartition sur notre planète, leur propriétés physiques et chimiques, leur interaction avec l'environnement physique et biologique et leur influence sur les activités humaines ".

C'est donc brièvement, la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, de l'évolution de celle – ci à la surface de la terre et dans le sol, sous trois états : gazeux, liquide et solide.

Le comportement hydrologique d'un bassin versant est le résultat de l'interaction des différents facteurs climatiques et des paramètres physico-géographiques de la région en étude.

Les études des ressources en eau du bassin versant ont pour but de déterminer certains paramètres de base pour le barrage à savoir, les volumes mort et utile, le débit régularisé, les débits de crues, les débits solides, l'évaporation...

II – Caractéristiques du bassin versant :

II – 1 – Définition : On appelle bassin versant, une surface délimitée par la ligne de partage des eaux et telle que la pluie tombant sur cette surface passe à un moment donné par l'exutoire du cours d'eau.

II – 2 – Présentation du bassin :

Le bassin versant de l'oued Sebaou se trouve en Grande Kabylie dans sa partie inférieure.

Sa superficie totale est de 2500 Km² environ. Il est constitué, pour une grande partie, d'une plaine délimitée au Nord par un chaîne côtière peu élevée, 1278 m environ, qui assure assure une séparation avec la mer.

Au Sud, on trouve le massif du Djurdjura avec une frontière de reliefs élevés atteignant un peu plus de 2300 m fortement et profondément entaillés par des vallées rapides.

On constate qu'entre la plaine et la frontière Sud partent des éperons vers le Nord qui empêchent la circulation des masses pluvieuses venant de l'Ouest.

Le cours principal du Sebaou est crée par la jonction de plusieurs petites rivières à 25 Km environ à l'Est de Tizi Ouzou près de Azazga.

Le Sebaou coule en direction Ouest sur 40 Km à travers la gorge de Belloua, en recevant des affluents du Nord et du Sud. Il opère un virage sur la droite à quelques kilomètres à l'Ouest de Drâa Ben Khedda, pour continuer de s'écouler sur 18 Km vers le Nord et débouchera dans la Méditerranée entre les villages de Takdempt et de Bou Berrak.

Le Sebaou est le cours d'eau le plus important de Kabylie et on peut même dire, que par son débit, il est le plus important d'Algérie. Son débit moyen est de 86% de celui du Chellif alors que son bassin versant ne représente que 5.6% de la superficie du bassin versant du Chellif.

Le Sebaou prend sa source à une altitude de 1500 m. Ses principaux affluents sont :

sur la rive droite :

- Oued Temda,
- Oued Diss,
- Oued Imdoussen,
- Acif N'Boubehir.

sur la rive gauche :

- Oued Aïssi,
- Oued Bougdoura,
- Oued Rabta,
- Oued Djemâa.

II - 3 - Caractéristiques géométriques du bassin versant :

a - **Superficie** : la superficie du bassin versant a été déterminée par planimètrage à l'échelle 1/500000.

$$SBv = 2500 \text{ km}^2.$$

b - **Périmètre** : il a été obtenu à l'aide du curvimètre.

$$PBv = 260 \text{ km}.$$

c - **Longueur du thalweg principal** :

cette longueur est mesurée à l'aide du profil de l'oued principal.

$$L = 110 \text{ Km}.$$

d - Indice de compacité :

l'indice le plus utilisé pour caractériser la forme d'un bassin versant est l'indice de compacité (Kc). Ce dernier est le rapport entre le périmètre du bassin versant et la circonférence du cercle ayant la même surface que le bassin versant.

Cet indice dit de Gravilius peut rendre compte de la vitesse de concentration des débits, de la puissance des crues et de l'érosion.

$$\text{Il est égal à : } Kc = \frac{P}{Pc}$$

Où :

P : périmètre du bassin versant (Km).

Pc : périmètre du cercle de la surface équivalente (Km).

$$\text{Par définition : } S = \pi R^2 \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$Pc = \pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$\text{Donc : } Kc = \frac{P}{2\sqrt{\pi}\sqrt{S}} = 0.28 \frac{p}{\sqrt{S}} \quad S: \text{superficie du bassin versant (Km}^2\text{)}$$

$$\text{AN : } Kc = 0.28 \frac{260}{\sqrt{2500}} = 1.47$$

Conclusion : Kc = 1.47 càd P > Pc , nous pourrons donc dire que le bassin versant est de forme allongée.

e - Rectangle équivalent :

Pour comparer le comportement hydrologique de deux bassins versants, on utilise la notion de rectangle équivalent ou rectangle de Gravilius.

Il s'agit d'une transformation purement géométrique où l'on assimile le bassin versant à un rectangle ayant le même périmètre et la même superficie. De cette manière les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle, et l'exutoire est l'un de ces petits côtés.

Soient l_1 et l_2 les côtés du rectangle.

$$\text{Le périmètre } P = (l_1 + l_2) * 2 \quad (1)$$

$$\text{La superficie } S = l_1 * l_2 \quad \Rightarrow \quad l_2 = \frac{S}{l_1}$$

$$\text{Donc :} \quad (1) \quad \Leftrightarrow \quad 2l_1 + \frac{2S}{l_1} = P \quad (2)$$

$$\text{Or : } Kc = 0.28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \Rightarrow \quad P = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{0.28} \quad (3).$$

$$\text{De (2) et (3) nous aurons :} \quad \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{0.28} = \frac{2.S}{l_1} + 2l_1$$

Nous obtenons une équation du second ordre de la forme :

$$2l_1^2 - \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{0.28} \cdot l_1 + 2.S = 0.$$

Elle admet comme solutions l_1 et l_2 à savoir :

où :

l_1 : longueur du rectangle (Km)

l_2 : largeur du rectangle (Km)

Kc : indice de compacité de Gravilius.

S : superficie du bassin versant (Km²).

AN: $l_1 = 108.13$ Km.

$l_2 = 23.12$ Km.

II - 4 - Caractéristiques hydrographiques :

II - 4 - 1 Relief :

Il est aisé de comprendre que le relief et les caractéristiques physiques du bassin ont une forte influence sur l'hydrogramme de crue.

Ainsi, une pente plus forte provoque un écoulement plus rapide donc un temps de concentration plus court donc une montée plus rapide.

On caractérise souvent le relief par la courbe hypsométrique qui représente la répartition de la surface du bassin en fonction de l'altitude.

N'ayant pu obtenir une carte topographique du bassin versant à une échelle acceptable, nous utiliserons les résultats obtenus par les études faites par Hydrotechnic et qui concordent avec les observations de l'ANRH.

$$H_{moy} = 655 \text{ m.}$$

$$H_{max} = 2305 \text{ m.}$$

$$H_{min} = 17 \text{ m.}$$

où : H_{moy} : altitude moyenne du bassin versant. (m)

H_{min} : altitude minimale. (m)

H_{max} : altitude maximale. (m)

II - 4 - 2 - Indice de pente moyenne :

La pente moyenne est définie comme étant le rapport entre la dénivelée totale et la surface du bassin.

$$I_m = \frac{D}{\sqrt{A}} = \frac{H_{max} - H_{min}}{\sqrt{A}}$$

où : H_{max} = altitude maximale = 2305 m

H_{min} = altitude minimale = 17 m

A = superficie du bassin versant = 2500 Km²

AN: $I_m = 45.76 \text{ m/Km.}$

II - 4 - 3 - Temps de concentration :

C'est le temps que met une goutte d'eau provenant du point le plus éloigné du bassin versant pour arriver à l'exutoire.

Nous avons plusieurs formules pour son calcul :

* Formule de Giandotti :

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 L}{0.8 \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

où : A : surface du bassin versant = 2500 Km².

L : longueur du thalweg principal = 110 Km.

H_{moy} : altitude moyenne du bassin versant = 655 m.

H_{min} : altitude minimale du bassin versant = 17 m.

AN : t_c = 17.3 heures.

* Formule de Possini :

$$t_c = 4 \frac{A \cdot L}{10.1^{3/2}}$$

où : I_m : pente moyenne du cours d'eau (m/Km),

A : superficie du BV = 2500 Km².

L : longueur du thalweg principal = 110 Km.

$$I_m = \frac{(H_{moy} - H_{min})}{L} = \frac{2305 - 17}{110} = 20.8 \text{ m/Km.}$$

AN : t_c = 16.5 heures.

* - Formule de Ventura :

$$t_c = 0.1272 \sqrt{\frac{A}{I}}$$

où A : surface du bassin versant = 2500 Km².
 I : pente moyenne du cours d'eau = 0.208 %.

AN : tc = 13.94 heures.

*** - Formule synthétique :**

$$tc = 0.6615 L^{0.77} \cdot I_m^{0.385}$$

où : L : longueur du thalweg principal = 110 Km.
 Im : pente moyenne du cours d'eau
 Im = 0.208 %.

AN : tc = 13.48 heures.

*** - Formule de California :**

$$L^3 \quad tc = \frac{0.87 \times L^3 \quad 0.386}{H_{max} - H_{min}}$$

où : L : longueur du thalweg principal = 110 Km.
 Hmax : altitude maximale = 2305 m.
 Hmin : altitude minimale = 17 m.

AN : tc = 11.06 heures.

Conclusion : nous prendrons comme temps de concentration une valeur moyenne tc = 14 heures.

II - 4 - 4 - Vitesse de propagation moyenne du bassin versant :

$$V = \frac{L}{tc}$$

où : L : longueur du thalweg principal = 110 Km.

tc : temps de concentration = 14 h.

AN : V = 7.8 K/h \approx 2.2 m/s.

II 4 - 5 - Densité de drainage :

Le bassin versant du Sebaou est très bien drainé, ceci est dû à son relief montagneux et son réseau hydrographique qui est très dense.

Nous n'avons pu calculer la densité de drainage faute de carte topographique à une échelle intéressante. Nous n'avons pu obtenir que des cartes à l'échelle 1/200000 et 1/50000 et vu l'étendue de notre bassin versant (2500 Km²) nous ne pouvons tracer tout le chevelu hydrographique.

Si nous considérons que le thalweg principal est constamment drainé, nous pouvons calculer la densité de drainage permanente :

$$Ddp = \frac{L}{A} = \frac{110}{2500} = 0.044 \text{ km} / \text{km}^2.$$

Tableau II - 1

Désignation		Symboles	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	2500
Périmètre		P	Km	260
coordonnées du site.	Lambert	X	m	603.1
		Y	m	400.1
Rectangle équivalent	longueur	l1	m	108.13
	largeur	l2	m	23.12
Indice de	compacité	Kc	-	1.47
Indice de pente	moyenne	Im	%	0.4576
Densité de drainage	permanent.	Ddp	Km / Km ²	0.044
Altitudes	Maximale	Hmax	m	2305
	Moyenne	Hmoy	m	655
	Minimale	Hmin	m	17
Temps de	concentration	Tc	Heures	14
Vitesse de	tpropagationt	V	Km / h	7.8

II - 5 - Caractéristiques climatiques :

II - 5 -1- Climat : La région du Sebaou, sous domaine de la Grande Kabylie, bénéficie d'un climat du type méditerranéen à hiver frais et pluvieux et Eté sec et chaud.

Elle est l'une des régions les plus arrosées d'Algérie. En effet, la moyenne des précipitations annuelles varie entre 800 mm et 1300 mm.

Le bassin versant présente de grandes variations altimétriques. Les sommets du grand massif du Djurdjura dépassent les 2000 m.

Le relief influence évidemment, dans des proportions importantes, les conditions du bassin versant (Hydrologique, climatique)

II - 5 -2 - Température :

Les températures maximales et minimales observées sur la station de Tizi Ouzou sur une trentaine d'années sont représentées dans le tableau n°II - 2

Tableau II - 2

Mois	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Dec.	Moyenne
Tmax(°c)	3	3	5	6	10	15	19	19	15	11	7	3	9
Tmin (°c)	14	16	19	21	25	30	35	35	32	25	19	15	24

La température descend au dessous de 5°C en hivers alors, qu'en Eté elle dépasse 30°C en général. La température moyenne du Bv est 18 °C.

II - 5 - 3- Evaporation :

Elle a été obtenue grâce à un bac Colorado standard situé à la station de Tizi Ouzou. Elle est estimée à 1530 mm/an.

Les évaporations moyennes de chaque mois sont représentées dans le tableau III-2.

Tableau II - 3

Mois	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Dec.	Total (mm)
Evaporation (mm)	30	60	90	120	150	180	225	240	180	120	90	45	1530

II - 5 - 4 - Humidité :

L'humidité relative varie entre 40% et 50% en Eté et 75% à 80% en Hivers.

Les valeurs obtenues au niveau de la station de Tizi Ouzou sont représentées dans le tableau II - 4.

Tableau II - 4.

Mois	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Dec.	Moyenne annuelle
Humidité (%)	80	76	68	68	67	58	46	47	57	66	71	76	65

II - 5 - 5 - Vents :

Les vents de la région ont une direction dominante Ouest et Nord-Ouest pendant toute l'année. En Eté, les directions Ouest et Nord-Ouest prédominent.

A la station de Tizi Ouzou, caractéristique de la vallée du Sebaou, les vents orographiques locaux sont bien marqués; le matin, l'air frais plus dense souffle d'Est en Ouest, de la vallée supérieure vers les parties les moins élevées. Pendant la journée, l'air chaud s'élève produisant ainsi un courant compensateur de masses d'air qui atteignent les parties supérieures de la vallée en suivant une direction Ouest - Est.

Ces vents orographiques soufflent pendant toutes l'année.

Enfin, les vents de la direction Sud à Sud - Est sont les plus faibles.

Les valeurs observées sont données dans le tableau n° II - 5

Tableau II - 5 - Vents orographiques.

Orient ation	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Dec.	Moyenne (Km / h)
N	12	10	9	11	11	11	12	10	10	7	7	7	10
N - E	11	10	10	8	10	10	12	13	12	10	10	12	11
E	16	14	14	12	13	12	13	16	14	14	15	15	14
S - E	6	6	6	7	8	8	8	8	10	9	9	8	8
S	2	3	3	4	4	5	4	3	4	4	4	2	3
O	29	26	26	28	23	22	21	22	22	26	32	28	25
N - O	15	22	23	24	23	23	23	19	19	18	16	18	20

III – ANALYSE PLUVIOMETRIQUE.

Introduction :

L'analyse pluviométrique consiste à déterminer la pluie moyenne annuelle pour l'ensemble du bassin versant et des pluies fréquentielles. Elle nous permettra aussi de choisir une station pluviométrique qui sera hydrologiquement la plus représentative de notre bassin versant.

III – 1 – Analyse des données :

La Kabylie est l'une des régions les mieux équipées en stations pluviométriques. Notre bassin versant à lui seul totalise une trentaine de stations.

– Nous avons sélectionné dix (10) stations à l'intérieur du bassin versant et une seule à la périphérie. Cette dernière appartient au bassin versant voisin drainé par l'Oued Isser (09-5-10). (voir fig.III – 1)

Dans le tableau III – 1, nous remarquons que toutes les stations ont comme années communes les années postérieures à 1970 c'est à dire ces deux dernières décennies.

Alors que la station (02 – 16 – 01) fonctionne depuis 1922 à nos jours avec quelques lacunes et une interruption entre 1954 et 1967, les autres stations ne débutent que vers la fin des années 60 à l'exception de la station (02 – 15 – 03) qui fonctionne depuis 1948 et la station (02 – 20 – 05) qui a fonctionné de 1959 à 1963 et a repris en 1967 jusqu'à 1986.

Le nombre d'années de fonctionnement des différentes stations varie de 57 ans à 13 ans. Le plus grand nombre d'années sans lacune est celui de la plus longue série à savoir celle de la station (02 – 16 – 01) qui compte 34 ans.

III – 2 – Extension des séries :

Avant toute exploitation des données pluviométriques, nous devons procéder au comblement des lacunes et à l'extension des séries courtes en fonction de la série longue.

Pour cela, nous utiliserons la méthode de régression linéaire.

La régression linéaire est un outil statistique qui permet d'estimer les variables inconnues de certaines stations à partir des observations d'autres stations voisines prises comme base.

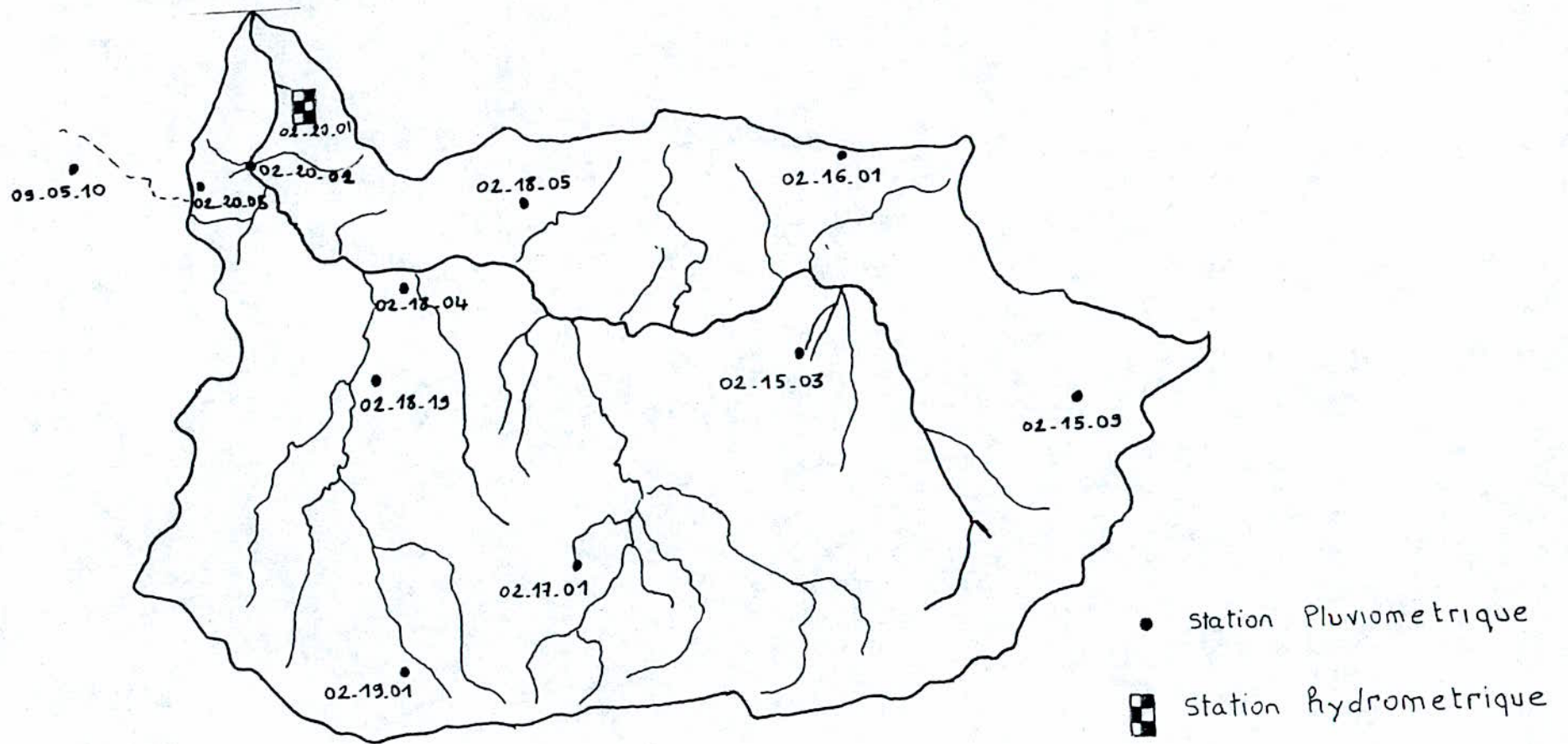


fig III - 1 Repartition des stations pluviometriques

Tableau III - I

Nom de la station	Code ANRH	Altitude (m)	Coordonnées		Période	Fonctionnement			Pluie moyenne (mm)	Nombre d'années complétés après extension
			X	Y		Nombre Total d'années	Nombre d'années			
							Sans lacunes	Avec lacunes		
Aghribs	02-16-01	730			1922-1954 1967-1990	57	34	23	1062.2	55
Ouadias	02-17-01	450			1967-1990	41	24	17	837.4	55
Tizi - Medene	02-19-01	550	612.35	357.90	1967-1990	24	19	05	744.3	55
Bordj Menaël Pepin	09-05-10	27	591.00	390.25	1971-1990	20	18	02	679.8	55
Ouled Aïssa	05-20-05	354	599.05	390.10	1959-1963 1967-1990	29	17	12	832.8	23
Larbâa Makouda	02-18-05	470	622.45	387.90	1954 1967-1986	20	13	07	911.1	23
Aït Aïcha	02-15-09	1000	661.78	373.90	1972-1985	13	07	06	1074.0	55
Djemâa Saharidj	02-15-03	450	641.35	377.75	1948-1964 1968-1990	40	20	20	845.9	28
Souk El Tleta	02-19-18	150	608.90	375.80	1971-1990	20	13	07	778.0	55
Baghlia Village	02-20-02	30	603.25	391.15	1967-1990	24	23	01	800.9	23
Drâa Ben Khedda	02-18-04	35	614.32	382.60	1968-1990	23	16	07	750.7	55

Conditions d'application :

- linéarité de la régression
- ajustement à une loi normale des variables.
- mêmes conditions climatiques.

L'estimation de la variable Y à partir de la variable X s'effectue à partir de la droite de régression Y en X qui a pour équation :

$$Y_i = BX_i + A.$$

où :

X_i : variable de la station de référence de l'année i.

Y_i : variable recherchée à la station à compléter de l'année i.

A et B : paramètres de l'équation de régression obtenus par les formules suivantes:

Nous avons :

$$B = \frac{n \sum X_i Y_i - \sum X_i \sum Y_i}{n \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2}$$

où : n : nombre d'observations.

et :

$$A = \frac{\sum Y_i - B \sum X_i}{n} = \bar{Y} - B \bar{X}$$

Le coefficient de corrélation est donné par la formule suivante :

$$r = \frac{n \sum X_i Y_i - \sum X_i \sum Y_i}{\left([n \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2] [n \sum Y_i^2 - (\sum Y_i)^2] \right)^{1/2}}$$

Les résultats sont représentés sur les tableaux III.2, III.3 et III.4.

Conclusion :

Les coefficients de corrélation obtenus sont, pour la plupart, plus ou moins proches de l'unité. Par suite, nous pouvons procéder au comblement des vides et à l'extension des séries courtes en fonction de la plus longue série à savoir la station d'Aghribs (02-16-01).

III - 3 - Détermination de la pluie moyenne du bassin versant :

Après l'extension des séries et la détermination de la pluie moyenne dans chaque station (voir tableau III-1), on utilise plusieurs méthodes pour la détermination de la pluie moyenne du bassin versant:

III - 3 - 1 - Moyenne arithmétique :

Cette méthode considère comme hauteur de précipitation moyenne régionale la moyenne arithmétique des valeurs enregistrées aux différentes stations durant une période fixe du temps.

$$P = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P_i$$

avec : P : pluie moyenne du bassin versant en mm.

n : nombre de station; n = 11.

P_i : précipitation moyenne à la station i en mm.

AN :

P = 847 mm.

III - 3 - 2 - Méthode des isohyètes :

Au moyen des enregistrements disponibles dans les stations du bassin versant et la station voisine, on trace le réseau d'isolignes (fig.III-2). La hauteur moyenne des précipitations est :

$$P = \frac{\sum P_i S_i}{\sum S_i}$$

$$h_i + h_{i+1} + 1$$

où : $P_i = \frac{h_i + h_{i+1} + 1}{2}$ avec h_i = hauteur des précipitations de l'isohyète i.

S_i = surface comprise entre deux isohyètes obtenue par planimètrage.

Les résultats sont donnés dans le tableau III -5.

fig III - 2 : Methode des isohyetes

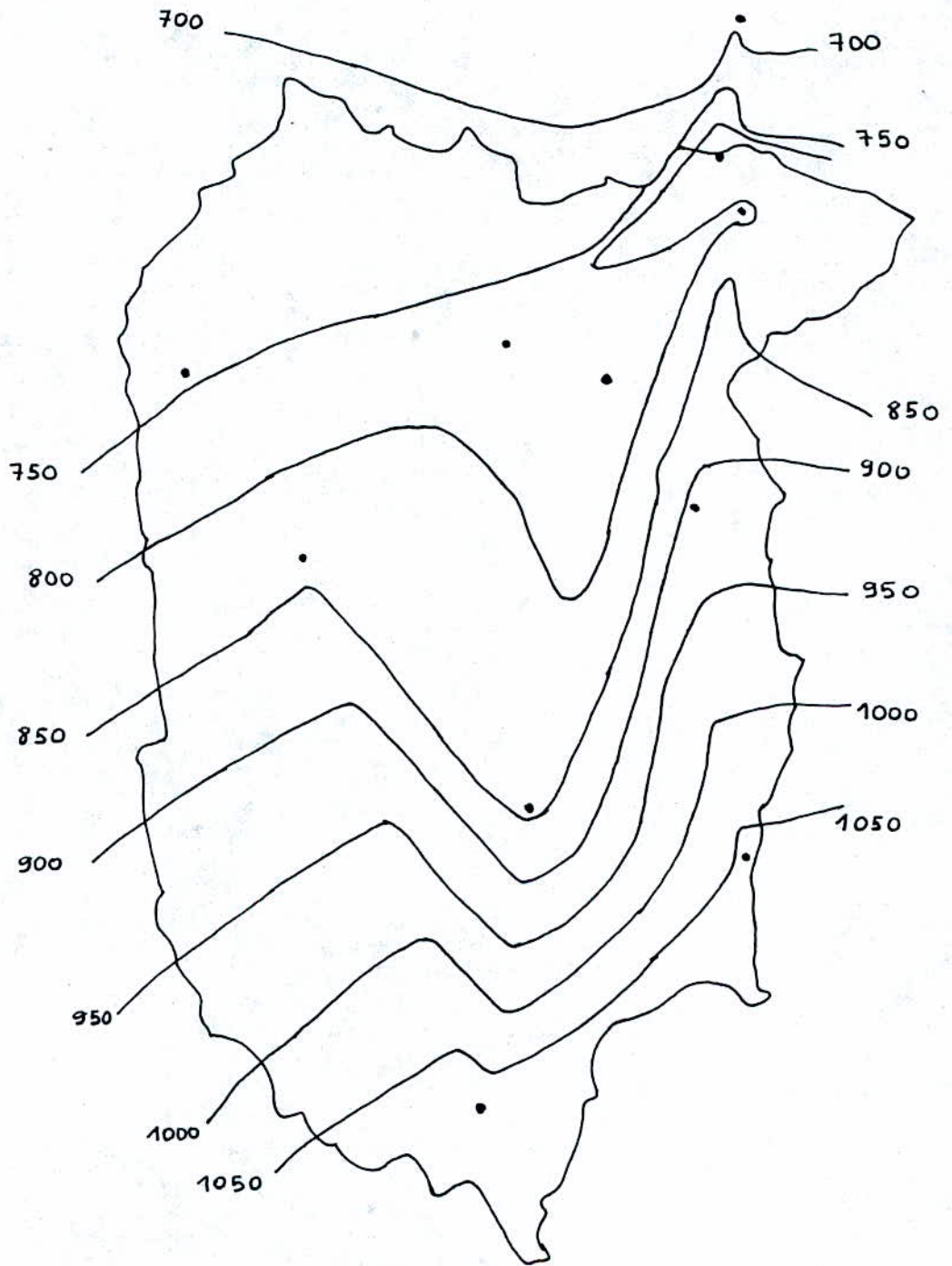


Tableau III - 5.

hi (mm)	Pi (mm)	Si (Km2)
> 1050	1050	185.25
1050 - 1000	1025	179.75
1000 - 950	975	240.00
950 - 900	925	225.50
900 - 850	875	190.50
850 - 800	825	615.00
800 - 750	775	506.50
750 - 700	725	357.50

AN : P = 860 mm.

Remarque : l'avantage de cette méthode est qu'elle prend en considération la distribution géographique des stations.

III - 3 - 3 - Méthode de Thiessen :

Elle évalue la hauteur moyenne des précipitations sur un bassin versant d'après la moyenne pondérée des enregistrements pris à plusieurs stations. Le facteur de pondération est la superficie du polygone formé par les médiatrices des segments d'union entre une stations et les stations avoisinantes.

Le polygone peut aussi être limité par les frontières physiques du bassin.

Cette méthode est donc basée sur une simple transformation géométrique et, comme pour les isohyètes, on prend en considération les stations périphériques.(voir fig. III-3).

La hauteur moyenne des précipitations est :

$$P = \frac{\sum Si h_i}{\sum Si}$$

où: Si : surface du polygone à la ième station obtenue par planimètrage.

hi : hauteur enregistrée à la ième station.

$\sum Si$: superficie totale du bassin versant = 2500 Km².

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau III-6.

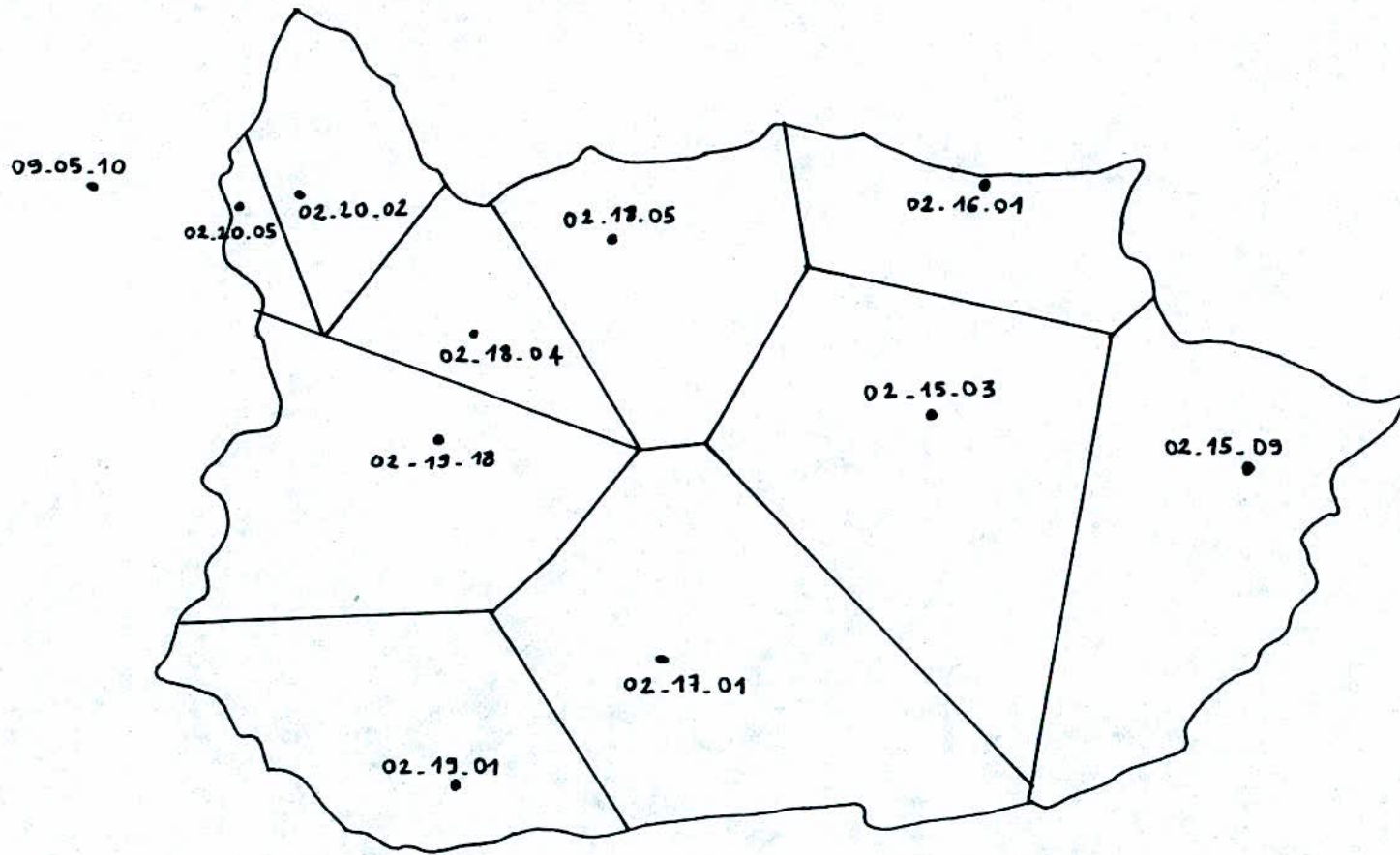


fig III - 3 Methode de Thiessen

Tableau III - 6

Stations	Pi (mm)	Si (Km2)	Pi - Si (mm x K m2)
Aghribs	1062.2	133.75	142069.25
Ouadias	837.4	447.50	374736.50
Tizi -Medene	744.3	298.75	222359.62
Ouled Aïssa	832.8	27.50	22902.00
Larbâa Makouda	911.1	251.25	228913.87
Aït Aïcha	1074.0	393.75	422887.50
Djemâa Saharidj	845.9	372.50	315097.75
Souk El Tleta	778.0	328.75	255767.50
Baghlia Village	800.9	117.50	94105.75
Drâa Ben Khedda	750.7	128.75	96652.62
			$\sum SiPi=2175492.36$

AN : P = 870.2 mm.

III - 3 - 4 - **Méthode graphique :**

La méthode consiste à porter sur un graphe la loi de précipitation en fonction de l'altitude de chaque station. (voir fig. III-4).

La loi est : $\ln(h) = \ln(P)$.

où h : altitude de la station en m.

P : pluie moyenne de la station en mm.

Les calculs sont dans le tableau III-7.

Tableau III - 7

Stations	h (m)	Ln (h)	P mm	Ln (p)
Aghribs	730	6.59	1062.2	6.97
Ouadias	470	6.15	832.8	6.72
Tizi -Medene	1000	6.91	1074.0	6.98
Bordj Menaël Pepin	27	3.29	679.8	6.52
Ouled Aïssa	35	3.55	750.7	6.62
Larbâa Makouda	450	6.11	845.9	6.74
Aït Aïcha	354	5.87	832.8	6.72
Djemâa Saharidj	30	3.40	800.9	6.68
Souk El Tleta	150	5.01	778.0	6.66
Baghlia Village	550	6.31	744.3	6.61
Drâa Ben Khedda	450	6.11	837.4	6.73

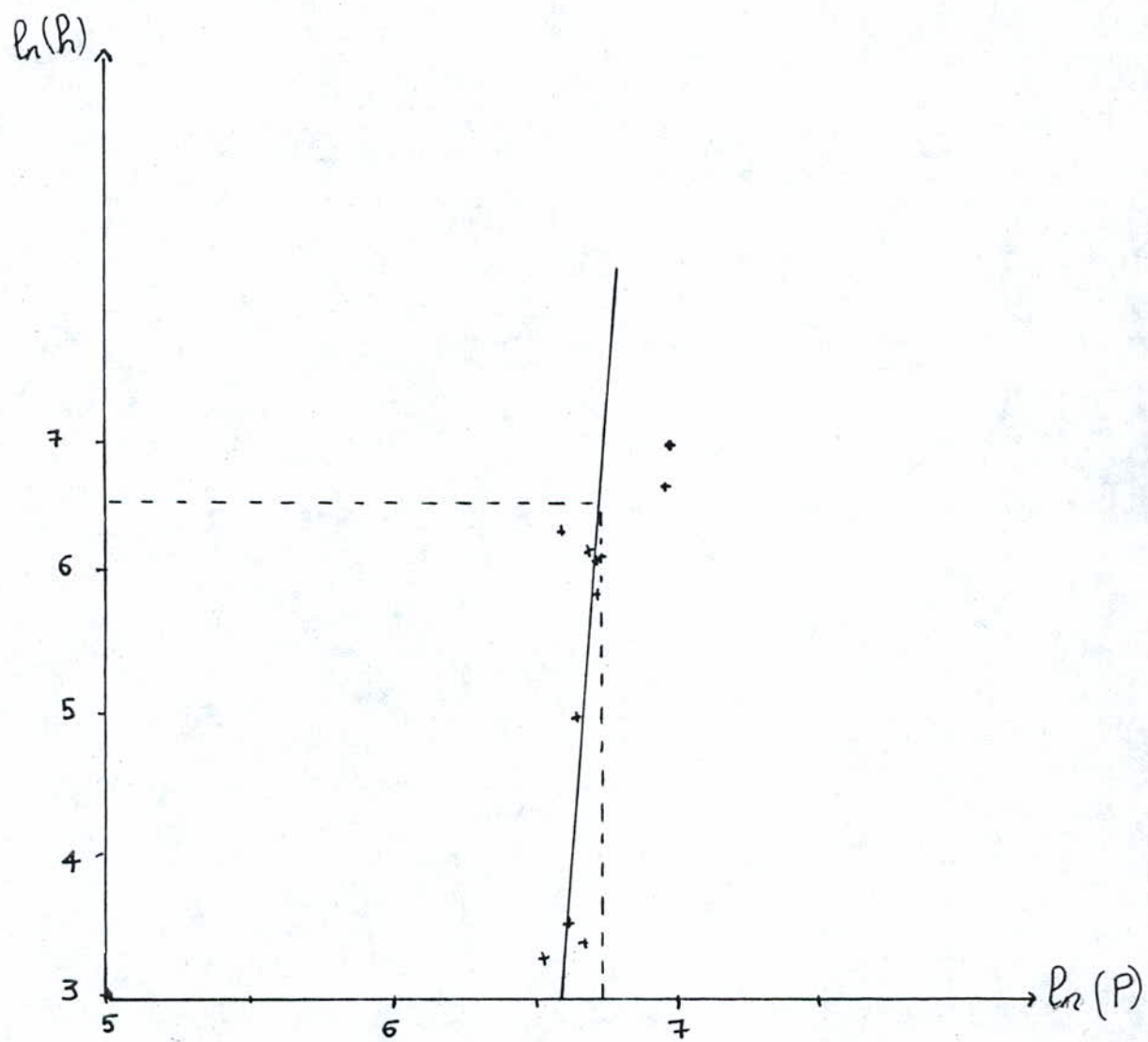


Fig III.4 Methode graphique

La pluie moyenne est la valeur correspondant à l'altitude moyenne $H_{moy} = 655$ m.

$$H_{moy} = 655 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \ln (H_{moy}) = 6.96$$

$$\ln (P) \quad = 6.747$$

Donc : $P = 851.50$ mm.

Tableau récapitulatif :

Tableau III - 8.

Méthode	P (mm)
Arithmétique	847.00
Isohyetes	870.20
Thiessen	860.00
$\ln h = \ln (P)$	851.50

Conclusion :

* Nous ne pouvons prendre la valeur trouvée par la méthode arithmétique car la précipitation est fort variable d'une station à l'autre.

* Dans la méthode de Thiessen, nous constatons que de grandes surfaces sont représentées par une seule station du fait de la mauvaise répartition des stations pluviométriques dans le bassin versant.

* La méthode des isohyetes présente une variabilité des isolignes.

En effet, dans une région les isolignes sont très rapprochées alors que dans une autre elles sont éloignées.

Pour cela, nous avons pris la moyenne des méthodes de Thiessen et des isohyetes.

Donc : $P = 865.1 \text{ mm} \approx 865 \text{ mm}$.

Station représentative :

La précipitation à la station (02-15-03) est la plus proche par rapport à la précipitation moyenne du bassin versant.

De plus, cette station présente une longue série d'observation (40 années) avec 20 années sans lacunes. La plupart des lacunes observées sont enregistrées en Eté vers le mois de Juin, Juillet, Août et Septembre.

III - 4 - Précipitations extrêmes.

Introduction :

Pour mieux comprendre le caractère extrême de l'écoulement fluvial, il faut descendre à une échelle temporelle encore plus fine dans l'analyse des précipitations, c'est à dire à l'échelle des totaux pluviométriques journaliers.

Cette échelle se manifeste par l'ajustement des lois statistiques pour pouvoir estimer les valeurs extrêmes d'une période donnée d'une part, et par le calcul au moyen des formules empiriques de la hauteur de précipitation à une heure donnée de la journée à une période de récurrence donnée, d'autre part.

III - 4 - 1 - Précipitation inter-annuelle :

- Variation et durée de récurrence :

Afin de caractériser la pluviosité propre de chaque année, il faut tenir compte de "l'écart à la normale" correspondant à l'excès ou au déficit de précipitation de l'année considérée.

Les années extrêmes, sèche et humide de la station sont respectivement 1969 et 1972.

L'écart à la normale a pour expression :

$$en = \frac{P - P_n}{P_n} \cdot 100$$

où : en : écart à la normale en %.

P : totale de l'année considérée. (mm).

P_n : pluie moyenne à la station représentative. (mm).

Pour l'année sèche :

$$P = 388.2 \text{ mm}$$

$$P_n = 845.9 \text{ mm}$$

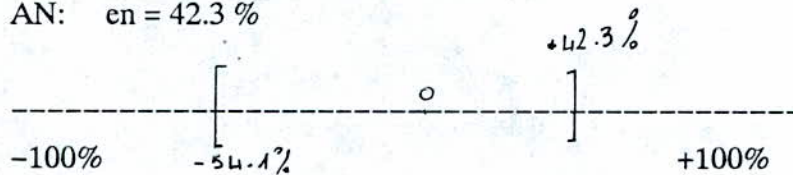
$$AN: \quad en = -54.1 \%$$

Pour l'année humide :

$$P = 1203.9 \text{ mm}$$

$$P_n = 845.9 \text{ mm}$$

$$\text{AN: } e_n = 42.3 \%$$



III - 4 - 2 - Précipitations journalières maximales :

L'estimation des pluies journalières maximales sur la bassin de l'oued Sebaou a été faite à la station représentative Djemâa Saharidj (02-15-03).

Nous procédons à un ajustement en utilisant la loi statistique de Gumbel.

Loi de Gumbel :

La fonction de répartition de cette loi est :

$$F(P) = \exp [- \exp (-\alpha (P - P_0))] \quad (1)$$

où : $F(P)$: fréquence au non dépassement = $1 - \frac{1}{T}$, T : période de retour (an).

α, P_0 : coefficients de l'ajustement.

Par un simple changement de variables: $y = \alpha (P - P_0)$, (1) s'écrira :

$$F(P) = \exp (- \exp (- y)) \quad (2)$$

où : y : variable réduite de Gumbel.

$$y = \alpha (P - P_0) \text{ devient } P = \frac{1}{\alpha} y + P_0. \quad (3)$$

(3) est une équation d'une droite représentant la loi de Gumbel, c'est la droite théorique.

.) Caractéristiques empiriques de la série :

- La moyenne :
$$\bar{P} = \frac{\sum P_i}{N}$$

où : P_i = précipitation observée à la i ème année.
 N = nombre d'années d'observation; $N = 40$ ans.

- Ecart type :
$$\sigma = \left[\frac{\sum (P_i - \bar{P})^2}{N} \right]^{1/2}$$

- Variance :
$$\sigma^2$$

- Coefficient de variation :
$$Cv = \frac{\sigma}{\bar{P}}$$

.) Etapas de calcul :

- Classer l'échantillon par ordre croissant en attribuant un rang à chaque observation.

- Calculer les fréquences expérimentales :
$$F(x) = \frac{n - 1/2}{N}$$

où :

n : rang.

- Calculer la variable réduite de Gumbel y .

De l'équation (2) nous tirons l'expression de y :

$$y = -\ln(-\ln F(P)).$$

voir tableau III - 9.

- Tracer la droite théorique à partir de 3 points.

Les paramètres de la droite théorique seront déterminés par les expressions suivantes :

$$\frac{1}{\alpha} = 0.78 \sigma \quad \text{et} \quad P_0 = \bar{P} - \frac{0.577}{\alpha}$$

Nous avons :

$$\left. \begin{array}{l} \bar{P} = 51.48 \text{ mm} \\ \sigma = 20.75 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{1}{\alpha} = 16.18 \quad \text{et} \quad P_0 = 42.14 \text{ mm}$$

Tableau III - 9.

rang	Observation	F (p)	y = ln (- ln f (p))
1	18.0	0.0125	-1.477
2	23.8	0.0375	-1.189
3	28.6	0.0625	-1.020
4	28.8	0.0875	-0.890
5	31.8	0.1125	-0.781
6	31.9	0.1375	-0.685
7	33.4	0.1625	-0.597
8	34.6	0.1875	-0.515
9	34.8	0.2125	-0.437
10	36.5	0.2375	-0.363
11	38.5	0.2625	-0.291
12	38.8	0.2875	-0.220
13	40.6	0.3125	-0.151
14	40.8	0.3375	-0.083
15	41.3	0.3625	-0.015
16	42.5	0.3875	0.053
17	45.3	0.4125	0.121
18	45.3	0.4375	0.190
19	45.8	0.4625	0.260
20	46.3	0.4875	0.331
21	46.5	0.5125	0.403
22	47.2	0.5375	0.477
23	49.6	0.5625	0.553
24	50.2	0.5875	0.631
25	51.0	0.6125	0.713
26	52.0	0.6375	0.798
27	53.8	0.6625	0.887
28	59.0	0.6875	0.982
29	59.0	0.7125	1.082
30	59.4	0.7375	1.189
31	60.2	0.7625	1.305
32	64.9	0.7875	1.432
33	69.2	0.8125	1.572
34	74.0	0.8375	1.730
35	74.7	0.8625	1.911
36	78.1	0.8875	2.126
37	81.1	0.8125	2.391
38	84.8	0.9375	2.740
39	103.4	0.9625	3.264
40	113.7	.09875	4.376

D'où la droite théorique aura pour expression : $P = 16.18 \cdot y + 42.14$.

pour : $y = 0 \rightarrow P = 42.14$ mm.

: $y = 1 \rightarrow P = 58.32$ mm.

: $y = 5 \rightarrow P = 123.03$ mm.

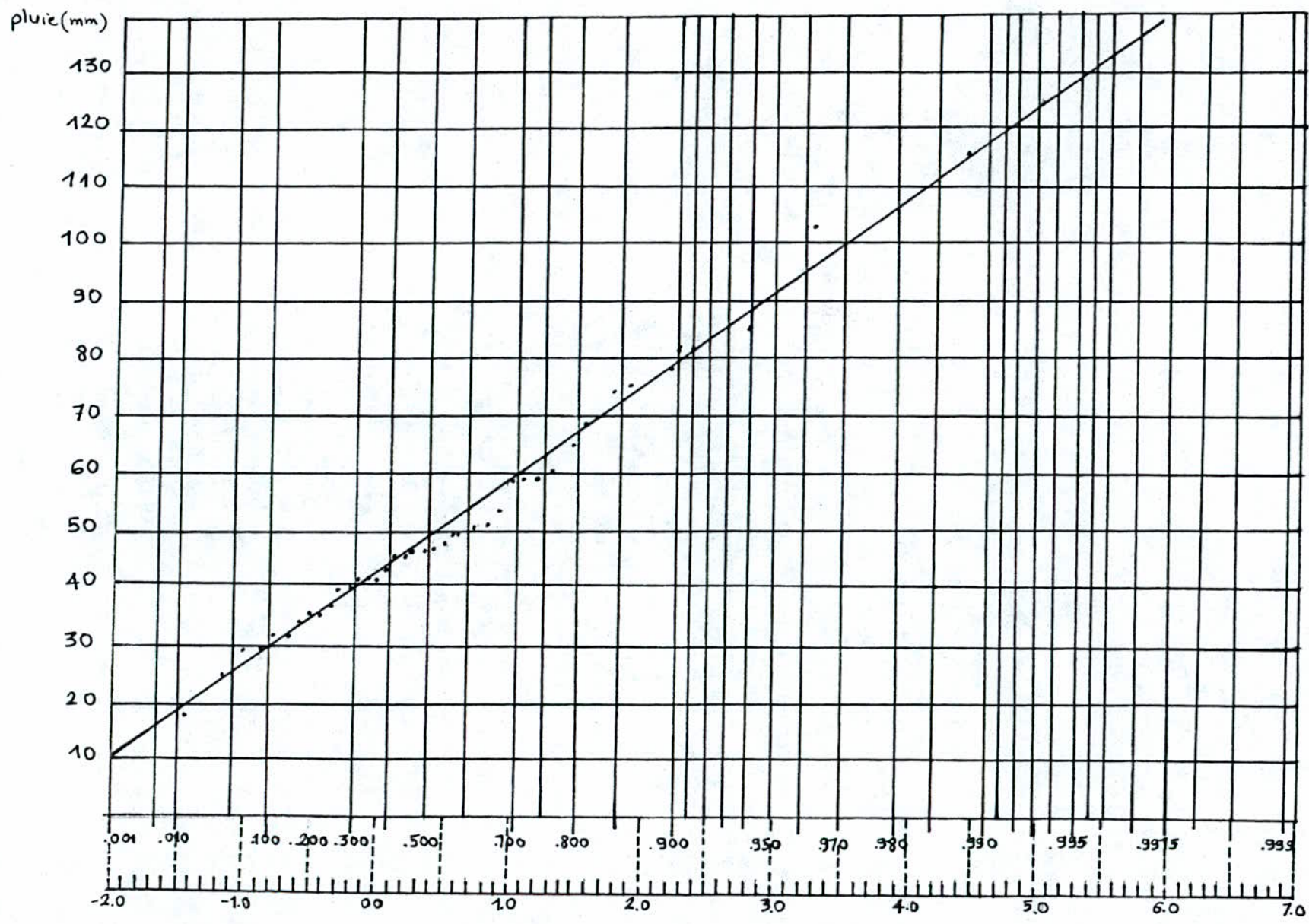


fig III - 5 Ajustement des pluies maximales par La Loi de Gumbel

- Tracer la droite expérimentale en reportant, sur le papier Gumbel, les N valeurs de l'échantillon en fonction des fréquences expérimentales. (voir fig.III 5)

Si la droite théorique ajuste bien la droite expérimentale, nous pouvons utiliser l'équation de Gumbel :

$$P = \frac{1}{\alpha} \cdot y + P_0 \text{ pour l'estimation de la précipitation à une période donnée.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau III - 11.

Tableau III - 11

Périodes (ans)	Fréquence au non dépassement	Variable réduite y	Module (mm)
2	0.5	0.37	48
5	0.8	1.50	67
10	0.9	2.25	79
20	0.95	2.97	91
50	0.98	3.90	105
100	0.99	4.60	117
200	0.995	5.29	128
500	0.998	6.21	143
1000	0.999	6.91	154
10000	0.9999	9.21	192

Conclusion : la loi de Gumbel ajuste bien notre échantillon.

Répartition mensuelle des pluies :

Dans le tableau suivant, nous calculons la pluie moyenne de chaque mois en (mm) et en (%) et nous traçons la pluie moyenne en (%) en fonction des mois. (voir fig.III - 6).

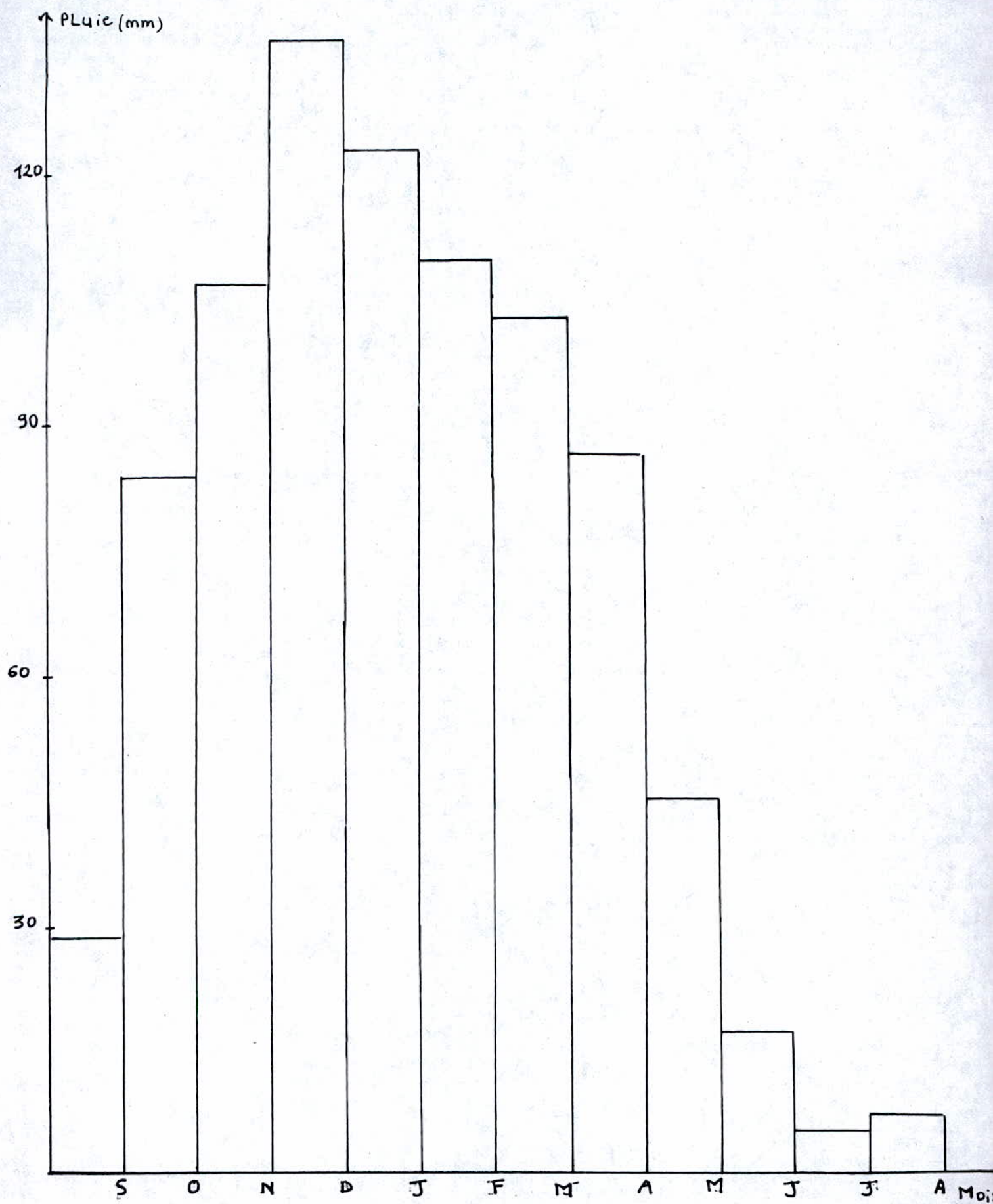


Fig III - 6 Repartition mensuelle des pluies

Tableau III - 12

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Dec.	Janv.	Févr.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août
X(an)	30	36	36	37	38	39	40	39	40	8	30	26
Y(mm)	29	84.3	106.7	136.4	122.8	109.7	103.2	86.7	45.4	17.5	5.1	7.3
Z(%)	3.43	9.96	12.61	16.12	14.52	12.97	12.20	10.25	5.37	2.07	0.60	0.86

où : X = nombre d'années d'observation.

Y = pluie moyenne mensuelle (mm).

Z = pluie moyenne mensuelle (%).

La pluie moyenne annuelle à la station représentative du bassin est P = 845.9 mm.

Conclusion : nous remarquons que plus de 16 % des précipitations tombent au mois de Décembre.

III - 4 - Pluies de courtes durées :

La pluie journalière peut dans certains cas, sous l'effet d'interactions pluvio-morphologiques, se transformer en pluies de courtes durées. Ces pluies servent au calcul des crues. Leur répartition statistique a été déterminée par la loi de Montanary :

$$P_t = P_{j\max} \left[\frac{t}{24} \right]^b$$

où : P_t : pluie de courte durée de période T (mm).

$P_{j\max}$: pluie maximale journalière de même période (mm).

t : durée de l'averse (h); t = 1h à Tc = 14h.

b : exposant climatique déterminé d'après la carte des isoexposants climatiques d'Algérie; b = 0.4.

$$\text{D'où } P_t = P_{j\max} \left[\frac{t}{24} \right]^{0.4}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau III - 13.

Tableau III - 13

Durée de l'averse		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
T(ans)	F	Pluies totales (mm)													
2	0.5	13.46	17.76	20.89	23.44	25.63	27.57	29.32	30.93	32.42	33.82	35.13	36.38	37.56	38.69
5	0.8	18.79	24.80	29.16	32.72	35.77	38.48	40.93	43.17	45.26	47.2	49.04	50.78	52.43	54.00
10	0.9	22.16	29.24	34.39	38.58	42.18	45.37	48.26	50.91	53.36	55.66	57.82	59.87	61.82	63.68
20	0.95	25.52	33.68	39.61	44.44	48.59	52.26	55.59	58.64	61.47	64.11	66.61	68.96	71.21	73.35
50	0.98	29.45	38.86	45.70	51.28	56.06	60.31	64.14	67.66	70.92	73.98	76.85	79.57	82.16	84.64
100	0.99	32.82	43.30	50.93	57.14	62.47	67.2	71.47	75.39	79.03	82.43	85.64	88.67	91.55	94.31
200	0.995	35.9	47.37	55.71	62.51	68.35	73.52	78.19	82.48	86.46	90.18	93.69	97.00	100.16	103.17
500	0.998	40.11	52.92	62.24	69.83	76.35	82.13	87.35	92.15	96.59	100.75	104.67	108.37	111.90	115.27
1000	0.999	43.19	57.00	67.03	75.21	82.23	88.45	94.07	99.24	104.02	108.50	112.72	116.71	120.51	124.27
10000	0.9999	53.85	71.06	83.57	93.76	102.52	110.27	117.29	123.72	129.69	135.27	140.53	145.51	150.24	154.76

IV. EVALUATION DES APPORTS.

L'apport liquide est la quantité d'eau estimée par an et qui passe par l'exutoire.

Pour l'estimation de l'apport moyen annuel au droit du site du barrage en étude, nous utiliserons :

A - des formules empiriques.

B - des méthodes d'analogie et de transposition.

C - des observations directes à la station hydrométrique de code (02 - 20 - 01)

A - Formules empiriques :

Note : les paramètres à utiliser dans ces formules sont :

\bar{P} = pluie moyenne sur le bassin versant = 865 mm.

S = superficie du bassin = 2500 Km².

Le = lame d'eau écoulée (mm).

\bar{A} = apport moyen annuel (hm³); $\bar{A} = S \cdot Le \cdot 10^3$.

\bar{A}

Q = débit moyen (m³/s), $\bar{Q} = \frac{\bar{A}}{365 \times 24 \times 3600}$.

365x24x3600

- Formule de Samie I :

$$Le = 0.784 \cdot (\bar{P} - 0.232)^2$$

AN : Le = 314 mm.

$$\bar{A} = 785 \text{ hm}^3.$$

$$\bar{Q} = 24.9 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Formule de Samie II :

$$Le = \bar{P}^2 \cdot (293 - 2.2\sqrt{S})$$

AN : Le = 137 mm.

$$\bar{A} = 342.5 \text{ hm}^3.$$

$$\bar{Q} = 10.86 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Formule de Chaumont :

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

où : $K = a - 0.01 \log S$ et $a = \begin{cases} 0.2 & \text{si les conditions du BV sont favorables à l'écoulement.} \\ 0.175 & \text{si ces conditions sont défavorables.} \end{cases}$

Nous prendrons $\alpha = 0.18$.

AN : $K = 0.146.$

$L_e = 192 \text{ mm}.$

$\bar{A} = 480 \text{ hm}^3.$

$\bar{Q} = 15.22 \text{ m}^3/\text{s}.$

- Formule de Mallet-Gauthier :

$$L_e = 0.6 \cdot \bar{P} (1 - 10^{-0.36 \cdot \bar{P}^2})$$

AN : $L_e = 240 \text{ mm}.$

$\bar{A} = 600 \text{ hm}^3.$

$\bar{Q} = 12.02 \text{ m}^3/\text{s}.$

- Formule de Medinger I :

$$L_e = \bar{P}^2 \cdot (0.24 - 0.0014 \sqrt{S})$$

AN : $L_e = 127 \text{ mm}.$

$\bar{A} = 314.5 \text{ hm}^3.$

$\bar{Q} = 10.07 \text{ m}^3/\text{s}.$

- Formule de Medinger II :

$$L_e = 0.75 \cdot (\bar{P} - 400)$$

AN : $L_e = 349 \text{ mm}.$

$\bar{A} = 872.05 \text{ hm}^3.$

$\bar{Q} = 27.67 \text{ m}^3/\text{s}.$

- Formule de Dery I :

$$L_e = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842}$$

AN : $L_e = 450 \text{ mm}.$

$\bar{A} = 112.5 \text{ hm}^3.$

$\bar{Q} = 33.67 \text{ m}^3/\text{s}.$

- Formule de Dery II :

$$L_e = 0.31 \bar{P}^{3.032} \cdot S^{1.016}$$

AN : $L_e = 566 \text{ mm.}$

$$\bar{A} = 141.5 \text{ hm}^3.$$

$$\bar{Q} = 44.9 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Formule de Contagne I

$$L_e = \lambda \cdot \bar{P}^2 \quad \text{où } \lambda = \frac{0.001}{0.8 + 0.14T} ; T = \text{température du BV} = 18^\circ\text{C.}$$

Elle n'est valable que si : $\frac{1}{8\lambda} \leq \bar{P} \leq \frac{1}{2\lambda}$

or : $\lambda = \frac{0.001}{0.8 + 0.14(18)} = 3.10^{-4}$

donc : $416.7 \text{ mm} \leq \bar{P} \leq 1666.7 \text{ mm}$ condition vérifiée.

AN : $L_e = 259 \text{ mm.}$

$$\bar{A} = 647.5 \text{ hm}^3.$$

$$\bar{Q} = 20.53 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Formule de Contagne II :

$$L_e = 1.204 \cdot (\bar{P} - 0.26)^2$$

AN : $L_e = 441 \text{ mm.}$

$$\bar{A} = 1102.5 \text{ hm}^3.$$

$$\bar{Q} = 34.96 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Formule de Turc :

$$A = \bar{P} \cdot D$$

où : $D = \frac{\bar{P}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{\bar{P}}{l}\right)^2}}$

avec : $l = 300 + 25T + 0.05T^3$
 $T = 18^\circ\text{C.}$

- Formule de Dery II:

$$Le = 0.31 \bar{P}^{3.032} \cdot S^{1.016}$$

AN: $Le = 566 \text{ mm.}$

$$\bar{A} = 141.5 \text{ hm}^3.$$

$$\bar{Q} = 44.9 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Formule de Contagne I

$$Le = \lambda \cdot \bar{P}^2 \quad \text{où } \lambda = \frac{0.001}{0.8 + 0.14T} ; T = \text{température du BV} = 18^\circ\text{C}.$$

$$\text{Elle n'est valable que si : } \frac{1}{8 \cdot \lambda} \leq \bar{P} \leq \frac{1}{2 \cdot \lambda}$$

$$\text{or : } \lambda = \frac{0.001}{0.8 + 0.14(18)} = 3.10^{-4}$$

donc : $416.7 \text{ mm} \leq \bar{P} \leq 1666.7 \text{ mm}$ condition vérifiée.

AN: $Le = 259 \text{ mm.}$

$$\bar{A} = 647.5 \text{ hm}^3.$$

$$\bar{Q} = 20.53 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Formule de Contagne II:

$$Le = 1.204 \cdot (\bar{P} - 0.26)^2$$

AN: $Le = 441 \text{ mm.}$

$$\bar{A} = 1102.5 \text{ hm}^3.$$

$$\bar{Q} = 34.96 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Formule de Turc:

$$A = \bar{P} \cdot D$$

$$\text{où : } D = \frac{\bar{P}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{\bar{P}}{l}\right)^4}}$$

$$\text{avec : } l = 300 + 25T + 0.05T^3$$

$$T = 18^\circ\text{C}.$$

AN : $l = 1041.6 \text{ mm}$

$Le = 346 \text{ mm.}$

$\bar{A} = 864 \text{ hm}^3.$

$\bar{Q} = 27.4 \text{ m}^3/\text{s.}$

- Formule ANRH :

$q = 11.8 \bar{P}^{2.82} = 7.84 \text{ l/s/Km}^2$

Valable seulement si $386 \text{ mm} \leq \bar{P} \leq 1400 \text{ mm}$
 $102 \text{ Km}^2 \leq S \leq 4000 \text{ Km}^2$

or $\left\{ \begin{array}{l} \bar{P} = 865 \text{ mm.} \\ S = 2500 \text{ Km}^2 \end{array} \right.$

$Le = 272.4 \text{ mm.}$

$\bar{A} = 618.1 \text{ hm}^3.$

$\bar{Q} = q.S.10^{-3}. = 19.6 \text{ m}^3/\text{s.}$

B - Analogie et transposition :

1 - Analogie I :

Pour cette méthode, nous prenons comme bassin versant analogue celui de la station hydrométrique de Baghlia.

\bar{A}

$m = \frac{\bar{A}}{S.\bar{P}}$: coefficient d'écoulement du bassin versant en étude.

\bar{A}'

$m' = \frac{\bar{A}'}{S'.\bar{P}'}$: coefficient d'écoulement du bassin versant analogue.

Les deux bassins présentent les mêmes caractéristiques hydromorphologiques, leurs coefficients morphologiques seront supposés identiques.

càd : $m = m'.$

Et puisque la station hydrométrique se trouve à l'intérieur du bassin versant, nous aurons la même précipitation.

Donc : $m = m' \Leftrightarrow m \frac{\bar{A}}{S.\bar{P}} = m' \frac{\bar{A}'}{S'.\bar{P}'}$

or : $\bar{P} = \bar{P}' = 865 \text{ mm}$, précipitation moyenne sur le bassin versant.

$$\text{D'où : } \bar{A} = \frac{S}{S'} \cdot \frac{\bar{P}}{\bar{P}'} \cdot \bar{A}'$$

avec : \bar{A}' : apport moyen à la station de Baghlia (bassin analogue) = 828.42 hm^3

S' : surface du bassin analogue = 2390 km^2 .

\bar{P} : précipitation moyenne sur le bassin versant = 865 mm .

S : surface du bassin en étude = 2500 km^2 .

\bar{A} : apport moyen du bassin en étude. (hm^3).

AN : $L_c = 347 \text{ mm}$.

$\bar{A} = 866.55 \text{ hm}^3$.

$\bar{Q} = 27.33 \text{ m}^3/\text{s}$.

2 - Analogie II :

$$\bar{A} = \left[\frac{S}{S'} \right]^{2/3} * \bar{A}' \quad \text{valable si } 0.5 \leq \frac{S}{S'} \leq 2$$

$$\text{or : } \frac{S}{S'} = \frac{2500}{2390} = 1.05$$

AN : $L_c = 342.3 \text{ mm}$.

$\bar{A} = 855.8 \text{ hm}^3$.

$\bar{Q} = 27.14 \text{ m}^3/\text{s}$.

3 - Transposition :

$$\bar{A} = \bar{A}' \left[\frac{S}{S'} \right]^\alpha$$

où : α : coefficient géographique du Nord de l'Algérie, les plus proches de la mer.

$\alpha = 0.8$ pour les bassins

AN : $Le = 343.5 \text{ mm}$.
 $\bar{A} = 858.8 \text{ hm}^3$.
 $\bar{Q} = 27.23 \text{ m}^3/\text{s}$.

Suit le tableau n°1, où sont résumés les calculs précédents:

Tableau 1

Formules	A (hm ³)	Q (m ³ /s)	Le (mm)
Samie I	785.0	24.90	314.0
Samie II	342.5	10.86	137.0
Chaumont	480.0	15.22	192.0
Mallet-Gauthier	600.0	12.02	240.0
Medinger I	314.5	10.07	127.0
Medinger II	872.5	27.67	349.0
Dery I	112.5	35.67	450.0
Dery II	141.5	44.90	566.0
Coutagne I	647.5	20.53	259.0
Coutagne II	1102.5	34.96	441.0
Turc	864.0	27.40	346.0
ANRH	618.1	19.60	272.4
Analogie I	866.5	27.33	347.0
Analogie II	855.8	27.14	342.3
Transposition	858.8	27.23	343.5

Conclusion :

Comme apport moyen du bassin versant, nous prendrons la moyenne des valeurs obtenues par Madinger II, analogie I et II, Turc et Transposition qui convergent.

$$A = 863 \text{ hm}^3.$$

Les autres valeurs sous estiment l'apport ou bien le surestiment comme c'est le cas pour les formules de Dery et de Coutagne II.

C – Observations directes :

Notre bassin versant est muni de trois (03) stations hydrométriques.

Pour notre étude, nous n'avons tenu compte que de la station de Baghlia et ceci pour deux raisons :

- elle est à quelques kilomètres du site de notre barrage.
- les autres stations ont des séries d'observations de moins d'une dizaines d'années.

La série d'observations à la station de Baghlia s'étend de 1952 à 1984 sans interruption.

Les observations sont données dans le tableau suivant n°2.

TABLEAU 2

Année	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Août	Total
1952	5.15	1.77	16.63	164.11	231.53	26.21	237.73	93.73	55.92	14.53	3.42	0.59	851.31
1953	3.57	12.90	10.73	24.49	166.54	383.14	196.09	357.76	46.39	15.19	6.66	2.39	1225.85
1954	1.81	2.79	37.90	47.18	101.14	67.04	115.68	100.81	57.1	19.18	10.17	8.81	569.63
1966	1.12	2.25	12.54	56.44	72.43	148.97	49.73	96.89	61.45	7.68	0.69	0.27	510.48
1968	0.95	0.85	2.05	171.57	114.48	52.61	159.9	121.53	54.29	18.31	2.80	1.26	700.61
1969	3.13	106.75	14.74	542.02	201.37	67.01	158.23	245.46	38.12	16.43	4.32	1.48	1429.07
1970	0.69	3.09	2.93	46.31	155.91	34.19	165.48	169.55	42.37	10.78	2.50	0.80	634.59
1971	3.61	10.81	51.48	138.72	511.36	209.17	205.52	145.97	207.96	40.60	9.99	3.14	1538.33
1972	3.93	6.66	4.39	190.12	478.09	537.98	259.46	121.90	54.94	15.10	2.97	1.47	1677.01
1973	19.6	6.21	2.73	88.87	30.69	257.22	568.12	275.91	84.73	15.94	7.55	2.77	1360.34
1974	1.87	6.10	15.12	9.88	12.01	67.95	143.5	62.89	27.64	10.53	2.43	0.93	360.86
1975	1.33	1.32	69.51	61.07	51.57	387.43	172.57	80.12	70.89	19.71	8.30	2.13	925.95
1976	1.82	5.48	42.14	154.62	144.84	57.79	20.71	41.79	22.37	7.38	2.09	0.83	501.87
1977	0.59	0.80	4.82	6.51	26.76	43.23	101.61	201.99	34.95	9.43	1.92	0.44	433.05
1978	0.28	1.41	6.74	27.28	22.92	104.43	165.66	60.56	26.21	6.67	1.49	0.41	424.05
1979	1.04	1.52	41.21	21.95	99.25	46.97	131.76	38.73	76.35	9.47	4.98	0.46	473.69
1980	0.37	1.09	1.77	282.09	107.97	121.78	91.35	116.63	60.89	12.99	2.75	1.06	800.73
1981	0.52	0.58	0.81	26.19	211.78	236.02	79.05	46.80	26.70	7.59	0.76	0.18	636.98
1982	0.85	5.07	88.71	272.33	55.10	52.21	40.23	24.70	12.49	1.93	0.51	0.33	554.47
1983	0.12	0.38	2.63	9.36	63.92	201.20	106.30	60.88	35.04	301.85	1.34	88.95	871.98
1984	0.00	12.57	5.21	94.07	184.81	73.12	423.38	70.76	41.62	9.34	1.12	0	916.0
	2.49	9.07	20.70	115.96	144.97	151.22	171.05	120.73	55.63	27.17	3.75	5.65	828.42

L'apport moyen obtenu à la station hydrométrique est de 828.42 hm³.

Conclusion :

L'apport moyen obtenu par les formules empiriques, analogie et transposition est assez représentatif de notre bassin versant.

D'où : $A = 863 \text{ hm}^3$.

Variabilité des apports :

A partir des moyennes mensuelles, qui figurent dans le tableau 2, nous pouvons remarquer que l'apport mensuel est irrégulier durant la période d'observation (1952- 1984); il atteint un maximum de 171.05 au mois de Mars et un minimum de 2.49 au mois de Septembre. Ceci est bien visible dans le diagramme de la figure n°1. Ce diagramme est obtenu en portant en ordonnée l'apport en % et en abscisse les 12 mois de l'année.

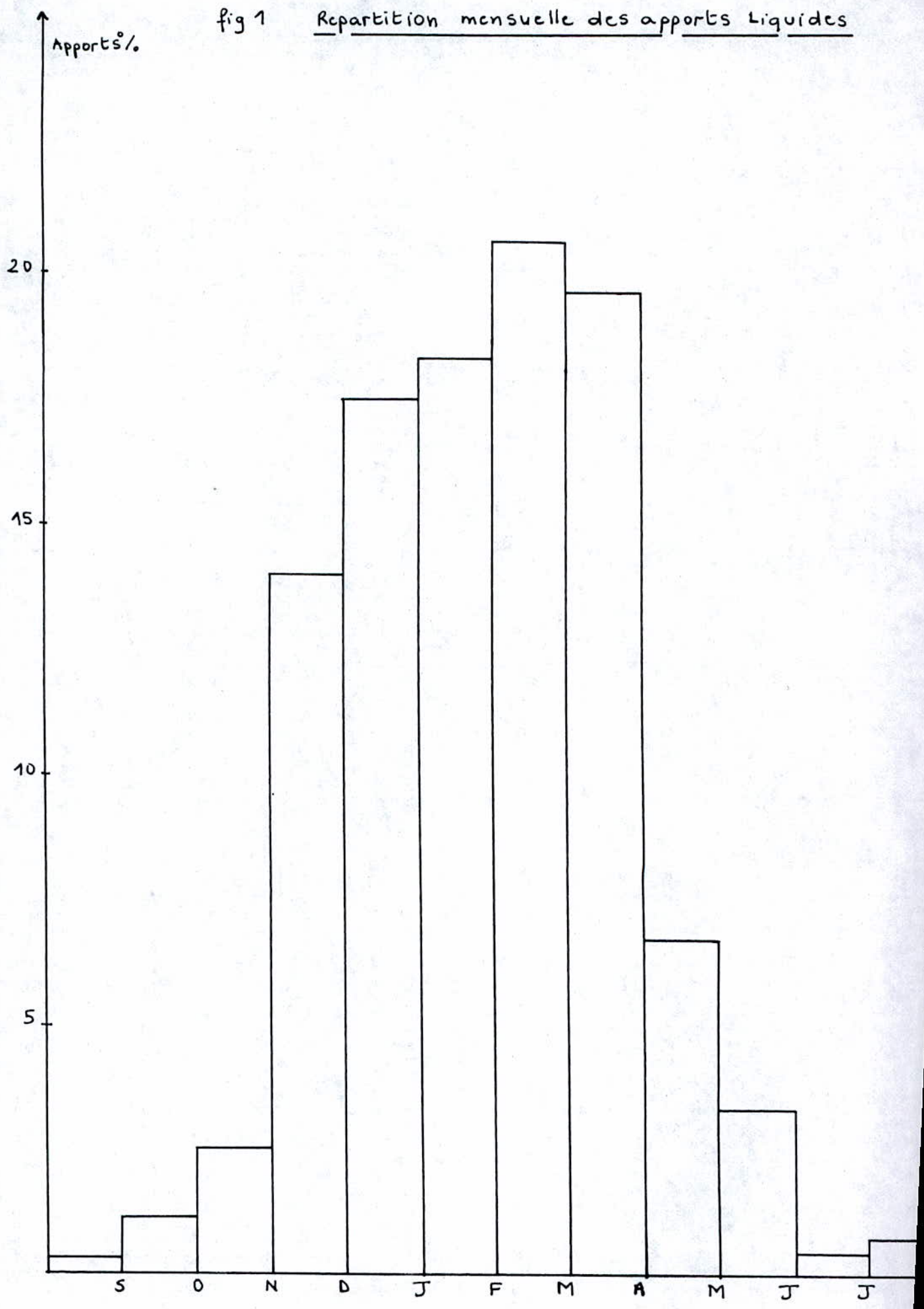
Tableau 3 : Répartition mensuelle des apports.

Mois	A (hm ³)	A (%)
Septembre	2.49	0.3
Octobre	9.07	1.09
Novembre	20.70	2.5
Décembre	115.96	14
Janvier	144.97	17.5
Février	151.22	18.25
Mars	171.05	20.65
Avril	120.73	14.57
Mai	55.63	6.7
Juin	27.17	3.28
Juillet	3.75	0.45
Août	5.65	0.68
Total	828.42	100 %

Coefficient de variation :

Pour connaître la variabilité de l'apport, nous calculons le coefficient de variabilité Cv par des formules empiriques :

fig 1 Repartition mensuelle des apports Liquides



- Formule de Sokolowsky - Cheveley :

$$C_v = 0.78 - 0.291 \log (M_r) - 0.0063 \log (S+1).$$

où M_r = module d'écoulement relatif.

$$M_r = \frac{M_e}{S \cdot A}; \quad \left\{ \begin{array}{l} M_e = \text{module d'écoulement.} \\ S = \text{superficie du bassin versant.} \end{array} \right.$$

Nous avons : $M_e = \frac{A}{T}$ où : $\left\{ \begin{array}{l} A = \text{apport moyen du bassin en l.} \\ T = \text{période d'une année en s.} \end{array} \right.$

AN : $M_e = 27365.55 \text{ l/s.}$
 $M_r = 10.95 \text{ l/s.Km}^2.$

D'où : $C_v = 0.46.$

- Formule de Padoune :

$$C_v = \frac{0.93}{(M_r)^{0.29}} \cdot K \quad \text{où : } K = 0.9; \quad K \text{ coefficient de réduction (} K=0.25+1 \text{).}$$

M_r = module d'écoulement relatif.

AN : $C_v = 0.42.$

- Formule d'Antonov :

$$C_v = \frac{0.78}{(S+1000)^{0.037}}; \quad S = \text{superficie du bassin versant.}$$

AN : $C_v = 0.58.$

- Formule d'Ourkguiprovodkhoz :

$$C_v = \frac{0.7}{(M_r)^{0.127}}; \quad M_r = \text{module d'écoulement relatif.}$$

AN : $C_v = 0.52.$

Conclusion :

Nous prenons comme valeur du coefficient de variation une valeur moyenne $C_v = 0.49.$

V - TRANSPORT SOLIDE ET ENVASEMENT

Introduction :

Tous les barrages sont, plus ou moins, exposés à des apports solides et à leur dépôt.

Les dommages causés à l'environnement et à l'économie du projet par ces dépôts peuvent être très importants et il peut s'avérer extrêmement difficile, voir même impossible, d'y remédier surtout dans les régions arides et semi - arides.

Les apports solides du bassin versant dépendent des caractéristiques d'érosion et de transport des sédiments du bassin ainsi que des caractéristiques de transport des lits du réseau hydrographique alimentant la retenue.

Les principaux facteurs influençant le transport solide sont :

- Volume et intensité des précipitations.
- Géologie et type du sol.
- Couverture du sol (végétation, débris et fragments des roches).
- Utilisation du sol (méthodes de culture, élevage, exploitations forestières, chantiers de construction).
- Nature du réseau hydrographique, sa densité, sa pente, sa forme...
- Hydraulique du lit.
- Ruissellement.
- Caractéristiques des sédiments (granulométrie, minéralogie).

La connaissance du débit solide permet de déterminer la durée de la prise d'eau et de la vidange de fond ainsi que la détermination de la garde d'envasement.

Parmi les méthodes d'évaluation du débit solide, nous avons utilisé les formules empiriques.

V - 1 - Formule de Tixeront :

Elle est basée sur les données recueillies dans 32 bassins versants de l'Est Algériens et 9 bassins Tunisiens. Les observations portent sur 2 à 22 ans.

La superficie du bassin doit vérifier la condition suivante :

$$90 \text{ Km}^2 \leq S \leq 22300 \text{ Km}^2$$

or : $S = 2500 \text{ Km}^2 \rightarrow$ vérifiée.

$$0.15$$

$$Tas = \alpha L_c \quad \text{avec : } Tas = \text{apport solide moyen annuel (t/km}^2\text{.an)}$$

Le = lame écoulée (mm).

α = paramètre caractéristique de la perméabilité du bassin. Il varie de 8.5 à 3200 et, est d'autant plus important que la perméabilité est faible. Sa valeur est donnée dans le tableau 1:

Tableau 1

Perméabilité	perméabilité élevée	Perméabilité moyenne à élevée	Perméabilité faible à moyenne	Perméabilité faible	Perméabilité nulle
α	8.5	75	350	1400	3200

Dans notre cas, le bassin est faiblement à moyennement perméable.

donc : $\alpha = 350$.

$$Le = \frac{\bar{A}}{S}, \text{ où } \bar{A} : \text{apport liquide moyen annuel} = 863 \text{ hm}^3$$

S : superficie du bassin = 2500 Km².

Le : lame d'eau écoulée (mm).

AN: Le = 345.2 mm.

Ce qui donnerait : Tas = 840.97 t/Km².an.

V - 2 - Formule de Fournier :

Elle tient compte de la pluviométrie et de la topographie du bassin.

$$Tas = \frac{1}{36} \left[\frac{P_{\alpha \max}^2}{Pan} \right]^{2.65} * \left[\frac{(h)^2}{S} \right]^{0.46}$$

où : Pa max : pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux (mm).

Pan : Pluie moyenne annuelle (mm).

h : 45% de la différence des altitudes maximale et minimale du bassin (m).

S : superficie du bassin (Km²).

AN : Pan = 865 mm.

Pa max. = 136.4 mm; précipitation observée à la station (02.15.03) au mois de Septembre.

S = 2500 Km².

$$h = \frac{45 (H_{\max} - H_{\min})}{100} = \frac{45 (2305 - 17)}{100} = 1029.6 \text{ m}$$

Donc : $T_{as} = 1526.6 \text{ t/Km}^2.\text{an}$.

V- 3 - Formule de Gravellovic :

C'est une formule mise au point en Yougoslavie et utilisée en Algérie.

Elle est basée sur deux (2) fonctions :

a - Une fonction donnant la production annuelle de sédiments :

$$T_{ap} = \alpha * P_{an} * \pi * \sqrt{Z^3}$$

où : T_{ap} = production moyenne annuelle de sédiments ($\text{m}^3/\text{Km}^2.\text{an}$)

P_{an} = pluie moyenne annuelle = 865 mm.

$$\alpha = \text{coefficient de température, } \alpha = \frac{T}{10} + 0.1$$

T = température moyenne sur le bassin = 18°C .

$$\Rightarrow \alpha = 1.44$$

Z = coefficient empirique lié à l'érosion sur le bassin donné sur le tableau suivant :

Type d'érosion	Excessive	Intense	Moyenne	Faible	Très faible
Valeur de Z	1 + 1.5	0.7 + 1	0.4 + 0.7	0.2 + 0.4	0.1 + 0.2

Dans notre cas $Z = 0.4$

$$\underline{AN} : T_{ap} = 989.46 \text{ m}^3/\text{Km}^2.\text{an}$$

b - Une fonction donnant le taux de rétention (R_m) des sédiments produits par le bassin, en tenant compte des discontinuités spacio - temporelles dans le flux des matériaux arrachés.

$$R_m = \frac{\sqrt{P} * H_{\text{moy}}}{0.2 (L + 10)}$$

Où : R_m = taux de rétention des sédiments.
 P = périmètre du bassin = 260 Km.
 L = longueur du thalweg principal = 110 Km.
 H_{moy} = altitude moyenne du bassin en Km = 0.655 Km.

AN : $R_m = 0.440$.

La dégradation spécifique est donnée en ($m^3/Km^2.an$) par la formule suivante :

$$D_s = T_{ap}.R_m$$

Où T_{ap} = production moyenne annuelle de sédiments ($m^3/Km^2.an$)
 R_m = taux de rétention des sédiments.

AN : $D_s = 435.36 m^3/Km^2.an$.

l'apport solide spécifique par suspension sera :

$$T_{as} = D_s * \gamma_s$$

Où : D_s = dégradation spécifique = $435.36 m^3/Km^2.an$.
 γ_s = densité des sédiments = $1.25 t/m^3$.

AN : $T_{as} = 544.2 t/Km^2.an$.

V - 4 - Formule donnée par Binnie and Partners :

$$T_{as} = \frac{C.E^{-0.85}}{1} \quad \text{Où} \quad \begin{array}{l} E_1 : \text{écoulement moyen (mm)} \\ T_{as} : \text{apport solide spécifique en t/km}^2.an \end{array}$$

C'est un coefficient dépendant de l'importance de l'érosion.

L'étude a porté sur 2 régions :

* Une région à débit solide important située dans l'Atlas Blidéen et comprenant les secteurs montagneux des bassins des Oueds Bou Roumi, Chiffa, El Harrach, Djemâa et Arbatache (Hamiz); la valeur de C adoptée pour cette région est de 390000.

* Une région à débit solide moyen comprenant les bassins des Oueds Hachem, Nador, Djer, Boudouaou, Isser et Sebaou; la valeur de C est de 120000.

pour notre cas $c = 120000$; donc $T_{as} = 835.26 t/Km^2.an$

Remarque : $Ta = Tas + Tac$.

avec : Ta = Apport solide total.

Tas = Apport solide par suspension.

Tac = Apport solide par charriage.

$Tac = 40\%$ Tas , en général.

Tableau récapitulatif :

Formules utilisées	Tas (t/Km2.an)	Tac (t/Km2.an)	Ta (t/Km2.an)
Tixeront	840.97	336.39	1177.36
Fournier	1526.6	610.64	2137.24
Gravillovic	696.6	278.64	975.24
Binie and Partners	835.26	334.10	1169.36

Conclusion :

La formule de Tixerant, très utilisée en Algérie, donne une valeur de l'apport solide proche de celle de la formule de Binnie et Partners spécialement développée pour la Kabylie.

Pour cela nous prendrons comme valeur la moyenne des deux.

Le volume mort correspondant sera donné par la formule suivante :

$$Vm = \frac{Ta * S * T}{\gamma}$$

Où : Vm = Volume mort en hm³.

Ta = Apport solide = 838. t/Km².an

T = Temps de vidange ou durée de vie du barrage = 30 ans.

γ = Poids volumique de la vase = 1.25 t/m³.

AN : $Vm = 50$ hm³.

VI Etude des crues

Introduction

L'intérêt économique de la prédétermination des crues d'un cours d'eau, en un point donné, est évident en raison des effets destructifs bien connus de ces catastrophes hydrologiques et de la nécessité de calculer certains ouvrages d'art. Les dimensions des évacuateurs de crues de barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation sont essentiellement déterminés par la maximum probable de la crue auquel ces ouvrages devront faire face.

VI - 1 Définition de la crue :

On appelle crue l'élévation du niveau d'un cours d'eau provoquée par les pluies ou par la fonte des neiges qui risquent de causer des dégats.

C'est aussi l'évolution rapide dans le temps du débit entre deux états quasi stationnaires.

La crue est caractérisée par :

- son débit maximum instantané,
- sa durée,
- le volume total écoulé
- l'hydrogramme de crue.

VI - 2 Evaluation des débits de crue :

Il existe plusieurs méthodes pour la recherche du débit maximum de crue.

Nous utiliserons dans notre étude :

- A- les formules empiriques
- B- les lois statistiques

VI. 2- A- Formules empiriques

1- Formule de Mallet-Gautier

Cette formule est couramment utilisée en Algérie.

$$Q = 2K \log(1 + a \cdot \bar{P}) \frac{A}{\sqrt{2}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log A}$$

- où: Q : débit maximum à la période T(m³/s).
P : pluie moyenne sur le bassin = 865 mm.
A : aire du bassin = 2500 km²
L : longueur du thalweg principal = 110 km.
T : période de retour adoptée en année.
a : coefficient topographique qui varie de 20 à 30 pour la grande Kabylie a = 25.
K : coefficient géomorphologique lié à la pente du bassin versant.
 $0.7 \leq K \leq 3$, K = 2.5

Les résultats sont dans le tableau 1 :

Tableau 1

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Q _{max} (m ³ /s)	2704.0	2704.0	3385.7	3765.8	5002.7	19054.7

Remarque : La formule de Mallet-Gautier permet de calculer le débit maximum pour n'importe quel site.

2- Formule de Samie:

$$Q_{\max} = \frac{P_{j\max} A \cdot C \cdot K \cdot 10^3}{3600 \times 24}$$

- où: P_{jmax}: pluie maximale journalière (mm).
A : aire du bassin = 2500 km²
K: coefficient d'amortissement de la crue K = 1
C: coefficient de ruissellement en fonction de la période donnée.

Les résultats de calcul sont dans le tableau 2.

Tableau 2

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
P _{jmax} (mm)	79	91	105	117	154	192
C	0.65	0.70	0.72	0.80	0.85	0.95
Q _{max} (m ³ /s)	1486.0	1843.0	2187.0	2708.0	3788.0	5278.0

3- Formule de Fuller

Cette formule fait intervenir la fréquence d'application des crues.

$$q_T = q_I(1 + 0.8 \log T)$$

où : q_I : moyenne des débits maximum journaliers (m³/s)

q_T : débit maximum période T (m³/s)

T : période de retour en année

$$q_I = 945.5 \text{ m}^3 / \text{s} \quad \text{et} \quad Q_{\max} = q_T \left(1 + \frac{2}{A^{0.3}}\right)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau 3.

Tableau 3

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
q _T	1702.0	1929.6	2230.6	2458.3	3214.7	3971.1
Q _{max}	2027.0	2299.0	2657.0	2928.0	3829.0	4731.0

4- Formule de Greager - Justin

$$Q = 460. A^{0.894A^{-0.848}}, \text{ utilisé dans toute la terre.}$$

où : A : Aire du bassin = 2500 km²

AN : Q = 464 m³/s

5- Formule de Turaza

$$Q_{\max} = \frac{P_{j\max} \cdot A \cdot C}{3,6 \times t_c}$$

- où: t_c : temps de concentration = 14h.
 c : coefficient de ruissellement pour une période donnée
 A : Aire du bassin = 2500 km²
 $P_{j\max}$: pluie journalière maximale à une période donnée (mm).

Les résultats sont dans le tableau 4 :

Tableau 4.

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
$P_{j\max}$ (mm)	79	91	105	117	154	192
C	0.65	0.70	0.72	0.80	0.85	0.95
Q_{\max} (m ³ /s)	2547.0	3160.0	3750.0	4643.0	6493.0	9048.0

6- Formule de Belbachir - Laffite

Elle est utilisée pour la détermination de Q_{1000} .

Elle a pour hypothèse : $400\text{mm} \leq \bar{P} \leq 900 \text{ mm}$

or dans notre cas $\bar{P} = 865 \text{ mm}$ → vérifiée

$$Q_{\max} = S \cdot 10^{(0,67 - S \cdot 10^{-4})} ; S = 2500 \text{ km}^2$$

AN : $Q_{\max} = 6576.0 \text{ m}^3/\text{s}$.

Remarque : Il existe d'autres formules empiriques, mais elles ne peuvent être utilisées à cause de l'hypothèse de base $S \leq 1000 \text{ km}^2$.

7- Formule de Hazen - Lazarovic

Elle peut être appliquée avec succès pour la grande Kabylie.

$$Q_T = Q_m \cdot K_T$$

où : K_T : est un paramètre égale à :

- 2 pour une crue décennale ($T = 10$ ans),
- 4 pour une crue centenaire ($T = 100$ ans),
- 6 pour une crue millénaire ($T = 1000$ ans).

Tableau 5

T (ans)	10	100	1000
K	2	4	6
Q_{max}	1891	3782	5673

VI. 2-B - Méthodes statistiques :

Le principe de ces méthodes consiste à ajuster une distribution connue à un échantillon donné. Ce dernier est constitué des débits caractéristiques enregistrés au niveau d'une station hydrométrique.

Le débit caractéristique peut-être :

- un débit d'étiage : qui est le débit dépassé de 355 jours par an.
- un débit de crue : qui est le débit maximum. Il est dépassé 10 jours par an, en moyenne.

Nous allons ajuster à notre échantillon, constitué de débits de crue, les lois suivantes :

- 1- La distribution double exponentielle des valeurs maximum ou loi de Gumbel.
- 2- La distribution log-normale ou loi de Galton.

1. Loi de Gumbel

La fonction de distribution de la loi de Gumbel est :

$$F(Q) = \exp[-\exp(-\alpha(Q - Q_0))] \quad (1)$$

avec : $F(Q)$: Fréquence de non dépassement de la valeur Q .

α, Q_0 : Coefficient d'ajustement

Par un simple changement de variable : $y = \alpha(Q - Q_0)$, l'équation (1) devient :

$$F(y) = F(Q) = \exp(-\exp(-y)) \quad (2)$$

où $F(y)$: Fréquence de non dépassement de la variable réduite y .

L'équation $y = \alpha(Q - Q_0)$ présentée sous la forme $Q = \frac{1}{\alpha}y + Q_0$ est l'équation d'une droite qui représente la loi de Gumbel sur le papier diagramme à l'échelle de probabilité de Gumbel.

PROCEDE DE CALCUL

- Classer les débits de crue par ordre de grandeur croissante.
- Calculer les fréquences expérimentales de non dépassement:

$$F(Q) = \frac{r - 0.5}{N}$$

où r : rang attribué à chaque élément de l'échantillon.

N : taille de l'échantillon, $N=42$.

Voir tableau n°I

- Calculer les caractéristiques de l'échantillon

a) Moyenne

$$\bar{Q} = \frac{\sum Q_i}{N}$$

où : Q_i : débits observés m^3/s .

N : taille de l'échantillon, $N=42$

Q : Moyenne de l'échantillon

1. Ecart type :
$$\delta = \sqrt{\frac{\sum (Q_i - \bar{Q})^2}{N}}$$

2. Coeff. de variation :
$$C_v = \frac{\delta}{\bar{Q}}$$

A.N.:

$$\bar{Q} = 945,461 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$\delta = 644,15 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$C_v = 0,68$$

- Reporter les points expérimentaux sur papier à probabilité Gumbel (fig. 1).
- Estimer les paramètres de la droite d'ajustement α et Q_0 .

Nous utiliserons les équations issues de la méthode des moments :

$$\frac{1}{\alpha} = 0,78\delta$$

$$Q_0 = \bar{Q} - \frac{0,577}{\alpha}$$

A.N.:

$$\frac{1}{\alpha} = 0,78 \times 644,154 = 502,440$$

$$Q_0 = 945,461 - 0,577 \times 502,440 = 655,553 \text{ m}^3 / \text{s}$$

- Tracer la droite d'ajustement en calculant 3 points de celle-ci (fig. 1).
- Estimer les débits de période T donnée.

Interprétation des résultats

Après avoir tracer la droite d'ajustement, nous remarquons qu'elle ajuste bien les observations expérimentales.

Donc les différents débits seront estimés à partir de la droite d'ajustement d'équation :

$$Q = 502,440 y + 655,553$$

Les résultats sont donnés dans le tableau II.

Tableau I

Rang	F=(n-0.5)/N	Q(m3/s)	y
1	0.012	196	-1.487
2	0.036	233.6	-1.2012
3	0.060	264	-1.0403
4	0.083	299.5	-0.9118
5	0.107	347.2	-0.8042
6	0.131	348.2	-0.7093
7	0.155	356.8	-0.6229
8	0.178	376	-0.5458
9	0.202	377.6	-0.4481
10	0.226	390.8	-0.3969
11	0.250	447.56	-0.3266
12	0.274	459.5	-0.2582
13	0.298	461.6	-0.1912
14	0.321	505.6	-0.1278
15	0.345	520	-0.0622
16	0.369	620	0.0030
17	0.393	640	0.0683
18	0.417	675	0.1339
19	0.440	705	0.1972
20	0.464	710	0.2641

21	0.488	710	0.3321
22	0.512	725	0.4013
23	0.536	770.9	0.4722
24	0.559	810.5	0.542
25	0.583	827	0.617
26	0.607	921.2	0.6947
27	0.631	1004	0.7755
28	0.655	1020	0.8601
29	0.678	1080	0.9452
30	0.702	1106	1.039
31	0.726	1434	1.1388
32	0.750	1450	1.2459
33	0.774	1480	1.3619
34	0.798	1483.2	1.4888
35	0.821	1610	1.6234
36	0.845	1652	1.7813
37	0.869	1685	1.9632
38	0.893	1750	2.1789
39	0.917	1974	2.4459
40	0.940	1995	2.7826
41	0.964	2316	3.306
42	0.988	2972	4.4168

Les débits seront estimés par la droite d'ajustement linéaire

$$Q = 200 + 0.5y$$

Les débits seront estimés par la droite d'ajustement linéaire

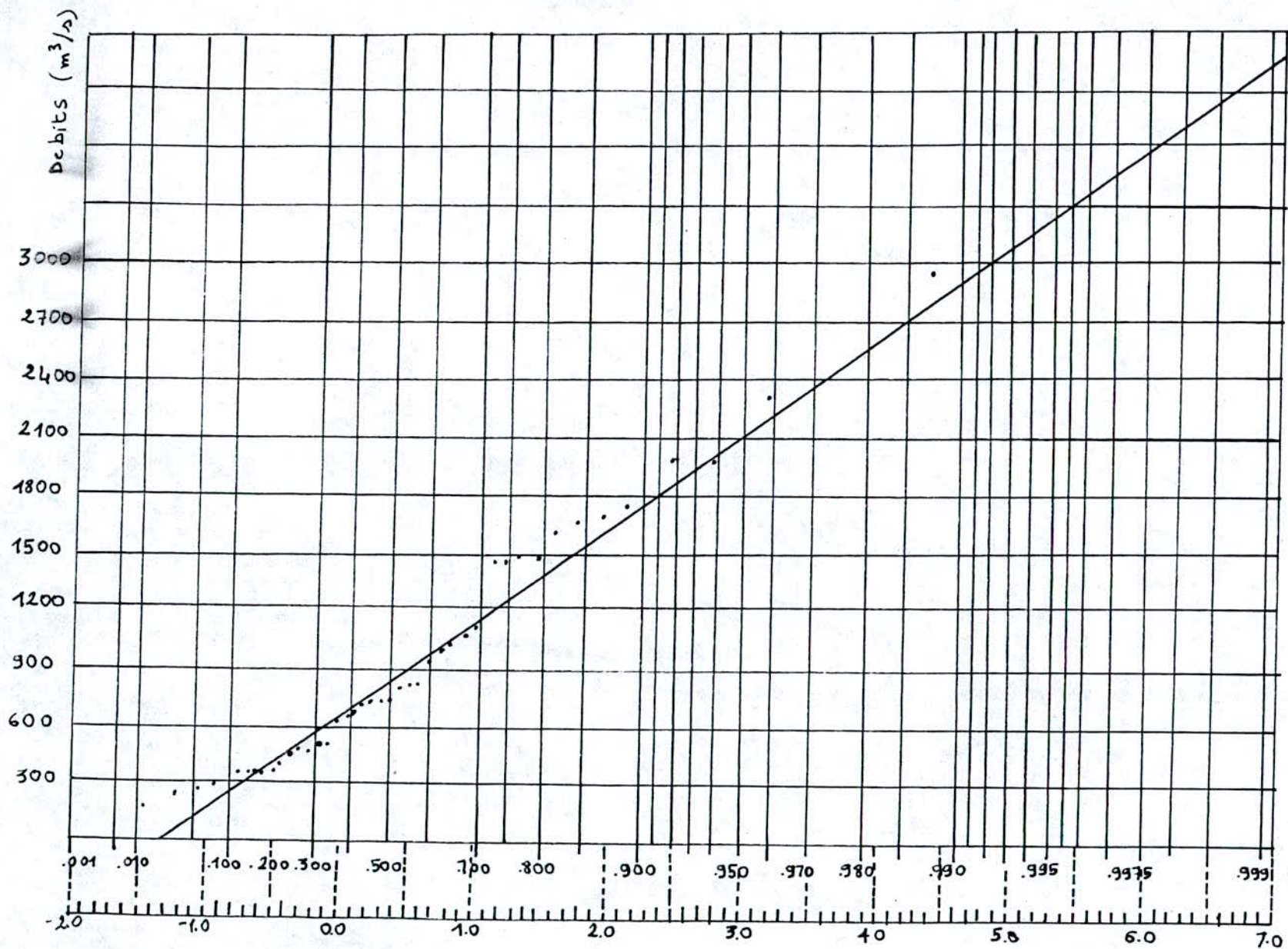


fig 1 Ajustement des debits maximaux par La Loi de Gumbel

Tableau II

Période de retour T(ans)	Fréquence au dépassement	Fréquence au non dépassement	Variable réduite de Gumbel y	Débits maximum Q(m ³ /s)
10	0.1	0.9	2.25	1786
20	0.05	0.95	2.97	2148
50	0.02	0.98	3.90	2615
100	0.01	0.99	4.60	2967
1000	0.001	0.999	6.91	4127
10000	0.0001	0.9999	9.21	5283

VI. 2. 6.2- Loi de Galton

Elle est fréquemment utilisée en hydrologie pour l'estimation des extrêmes.

Son équation est :
$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \exp\left(-\frac{U^2}{2}\right) dU$$

avec : $U = a \log(Q - Q_0) + b$

- Où
- U : variable réduite de Gauss
 - Q : débit d'origine
 - Q₀ : paramètre de position

Nous remarquons que le passage de la loi de Gauss à la loi de Galton se fait par le changement de variable Q en $\log(Q - Q_0)$

Procédé de calcul

- Classer l'échantillon par ordre de grandeur décroissante.
- Calculer les fréquences expérimentales au dépassement

$$F(Q) = \frac{r - 0.5}{N}$$

- où
- r : rang de l'observation
 - N : taille de l'échantillon = 42

Les résultats sont représentés sur le tableau III.

Tableau III

Rang	Q(m ³ /s)	F=(n-0.5)/N	log Q	Rang	Q(m ³ /s)	F=(n-0.5)/N	log Q
1	2972	0.012	3.4730	22	710	0.512	2.8512
2	2316	0.036	3.3647	23	710	0.536	2.8512
3	1995	0.059	3.2999	24	705	0.559	2.8482
4	1974	0.083	3.2953	25	675	0.583	2.8293
5	1750	0.107	3.2430	26	640	0.607	2.8062
6	1685	0.131	3.2266	27	620	0.631	2.7924
7	1652	0.155	3.2180	28	520	0.655	2.716
8	1610	0.178	3.2068	29	505.2	0.678	2.7035
9	14832	0.209	3.1712	30	461.6	0.702	2.6643
10	1480	0.226	3.1703	31	459.50	0.726	2.6623
11	1450	0.25	3.1614	32	447.56	0.75	2.6508
12	1434	0.274	3.1565	33	390.80	0.774	2.5919
13	1106	0.298	3.0437	34	377.60	0.798	2.5770
14	1080	0.321	3.0334	35	376	0.821	2.5752
15	1020	0.345	3.0086	36	356.80	0.845	2.5524
16	1004	0.369	3.0077	37	348.2	0.869	2.5418
17	921.2	0.393	2.9643	38	347.2	0.893	2.5406
18	827	0.417	2.9175	39	299.50	0.917	2.4764
19	810.5	0.440	2.9087	40	264	0.940	2.4216
20	770.9	0.464	2.887	41	233.6	0.964	2.3685
21	725	0.488	2.8603	42	196	0.988	2.2922

• Calculer les caractéristiques de l'échantillon :

- Moyenne $\bar{Q} = 945.461 \text{ m}^3/\text{s}$
- Ecart type $\sigma = 644.154 \text{ m}^3/\text{s}$
- Coefficient de variation $C_v = 0.68$

- Reporter les points expérimentaux sur un papier Galton.

Nous pouvons constater sur le graphe n°2 que l'alignement des points est proche d'une droite.

Donc, nous choisirons un paramètre de position nul, $Q_0 = 0$

- Déterminer a et b, paramètre de la droite d'ajustement :

$$a = \frac{1.517}{\sqrt{\log\left(\frac{\sigma^2}{(\bar{Q} - Q_0)^2}\right) + 1}} \quad \text{et } b = \frac{1.1513}{a} - a \log(\bar{Q} - Q_0)$$

avec $\sigma = 644.154 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q = 945.461 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_0 = 0$

d'où $a = 3.728$ et $b = -10.784$

Par suite : $U = a \log(Q - Q_0) + b \Leftrightarrow U = 3.728 \log(Q) - 10.784$

- Estimer les débits de crue en utilisant la droite d'ajustement :

$$U_p = a \log(Q - Q_0) + b \Leftrightarrow \log(Q_p - Q_0) = 1/a (U_p - b) \quad (1)$$

où U_p : variable réduite correspondant à la période recherchée et que nous tirons de la table de Gauss.

Q_p : débit maximum recherché à une période donnée.

L'équation (1) devient : $Q_p - Q_0 = 10^{\left(\frac{U_p - b}{a}\right)}$

Or : $Q_0 = 0 \Rightarrow Q_p = 10^{\left(\frac{U_p - b}{a}\right)} = 10^{\left(\frac{U_p + 10.784}{3.728}\right)}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau IV.

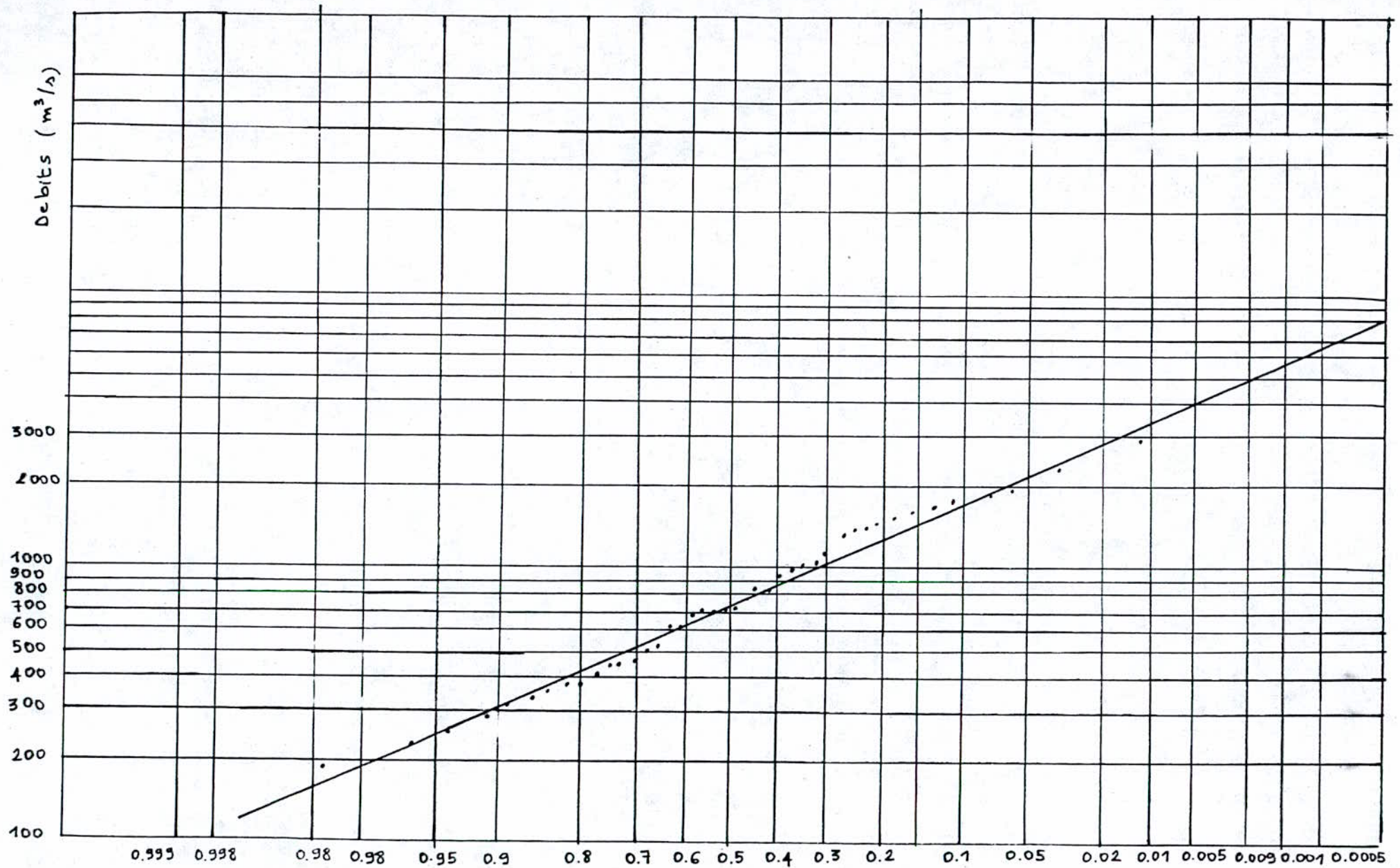


fig 2 Ajustement des debits maximaux par La Loi de Galton

Tableau IV

T(ans)	Fréquence au dépassement F(Q)	Variable de Gauss Up	Débits calculés Q(m ³ /s)
10	0.1	1.28	1722
20	0.05	1.65	2164
50	0.02	2.05	2788
100	0.01	2.33	3300
1000	0.001	3.08	5235
10000	0.0001	3.72	7772

Conclusion :

Pour la loi de Galton, nous prendrons les valeurs des débits maximum tirées du graphe n° 2

Résultats :

T(ans)	F(Q)	Q(m ³ /s)
10	0.1	1750
20	0.05	2300
50	0.02	2800
100	0.01	3200
1000	0.001	5300
10000	0.0001	7800

Tableau récapitulatif

Méthodes	Périodes de retour (T ans)					
	Mallet-Gautier	2043	2704	3386	3766	5003
Belbachir- Laffite	+	+	+	+	6576	+
Samie	1486	1843	2187	2708	3788	5278
Fuller	2027	2299	2657	2928	3829	4731
Greager-Justin	464					
Taraza	2547	3160	3750	4643	6493	9048
Hazen-Lazarovic	1891	+	+	3782	5673	+
Loi de Gumbel	1786	2148	2615	2967	4127	5283
Loi de Galton	1750	2300	2800	3200	5300	7800

Conclusion

Pour les formules empiriques, on ne peut, en aucun cas, faire une comparaison approfondie entre elles, du fait qu'elles sont basées sur l'analyse des données recueillies par les spécialistes sur des bassins versants particulièrement bien étudiés.

Nous avons retenu les valeurs trouvées par la loi statistique de GALTON qui est plus représentative de notre bassin l'un des plus arrosé d'Algérie.

VII HYDROGRAMME DES CRUES

Introduction :

L'hydrogramme de crues est une fonction $Q = f(t)$ qui exprime la variation du débit maximum en fonction du temps pour une période donnée.

Son utilité intervient lors du laminage des crues d'une part, et le dimensionnement du barrage d'autre part.

L'hydrogramme permet aussi d'estimer les caractéristiques de la crue à savoir : le volume, la forme, le temps de montée et de base.

La méthode utilisée dans cette étude est la méthode de Sokolowski.

Principe de la méthode :

Sokolowski assimile l'hydrogramme à 2 équations paraboliques.

- La première pour la montée de la crue d'équation :

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

Où : $Q(t)$: débit à l'instant t après le début de la crue (m^3/s).

Q_{\max} : débit maximum de la crue pour une période donnée (m^3/s).

t_m : temps de montée de la crue, $t_m = t_c = 14$ h.

m : exposant de la parabole, $m = 2$.

Donc :

$$Q(t) = Q_{\max} \left[\frac{t}{14} \right]^2$$

- La seconde pour la décrue d'équation :

$$Q(t) = Q_{\max} \left[\frac{t_d - t}{t_d} \right]^n$$

Où : t_d : temps de décrue, $t_d = \alpha t_m = 2 * t_m$ ($\alpha = 2$)

$$\Rightarrow t_d = 28 \text{ h.}$$

n : exposant de la parabole, $n = 3$

Donc :

$$Q(t) = Q_{\max} \left[\frac{28 - t}{28} \right]^3$$

Remarque :

α : coefficient en fonction de la taille du cours d'eau, de la perméabilité et du taux de boisement du bassin.

$\alpha = 2$ à 2.5 pour petits cours d'eau des bassins faiblement perméables.

$\alpha = 3$ à 4 pour petits cours d'eau des bassins boisés et perméables.

$\alpha = 4$ à 7 pour grands et moyens cours avec terrasses de déformation.

Les résultats figurent dans les tableaux numérotés de 1 à 6.

Les hydrogrammes sont représentés sur les courbes n° 1 et 2.

Volume de l'hydrogramme :

$$dv = Qdt \quad \Rightarrow \quad V = \int_0^{t_b} Qdt$$

$$V = \int_0^{t_m} Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 dt + \int_{t_m}^{t_d} Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 dt$$

Où : t_m : temps de montée de la crue.

t_d : temps de décrue.

t_b : temps de base.

Tableau 1
 T = 10 ans
 Qmax = 1750 m³/s

montée de la crue

t(h)	Q (m ³ /s)	V = Q.3600 (hm ³)
0	0	0
1	8.93	0.030
2	35.71	0.128
3	80.36	0.289
4	142.86	0.514
5	223.21	0.803
6	321.43	1.157
7	437.50	1.575
8	571.43	2.057
9	723.21	2.603
10	892.86	3.214
11	1080.36	3.889
12	1285.71	4.628
13	1508.93	5.432
14	1750	6.300

décru

t(h)	Q (m ³ /s)	V = (hm ³)
0	1750	6300
1	1569.12	5.649
2	1401.15	5.044
3	1245.61	4.484
4	1102.04	3.967
5	969.94	3.492
6	848.85	3.056
7	738.28	2.658
8	637.75	2.296
9	546.79	1.968
10	464.92	1.674
11	391.66	1.410
12	326.53	1.175
13	269.05	0.968
14	218.75	0.787
15	175.14	0.630
16	137.75	0.496
17	106.11	0.382
18	79.72	0.287
19	58.11	0.209
20	40.82	0.147
21	27.34	0.098
22	17.22	0.062
23	9.96	0.036
24	5.10	0.018
25	2.15	0.008
26	0.64	0.002
27	0.08	2.9.10 ⁻⁴
28	0	0

Vt = 73.622 hm³

Tableau 2
 T = 20 ans
 Qmax = 2800

montée de la crue

t(h)	Q (m3/s)	V = Q.3600 (hm3)
0	0	0
1	11.73	0.042
2	46.94	0.169
3	105.61	0.38
4	187.75	0.676
5	293.37	1.056
6	422.45	1.521
7	575.0	2.07
8	751.02	2.704
9	950.51	3.422
10	1173.47	4.224
11	1419.90	5.112
12	1689.79	6.083
13	1983.16	7.139
14	2300	8.28

décru

t(h)	Q (m3/s)	V = (hm3)
0	2300	8.28
1	2062.27	7.424
2	1841.51	6.629
3	1637.09	5.893
4	1448.40	5.214
5	1274.78	4.589
6	1115.63	4.016
7	970.31	3.493
8	838.19	3.017
9	718.64	2.587
10	611.04	2.2
11	514.75	1.853
12	429.15	1.545
13	353.61	1.273
14	287.5	1.035
15	230.19	0.829
16	181.05	0.652
17	139.45	0.502
18	104.77	0.377
19	76.38	0.275
20	53.64	0.193
21	35.94	0.129
22	22.63	0.081
23	13.10	0.047
24	6.70	0.024
25	2.83	0.010
26	0.84	0.003
27	0.10	0
28	0	0

Vt=96.768 hm3

Tableau 3
 T = 50 ans
 Q_{max} = 2800

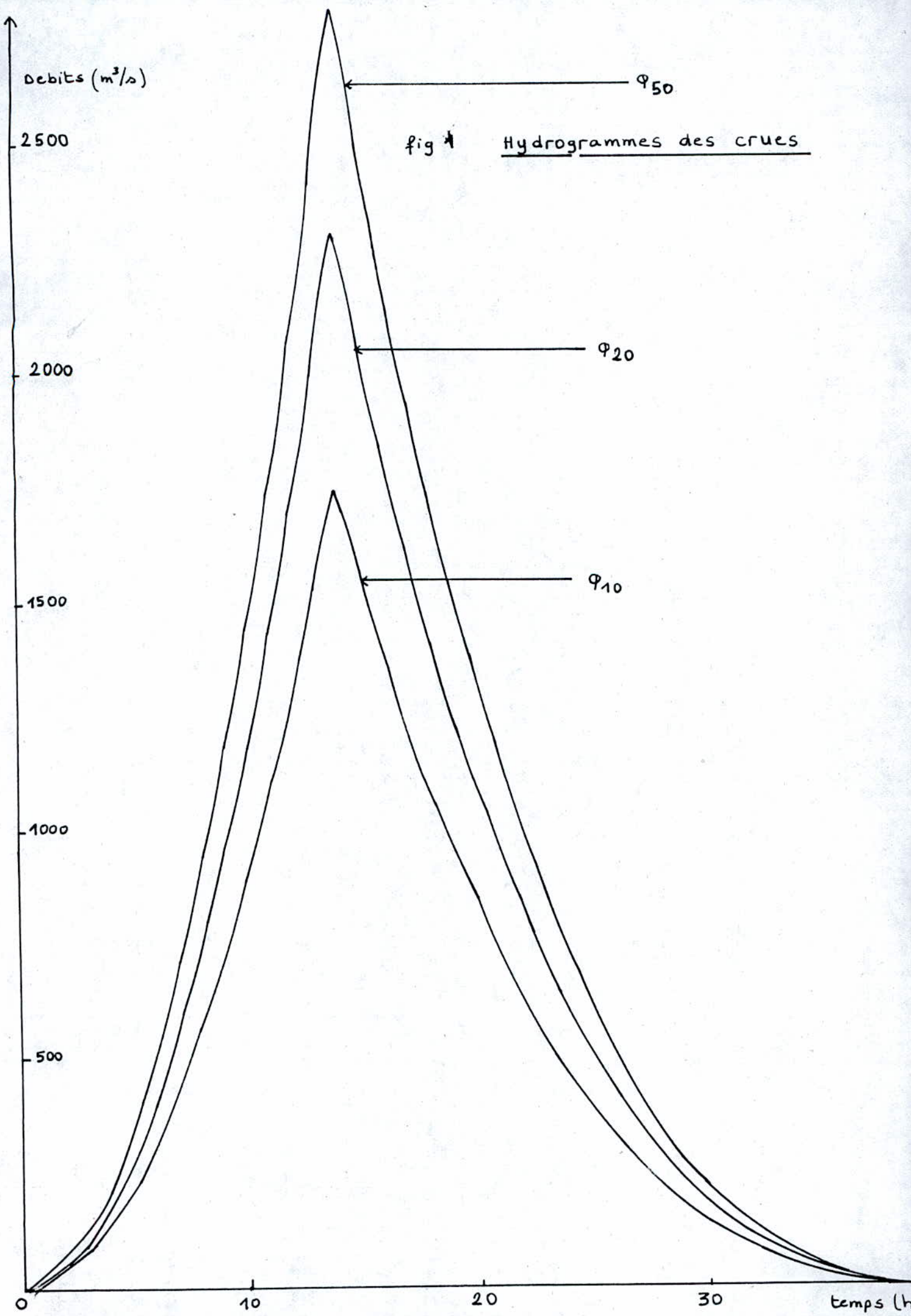
montée de la crue

t(h)	Q (m3/s)	V = Q.3600 (hm3)
0	0	0
1	14.28	0.051
2	57.14	0.206
3	128.57	0.463
4	228.57	0.823
5	357.14	1.286
6	514.28	1.851
7	700	2.52
8	914.28	3.291
9	1157.14	4.166
10	1428.57	5.143
11	1728.57	6.223
12	2057.14	7.406
13	2414.28	8.691
14	2800	10.08

décru

t(h)	Q (m3/s)	V = (hm3)
0	2800	10.08
1	2510.59	9.038
2	2241.84	8.071
3	1992.98	7.175
4	1763.26	6.348
5	1551.51	5.585
6	1358.16	4.889
7	1181.25	4.252
8	1020.41	3.673
9	874.87	3.149
10	743.88	2.678
11	626.66	2.256
12	522.45	1.88
13	430.48	1.55
14	350	1.26
15	280.23	1.009
16	220.41	0.793
17	169.77	0.611
18	127.55	0.459
19	92.098	0.335
20	65.31	0.235
21	43.75	0.157
22	27.55	0.099
23	15.94	0.057
24	8.16	0.029
25	3.44	0.012
26	1.02	0.004
27	0.13	0
28	0	0

V_t = 117.804 hm3



Debits (m³/s)

2500

2000

1500

1000

500

0

10

20

30

temps (h)

fig 1

Hydrogrammes des crues

φ_{50}

φ_{20}

φ_{10}

Tableau 4
 T = 100 ans
 Qmax = 3200 m³/s

montée de la crue

t(h)	Q (m ³ /s)	V = Q.3600 (hm ³)
0	0	0
1	16.33	0.059
2	65.31	0.235
3	146.94	0.529
4	261.22	0.940
5	408.16	1.469
6	587.75	2.116
7	800	2.88
8	1044.9	3.762
9	1322.45	4.761
10	1632.65	5.878
11	1975.51	7.112
12	2351.02	8.464
13	2559.18	9.213
14	3200	11.52

décru

t(h)	Q (m ³ /s)	V = (hm ³)
0	3200	11.52
1	2869.24	10.329
2	2562.09	9.223
3	2277.7	8.20
4	2015.16	7.254
5	1773.61	6.385
6	1552.19	5.588
7	1350	4.86
8	1166.18	4.198
9	999.85	3.599
10	850.14	3.06
11	716.08	2.578
12	597.08	2.149
13	491.98	1.771
14	400	1.44
15	320.26	1.153
16	251.89	0.907
17	194.02	0.698
18	145.77	0.525
19	106.27	0.382
20	74.63	0.269
21	50	0.18
22	31.49	0.113
23	18.22	0.065
24	9.33	0.033
25	3.93	0.014
26	1.17	0.004
27	0.14	0
28	0	0

Vt = 133.915 hm³

Tableau 5
 T = 1000 ans
 Qmax = 5300 m³/s

montée de la crue

t(h)	Q (m ³ /s)	V = Q.3600 (hm ³)
0	0	0
1	27.04	0.097
2	108.16	0.39
3	243.37	0.876
4	432.65	1.557
5	676.02	2.434
6	973.47	3.504
7	1325	4.77
8	1730.61	6.23
9	2190.31	7.885
10	2704.08	9.735
11	3271.94	11.779
12	3893.88	14.018
13	4569.90	16.452
14	5300	19.08

décru

t(h)	Q (m ³ /s)	V = (hm ³)
0	5300	19.08
1	4752.18	17.108
2	4243.48	15.276
3	3772.43	13.58
4	3337.61	12.015
5	2937.55	10.575
6	2570.81	9.255
7	2235.94	8.049
8	1931.49	6.953
9	1656.01	5.962
10	1408.05	5.069
11	1186.17	4.27
12	988.92	3.56
13	814.85	2.933
14	662.50	2.385
15	530.43	1.909
16	417.20	1.502
17	321.35	1.156
18	241.43	0.869
19	176.01	0.634
20	123.61	0.445
21	82.81	0.298
22	52.15	0.188
23	30.18	0.109
24	15.45	0.056
25	6.52	0.023
26	1.93	0.007
27	0.24	0
28	0	0

Vt = 222.992 hm³

Tableau 6
 T = 10000 ans
 Qmax = 7800 m3/s

montée de la crue

t(h)	Q (m3/s)	V = Q.3600 (hm3)
0	0	0
1	39.79	0.143
2	159.18	0.573
3	358.16	1.289
4	636.73	2.292
5	994.90	3.581
6	1432.65	5.157
7	1950	7.02
8	2546.94	9.169
9	3223.47	11.604
10	3979.59	14.326
11	4815.31	17.335
12	5730.61	20.63
13	6725.51	24.211
14	7800	28.08

décru

t(h)	Q (m3/s)	V = (hm3)
0	7800	28.08
1	6993.78	25.178
2	6245.12	22.482
3	5551.88	19.987
4	4911.95	17.683
5	4323.19	15.563
6	3783.45	13.62
7	3290.62	11.846
8	2842.56	10.233
9	2437.14	8.774
10	2072.23	7.46
11	1745.69	6.284
12	1455.39	5.239
13	1199.21	4.317
14	975	3.51
15	780.64	2.81
16	613.99	2.21
17	472.93	1.702
18	355.32	1.279
19	259.03	0.932
20	181.92	0.655
21	121.87	0.439
22	76.75	0.276
23	44.41	0.16
24	22.74	0.082
25	9.59	0.034
26	2.84	0.010
27	0.35	0.001
28	0	0

Vt = 328.176 hm3

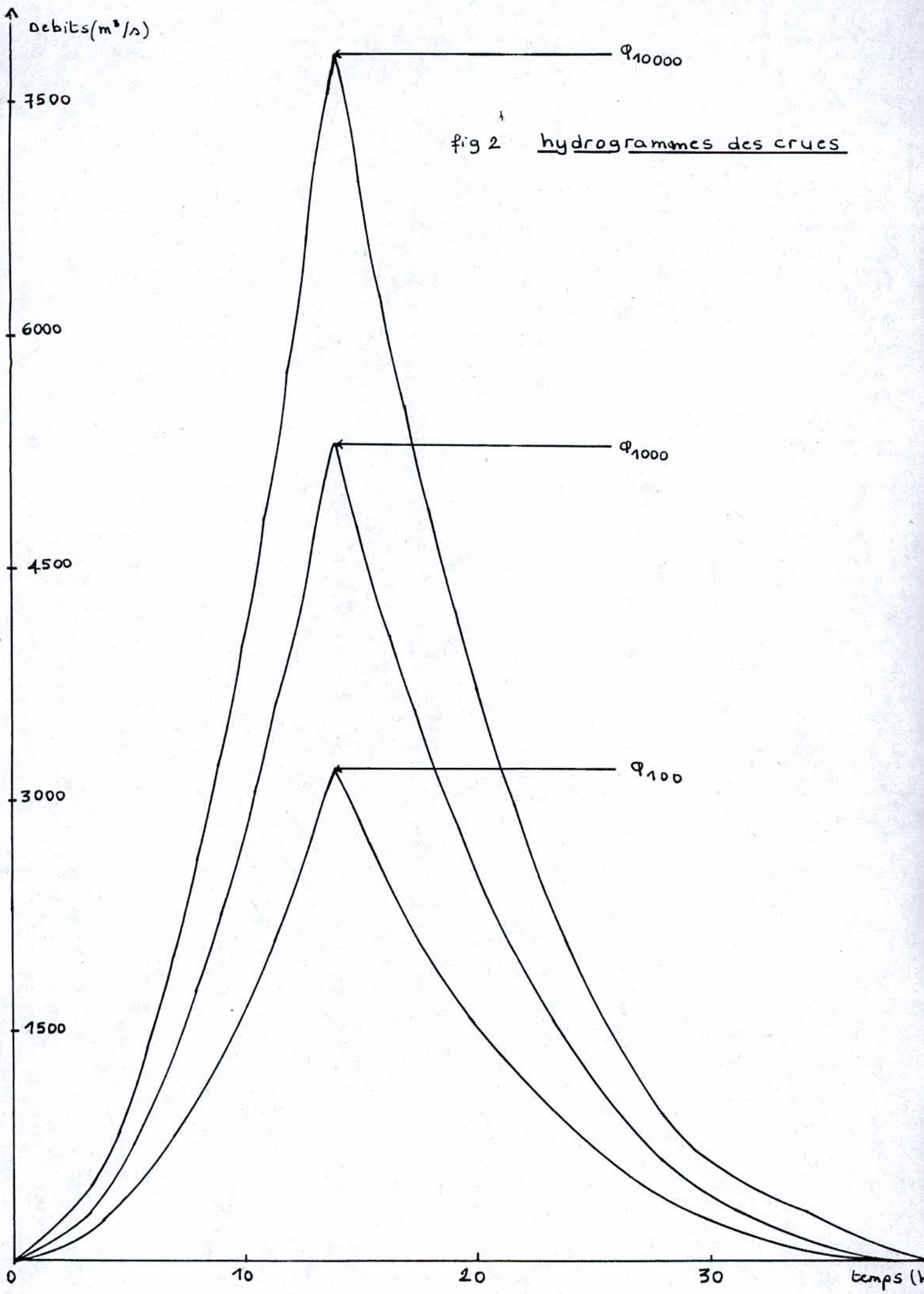


fig 2 hydrogrammes des crues

VIII- REGULARISATION

Introduction :

L'évaluation des besoins en eau des différents secteurs s'appuie sur des critères purement techniques et économiques, excepté, dans une certaine mesure, le besoin de l'irrigation qui est directement lié aux conditions climatiques.

La régularisation est une nouvelle répartition artificielle des débits naturels irréguliers au cours du temps conformément aux exigences des consommateurs et des utilisateurs d'eau.

La capacité de régularisation d'un barrage dépend de :

- l'évaporation,
- des apports de la rivière,
- du volume demandé.

La régularisation permet d'arrêter le choix des dimensions optimales du barrage et de ses ouvrages, ainsi que de gérer rationnellement la capacité de la retenue.

Les données de base nécessaires à la régularisation sont :

* les résultats hydrologiques obtenus, sont la base de la régularisation, notamment, la répartition des apports.

Dans notre cas, la bassin versant comporte, en plus du barrage de Takdempt, trois autres barrages qui sont en étude, et une fois qu'ils seront réalisés ils contribueront à l'alimentation en eau de toute la région donc dans les calculs qui suivent, nous prendrons en considération les apports des trois sites.

* La modulation de la demande sera établie par l'administration.

Le barrage de Takdempt est un barrage d'accumulation destiné à l'alimentation en eau potable, l'irrigation et l'industrie. Les modules le concernant sont les suivants:

Tableau 1

Mois	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Modulation (%)	6.8	7.2	8.3	8.8	9.0	9.4	9.5	9.8	8.1	8.1	7.8	7.2

* La courbe capacité – hauteur – superficie.

Ne disposant pas d'une carte topographique à une échelle adéquate, nous nous sommes contentés de la courbe capacité–hauteur–superficie déterminée au cours des études précédentes. (voir fig.1)

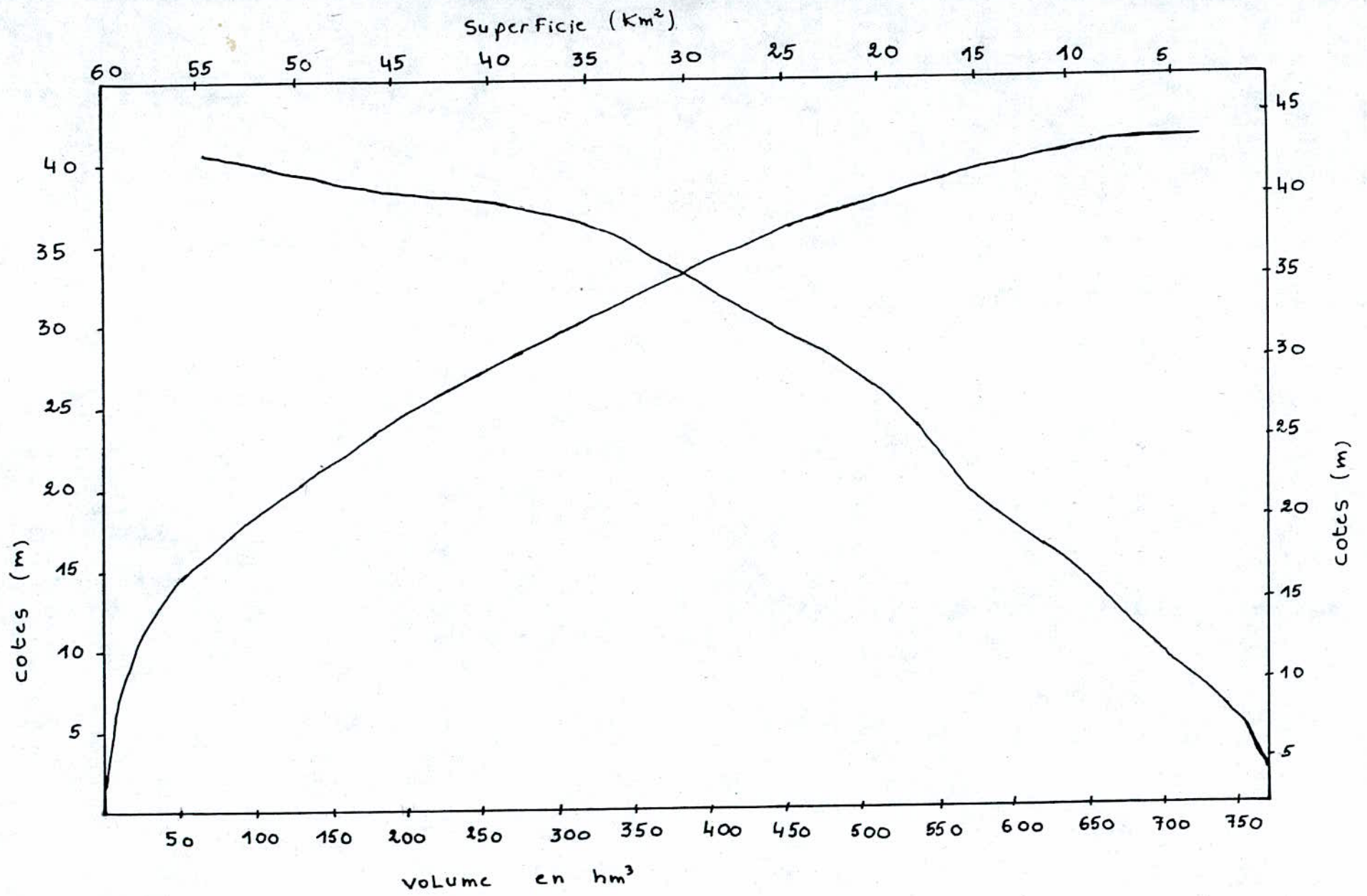


fig 1 Courbes capacite, surface - hauteur

* La quantité d'eau perdue par évaporation et par infiltration.

Les données d'évaporation sont celles observées au niveau de la station de Tizi Ouzou. Elles sont données dans le tableau 2.

Tableau 2

Mois	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Evaporation (%)	30	60	90	120	150	180	225	240	180	120	90	45

Le volume infiltré sera égal à 1/100 du volume évaporé.

Pour aboutir à un dimensionnement optimal des ouvrages ou à une gestion rationnelle de la capacité, nous simulerons plusieurs variantes de régularisations en faisant varier les différents paramètres d'entrée et de sortie.

VIII-1 – Méthodes d'évaluation :

Les principes généraux de la méthodologie sont toujours les mêmes puisqu'il s'agit de faire sur le système eau des bilans hydrologiques se rapportant à des intervalles de temps successifs et comportant toujours les termes entrées sorties et stockages.

Seules, les modalités d'application varient suivant les particularités des problèmes que nous pouvons classer en deux groupes :

- régularisation saisonnière,
- régularisation interannuelle.

VIII- 1 – 1- Régularisation saisonnière : les eaux du bassin sont exploitées au maximum possible.

1er mois:

. soit a_j l'apport moyen mensuel du premier mois et soit V_m le volume mort.

. L'apport cumulé du premier mois sera $a_j + V_m$.

. soit S_j la surface inondée correspondant à l'apport cumulé déterminée à partir de la courbe surface - hauteur.

. Le volume évaporé sera $V_{evap} = h_{evap} * S_j$.

. Le volume infiltré sera $V_{inf} = 1/100 * V_{evap}$.

. En considérant plusieurs taux de régularisation t_i ($t_i = 0.6$ à 0.95), le volume des besoins sera déterminé comme suit :

$$V_b = \frac{V_r \cdot M}{100} \quad \text{où} \quad V_r = \text{Volume régularisé} = \bar{A} \cdot t_i$$

$$M = \text{modulation \%}$$

. Le volume total consommé sera : $V_t = V_b + V_{inf} + V_{evap}$.

. Le volume d'eau restant à la fin du premier mois est : $V_{rest} = a_i - V_t$.

. Le volume résiduel sera : $V_{resi} = V_{rest} + V_m$

Où : V_{rest} = Volume restant.

V_m = Volume mort.

2 eme mois:

. Soit a_{i+1} l'apport du 2eme mois.

L'apport cumulé du 2eme mois sera : $a_{i+1} + V_{rest}$ du 1er mois.

Les autres étapes de calcul sont les mêmes que pour les premiers mois.

VIII- 1 - 2 - Régularisation interannuelle : la demande est satisfaisante avec une certaine garantie
Le principe est le même sauf pour le calcul du volume des besoins.

Le coefficient de variation des apports C_v est inférieur à 0.5 donc, nous pouvons dire que ces derniers suivent une lois de Gauss qui nous donne un volume des besoins

$$V_b = \frac{A \% \cdot M}{100} \quad \text{avec : } A \% = U \% \cdot C_v \cdot A + A.$$

où : U : variable de Gauss pour le taux considéré,

A : apport moyen (hm^3),

M : modulation des besoins (%).

Pour bien étudier la régularisation, nous prendrons plusieurs taux :

- 80 % : assurer un volume d'eau à 100 % pendant les quatre (4) premières années et à 80 % pendant la dernière année.

- 75 % : 100 % pendant les quatre (4) premières années et 75 % la dernière année.

- 70 % : 100 % pendant les (3.5) premières années et 70 % le reste des cinq ans

- 60 % : 100 % pendant les trois (3) premières années et 60 % les deux dernières années.

Le calcul de la régularisation pendant la première année est le même que celui de la régularisation saisonnière.

Pour le premier mois de la 2eme année, l'apport cumulé sera égal au volume résiduel du dernier mois de la 1ere année plus l'apport du mois considéré.

. Le volume de la retenue normal est le volume résiduel maximum pendant les cinq (5) années.

. Le volume utile sera $V_u = V_{nr} - V_m$

où V_u : Volume utile de la retenue (hm^3).

V_{nr} : Volume normal de la retenue (hm^3).

V_m : Volume mort (hm^3).

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux qui suivent.

Note : L'apport au niveau du barrage de Takdempt est : $A = 264 hm^3$.

Conclusion :

La topographie de notre site ne nous permet pas de dépasser une certaine hauteur du barrage. En effet, le niveau normal de retenue ne doit pas dépasser le 35 m pour des raisons économiques. En examinant les différents taux de régulation, nous pouvons remarquer que pour le taux de 60% nous avons :

$$V_{reg} = 231.27 hm^3.$$

$$\text{et : } V_u = V_{max} - V_m$$

où: V_{max} = Volume résiduel maximum pendant les cinq ans.

$$V_m = \text{Volume mort.}$$

$$\text{Donc : } V_u = 190.84 - 50 = 140.84 hm^3$$

- la hauteur H_{utile} sera tirée de la courbe capacité - hauteur :
 $h_u = 20.67m$

- De même pour la hauteur du volume mort :
 $h_m = 14.33$

Donc : $NNR = 35 m$. acceptable.

Les autres taux donnent des niveaux supérieurs au niveau normal de retenue.

Regularisation Saisonniere :

60%
 $V_r = 158.4 \text{ hm}^3$

	A	Acum	S	Ve	Vi	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	96.20	14.17	0.420	0.0042	10.77	11.19	35.01	85.01
Février	48.18	133.19	16.53	0.992	0.099	11.40	12.40	35.78	120.79
Mars	54.52	175.31	18.06	1.625	0.0162	13.15	14.79	39.73	160.52
Avril	38.46	198.98	19.03	2.284	0.0228	13.94	16.25	22.21	182.73
Mai	17.69	200.42	19.17	2.875	0.0287	14.26	17.16	0.53	183.26
Juin	8.66	191.92	18.89	3.400	0.0340	14.89	18.32	-9.66	173.60
Juillet	1.19	174.79	18.05	4.061	0.0406	15.05	19.15	-17.96	155.64
Août	1.79	157.43	17.64	4.234	0.0423	15.52	19.80	-18.01	137.63
Sept.	0.79	138.42	16.67	3.001	0.0300	12.83	15.86	-15.07	122.56
Oct.	2.88	125.44	15.97	1.916	0.0192	12.83	14.76	-11.88	110.68
Nov.	6.60	117.28	15.56	1.400	0.0140	12.35	13.76	-7.16	103.52
Dec.	39.96	140.48	16.94	0.762	0.0076	11.40	12.17	24.79	128.31

85%
 $V_r = 224.4 \text{ hm}^3$

	App	Appcum	Sinnon	E	Vera	Vinf	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	96.20	13.89	30	0.417	0.0042	15.26	15.68	30.52	80.52
Février	48.18	128.7	15.83	60	0.95	0.0095	16.16	17.12	31.06	111.58
Mars	54.52	166.1	17.5	90	1.575	0.0157	18.62	20.21	34.31	145.89
Avril	38.46	184.35	18.33	120	2.2	0.022	19.75	21.97	16.49	162.38
Mai	17.69	180.07	17.78	150	2.667	0.0267	20.20	22.89	-5.2	157.18
Juin	8.66	165.84	17.36	180	3.125	0.0312	21.09	24.25	-15.59	141.59
Juillet	1.19	142.78	16.67	225	3.751	0.0375	21.32	25.11	-23.92	117.67
Août	1.79	119.46	15.28	240	3.667	0.0367	21.99	25.69	-23.90	93.77
Sept.	0.79	94.56	13.33	180	2.399	0.024	18.18	20.60	-19.81	73.96
Oct.	2.88	76.84	12.5	120	1.50	0.015	18.18	19.69	-16.81	57.15
Nov.	6.60	63.75	10.83	90	0.975	0.0097	17.50	18.48	-11.88	45.27
Dec.	39.96	82.23	12.78	45	0.575	0.0057	16.16	16.74	20.22	65.49

80%
 $V_r = 211.2 \text{ hm}^3$

	A	Acum	S	Ve	Vi	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	96.20	14.17	0.420	0.0042	14.36	14.78	31.42	81.42
Février	48.18	129.60	16.39	0.983	0.0098	15.21	16.20	31.98	113.40
Mars	54.52	167.92	17.78	1.600	0.0160	17.53	19.15	35.37	148.77
Avril	38.46	187.23	18.47	2.216	0.0222	18.58	20.82	17.64	166.41
Mai	17.69	184.10	18.33	2.749	0.0275	19.01	21.79	-4.10	162.31
Juin	8.66	170.97	17.92	3.226	0.0323	19.85	21.18	-12.52	149.79
Juillet	1.19	150.98	17.22	3.874	0.0387	20.06	23.97	-22.78	127.01
Août	1.79	128.80	16.25	3.900	0.0390	20.70	24.64	-22.85	104.16
Sept.	0.79	104.95	14.86	2.675	0.0267	17.11	19.81	-19.02	85.14
Oct.	2.88	88.02	13.47	1.616	0.0162	17.11	18.74	-15.86	69.28
Nov.	6.60	75.88	12.50	1.125	0.0112	16.47	17.61	-11.01	58.27
Dec.	39.96	95.23	14.30	0.643	0.0064	15.21	15.86	21.10	79.37

75%
 $V_r = 198.0 \text{ hm}^3$

	A	Acum	S	Ve	Vi	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	96.20	14.17	0.420	0.0042	13.46	13.88	32.32	82.32
Février	48.18	130.5	16.40	0.984	0.0098	14.26	15.25	32.93	115.25
Mars	54.52	169.77	17.92	1.613	0.0161	16.43	18.06	36.46	151.71
Avril	38.46	190.17	18.61	2.233	0.0223	17.42	19.67	18.79	170.50
Mai	17.69	188.19	18.33	2.749	0.0275	17.82	20.60	-2.91	167.59
Juin	8.66	176.25	18.06	3.251	0.0325	18.61	21.89	-13.23	154.36
Juillet	1.19	155.55	17.64	3.969	0.0397	18.81	22.82	-21.63	132.73
Août	1.79	134.52	16.67	4.001	0.0400	19.40	23.44	-21.65	111.08
Sept.	0.79	111.87	15.28	2.750	0.0275	16.04	18.82	-18.03	93.05
Oct.	2.88	95.93	14.16	1.699	0.0170	16.04	17.76	-14.88	78.17
Nov.	6.60	84.77	13.33	1.200	0.0120	15.44	16.65	-10.05	68.12
Dec.	39.96	105.08	15.00	0.675	0.0067	14.26	14.94	22.02	90.14

83%
 $V_r = 219.12 \text{ hm}^3$

	A	Acum	S	Ve	Vi	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	96.20	14.17	0.420	0.0042	14.90	15.32	30.88	80.88
Février	48.18	129.06	16.11	0.967	0.0097	15.78	16.76	31.42	112.30
Mars	54.52	166.82	17.64	1.588	0.0159	18.19	19.79	34.73	147.03
Avril	38.46	185.49	18.35	2.202	0.0220	19.28	21.50	16.96	163.99
Mai	17.69	181.68	18.19	2.728	0.0273	19.72	22.47	-4.78	159.21
Juin	8.66	167.87	17.78	2.667	0.0267	20.60	23.23	-14.63	144.58
Juillet	1.19	145.77	16.94	3.811	0.0381	20.82	24.67	-23.48	121.10
Août	1.79	122.89	15.56	3.734	0.0373	21.47	25.24	-23.45	97.65
Sept.	0.79	98.44	14.31	2.576	0.0258	17.75	20.35	-19.56	78.09
Oct.	2.88	80.97	12.78	1.534	0.0153	17.75	19.30	-16.42	61.67
Nov.	6.60	68.27	11.81	1.063	0.0106	17.09	18.16	-11.56	50.11
Dec.	39.96	87.07	13.33	0.599	0.0060	15.78	16.38	20.58	70.69

90%
 $V_r = 237.6 \text{ hm}^3$

	A	Acum	S	Ve	Vi	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	96.20	14.17	0.420	0.0042	16.16	16.58	29.62	79.62
Février	48.18	127.80	16.25	0.975	0.0097	17.11	18.09	30.09	109.71
Mars	54.52	155.23	17.50	1.575	0.0157	19.72	21.31	33.21	142.92
Avril	38.46	181.38	18.47	2.216	0.0222	20.91	23.15	15.31	158.23
Mai	17.69	175.92	17.92	2.688	0.0269	21.38	24.09	-6.4	151.83
Juin	8.66	160.49	17.64	3.175	0.0317	22.33	25.54	-16.88	134.95
Juillet	1.19	136.14	17.39	3.913	0.0391	22.57	26.52	-25.33	109.62
Août	1.79	111.41	15.28	3.667	0.0367	23.18	26.88	-25.09	84.53
Sept.	0.79	85.32	13.33	2.399	0.0240	19.24	21.66	-20.87	63.66
Oct.	2.88	66.54	11.94	1.433	0.0143	19.24	20.69	-17.81	45.85
Nov.	6.60	52.45	10.42	0.938	0.0094	18.53	19.48	-12.88	32.97
Dec.	39.96	69.93	12.08	0.544	0.0054	17.11	17.66	19.30	52.27

95%
 $V_r = 250.8 \text{ hm}^3$

	App	Appcum	Sinon	E	Vera	Vinf	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	96.2	13.89	30	0.417	0.0042	17.05	17.47	28.73	78.73
Février	48.18	126.91	15.55	60	0.933	0.0093	18.06	19.00	29.18	107.91
Mars	54.52	162.43	17.22	90	1.55	0.0155	20.82	22.38	32.14	140.05
Avril	38.46	178.51	17.78	120	2.134	0.0213	22.07	24.22	14.24	154.29
Mai	17.69	171.98	17.50	150	2.625	0.0262	22.57	25.22	-7.53	146.76
Juin	8.66	155.42	16.94	180	3.049	0.0305	23.57	26.65	-17.99	128.77
Juillet	1.19	129.96	15.83	225	3.562	0.0356	23.83	27.43	-26.24	102.53
Août	1.79	104.32	14.44	240	3.466	0.0347	24.58	28.08	-26.29	76.24
Sept.	0.79	77.03	12.22	180	2.2	0.022	20.31	22.53	-21.74	54.50
Oct.	2.88	57.38	10.8	120	1.234	0.0123	20.31	21.56	-18.68	35.72
Nov.	6.60	42.32	8.89	90	0.8	0.008	19.56	20.37	-13.77	21.95
Dec.	39.96	58.91	10.55	45	0.475	0.0017	18.06	18.54	18.42	40.37

70%
 $V_r = 184.8 \text{ hm}^3$

	App	Appcum	Sinon	E	Vera	Vinf	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	96.2	13.89	30	0.417	0.0042	12.57	12.99	33.21	83.21
Février	48.18	131.39	16.11	60	0.967	0.0097	13.30	14.28	33.90	117.11
Mars	54.52	171.63	17.78	90	1.60	0.016	15.34	16.96	37.55	154.67
Avril	38.46	193.13	18.61	120	2.233	0.0223	16.26	18.51	19.95	174.62
Mai	17.69	192.31	18.47	150	2.770	0.0277	16.63	19.43	-1.74	172.88
Juin	8.66	181.54	18.05	180	3.249	0.0325	17.37	20.65	-11.99	160.89
Juillet	1.19	162.08	17.50	225	3.937	0.0394	17.56	21.54	-20.35	140.54
Août	1.79	142.33	16.94	240	4.066	0.0407	18.11	22.22	-20.43	120.11
Sept.	0.79	120.90	15.69	180	2.824	0.0282	14.97	17.82	-17.03	103.08
Oct.	2.88	105.96	15	120	1.800	0.018	14.97	16.79	-13.91	89.17
Nov.	6.60	95.77	14.17	90	1.275	0.0127	14.41	15.7	-91	80.07
Dec.	39.96	117.03	15.42	45	0.694	0.0069	13.30	14.00	22.96	103.03

65%
 $V_r = 171.6 \text{ hm}^3$

	App	Appcum	Sinon	E	Vera	Vinf	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	96.20	13.89	30	0.417	0.0042	11.67	12.09	34.11	84.11
Février	48.18	132.29	16.11	60	0.967	0.0097	12.35	13.23	34.95	119.06
Mars	54.52	173.58	17.78	90	1.6	0.016	14.24	15.86	38.66	157.72
Avril	38.46	196.18	18.61	120	2.233	0.0223	15.10	17.35	21.11	178.83
Mai	17.69	196.52	18.61	150	2.791	0.0279	15.44	18.26	-0.57	178.26
Juin	8.66	186.92	18.05	180	3.249	0.0325	16.13	19.41	-10.75	167.51
Juillet	1.19	168.7	17.5	225	3.937	0.0394	16.30	20.28	-19.09	148.42
Août	1.79	150.21	16.94	240	4.066	0.0407	16.82	20.93	-19.14	129.28
Sept.	0.79	130.07	15.83	180	2.849	0.0285	13.9	16.78	-15.99	113.29
Oct.	2.88	116.17	15.28	120	1.834	0.0183	13.9	15.75	-12.87	100.42
Nov.	6.60	107.02	15	90	1.35	0.0135	13.38	14.74	-8.14	92.28
Dec.	39.96	129.24	15.78	45	0.471	0.0071	12.35	13.07	23.89	116.17

Regularisation interannuelle :

$$A60\% = 231.27 \text{ hm}^3$$

1^{ere} Année

	A	Acum	S	Ve	Vi	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	96.20	14.17	0.420	0.0042	15.73	16.15	30.05	80.05
Février	48.18	128.23	16.11	0.967	0.0097	16.65	17.63	30.55	110.6
Mars	54.52	165.12	17.78	1.600	0.0160	19.19	20.81	33.71	144.31
Avril	38.46	182.77	18.61	2.233	0.0223	20.35	22.60	15.86	160.17
Mai	17.69	177.86	18.19	2.788	0.0273	20.81	23.56	-5.87	154.30
Juin	8.66	162.96	17.50	3.15	0.0315	21.74	24.92	-16.26	138.04
Juillet	1.19	139.23	16.67	3.001	0.0300	21.97	24.97	-23.78	114.26
Août	1.79	116.05	15.56	3.734	0.0373	22.66	26.43	-24.64	89.62
Sept.	0.79	90.41	13.89	2.500	0.0250	18.73	21.25	-20.46	69.16
Oct.	2.88	72.04	12.22	1.466	0.0147	18.73	20.21	-17.33	51.83
Nov.	6.60	58.43	10.83	0.975	0.1197	18.04	19.02	-12.42	39.41
Dec.	39.96	76.37	12.78	0.575	0.0057	16.65	17.23	19.73	59.14

2^{eme} Année

	A	Acum	S	Ve	Vi	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	105.34	15.00	0.45	0.0045	15.73	16.18	30.02	89.16
Février	48.18	137.34	16.39	0.983	0.0098	16.65	17.64	30.54	119.70
Mars	54.52	174.22	18.06	1.625	0.0162	19.19	20.83	33.69	153.39
Avril	38.46	191.85	18.75	2.250	0.0225	20.35	22.62	15.84	169.23
Mai	17.69	186.92	18.67	2.650	0.0265	20.81	23.49	-5.8	163.43
Juin	8.66	172.09	17.78	3.200	0.0320	21.74	24.97	-16.31	147.12
Juillet	1.19	148.31	16.67	3.751	0.0375	21.97	25.76	-24.57	122.55
Août	1.79	124.34	15.97	3.833	0.0383	22.66	26.53	-24.74	97.81
Sept.	0.79	98.60	14.72	2.650	0.0265	18.73	21.41	-20.62	77.19
Oct.	2.88	80.07	13.06	1.567	0.0157	18.73	20.31	-17.43	59.76
Nov.	6.60	66.36	11.39	1.025	0.0102	18.04	19.07	-12.47	47.29
Dec.	39.96	84.25	13.33	0.600	0.0060	16.65	17.26	19.70	66.99

3^{eme} Année

	A	Acum	S	Ve	Vi	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	66.99	11.94	0.358	0.0036	15.73	16.09	30.11	97.10
Février	48.18	145.28	16.57	0.994	0.0099	16.65	17.65	30.53	127.63
Mars	54.52	182.15	18.33	1.650	0.0165	19.19	20.86	33.66	161.29
Avril	38.46	199.75	19.03	2.284	0.0228	20.35	22.66	15.80	177.09
Mai	17.69	194.78	18.89	2.833	0.0283	20.81	23.67	-5.98	171.11
Juin	8.66	179.77	18.47	3.325	0.0332	21.74	25.10	-16.44	154.67
Juillet	1.19	155.86	17.22	3.874	0.0387	21.97	25.88	-24.69	129.98
Août	1.79	131.77	16.11	3.866	0.0387	22.66	26.56	-24.77	105.21
Sept.	0.79	106.00	15.14	2.275	0.0272	18.73	21.48	-20.69	84.52
Oct.	2.88	87.40	13.33	1.600	0.0160	18.73	20.35	-17.47	67.05
Nov.	6.60	73.65	12.78	1.150	0.0115	18.04	19.20	-12.60	54.45
Dec.	39.96	91.41	14.03	0.631	0.0063	16.65	17.29	19.67	74.12

4^{eme} Année

	A	Acum	S	Ve	Vi	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	120.32	15.69	0.471	0.0047	15.73	16.20	30.00	104.12
Février	48.18	152.30	17.08	1.025	0.0102	16.65	17.68	30.50	134.62
Mars	54.52	189.14	18.89	1.700	0.0170	19.19	20.91	33.61	168.23
Avril	38.46	206.69	19.17	2.300	0.0230	20.35	22.67	15.79	184.02
Mai	17.69	201.71	19.06	2.859	0.0286	20.81	23.70	-6.01	178.01
Juin	8.66	186.67	18.47	3.325	0.0332	21.74	25.10	-16.44	161.57
Juillet	1.19	162.76	17.50	3.937	0.0394	21.79	25.77	-24.58	136.99
Août	1.79	138.78	16.67	4.001	0.0400	22.66	26.70	-24.91	112.08
Sept.	0.79	112.87	13.89	2.500	0.0250	18.73	21.25	-20.46	91.62
Oct.	2.88	94.50	14.30	1.716	0.0172	18.73	20.46	-17.58	74.04
Nov.	6.60	80.64	12.92	1.163	0.0116	18.04	19.21	-12.61	61.43
Dec.	39.96	98.39	15.28	0.688	0.0069	16.65	17.34	19.62	81.05

5^{eme} Année

	A	Acum	S	Ve	Vi	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	127.25	15.97	0.479	0.0048	15.73	16.21	29.99	111.04
Février	48.18	159.22	17.36	1.042	0.0104	16.65	17.70	30.48	141.52
Mars	54.52	196.04	19.00	1.710	0.0171	19.19	20.92	33.60	175.12
Avril	38.46	213.58	19.72	2.366	0.0237	20.35	22.74	15.72	190.84
Mai	17.69	208.53	19.18	2.877	0.0288	20.81	23.71	-6.02	184.82
Juin	8.66	193.48	18.61	3.350	0.0335	21.74	25.12	-16.46	168.36
Juillet	1.19	169.55	17.78	4.000	0.0400	21.79	25.83	-24.64	143.72
Août	1.79	145.51	16.94	4.066	0.0406	22.66	26.77	-24.98	118.74
Sept.	0.79	119.53	15.69	2.824	0.0282	18.73	21.58	-20.79	97.95
Oct.	2.88	100.83	14.72	1.766	0.0177	18.73	20.51	-17.63	80.32
Nov.	6.60	86.92	13.47	1.212	0.0121	18.04	19.26	-12.66	67.66
Dec.	39.96	104.62	14.86	0.669	0.0067	16.65	17.32	19.64	87.30

A70% = 196.21 hm³ - 1 eme Année

	App	Appcum	Sinnon	E	Vera	Vinf	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	96.2	13.89	30	0.417	0.0012	13.34	13.76	32.44	82.44
Février	48.18	130.62	16.11	60	0.967	0.0097	14.13	15.11	33.07	115.51
Mars	54.52	170.03	17.78	90	1.6	0.016	16.28	17.9	36.62	152.13
Avril	38.46	190.59	18.33	120	2.2	0.022	17.27	19.49	18.97	171.10
Mai	17.69	188.79	18.19	150	2.728	0.0273	17.66	20.41	-2.72	168.38
Juin	8.66	177.04	18.05	180	3.249	0.0325	18.44	21.72	-13.06	155.32
Juillet	1.19	156.51	17.36	225	3.906	0.0391	18.64	22.58	-21.39	133.93
Août	1.79	135.72	16.39	240	3.934	0.0393	19.23	23.20	-21.41	112.52
Sept.	0.79	113.31	15.28	180	2.75	0.0275	15.89	18.67	-17.88	94.64
Oct.	2.88	97.52	14.17	120	1.7	0.017	15.89	17.61	-14.73	79.91
Nov.	6.60	86.51	13.33	90	1.2	0.012	15.30	16.51	-9.91	70
Dec.	39.96	106.96	15	45	0.675	0.0067	14.13	14.81	22.15	92.15

2 eme Année (70 %)

	App	Appcum	Sinnon	E	Vera	Vinf	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	138.35	16.67	30	0.5	0.005	13.34	13.84	32.36	124.51
Février	48.18	172.69	17.8	60	1.068	0.0107	14.13	15.21	32.97	157.48
Mars	54.52	212	19.44	90	1.75	0.0175	16.28	18.05	36.47	193.95
Avril	38.46	232.41	20.83	120	2.5	0.025	17.27	19.79	18.67	212.62
Mai	17.69	230.31	20.55	150	3.082	0.0308	17.66	20.77	-3.08	209.54
Juin	8.66	218.2	19.86	180	3.575	0.0357	18.44	22.05	-13.39	196.15
Juillet	1.19	197.34	18.75	225	4.219	0.0422	18.64	22.9	-21.71	174.44
Août	1.79	176.23	18.05	240	4.332	0.0433	19.23	23.6	-21.81	152.63
Sept.	0.79	153.42	17.22	180	3.1	0.031	15.89	19.02	-18.23	134.4
Oct.	2.88	137.28	16.39	120	2	0.02	15.89	17.91	-15.03	119.37
Nov.	6.60	125.97	15.83	90	1.425	0.0142	15.3	16.74	-10.14	109.23
Dec.	39.96	146.19	16.94	45	0.762	0.0076	14.13	14.9	22.06	131.29

3 eme Année (70 %)

	App	Appcum	Sinnon	E	Vera	Vinf	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	177.49	18.06	30	0.542	0.0054	13.34	13.89	32.31	163.6
Février	48.18	211.78	19.44	60	1.166	0.0117	14.13	15.31	32.87	196.47
Mars	54.52	250.99	21.94	90	1.975	0.0197	16.28	18.27	36.25	232.72
Avril	38.46	271.18	23.05	120	2.766	0.0277	17.27	20.06	18.4	251.12
Mai	17.69	268.81	22.92	150	3.438	0.0344	17.66	21.13	-3.44	247.68
Juin	8.66	256.34	22.22	180	4	0.04	18.44	22.48	-13.82	233.86
Juillet	1.19	235.05	21.11	225	4.75	0.0475	18.64	23.44	-22.25	211.61
Août	1.79	213.4	19.72	240	4.733	0.0473	19.23	24.01	-22.22	189.39
Sept.	0.79	190.18	18.33	180	3.299	0.033	15.89	19.22	-18.43	170.96
Oct.	2.88	173.84	17.92	120	2.15	0.0215	15.89	18.06	-15.18	155.51
Nov.	6.60	162.11	17.5	90	1.575	0.0157	15.3	16.89	-10.29	145.22
Dec.	39.96	182.18	18.11	45	0.815	0.0081	14.13	14.95	22.01	167.23

4 eme Année (70 %)

	App	Appcum	Sinnon	E	Vera	Vinf	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	213.43	19.72	30	0.592	0.0059	13.34	13.94	32.26	199.49
Février	48.18	247.67	21.67	60	1.300	0.013	14.13	15.44	32.74	232.23
Mars	54.52	286.75	24.17	90	2.175	0.0217	16.28	18.48	36.04	268.35
Avril	38.46	306.81	25.55	120	3.066	0.0307	17.27	20.37	18.09	286.44
Mai	17.69	304.13	25.42	150	3.813	0.0381	17.66	21.51	-3.82	282.62
Juin	8.66	291.28	24.58	180	4.424	0.0442	18.44	22.91	-14.25	268.37
Juillet	1.19	269.56	22.94	225	5.161	0.0516	18.64	23.85	-22.66	245.71
Août	1.79	247.5	21.6	240	5.184	0.0518	19.23	24.47	-22.68	223.03
Sept.	0.79	223.82	20.55	180	3.699	0.037	15.89	19.63	-18.84	204.19
Oct.	2.88	207.7	19.17	120	2.3	0.023	15.89	18.21	-15.33	188.86
Nov.	6.60	195.46	18.61	90	1.675	0.0167	15.3	16.99	-10.39	178.47
Dec.	39.96	215.43	19.78	45	0.89	0.0089	14.13	15.03	21.93	200.4

5 eme Année (70 %)

	App	Appcum	Si	E	Vera	Vinf	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	246.6	21.66	30	0.65	0.0065	13.34	14	32.2	232.6
Février	48.18	280.78	23.61	60	1.417	0.0142	14.13	15.56	32.62	265.22
Mars	54.52	319.74	25.83	90	2.325	0.0232	16.28	18.63	35.89	301.11
Avril	38.46	339.57	27.5	120	3.3	0.033	17.27	20.6	17.86	318.97
Mai	17.69	336.66	27.22	150	4.083	0.0408	17.66	21.78	-4.09	314.88
Juin	8.66	323.54	26.39	180	4.75	0.0475	18.44	23.24	-14.58	300.3
Juillet	1.19	301.49	25	225	5.625	0.0562	18.64	24.32	-23.13	277.17
Août	1.79	278.96	23.33	240	5.599	0.056	19.23	24.88	-23.09	254.08
Sept.	0.79	254.87	21.94	180	3.949	0.0395	15.89	19.88	-19.09	234.99
Oct.	2.88	237.87	21.39	120	2.567	0.0257	15.89	18.48	-15.6	219.39
Nov.	6.60	225.99	20.55	90	1.849	0.0185	15.3	17.17	-10.57	208.82
Dec.	39.96	245.78	21.66	45	0.975	0.0097	14.13	15.11	21.85	230.67

$$A_{75\%} = 176.68 \text{ hm}^3$$

1^{ere} Année

	A	Acum	S	Ve	Vi	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	96.20	14.17	0.420	0.0420	12.01	12.47	33.73	83.73
Février	48.18	131.91	16.25	0.975	0.0097	12.72	13.70	34.48	118.21
Mars	54.52	172.73	17.92	1.613	0.0161	14.66	16.29	38.23	156.44
Avril	38.46	194.90	18.61	2.233	0.0223	15.55	17.80	20.66	177.10
Mai	17.69	194.79	18.33	2.749	0.0275	15.90	18.68	-0.99	176.11
Juin	8.66	184.77	18.19	3.274	0.0327	16.61	19.92	-11.26	164.85
Juillet	1.19	166.04	17.64	3.969	0.0397	16.78	20.79	-19.60	145.25
Août	1.79	147.04	16.94	4.066	0.0407	17.31	21.42	-19.63	125.62
Sept.	0.79	126.41	15.83	2.849	0.0285	14.31	17.19	-16.40	109.22
Oct.	2.88	112.10	15.14	1.817	0.0182	14.31	16.14	-13.26	95.96
Nov.	6.60	102.56	14.72	1.325	0.0132	13.78	15.11	-8.51	87.45
Dec.	39.96	124.41	15.69	0.706	0.0071	12.72	13.43	23.54	110.98

2^{eme} Année (75 %)

	A	Acum	S	Ve	Vi	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	157.18	17.22	0.517	0.0052	12.01	12.53	33.67	144.65
Février	48.18	192.83	18.47	1.108	0.0111	12.72	13.84	34.34	178.99
Mars	54.52	233.51	20.28	1.825	0.0182	14.66	16.50	38.02	217.01
Avril	38.46	255.47	21.94	2.633	0.0263	15.55	18.21	20.25	237.26
Mai	17.69	254.95	21.81	3.271	0.0327	15.90	19.20	-1.51	235.75
Juin	8.66	244.41	21.11	3.800	0.0380	16.61	20.45	-11.79	223.96
Juillet	1.19	225.15	20.00	4.500	0.0150	16.78	21.32	-20.13	203.83
Août	1.79	205.62	19.17	4.601	0.0460	17.31	21.96	-20.17	183.66
Sept.	0.79	184.45	18.33	3.299	0.0330	14.31	17.64	-16.85	166.81
Oct.	2.88	169.69	17.78	2.134	0.0213	14.31	16.46	-13.58	153.23
Nov.	6.60	159.83	17.50	1.575	0.0157	13.78	15.37	-8.77	144.46
Dec.	39.96	181.42	18.44	0.830	0.0083	12.72	13.56	23.40	167.86

3 eme Année (75 %)

	A	Acum	S	Ve	Vi	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	214.06	19.72	0.292	0.0059	12.01	12.61	33.59	201.45
Février	48.18	249.63	21.53	1.292	0.0129	12.72	14.02	34.16	235.61
Mars	54.52	290.13	24.14	2.200	0.0220	14.66	16.88	37.64	273.25
Avril	38.46	311.71	25.97	3.116	0.0312	15.55	18.70	19.76	293.01
Mai	17.69	310.70	25.83	3.874	0.0387	15.90	19.81	-2.12	290.89
Juin	8.66	299.55	25.00	4.500	0.0450	16.61	21.15	-12.49	278.40
Juillet	1.19	279.59	23.47	5.281	0.0528	16.78	22.11	-20.92	257.48
Août	1.79	259.27	22.36	5.366	0.0537	17.31	22.73	-20.94	236.54
Sept.	0.79	237.33	20.56	3.701	0.0370	14.31	18.05	-17.26	219.28
Oct.	2.88	222.16	19.86	2.383	0.0238	14.31	16.72	-13.84	205.44
Nov.	6.60	212.04	19.31	1.738	0.0174	13.78	15.53	-8.73	196.71
Dec.	39.96	233.67	20.42	0.919	0.0092	12.72	13.65	23.31	220.02

4 eme Année (75 %)

	A	Acum	S	Ve	Vi	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	266.22	22.50	0.675	0.0067	12.01	12.69	33.51	253.53
Février	48.18	301.71	25.28	1.517	0.0152	12.72	14.25	33.93	287.46
Mars	54.52	341.98	27.92	2.513	0.0251	14.66	17.20	37.32	324.78
Avril	38.46	363.24	29.03	3.484	0.0348	15.55	19.07	19.39	344.17
Mai	17.69	361.86	28.89	4.333	0.0433	15.90	20.28	-2.59	341.58
Juin	8.66	350.24	28.19	5.074	0.0507	16.61	21.73	-13.07	328.51
Juillet	1.19	329.70	27.22	6.124	0.0612	16.78	22.96	-21.77	306.74
Août	1.79	308.53	25.56	6.134	0.0613	17.31	23.50	-21.71	285.03
Sept.	0.79	285.82	23.89	4.300	0.0430	14.31	18.65	-17.86	267.17
Oct.	2.88	270.05	22.78	2.734	0.0273	14.31	17.07	-14.19	252.98
Nov.	6.60	259.58	22.50	2.025	0.0202	13.78	15.82	-9.22	243.76
Dec.	39.96	280.72	23.56	1.060	0.0106	12.72	13.79	23.17	266.93

5 eme Année (75 %)

	A	Acum	S	Ve	Vi	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	313.13	25.97	0.779	0.0078	12.01	12.80	33.40	300.33
Février	48.18	348.51	28.19	1.691	0.0169	12.72	14.43	33.75	334.08
Mars	54.52	388.60	29.03	2.613	0.0261	14.66	17.30	37.22	371.30
Avril	38.46	409.76	31.94	3.833	0.0383	15.55	19.42	18.76	390.06
Mai	17.69	407.75	31.39	4.708	0.0471	15.90	20.65	-2.96	387.10
Juin	8.66	395.76	30.97	5.575	0.0557	16.61	22.24	-13.58	373.52
Juillet	1.19	374.71	29.58	6.655	0.0665	16.78	23.50	-22.31	351.21
Août	1.79	353.00	28.61	6.866	0.0687	17.31	24.24	-22.45	328.76
Sept.	0.79	329.55	27.22	4.900	0.0490	14.31	19.26	-18.47	310.29
Oct.	2.88	313.17	26.11	3.133	0.0313	14.31	17.47	-14.59	295.70
Nov.	6.60	302.30	25.42	2.288	0.0299	13.78	16.09	-9.49	286.21
Dec.	39.96	323.17	26.67	1.200	0.0120	12.72	13.93	23.03	309.24

A80% = 155.08 hm³

1ere année

	App	Appcum	Sinnon	E	Vera	Vinf	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	96.2	13.89	30	0.417	0.0042	10.54	10.96	35.24	85.24
Février	48.18	133.42	16.25	60	0.975	0.0097	11.16	12.14	36.04	121.28
Mars	54.52	175.8	18.05	90	1.624	0.0162	12.87	14.51	40.01	161.29
Avril	38.46	199.75	18.89	120	2.267	0.0227	13.65	15.94	22.52	183.81
Mai	17.69	201.5	18.94	150	2.841	0.0284	13.96	16.83	0.86	184.67
Juin	8.66	193.33	18.61	180	3.35	0.0335	14.58	17.96	-9.3	175.37
Juillet	1.19	176.56	18.05	225	4.061	0.0406	14.73	18.83	-17.64	157.73
Août	1.79	159.52	17.36	240	4.166	0.0417	15.2	19.41	-17.62	140.11
Sept.	0.79	140.9	16.67	180	3.00	0.03	12.56	15.59	-14.8	125.31
Oct.	2.88	128.19	16.11	120	1.933	0.0193	12.56	14.51	-11.63	113.68
Nov.	6.60	120.28	15.97	90	1.916	0.0192	12.1	14.03	-7.43	106.25
Dec.	39.96	143.21	16.67	45	0.75	0.0075	11.16	11.92	25.04	131.29

2eme année (80 %)

	App	Appcum	Sinnon	E	Vera	Vinf	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	177.49	17.92	30	0.538	0.0054	10.54	11.08	35.12	166.41
Février	48.18	214.59	19.44	60	1.166	0.0117	11.16	12.34	35.84	202.25
Mars	54.52	25.77	22.22	90	2	0.02	12.87	14.89	39.63	241.88
Avril	38.46	280.34	23.61	120	2.833	0.0283	13.65	16.51	21.95	263.83
Mai	17.69	281.52	23.89	150	3.583	0.0358	13.96	17.58	0.11	263.94
Juin	8.66	272.6	23.33	180	4.199	0.042	14.58	18.82	-10.16	253.78
Juillet	1.19	254.97	22.22	225	4.999	0.05	14.73	19.77	-18.58	235.2
Août	1.79	236.99	20.97	240	5.033	0.0503	15.2	20.28	-18.49	216.71
Sept.	0.79	217.5	20	180	3.6	0.036	12.56	16.2	-15.41	201.3
Oct.	2.88	204.18	18.89	120	2.267	0.0227	12.56	14.85	-11.97	189.33
Nov.	6.60	195.93	18.61	90	1.675	0.0167	12.1	13.79	-7.19	182.14
Dec.	39.96	219.1	20.2	45	0.909	0.0091	11.16	12.08	24.88	207.02

3eme année (80 %)

	App	Appcum	Sinnon	E	Vera	Vinf	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	253.22	22.22	30	0.667	0.0067	10.54	11.21	34.99	242.01
Février	48.18	290.19	24.17	60	1.45	0.145	11.16	12.62	35.56	277.57
Mars	54.52	332.09	25.83	90	2.325	0.0232	12.87	15.22	39.3	316.87
Avril	38.46	355.33	28.33	120	3.4	0.0034	13.65	17.05	21.41	338.28
Mai	17.69	355.97	28.61	150	4.291	0.0429	13.96	18.29	-0.6	337.68
Juin	8.66	346.34	28.05	180	5.049	0.0505	14.58	19.68	-11.02	326.66
Juillet	1.19	327.85	26.67	225	6.0	0.06	14.73	20.79	-19.6	307.06
Août	1.79	308.85	25.55	240	6.132	0.0613	15.2	21.39	-19.6	287.46
Sept.	0.79	288.25	24.17	180	4.351	0.0435	12.56	16.95	-16.16	271.3
Oct.	2.88	274.18	23.33	120	2.8	0.028	12.56	15.39	-12.51	258.79
Nov.	6.60	265.39	22.78	90	2.05	0.0205	12.1	14.17	-7.57	251.22
Dec.	39.96	288.18	24.17	45	1.088	0.0109	11.16	12.26	24.7	275.92

4eme année (80 %)

	App	Appcum	Sinnon	E	Vera	Vinf	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	322.12	26.11	30	0.783	0.0078	10.54	11.33	34.87	310.79
Février	48.18	358.97	28.61	60	1.717	0.0172	11.16	12.89	35.29	346.08
Mars	54.52	400.6	31.39	90	2.825	0.0282	12.87	15.72	38.8	384.88
Avril	38.46	423.34	32.5	120	3.9	0.039	13.65	17.59	20.87	405.75
Mai	17.69	423.44	32.53	150	4.879	0.0488	13.96	18.89	-1.2	404.55
Juin	8.66	413.21	32.22	180	5.8	0.058	14.58	20.44	-11.78	392.77
Juillet	1.19	393.96	30.83	225	6.937	0.0694	14.73	21.74	-20.55	372.22
Août	1.79	374.01	29.3	240	7.032	0.0703	15.2	22.30	-20.51	351.71
Sept.	0.79	352.5	28.33	180	5.099	0.051	12.56	17.71	-16.92	334.79
Oct.	2.88	337.67	27.5	120	3.3	0.033	12.56	15.89	-13.01	321.78
Nov.	6.60	328.38	26.94	90	2.425	0.0242	12.1	14.55	-7.95	313.83
Dec.	39.96	350.79	28.19	45	1.268	0.0127	11.16	12.44	24.52	338.35

Seme année (80%)

	App	Appcum	Sinnon	E	Vera	Vinf	Vb	Vt	Vrest	Vresid.
Janvier	46.20	384.55	30.55	30	0.916	0.0092	10.54	11.46	34.74	373.09
Février	48.18	421.27	32.5	60	1.95	0.0195	11.16	13.13	35.05	408.14
Mars	54.52	462.66	34.72	90	3.125	0.0312	12.87	16.03	38.49	446.63
Avril	38.46	485.09	36.94	120	4.433	0.0443	13.65	18.13	20.33	466.96
Mai	17.69	484.65	36.67	150	5.5	0.055	13.96	19.51	-1.82	465.14
Juin	8.66	473.8	25.83	180	4.649	0.0465	14.58	19.27	-10.61	454.53
Juillet	1.19	455.72	34.44	225	7.749	0.0775	14.73	22.56	-21.37	433.16
Août	1.79	434.95	33.33	240	7.999	0.08	15.2	23.28	-21.49	411.67
Sept.	0.79	412.46	31.94	180	5.749	0.0575	12.56	18.37	-17.58	394.09
Oct.	2.88	396.97	30.83	120	3.7	0.037	12.56	16.3	-13.42	380.67
Nov.	6.60	387.27	31.11	90	2.8	0.028	12.1	14.93	-8.33	372.34
Dec.	39.96	409.3	31.8	45	1.431	0.0143	11.16	12.60	24.36	396.7

IX - LAMINAGE DES CRUES

Introduction

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est un phénomène dangereux. Une grande proportion d'accidents de rupture survenant à des barrages de ce type ont pour origine des subverses provenant des crues qui dépassaient les possibilités des dispositifs d'évacuation. Le laminage est l'amortissement d'une crue avec diminution de son débit de pointe et étalonnement de son volume dans le temps. Il consiste à déterminer la côte maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue.

Le mécanisme du laminage peut être traduit rigoureusement par l'équation différentielle suivante :

$$Q_c(t) dt = Q_e(t) dt + A(Z) dZ$$

(élément de volume entrant) = (élément de volume sortant) + (variation de volume dans la retenue)

avec :

t : temps

Z : côte du plan d'eau

Q_c : débit de crue entrant dans la retenue

Q_e : débit sortant de la retenue par l'évacuation de crue

$A(Z)$: aire du plan d'eau à la côte Z

Nous pouvons résoudre cette équation en utilisant la méthode grapho-analytique.

IX 4. Principe de la méthode

- Nous nous donnons différentes valeurs du niveau d'eau au delà de la côte du seuil du déversoir et nous calculons le débit d'après la formule suivante :

$$Q_e = mb\sqrt{2g} h^{3/2}$$

Q_e : débit de sortie de l'évacuation (m³/s)

m : coefficient du débit (0.49)

b : largeur du déversoir (m)

g : accélération de la pesanteur (g = 9.81 m/s²)

h : hauteur d'eau au dessus du déversoir (m)

- tracer la courbe du débit en fonction de la hauteur $Q = f(h)$

- tracer la courbe de volume en fonction de la hauteur à partir du niveau normal de retenue

$v' = f(h)$

- tracer les courbes $(V'+V/2)$ et $V'-V/2$ en fonction de h

- fixer des largeurs $b_i = (140+300)m$ avec un pas de 20m

h(m)	b = 140 m			b = 160 m			b = 180 m		
	Q(m ³ /s)	Q/2	V/2(hm ³)	Q(m ³ /s)	Q/2	V/2(hm ³)	Q(m ³ /s)	Q/2	V/2(hm ³)
0.5	107.43	53.71	0.193	122.78	61.39	0.221	138.13	69.06	0.25
1	303.86	151.93	0.547	347.27	173.63	0.625	390.68	195.34	0.70
1.5	558.23	279.11	1.005	637.97	318.98	1.148	717.72	358.86	1.29
2	859.44	429.72	1.547	982.23	491.11	1.768	1105.01	552.50	1.99
2.5	1201.11	600.55	2.162	1372.7	686.35	2.471	1544.3	772.15	2.78
3	1578.90	789.45	2.842	1804.47	902.23	3.248	2030.03	1015.01	3.65
3.5	1989.64	994.82	3.581	2273.89	1136.94	4.093	2558.13	1279.06	4.60
4	2430.88	1215.44	4.375	2778.16	1389.08	5.001	3125.44	1562.72	5.63
4.5	2900.63	1450.31	5.221	3315.2	1657.51	5.967	3729.41	1864.70	6.71

h(m)	b = 200 m			b = 220 m			b = 240 m		
	Q(m ³ /s)	Q/2	V/2(hm ³)	Q(m ³ /s)	Q/2	V/2(hm ³)	Q(m ³ /s)	Q/2	V/2(hm ³)
0.5	153.47	76.73	0.28	168.82	84.41	0.3	184.16	92.08	0.00
1	434.08	217.04	0.78	477.49	238.74	0.86	520.9	260.45	0.94
1.5	797.45	398.72	1.43	877.20	438.6	1.58	956.95	478.47	1.72
2	1227.76	613.88	2.21	1350.54	675.27	2.43	1473.33	736.66	2.65
2.5	1715.85	857.92	3.09	1887.44	943.72	3.4	2059.04	1029.52	3.71
3	2255.54	1127.77	4.06	2481.11	1240.55	4.46	2706.67	1353.33	4.87
3.5	2842.31	1421.15	5.12	3126.56	1563.28	5.63	3410.8	1705.4	6.14
4	3472.64	1736.32	6.25	3819.92	1909.96	6.87	4167.2	2083.6	7.5
4.5	4143.70	2071.85	7.46	4558.09	2279.04	8.2	4972.48	2486.24	8.95

h(m)	b = 260 m			b = 280 m			b = 300 m		
	Q(m ³ /s)	Q/2	V/2(hm ³)	Q(m ³ /s)	Q/2	V/2(hm ³)	Q(m ³ /s)	Q/2	V/2(hm ³)
0.5	199.51	99.75	0.36	214.86	107.43	0.39	230.21	115.1	0.41
1	564.31	282.15	1.01	607.72	303.86	1.09	651.13	325.56	1.17
1.5	1036.7	518.35	1.87	1116.45	558.22	2.0	1196.2	598.1	2.15
2	1596.11	798.05	2.87	1718.89	859.44	3.09	1841.67	920.83	3.31
2.5	2230.63	1115.31	4.01	2402.22	1201.11	4.32	2573.82	1286.91	4.63
3	2932.24	1466.12	5.28	3157.8	1578.9	5.68	3383.37	1691.68	6.09
3.5	3695.04	1847.52	6.65	3979.29	1989.64	7.16	4263.53	2131.76	7.67
4	4514.48	2257.24	8.13	4861.76	2430.88	8.75	5209.04	2604.52	9.38
4.5	5386.87	2693.43	9.7	5801.26	2900.63	10.44	6215.65	3107.82	11.19

- Les débits affluents ont été relevés de l'hydrogramme de crue millénaire avec des pas de temps d'une heure et $Q_{aff} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}$

Le volume affluent correspond à $V_{aff} = Q_{aff} \cdot \Delta t$ avec $\Delta t = 3600$ s (voir tableau n° 4)
 Pour l'intervalle de temps t, le volume affluent relatif est projeté verticalement sur la courbe $(V+V/2)$. La projection horizontale de ce dernier point sur l'axe des hauteurs, puis verticalement sur la courbe $Q(h)$ nous donne la première hauteur déversée ainsi que le premier débit déversé. Toujours sur la même horizontale de projection du premier volume et à partir de la courbe $(V'-V/2)$ nous portons à l'échelle le 2ème volume affluent et nous le projetons sur la courbe $(V+V/2)$ ce qui nous donne la deuxième hauteur déversée et le débit correspondant et ainsi pour les autres valeurs.

TABLEAU 1

t (h)	Qaff (m ³ /s)	Vaff hm ³
0 - 1	13.52	0.049
1 - 2	67.6	0.243
2 - 3	175.76	0.633
3 - 4	338.01	1.217
4 - 5	554.33	1.995
5 - 6	824.74	2.969
6 - 7	1149.23	4.137
7 - 8	1527.8	5.500
8 - 9	1960.46	7.058
9 - 10	2447.19	8.81
10 - 11	2988.01	10.757
11 - 12	3582.91	12.898
12 - 13	4231.89	15.235
13 - 14	4934.95	17.766
14 - 15	5026.09	18.094
15 - 16	4497.83	16.192
16 - 17	4007.95	14.429
17 - 18	3555.02	12.798
18 - 19	3137.58	11.295
19 - 20	2754.18	9.915
20 - 21	2403.37	8.652
21 - 22	2083.37	7.501
22 - 23	1793.75	6.457
23 - 24	1532.03	5.515
24 - 25	1297.11	4.669
25 - 26	1087.54	3.915
26 - 27	901.88	3.247
27 - 28	738.67	2.659
28 - 29	596.46	2.147
29 - 30	473.81	1.706
30 - 31	369.27	1.329
31 - 32	281.39	1.013
32 - 33	208.72	0.751
33 - 34	149.81	0.539
34 - 35	103.21	0.371
35 - 36	67.48	0.243
36 - 37	41.16	0.148
37 - 38	22.81	0.082
38 - 39	10.98	0.039
39 - 40	4.22	0.015
40 - 41	1.08	0.004
41 - 42	0.12	0.0004

tableau récapitulatif

b (m)	140	160	180	200	220	240	260	280	300
h_d (m)	2.85	2.75	2.725	2.662	2.575	2.562	2.525	2.512	2.5
Q_d (m ³ /s)	1462.76	1576.2	1762.5	1875	1950	2152.5	2268	2418.7	2573.00

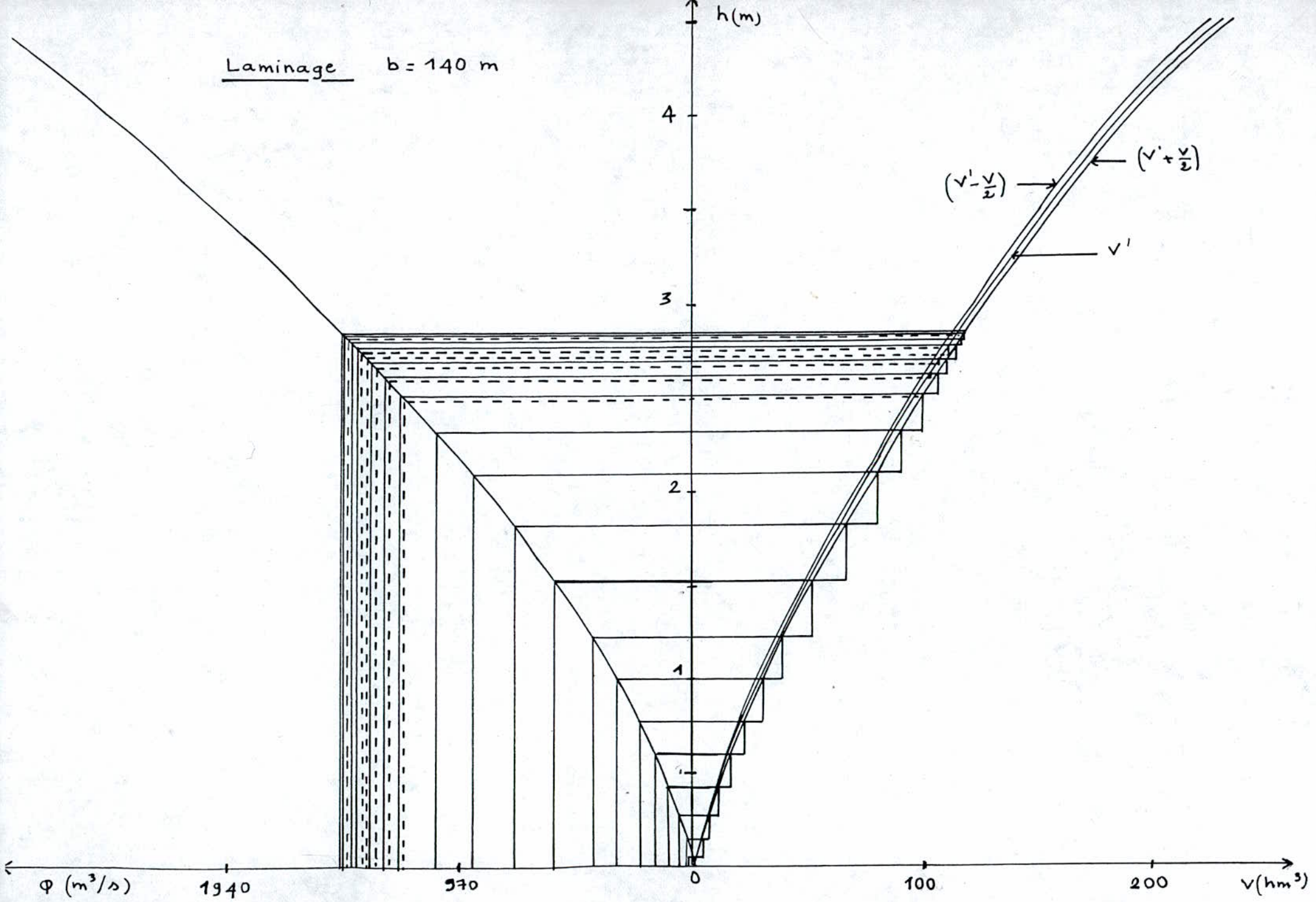
Conclusion

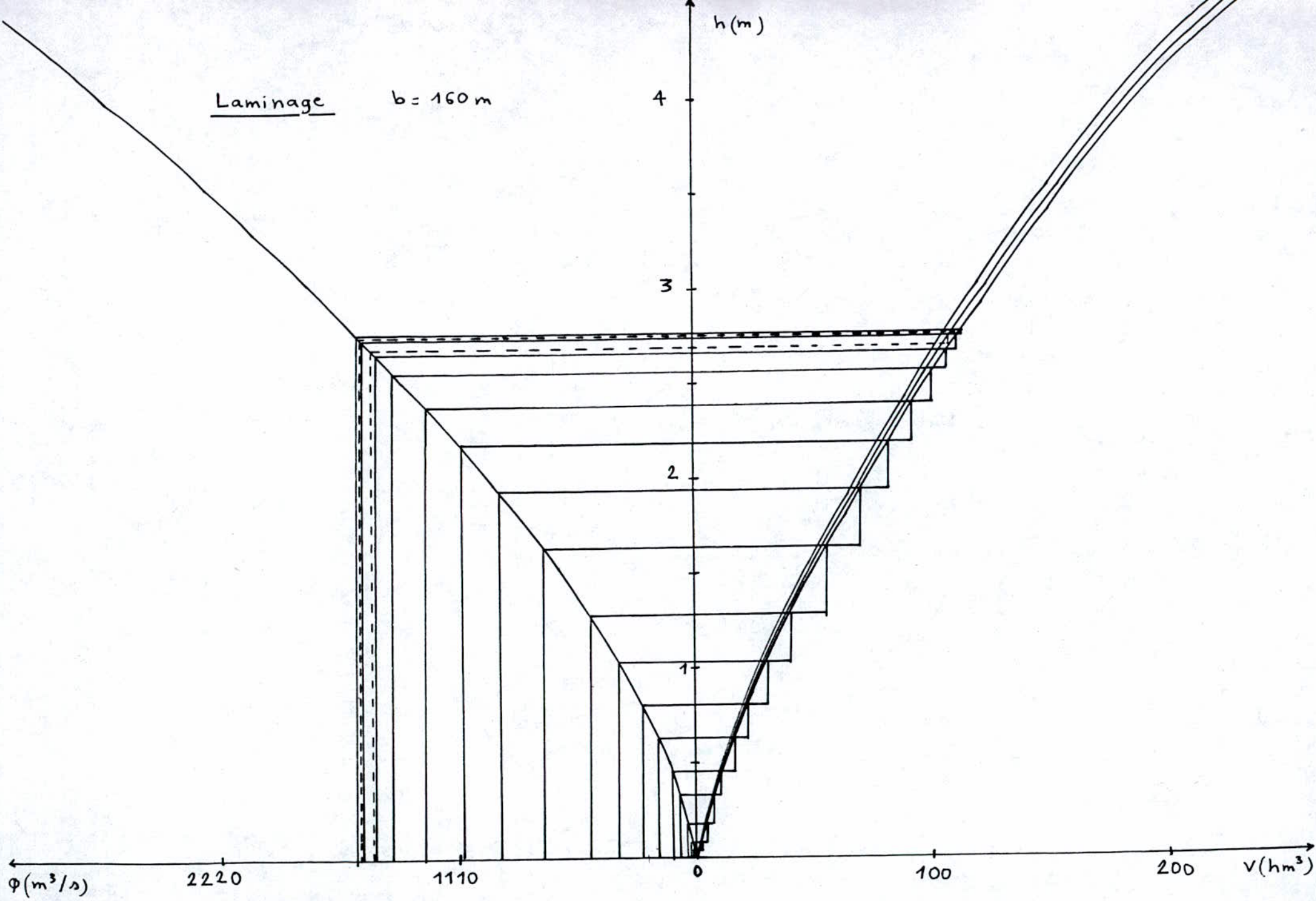
D'après les résultats nous remarquons qu'en augmentant la largeur du déversoir b la hauteur déversée ne varie pas beaucoup, donc pour des raisons économiques nous optons pour une largeur b = 140 m.

b = 140 m

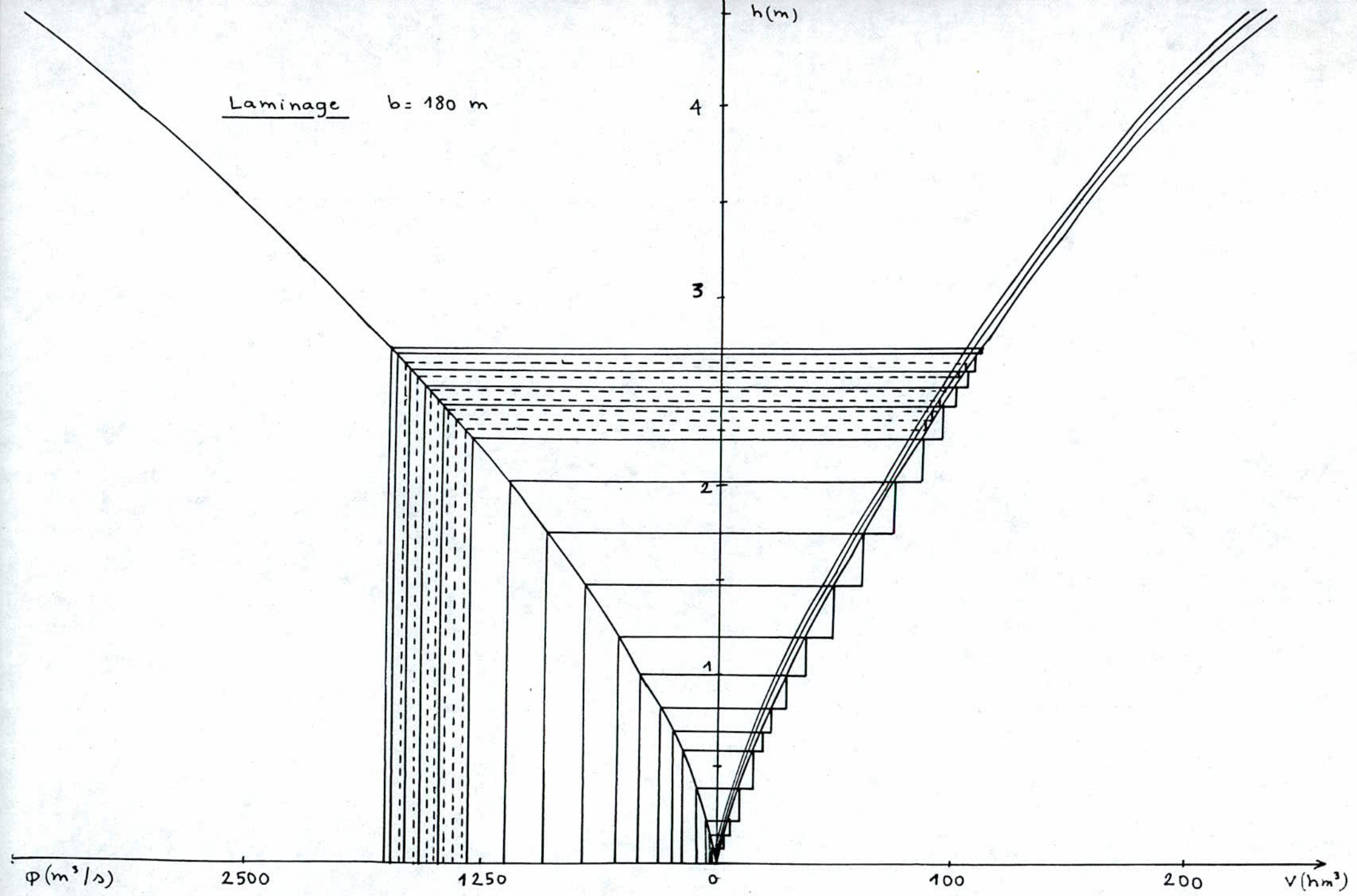
t (h)	h_{dev} (m)	Q_{dev} (m ³ /s)
0 - 1	-	-
1 - 2	-	-
2 - 3	-	-
3 - 4	0.025	97
4 - 5	0.050	17.46
5 - 6	0.150	29.1
6 - 7	0.275	58.2
7 - 8	0.425	95.06
8 - 9	0.601	155.2
9 - 10	0.775	213.4
10 - 11	1.000	310.4
11 - 12	1.225	407.4
12 - 13	1.525	562.6
13 - 14	1.825	937.2
14 - 15	2.100	911.8
15 - 16	2.325	1067.0
16 - 17	2.525	1222.2
17 - 18	2.625	1280.4
18 - 19	2.700	1338.6
19 - 20	2.775	1396.8
20 - 21	2.800	1416.2
21 - 22	2.837	1455.0
22 - 23	2.85	1462.76
23 - 24	2.825	1435.6
24 - 25	2.80	1416.2
25 - 26	2.775	1396.8
26 - 27	2.75	1377.4
27 - 28	2.725	1358
28 - 29	2.675	1319.2
29 - 30	2.6	1261
30 - 31	2.525	1231.9
31 - 32	2.5	1202.8
32 - 33		

Laminage $b = 140 \text{ m}$

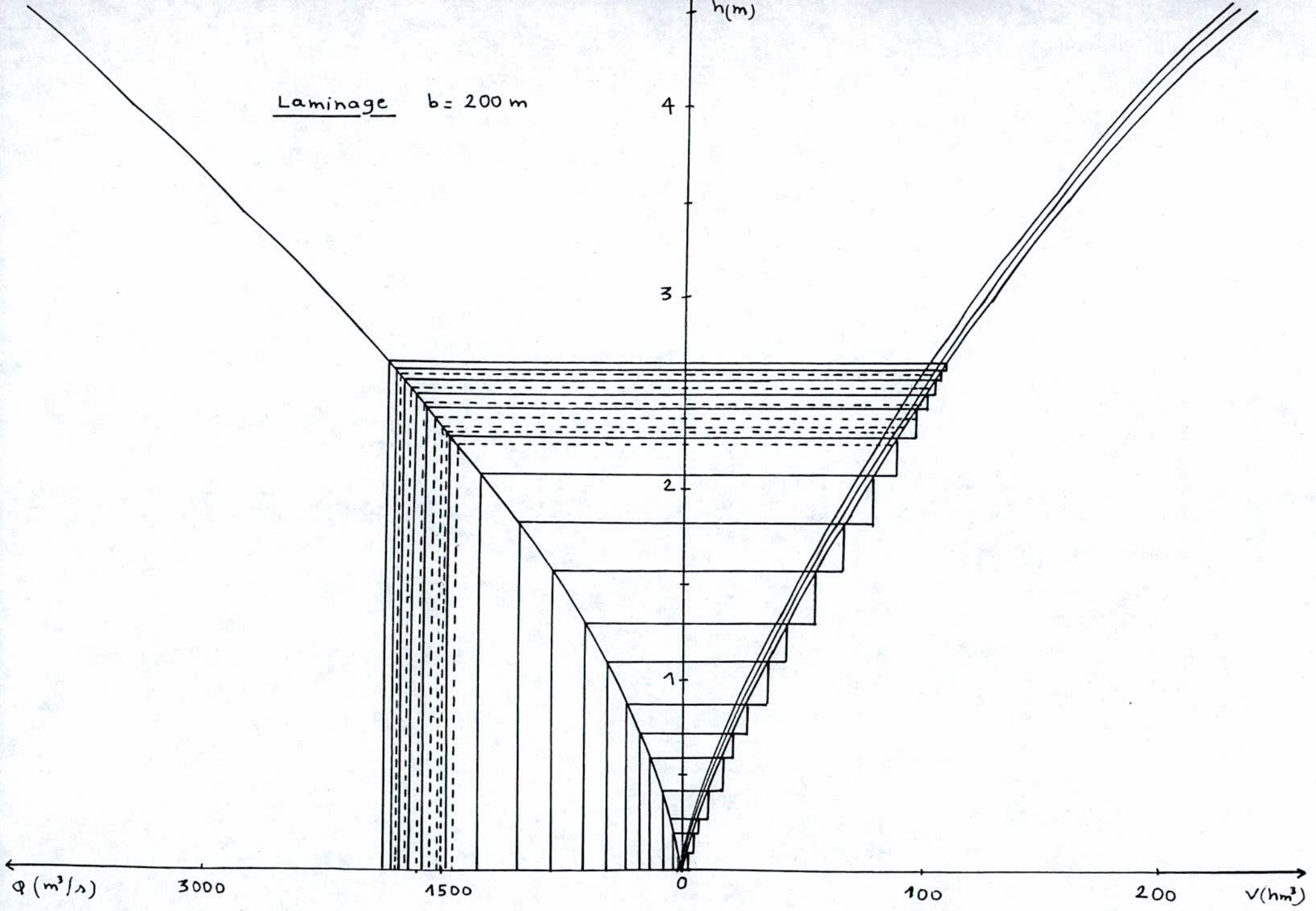


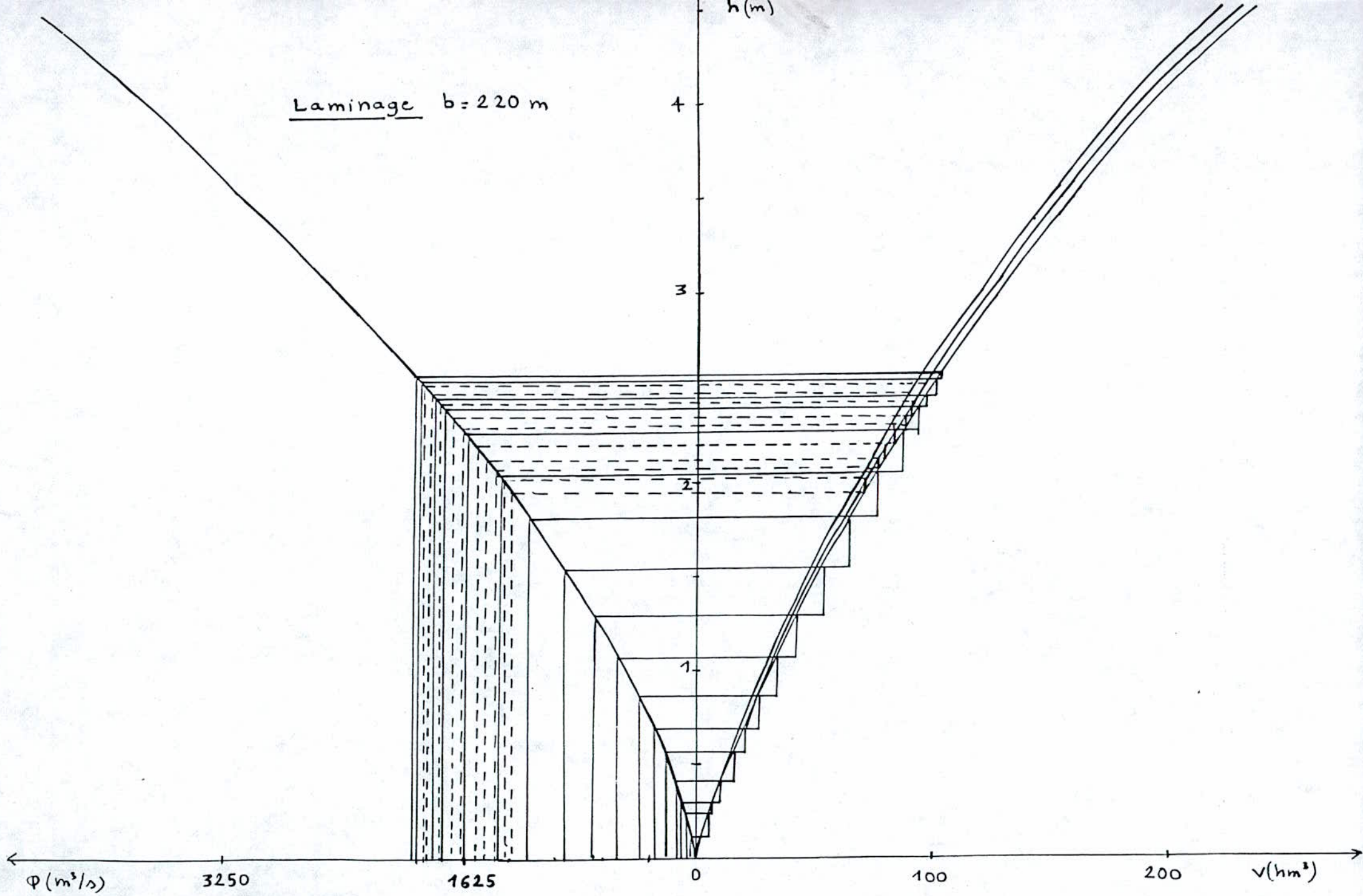


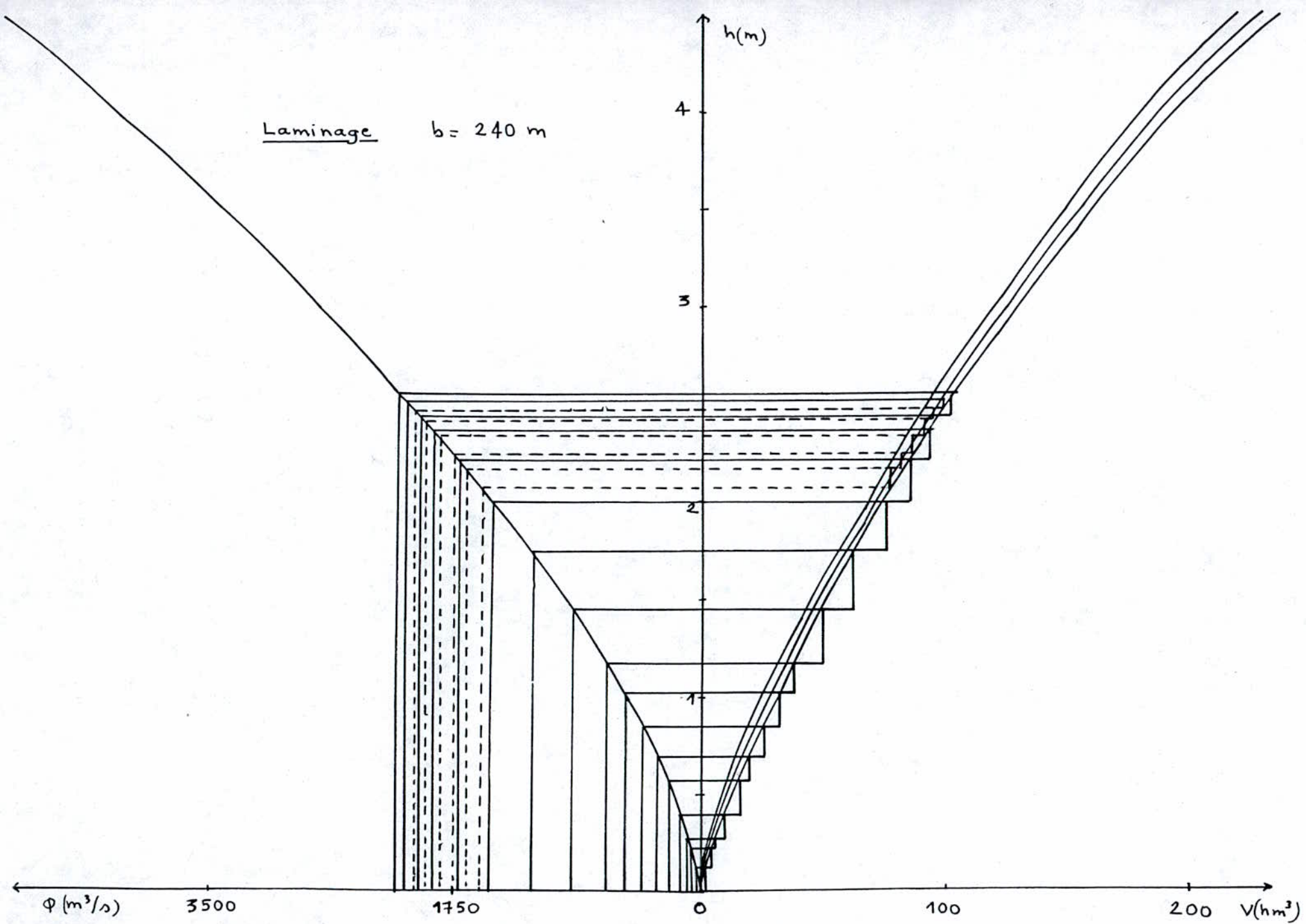
Laminage $b = 180 \text{ m}$

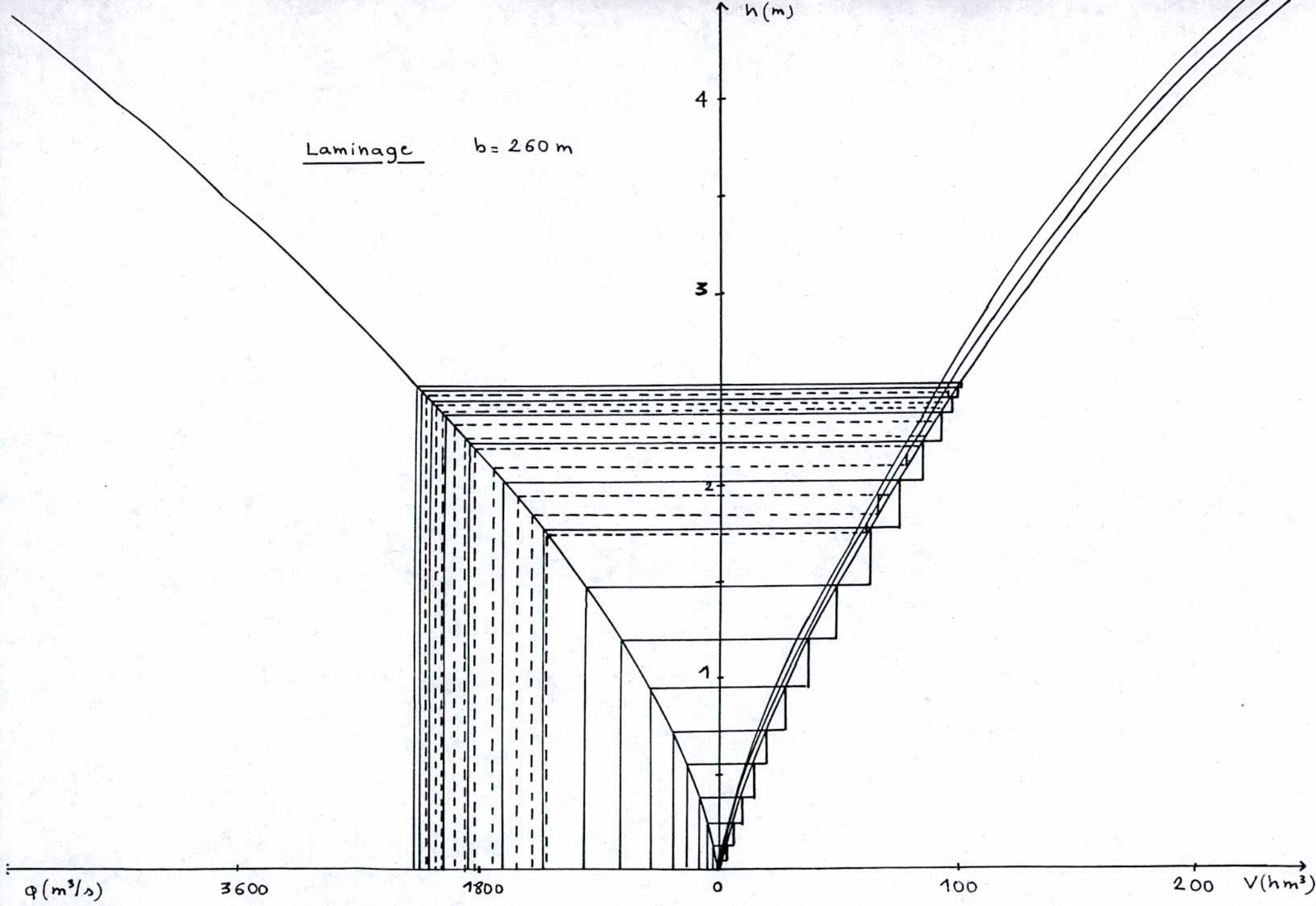


Laminage $b = 200 \text{ m}$









Laminage

$b = 260 \text{ m}$

$h \text{ (m)}$

4

3

2

1

$q \text{ (m}^3\text{/s)}$

3600

1800

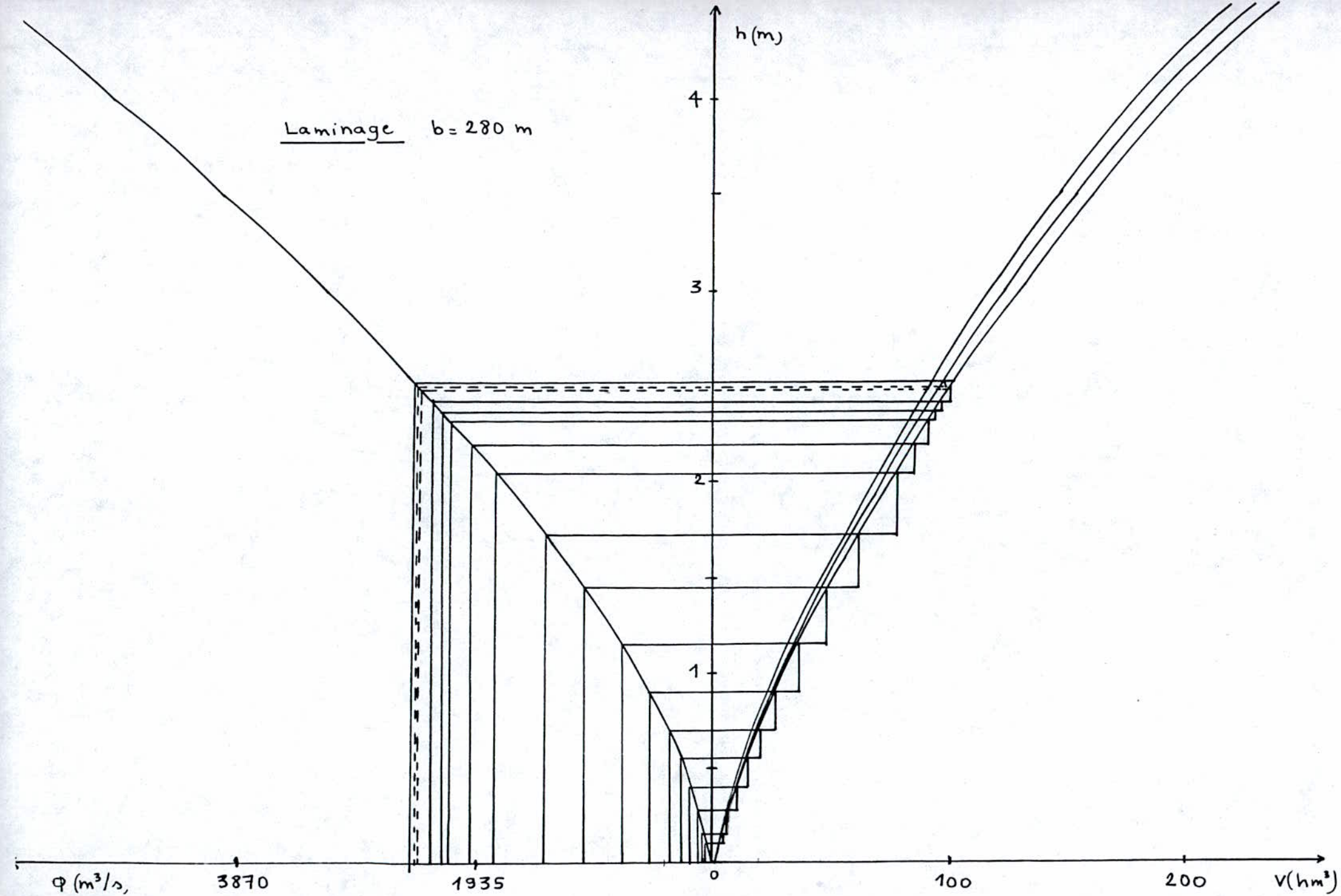
0

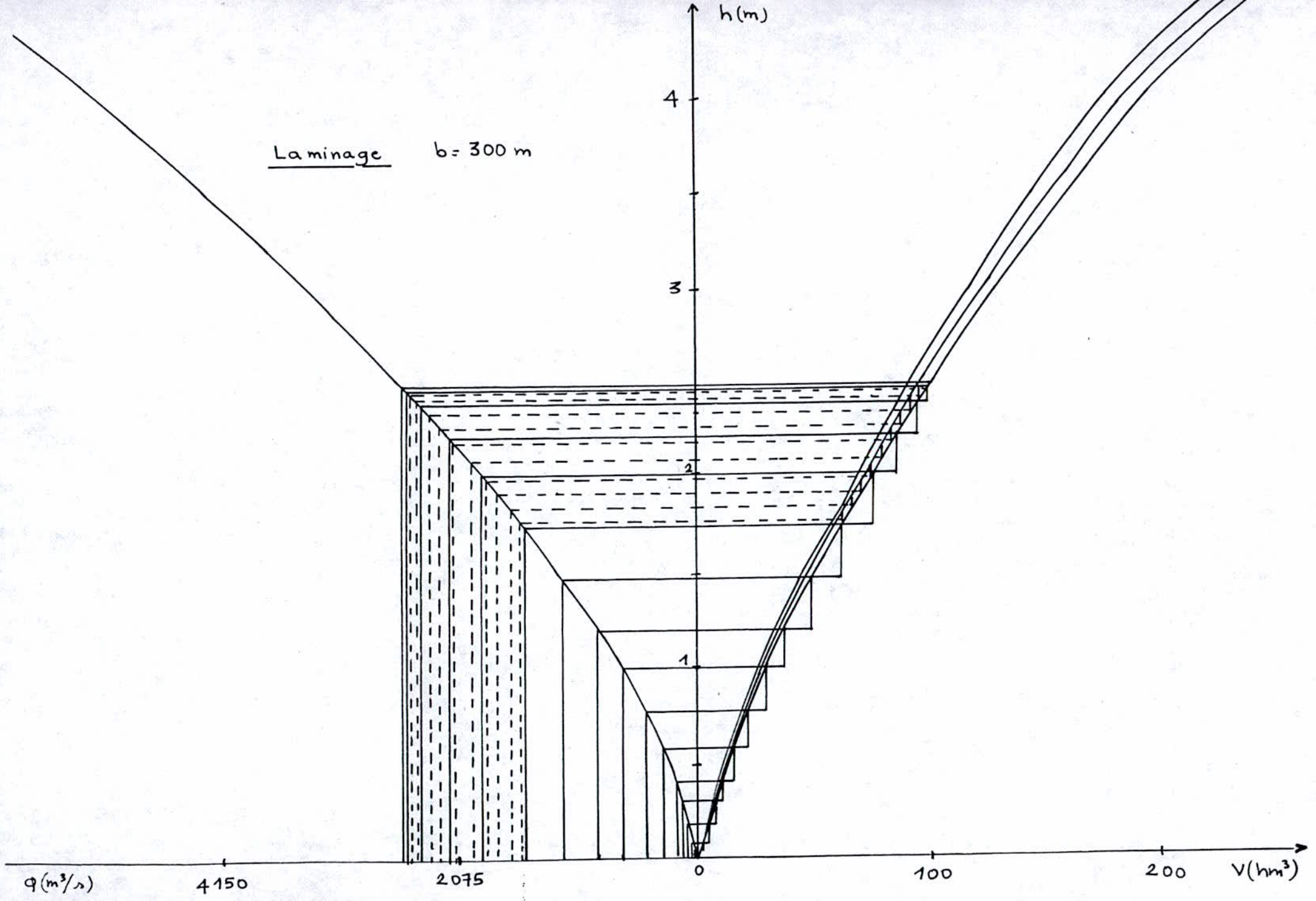
100

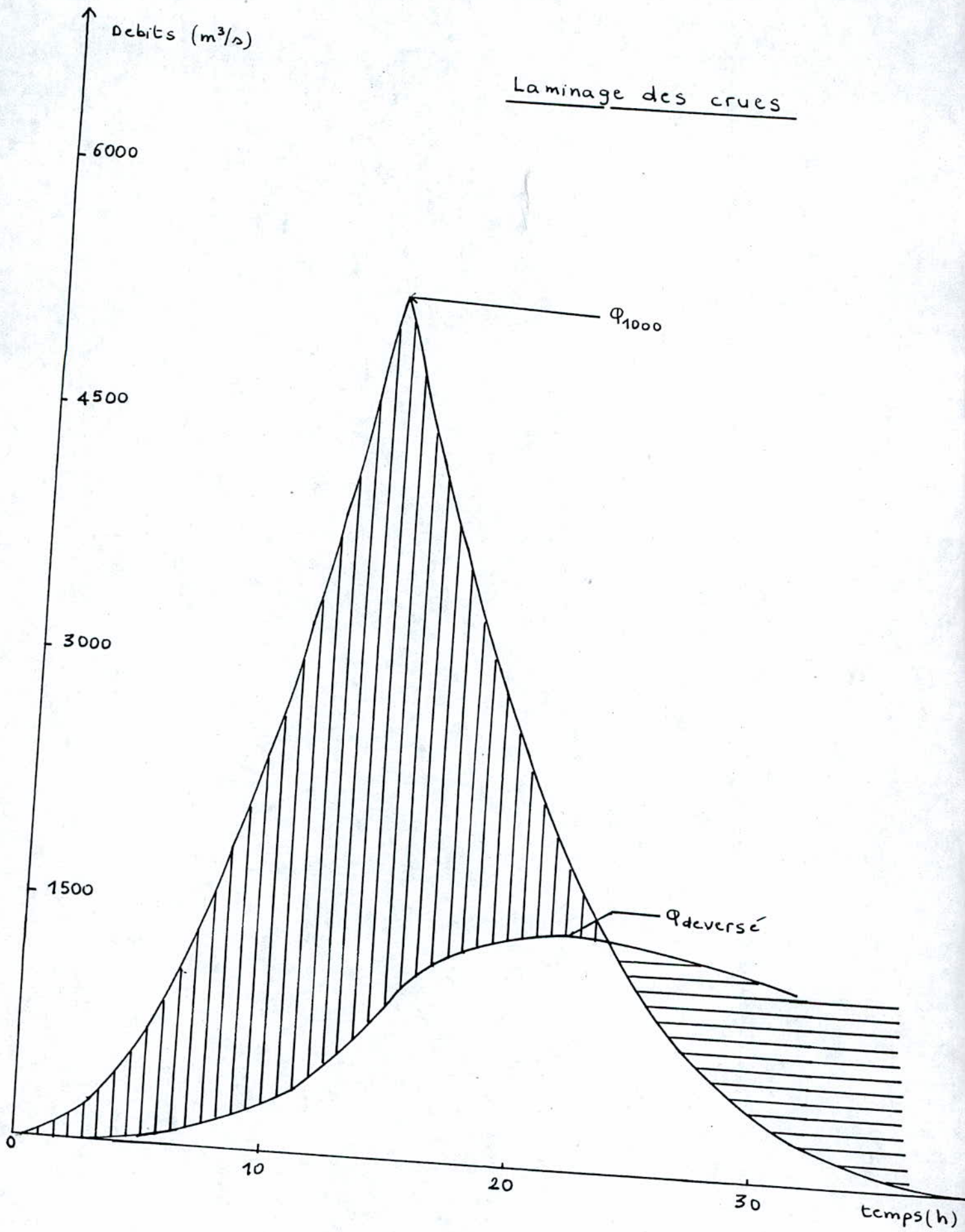
200

$V \text{ (hm}^3\text{)}$

Laminage $b = 280 \text{ m}$







CHAPITRE IV

Etude géologique

IV - GEOLOGIE

IV - 1 - Géologie régionale :

L'oued Sebaou se jette dans la mer à Takdempt, dans une vallée de plus de 2 Km de large par endroits, occupée par des dépôts alluvionnaires récents de limons, sables et graviers formant des couches épaisses. De récents dépôts alluvionnaires et côtiers mélangés se trouvent à l'embouchure de l'oued et se prolongent dans la vallée, surtout sur la rive gauche.

Les terrains élevés des Djebels Takdempt et Bou Berrek sont composés de conglomérats du miocène inférieur (Poudingues), de grès et de marnes.

Les grès et les argiles sous-jacentes affluent en amont sur les sites de la vallée et s'étendent jusqu'à Sidi Daoud sur la rive gauche et Dar Beïda sur la rive droite, à 14 Km en amont.

Il est à mentionner la présence de mouvements de masses le long des pentes et une loupe de glissement importante sur la rive gauche creusés en direction du Nord. Est entre les crêtes du contrefort du Djebel Bou Berrek et atteignant le cours d'eau en aval du pont routier, ainsi que d'autres glissements de terrains depuis le Djebel Takdempt sur la rive droite, en amont du site.

(voir fig. n° 1)

IV - 2 - Géologie de la cuvette :

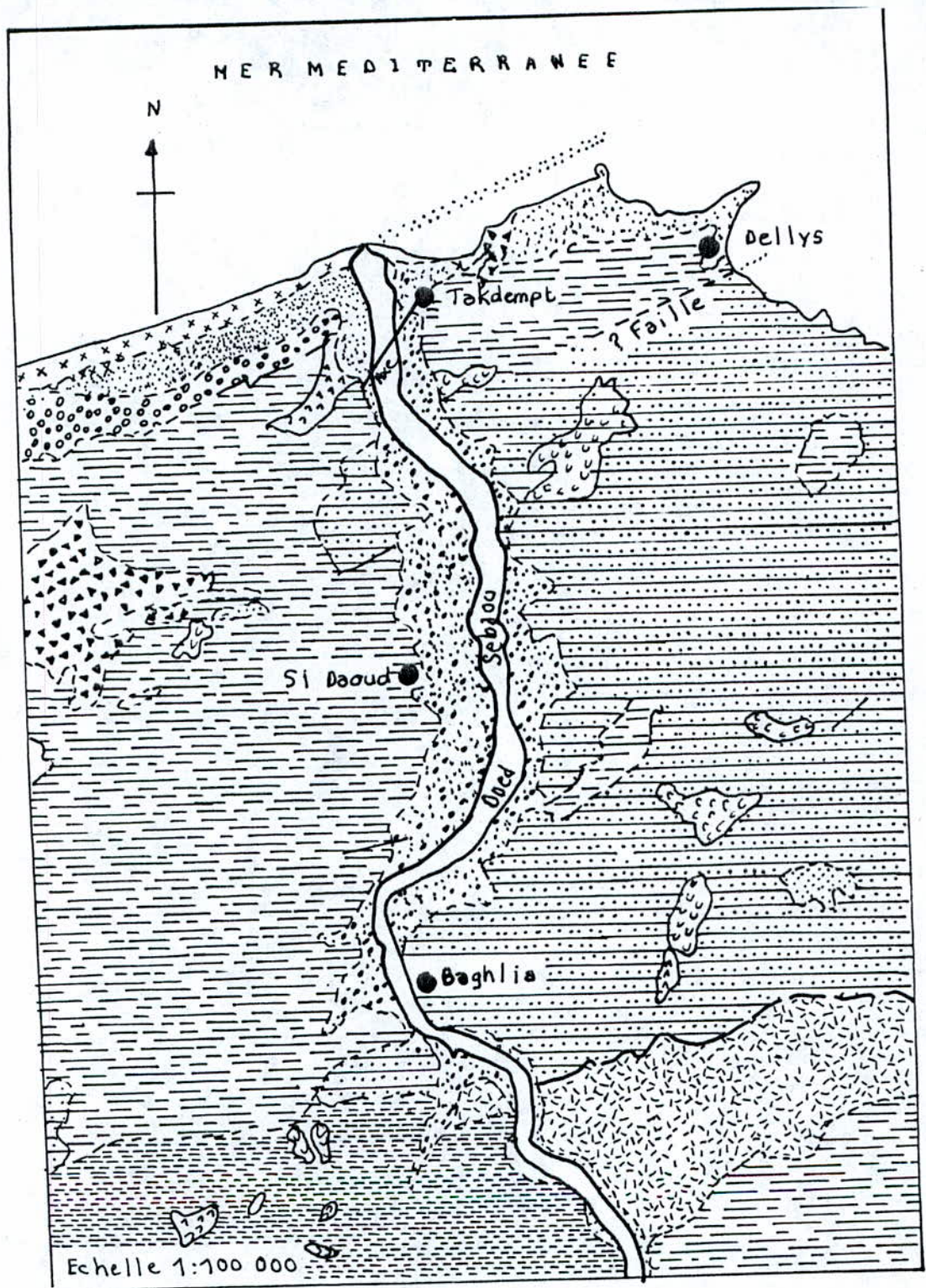
La retenue se trouve en grande partie dans des matériaux marneux imperméables

IV - 3 - Géologie du site :

Les reconnaissances géologiques ont porté sur deux (02) sites, le site amont (ou axe 6) et le site aval (axe 1).

a - Site aval :

Sur la rive gauche, au village de Bou Berak, les matériaux superficiels sont des limons calcaires de couleur brun orange avec un peu de sable fin et des quantités variables de graviers arrondis de granulométrie fine à moyenne. La partie inférieure de la pente à l'Est et la surface proche de la terrasse inférieure est constituée de limons alluviaux caillouteux. La terrasse inférieure est constituée de limons calcaires argileux tendres à granulométrie moyenne et de couleur brune à jaune-brun comportant des traces de sable et de gravier.



QUATERNAIRE

- Alluvions actuelles
- Alluvions anciennes
- Plages actuelles
- Plages recentes
- Plages anciennes
- Glissements de terrain
- Failles

MIOCENE

- Roches volcaniques
- Marnes et molasses
- Grès numidien
- Argiles et marnes

EOCENE

- Flysch argilo-calcaire

CRETACE

- Marnes et calcaires argiles à blocs

BAS SEBAOU : CARTE GEOLOGIQUE SIMPLIFIEE Fig 1

A l'Ouest de Bou Berak, des grès profondément altérés à grains fins peu résistants plongeant selon une orientation ESE (51° à 113°) et affleurent lors du passage de la route sur la face Ouest de la crête.

A 600 m environ au Sud du village de Bou Berak, un talus de déblai sur le bord de la RN24 met à nu des couches presque verticales de grès calcaires altérés à grains fins disposés en couches fines. Des sables et graviers de couleur grise emplissent le lit de l'Oued.

Sur le sommet de la colline et sur le versant Nord, les grès faiblement découverts sont altérés, peu résistants et forment des couches minces à moyennement épaisses qui se transforment en sable silteux et en limons sableux. Sur le versant Sud, les grès se transforment progressivement vers le bas en micro-grès légèrement calcaires de faible résistance et de couleur beige.

En amont, la vallée s'élargit, les pentes deviennent plus douces et les affleurements rocheux sont rares. Le sol de couverture est constitué par une argile silteuse tendre de couleur jaune-brun avec des graviers de granulométrie fine à moyenne constitués de fragments de micro-grès.

b – Site amont :

Sur le site amont, les micro-grès alternant avec les minces couches de grès affleurent faiblement sur la rive gauche de l'Oued. Au dessus de la route nationale RN 25, la pente est entièrement recouverte de sols caillouteux sableux de couleur beige dans lesquels sont visibles des blocs de grès dont la taille atteint 0.5 m.

Le lit principal de l'Oued se trouve sur la côte gauche de la vallée, le lit d'inondation s'étend sur 250 m en direction de la rive droite. Les dépôts alluvionnaires récents comprennent des sables gris à granulométrie bien étalée et des graviers moyens composés de fragments subarrondis de quartz, gneiss, grès et calcaire.

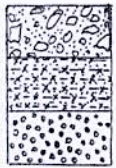
La rive droite moins élevée est constituée par une terrasse formée d'argile silteuse de couleur gris-brun comportant peu de graviers.

A l'Est de la RN 25, le terrain est recouvert en surface par une argile jaune-brun très silteuse comprenant des fragments de grès dont la taille atteint 600 mm.

Deux sondages verticaux ont été réalisés sur cet axe, celui situé au Centre de la vallée à révélé la présence d'une profondeur d'environ 45 m d'alluvions au dessous du lit de l'Oued.

LEGENDE

RECENT/QUATERNAIRE



Sables et graviers limoneux: alluvions du lit de l'oued.
 Limons argileux sableux: alluvions des terrasses
 Sables et graviers: dépôts de l'ancienne plage surélevée

MIOCENE

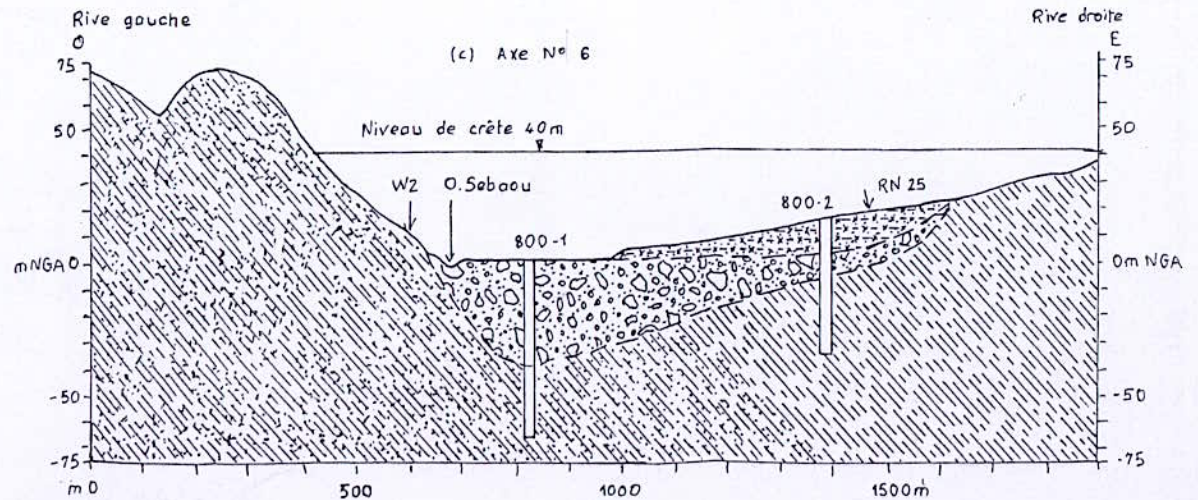
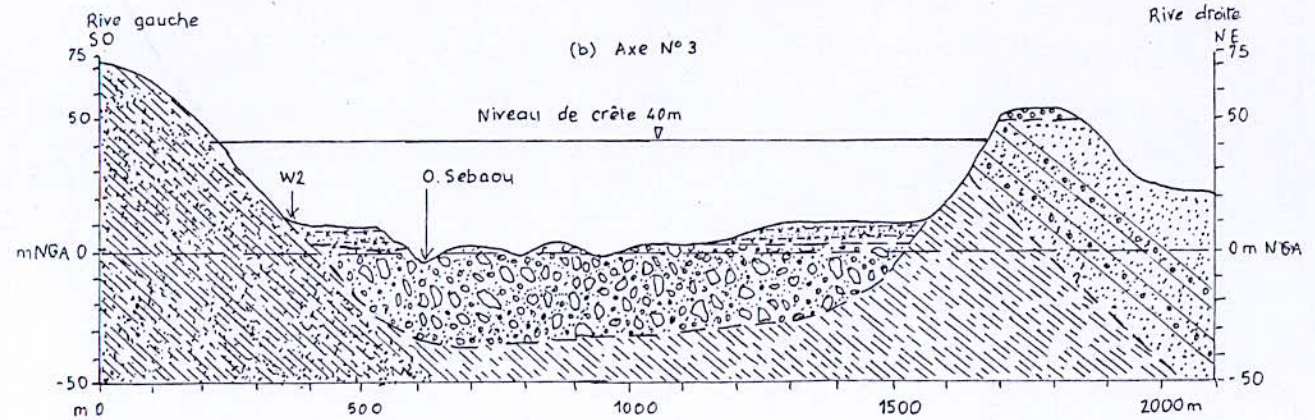
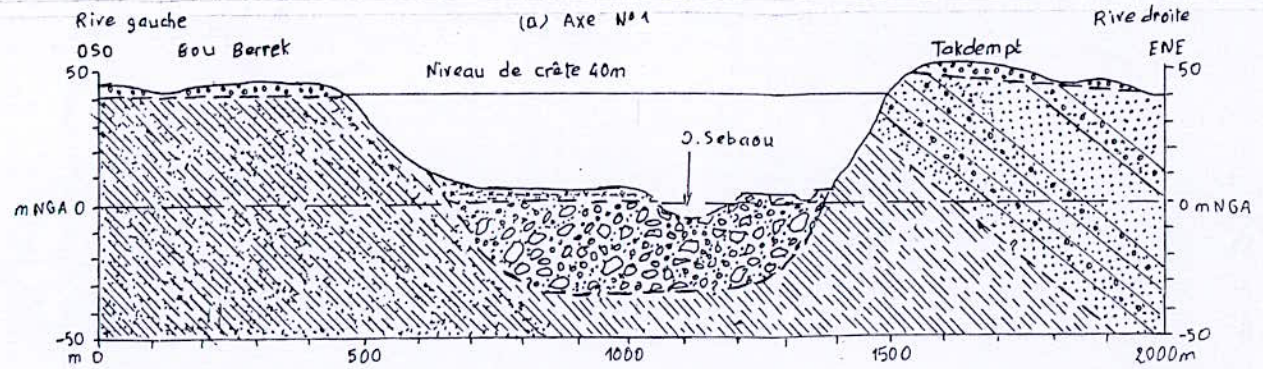


Grès et conglomérat fin (schematique)
 Grès et microgrès interstratifié
 Microgrès calcaire

800-1



Sondage



Figure

Coupes Géologiques
 Interprétatives

Le sondage dans la rive droite a traversé du sable graveleux alluvial qui a rencontré à 22 m de profondeur une argile mouchetée, supposée être altérée.

Remarque :

Aucune autre information supplémentaire n'est disponible ni à l'agence nationale des barrages ni ailleurs.

IV - 4 - Seismicité :

L'examen des enregistrements des secousses sismiques en Algérie du Nord, de la localisation des épicentres, de l'intensité déduite des descriptions et de la fréquence probable d'après les données disponibles a conduit à la conclusion que Takdempt n'est pas un site fortement sismique.

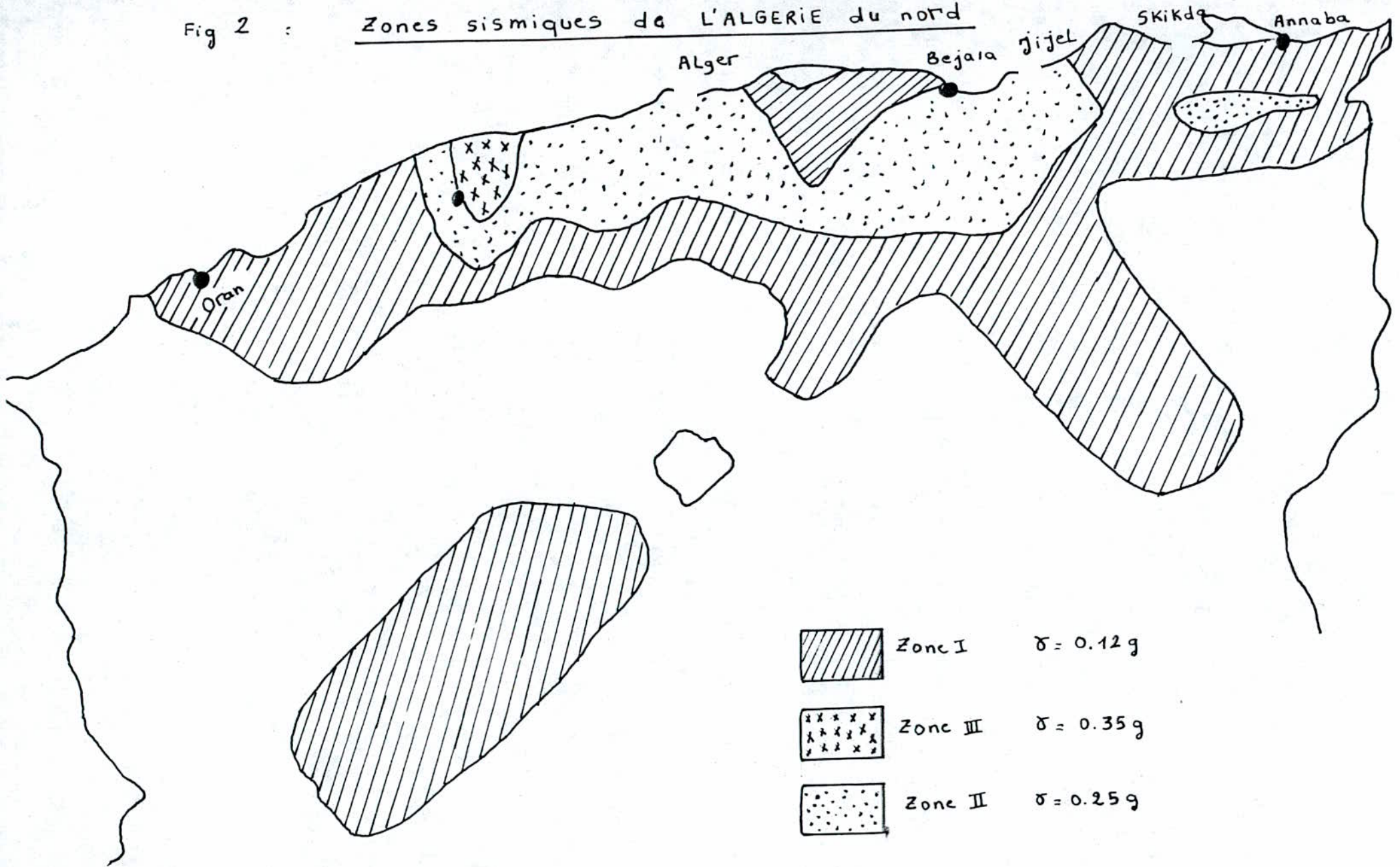
En effet, il n'ya pas eu de séisme grave récemment dans la Région, et les épicentres des tremblements de terre les plus proches ont été enregistrés à 50 km au SSO entre Lakhdaria et Bouira (magnitude 5) et 50 km vers le Sud Est à l'extrémité Est de la chaîne du Djurdjura (magnitude 5 et 6).

D'après les données disponibles, des accélérations horizontales de la gravité pouvant atteindre $0.15 * g$ peuvent être espérés durant la vie du barrage.

Cette valeur est acceptable pour la conception de l'ouvrage.

La fig. n° 2 représente les différentes zones sismiques de l'Algérie du Nord.

Fig 2 : Zones sismiques de L'ALGERIE du nord



CHAPITRE V

Etude géotechnique

V ETUDE GEOTECHNIQUE

Introduction :

L'étude géologique ne permet pas de définir les caractéristiques et les comportements mécaniques et hydrodynamiques des sols, c'est-à-dire leur aptitude à fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue ou à constituer des fondations suffisamment stables et imperméables.

Il importe donc de procéder à des essais de mécanique des sols soit sur des échantillons (essais au laboratoire) soit directement sur le site (in-situ).

V.1. Sondages de reconnaissance :

Deux sondages verticaux ont été réalisés par carottier rotatif sur l'axe amont.

Le sondage 800-1 a été réalisé dans le lit de l'Oued et le sondage 800-2 sur l'appui droit.

Des échantillons globaux de 5 kg en sac ont été prélevés dans les sables et graviers, des échantillons intacts et des échantillons paraffinés étant prélevés dans les argiles et les limons pour essais au laboratoire.

Les deux sondages ont également fait l'objet d'essais de pénétration standard (SPT) et d'essais de Lugeon et de Lefranc destinés à déterminer la perméabilité.

Les relevés de ces sondages sont résumés sur la figure n° (1).

V.2. Essais de perméabilité :

Les essais de Lefranc ont été réalisés dans les roches alluvionnaires plus variables de la partie supérieure des deux sondages, les essais de Lugeon étant réservés aux matériaux de socles apparents rencontrés aux plus grandes profondeurs.

V.2. a) Essais Lefranc :

Bien que la valeur la plus élevée ait été obtenue dans une couche de gravier, nous ne constatons pas de différence marquée des valeurs de perméabilité entre les différentes roches alluvionnaires allant des argiles aux graviers.

En effet, les résultats fournis par le sondage 800-1 sont compris entre $K = 2.2$ et 9.1×10^{-7} m/s, ceux du sondage 800-2 diffèrent d'un ordre de grandeur et vont de $k = 1.2$ à 3.10^{-8} m/s.

V. 2 - b) Essai Lugeon

Ces essais ont été réalisés par étapes successives de 5 m, les pressions d'essai appliquées pendant les phases de pression ascendante et descendante sont représentées au tableau suivant :

Profondeur (m)	Pression d'essai (bars)
22 - 27	0 - 1 - 3 - 5 - 3 - 1 - 0
27 - 32	0 - 1 - 3 - 5 - 3 - 1 - 0
32 - 40	0 - 2 - 4 - 7 - 4 - 2 - 0
40 - 45	0 - 2 - 5 - 9 - 5 - 2 - 0
45 - 50	0 - 2 - 5 - 9 - 5 - 2 - 0
50 - 55	0 - 2 - 5 - 8 - 10 - 8 - 5 - 2 - 0
55 - 60	0 - 2 - 5 - 8 - 10 - 8 - 5 - 2 - 0
60 - 65	0 - 2 - 5 - 8 - 10 - 8 - 5 - 2 - 0

Les essais Lugeon fournissent, pour les deux sondages, des résultats qui sont faibles dans les argiles et les argilités de socle altérées (0.82 à 1.78 UL).

Les résultats obtenus montrent une diminution des débits au cours des phases de pressions descendantes, ce qui indique qu'une formation de limon réduisant la perméabilité du sol s'est produite.

V. 2 - c) Essais de pénétration standard (SPT)

Dans le sondage 800-1, les valeurs de N supérieures à 20 indiquent que les alluvions consistent principalement en sables et graviers moyennement denses ; des couches importantes de roches peu stables ou compressibles n'ont pas été rencontrées.

Dans le sondage 800-2, les résultats les plus faibles des essais de pénétration standard ont été obtenus dans les argiles essentiellement silteuses (N = 8 à 17).

Les graviers se trouvant au dessous sont moyennement denses (N = 20 à 34).

Les argiles silteuses rencontrées à 35 - 40 m de profondeur sont moins résistantes (N+11 à 22).

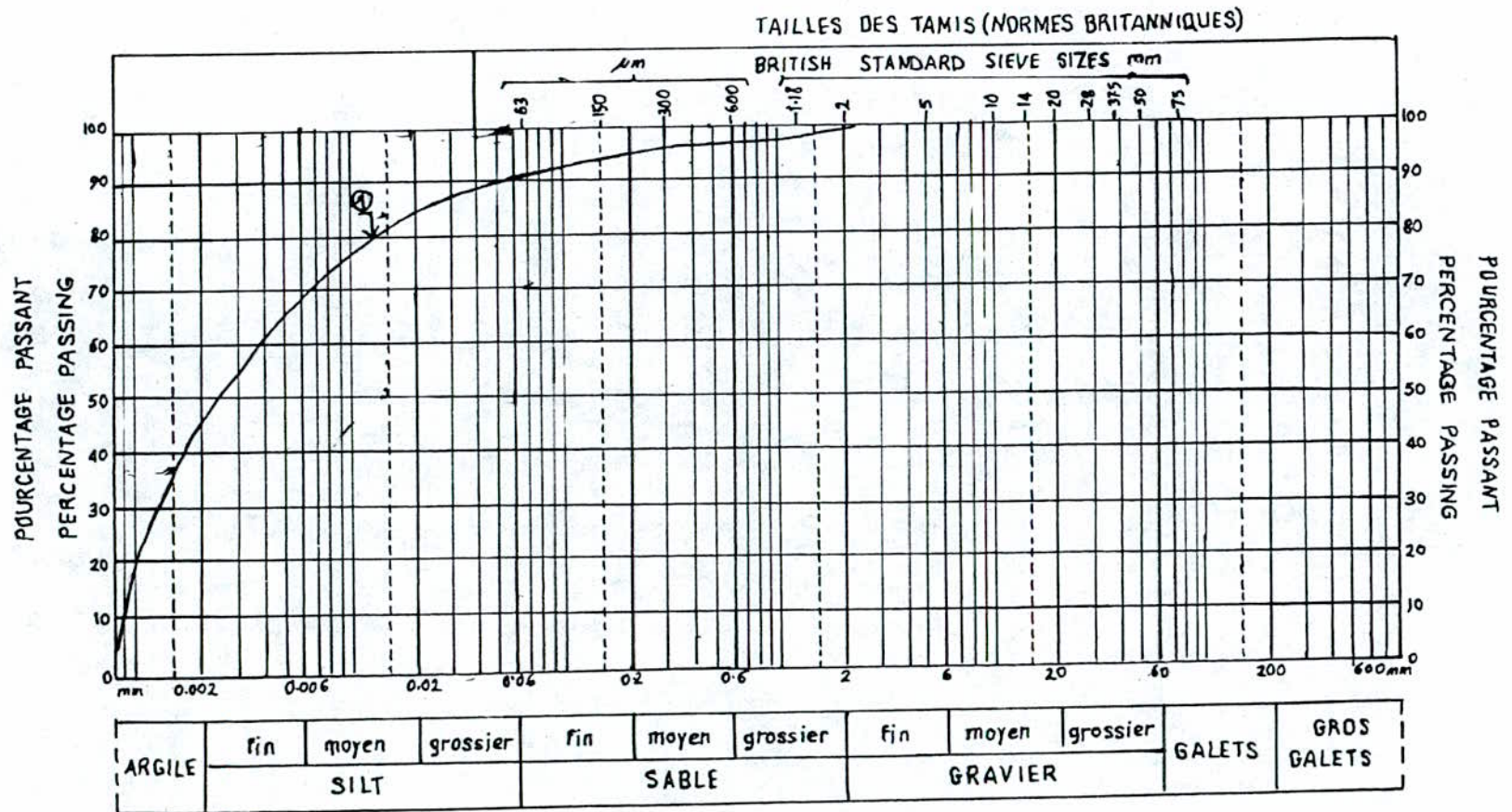
∇ . 3. Essais en laboratoire :

Un essai de classification réalisé par le laboratoire géotechnique de Binnie and Partners sur des argiles silteuses grises prélevées dans le sondage 800-1 ont fourni les résultats suivants :

Limite de liquidité LL	:	57%
Limite de plasticité LP	:	22%
Teneur en sulfates		0.25% (SO ₃)
PH		9.2
Teneur en carbonates :		9% (CaCO ₃)

La granulométrie de cet échantillon d'argile hautement plastique est donnée sur la figure n° (2).

fig. 2 ① Noyau d'argile silteuse



GRANULOMETRIE

CHAPITRE VI

Conception de la digue

VI CONCEPTION DE LA DIGUE

Introduction :

L'un des éléments essentiels d'un aménagement hydraulique qui détermine, le plus souvent le coût total de l'ensemble d'ouvrages est le barrage.

Il est à noter que parmi les barrages de types existants, ce sont les digues en matériaux qui ont reçu une vaste application dans tous les pays du monde et ceci grâce à leurs avantages tels que :

- la possibilité de l'exécution sur n'importe quel sol de fondation dans toutes les Régions climatiques du monde et en presque tous les sols existants,
- la mécanisation complète de presque tous les travaux,
- une bonne résistance au tremblement de terre,
- leur hauteur n'est pratiquement pas limitée.

VI - 1 Choix du Site :

Un site de barrage doit, en général, satisfaire aux exigences suivantes :

- le volume de barrage doit être minimum, c'est pourquoi, nous choisissons un emplacement dans la partie la plus étroite de la vallée.
- la construction des ouvrages annexes, dont le coût peut, dans certains cas, atteindre la moitié de celui de l'aménagement hydraulique.
- il faut que la cuvette soit large

La topographie de l'Oued Sebaou permet d'envisager un site amont à environ 300 m en amont du pont de la route N 24 et le second est à 1500 m à l'aval du premier.

VI.2 - Choix de l'axe du barrage :

Sept axes possibles pour un barrage situé à l'embouchure de l'Oued sont représentés sur la fig 1) et ont été proposés par hydrotechnique en 1979.

Ils ont été étudiés par reconnaissances géologiques.

Mer Méditerranée

503.000

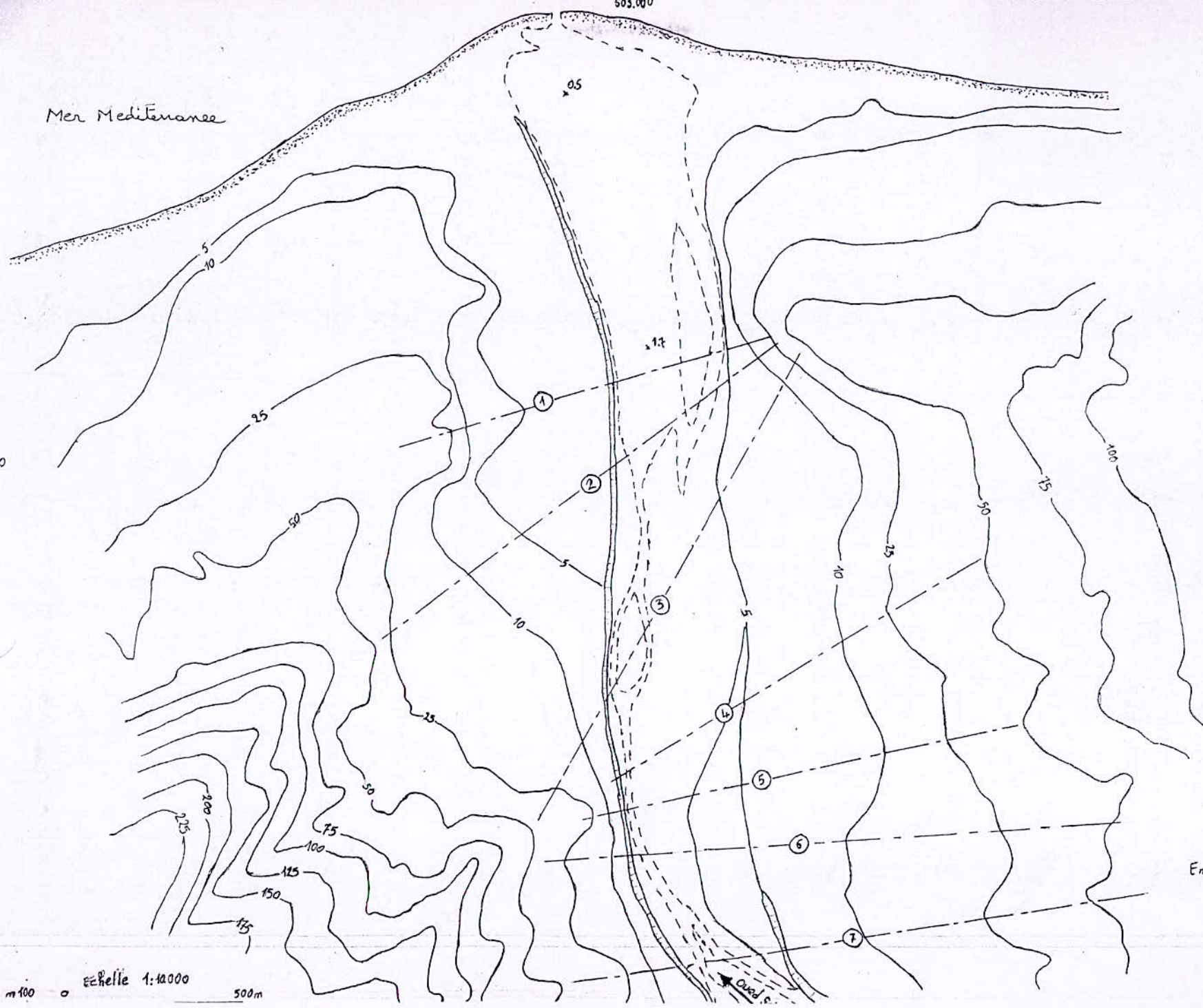
1.000

Emplacement des Sept axes proposés

Echelle 1:10000

m 100

500m



Bien que les examens font état d'affleurement de grès sur la face Ouest de la ligne de faite de Bou Berak, aucune roche n'affleure sur la face Est constituerait l'appui gauche du barrage sur le site aval (axe 1).

Cette ligne de faite est constituée en majorité par des matériaux de terrasse.

Sur la rive droite, un barrage construit sur ce site viendrait s'appuyer sur les grès et les micro-grès formant la ligne de faite de Takdempt.

Sur le site amont (axe 6), l'appui gauche est constitué de micro-grès et de grès peu résistants ; des dépôts alluvionnaires en terrasse forment la rive droite.

Un site utilisant l'appui gauche du site amont et l'appui droit du site aval sera choisi pour tirer avantage des conditions de fondation meilleurs en ces points. Cet axe est l'axe (3) avec une orientation SO - NE.

VI.3 - Etude de la fondation

Quelque soit l'alignement retenu, le sol de fondation, en travers de la rivière, comprend des limons, des graviers et des sables alluvionnaires d'une épaisseur de 40 m.

La perméabilité des alluvions est généralement faible de 10^{-7} à 10^{-8} m/s.

Des injections de peaux sont à prévoir sous la fondation pour améliorer sa résistance.

Les appuis étant formés par des grès et des micro-grès peu résistants, la mise en place d'un écran d'injection est nécessaire pour réduire la perméabilité et augmenter la résistance.

VI.4 - Matériaux de Construction

Sur le site de Takdempt, les appuis sont constitués de grès et de micro-grès de résistance faible à moyenne, et le sol de fondation sera constitué de matériaux alluvionnaires.

Le type d'ouvrage convenant le mieux au site est en barrage en terre avec noyau central composé de matériaux à faible perméabilité.

VI.4 - a - Matériaux du noyau :

Nous trouvons les matériaux argileux convenant à la construction du noyau d'étanchéité en différents emplacements en amont du site du barrage.

Il est possible de se procurer les matériaux nécessaires depuis une zone d'emprunt sur la rive droite en amont de l'axe du barrage, ou sur la rive gauche à 4 ou 5 km en direction de l'amont.

VI.4.b. Matériaux des recharges :

Les dépôts étendus de sables et de graviers alluvionnaires qui semblaient le lit du cours d'eau conviendront à la formation des recharges amont et aval du barrage.

Une zone d'emprunt pourrait être créée en presque n'importe quel endroit en amont du site du barrage, en un emplacement choisi pour faciliter les travaux.

VI 4 -c- Enrochement et riprap :

Une carrière se trouve sur la rive droite de la retenue. La qualité de la roche produite peut satisfaire les besoins en matériaux pour la construction de l'enrochement ou du riprap.

Le long de la route côtière passant à l'Ouest de l'Oued Sebaou, se trouvent des carrières exploitant des roches ignées dures qui pourraient fournir les matériaux recherchés. Il pourrait se révéler nécessaire de créer une nouvelle carrière plus près du site ; dans ce cas, l'emplacement le plus proche serait sur les pentes Ouest du Djebel Bou Berak, à moins de 5 km du site.

VI 4 -d- Granulats et matériaux filtrants :

Il est probable que les graviers de l'Oued Sebaou constituent des matériaux filtrants et des granulats appropriés. Si les granulats d'origine alluviale se révèlent inutilisables, les graviers côtiers peuvent également constituer une source potentielle d'approvisionnement.

Les carrières implantées sur la côte pourraient produire des granulats de meilleure qualité.

Les zones d'emprunt possibles pour le noyau et les recharges sont indiquées sur la figure (n°2).

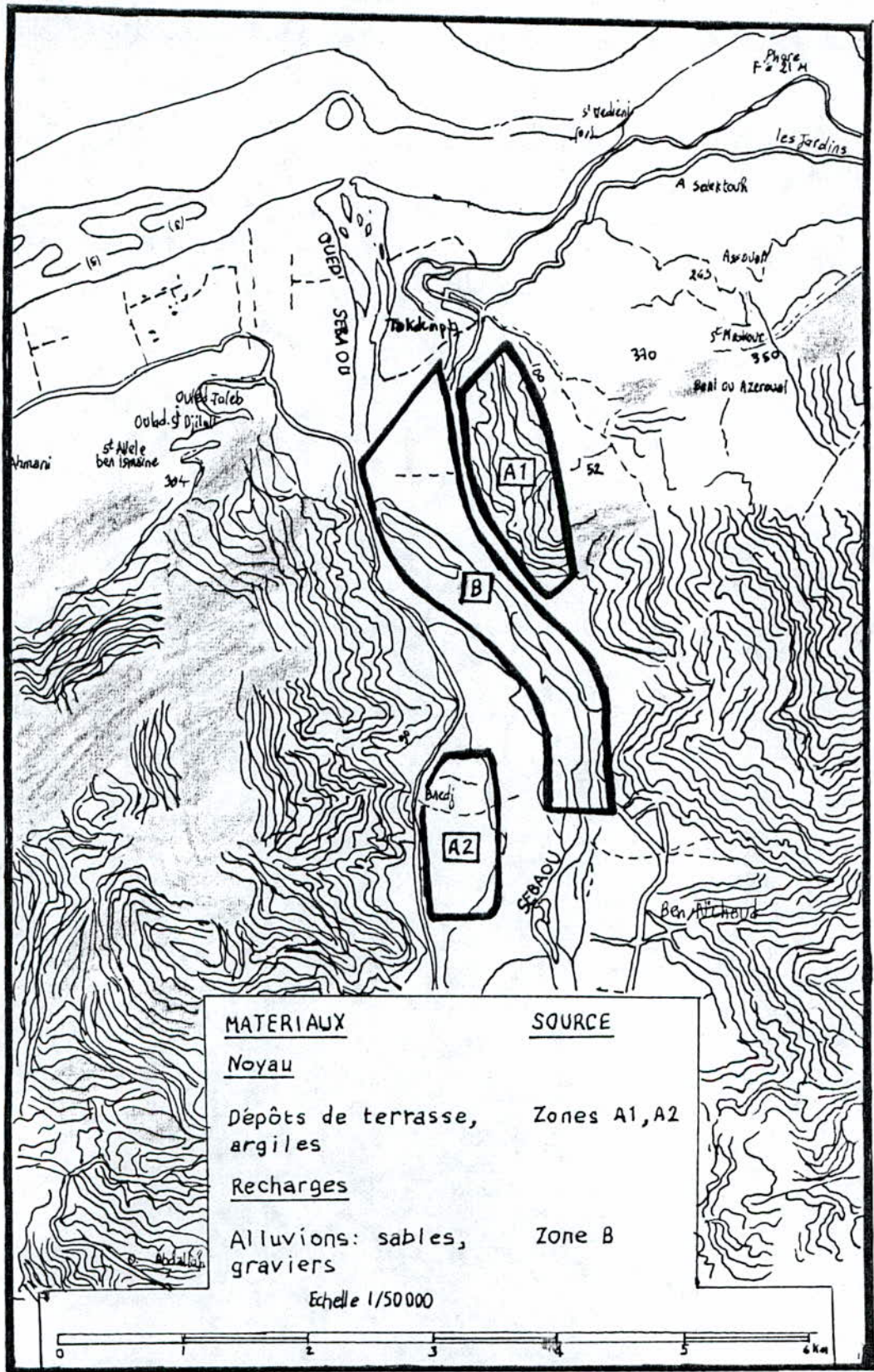
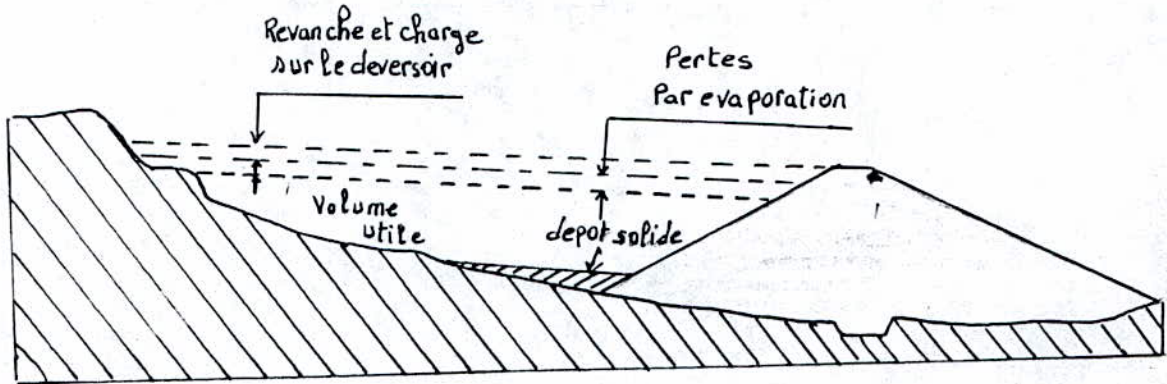


Fig 2 TAKDEMPT : ZONES D'EMPRUNT

VI. 5 DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE

1. Hauteur de la digue :

Elle sera égale à la hauteur normale de retenue majorée de la charge maximale au dessus du déversoir, de la revanche et d'une hauteur de sécurité fonction de la classe du barrage.



* Niveau de la retenue normal : NNR

Il est calculé compte tenu de la capacité utile à stocker, de la tranche morte, éventuellement prévue en fond de retenue pour emmagasiner les dépôts, et de la tranche correspondant aux pertes par évaporation et par infiltration.

$$\text{NNR} = H_m + H_u + H_{\text{evap}} + H_{\text{inf}}$$

- Où : H_m : hauteur de la tranche morte en m,
 H_u : hauteur utile en m,
 H_{evap} : hauteur évaporée en m.

La régularisation nous a donné un niveau normal de retenue de :

$$\text{NNR} = 35 \text{ m}$$

* Charge déversée : h_d

Par le laminage des crues, nous avons trouvé une charge déversée de 2.85 m pour une largeur déversante de 140 m.

$$h_d = 2.85 \text{ m}$$

* **Niveau des plus hautes eaux** : NPHE

C'est le niveau de retenue majoré de la charge sur le déversoir :

$$NPHE = NNR + h_d = 37.85 \text{ m.}$$

* **Revanche** : R

C'est la tranche comprise entre le niveau des plus hautes eaux (NRHE) et la crête du barrage.

Pour la déterminer, nous devons tenir compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau, de la propagation de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celles-ci rencontrent le barrage.

Cette revanche permet d'éviter un éventuel déversement des eaux par la crête du barrage et assure un amortissement des vagues, provoquées par le vent, qui viennent s'y déferler.

a) **Formule de Dery** :

$$R = 0.75 H_v + V^2/2g$$

Où : R : revanche (m)

H_v : hauteur des vagues (m)

V : vitesse des vagues (m/s).

Détermination de H_v :

Il existe plusieurs formules qui permettent d'évaluer la hauteur des vagues en fonction de la longueur du plan d'eau ou "Fetch" et de la vitesse du vent.

*) **Formule de Stevenson** :

Stevenson a donné 2 formules en fonction de la valeur du Fetch F.

Pour : $F > 18 \text{ km}$

$$H_v = 0.34 \times F \quad (1)$$

Pour : $F < 18 \text{ km}$

$$H_v = 0.75 + 0.34 \sqrt{F} - 0.26 \sqrt{F} \quad (2).$$

Où : F : Fetch (Km) ; c'est la longueur séparant la crête du barrage et le point le plus éloigné de la retenue suivant la direction du vent prédominante.

Nous avons : $F = 3$ km.

D'où : (2) $\Rightarrow H_v = 0.89$ m

***) Formule de Molitor :**

$$\text{Pour } F < 30 \text{ km, } H_v = 0.75 + 0.032 \sqrt{W * F} - 0.27 \sqrt[4]{F}$$

Où : $F = 3$ km , Fetch.

Et : W = vitesse du vent maximale (km/h).

$$W = 25 \text{ m/s} = 90 \text{ km/h}$$

Donc : $H_v = 0.92$ m

***) Formule de Mallet Paquant :**

$$H_v = 0.5 + \frac{1}{3} F$$

avec : $F = 3$ km

donc : $H_v = 1.08$ m.

Détermination de la vitesse des vagues :

La vitesse de propagation des vagues peut être évaluée par la formule de Gaillard:

$$V = 1.5 + 2 * H_v.$$

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

H_v : hauteur des vagues calculées par les formules précédentes (m).

Finalement, pour tenir compte de l'effet des vagues, la revanche sera prise égale à :

$$R = 0.75 H_v + \frac{V^2}{2g}$$

Où : H_v : hauteur de vagues (m)

$\frac{V^2}{2g}$: effet de la projection des vagues vers le haut du parement *amont du barrage* (m).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Formules	Hauteur des vagues H_v (m)	Vitesse des vagues V (m/s)	Revanche R (m)
Stevenson	0.89	3.28	1.21
Moliton	0.92	3.34	1.26
Mallet - Paquant	1.08	3.66	1.49

b) Formule simplifiée :

$$R = 1 + 0.3 \sqrt{F}$$

Où : $F = 3$ km

Donc : $R = 1.52$ m.

Remarque : La revanche doit permettre de compenser le tassement du barrage après sa réalisation.

Dans de bonnes conditions de construction, le tassement est inférieur à 1% de la hauteur du barrage après construction.

La revanche constitue une sécurité en cas de montée accidentelle du plan d'eau au-dessus de la côte prévue des PHE par suite de l'incertitude dans l'estimation des crues.

Conclusion :

Pour toutes ces considérations, nous prendrons une valeur moyenne :

$$R = 1.4 \text{ m.}$$

En plus de cette revanche, nous pensons une hauteur de sécurité h_s

Le niveau de crête du barrage ~~Ne~~ sera égal à :

$$N_c = NNR + H_s$$

$$\text{Où : } H_s = h_d + R + h_s$$

avec : h_d : hauteur deversée = 2.85 m

R : revanche = 1.4 m

h_s : hauteur de sécurité (m).

H_s : hauteur donnée en fonction de la nature du barrage et de sa hauteur c-à-d de la classe du barrage.

Dans notre cas, le barrage est de classe II.

Donc : $H_s = 5$ à 6 m , nous prenons $H_s = 5$ m

Nous avons : $H_s = h_d + R + h_s = 5 \Rightarrow h_s = 5 - 2.85 - 1.4 = 0.75$

D'où : $h_s = 0.75$ m.

Par suite : $N_c = NNR + H_s = 35 + 5 = 40$ m.

et : la hauteur du barrage par rapport au niveau du thalweg est :

$$H_b = N_c - NTN$$

Où : H_b = hauteur nette du barrage (m)

N_c = niveau de la crête du barrage (m)

NTN = niveau du terrain naturel (m).

Donc : $H_b = 40 - 2 = 38$ m

Conclusion :

Notre barrage aura une hauteur de 38 m avec un niveau normal de retenue de 35m.

2. Longueur de la crête du barrage :

Elle est tirée directement du plan topographique à l'échelle 1/1000 suivant l'axe du barrage :

$$L_{cr} = 295 \text{ m}$$

3. Largeur en crête du barrage

Pour un barrage en terre, elle doit être suffisante pour qu'il n'y ait pas de circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien. Elle tient compte des risques sismiques.

En pratique elle n'est jamais inférieure à 3 mètres.

Plusieurs formules permettent son calcul :

a - Formule de Knappen :

$$l = 1.65 \sqrt{H_b}$$

Où : l : largeur en crête du barrage (m)

H_b : hauteur nette du barrage (m) = 38 m

AN : $l = 10.11$ m

b - Formule de Preece :

$$l = 1.1 \sqrt{H_b} + 1$$

AN : $l = 7.78$ m

c - Formule simplifiée :

$$l = 3.6 \sqrt[3]{H_b} - 3$$

AN : $l = 9.1$ m

d - Formule de recherche :

$$l = \frac{H_b}{5} + 3$$

AN : $l = 10.6$ m

Conclusion :

Nous prévoyons que la crête du barrage sera utilisée comme route qui remplacera les routes en amont du barrage qui seront détournées.

Cette route permettra le passage de la rive gauche à la rive droite

Donc : $l = 10 \text{ m.}$

4. Pentes des talus :

Les pentes des talus d'un barrage en terre peuvent être déterminées de deux manières différentes, à savoir :

a - grâce à un tableau où sont données les pentes en fonction du type du barrage et de sa hauteur.

b - par une méthode dite pseudo-statique de l'équilibre d'une pierre posée sur le talus aval sollicitée dans les conditions les plus défavorables où sont appliquées respectivement :

- les forces sismiques,
- le poids propre de la pierre.

a) Pentes données par la table :

Hauteur de la digue (m)	Type de la digue	Pertes des parements	
		Amont	Aval
3 à 5 m	1- Homogène	1/2.5	1/2.0
	2- Zoné	1/2.0	1/2.0
5 à 10 m	1- Homogène à granulométrie étendue	1/2.0	1/2.0
	2- Homogène à fort % d'argile	1/2.5	1/2.0
	3 - Zoné	1/2.0	1/2.0
10 à 20 m	1- Homogène à granulométrie étendue	1/2.0	1/2.0
	2- Homogène à fort % d'argile	1/2.5	1/2.5
	3 - Zoné	1/2.0	1/2.5
	1- Homogène à granulométrie étendue	1/2.0	1/2.5
	2- Homogène à fort % d'argile	1/2.5	1/2.5
	3 - Zoné	1/2.0	1/3.0

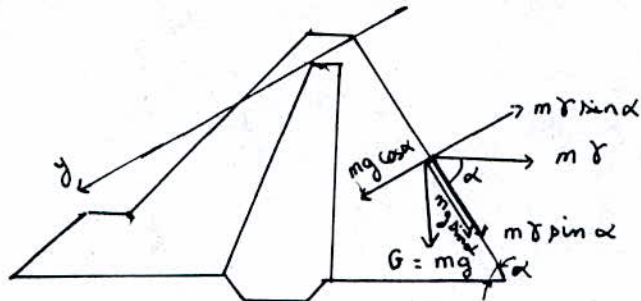
Les pentes optimales dans le cas de notre barrage seront :

Amont = 1/3.5; puisque $H_b = 38 \text{ m} > 20\text{m}$
Aval = 1/3.0 ; et c'est un barrage homogène à noyau d'argile.

b) Méthode pseudo-statique :

Soit une pierre reposant sur le talus aval .

Cette pierre est soumise à son poids propre et à des forces dynamiques dues aux séismes.



Où : $G = m.g$, poids de la pierre
 $\gamma = a.g$, force dynamique due au seisme.

Nous distinguons 2 sortes de forces :

* Forces passives : ΣF_p

Ce sont des forces qui tendent à stabiliser la pierre.

$$\Sigma F_p = mg \cos \alpha - m\gamma \sin \alpha = mg \cos \alpha - m a g \sin \alpha$$

Où : $mg \cos \alpha$: projection horizontale du poids G de la pierre
 $m\gamma \sin \alpha$: projection horizontale de la force sismique.

* Forces actives : ΣF_a

Ce sont des forces qui tendent à destabiliser la pierre.

$$\Sigma F_a = m \gamma \cos \alpha + mg \sin \alpha = m.a.g.\cos \alpha + mg \sin \alpha$$

Où : $mg \sin \alpha$: projection verticale du poids G
 $m \gamma \cos \alpha$: projection verticale de la force sismique

α : angle formé par le talus aval et le sol de fondation.

Pour que la pierre reste en équilibre sur le talus il faut que :

$$\Sigma F_a / \Sigma F_p \geq \Sigma K_{adm} / f$$

Où : K : Coefficient de sécurité admissible dans les conditions de calcul.

Il est donné dans le tableau suivant :

Conditions de Calcul	Kadm
Conditions normales d'exploitation + sollicitation au tremblement de terre	1.05
Condition normale d'exploitation	01.5
Vidange rapide du barrage	1.3

Nous prenons $K_{adm} = 1.05$, cas le plus défavorable.

et : f : coefficient de frottement il est égal à $\text{tg } \varphi$ où φ est l'angle de frottement du matériaux formant la recharge du talus aval.

nous avons $\varphi = 25^\circ \Rightarrow f = \text{tg } 25 = 0.466$

$$\text{Donc } \frac{\sum F_p}{\sum F_a} \leq \frac{K_{adm}}{\text{tg } \varphi} \Leftrightarrow \frac{mg \cos \alpha - m a g \sin \alpha}{m a g \cos \alpha + m g \sin \alpha} \leq \frac{K_{adm}}{\text{tg } \varphi}$$

$$\Leftrightarrow \frac{\cos \alpha - a \sin \alpha}{a \cos \alpha + \sin \alpha} \leq \frac{K_{adm}}{\text{tg } \varphi}$$

$$\Leftrightarrow \frac{1 - a \text{tg } \alpha}{a + \text{tg } \alpha} \leq \frac{K_{adm}}{\text{tg } \varphi}$$

$$\text{D'où : } \text{tg } \alpha \geq \frac{\text{tg } \varphi - a K_{adm}}{K_{adm} + a \text{tg } \varphi}$$

où : φ : angle de frottement = 25°

K_{adm} : coefficient de sécurité = 1.05

a : Rapport d'accélération sismique à la pesanteur g . Il est donné en fonction de la classe du séisme.

Nous avons

Classe I : forte sismicité $a = 0.25 \div 0.35$

Classe II : Moyenne sismicité $a = 0.15 \div 0.25$

Classe III : faible sismicité $a = 0.10 \div 0.15$

La basse Kabylie est une région de faible à moyenne sismicité.

Donc : $a = 0.15$

Par suite : $(\text{tg } \alpha)_{\text{aval}} \cong \frac{\text{tg}(25) - 0.15(1.05)}{1.05 + 0.15 \cdot \text{tg}(25)} = 0.276.$

or : $\frac{1}{\lambda} = (\text{tg } \alpha)_{\text{aval}}, m = \frac{1}{\lambda}$: pente du talus aval

Donc : $\lambda \cong 3.6$, nous prendrons $\lambda = 3.5$

ce qui donnerait une pente $m_1 = \frac{1}{\lambda} = \frac{1}{3.5}$

pour le talus amont : $m_2 = \frac{1}{\lambda_1}$ avec : $\frac{1}{\lambda_1} = 1.1(\text{tg } \alpha)_{\text{aval}}$.

$$\Rightarrow (\text{tg } \alpha)_{\text{amont}} = 1.1 * (0.276) = 0.304.$$

Donc : $(\text{tg } \alpha)_{\text{amont}} = 0.304 \Rightarrow \lambda_1 = \frac{1}{(\text{tg } \alpha)_{\text{amont}}} = \frac{1}{0.304} = 3.29.$

Nous prendrons : $\lambda_1 = 3.5.$

Par suite :

Talus amont $m_2 = \frac{1}{\lambda_1} = \frac{1}{3.5}$

Talus aval $m_1 = \frac{1}{\lambda} = \frac{1}{3.5}$.

Conclusion

Les pentes finales des talus seront connues après l'étude de stabilité.

5- Bermes

Les bermes ont pour rôle d'augmenter la stabilité de la digue et de permettre la circulation des engins pendant la construction, l'entretien et l'auscultation des talus durant l'exploitation.

Nous prévoyons (03) bermes sur le talus aval et une seule sur le talus amont. Les côtes sont indiquées sur la planche (2).

6- Protection des talus

Les pentes d'un barrage en terre sont sensibles :

- à l'érosion dûe au ruissellement des eaux de pluies.
- aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage,
- en ce qui concerne le parement amont, à l'attaque des vagues.

il y a donc lieu, en général, de prévoir une protection des talus.

a) Talus amont

Pour protéger le talus amont contre le déferlement des vagues et contre les averses violentes, on prévoit, généralement, un revêtement de protection.

Ce dernier peut-être du béton, du béton armé ou des enrochements.

Cette protection est destinée à éviter que les matériaux terreux qui constituent le barrage ne soient érodés par les vagues qui se forment notamment dans la partie supérieure de la retenue sous l'action du vent.

Dans notre cas, nous choisissons une protection en enrochement pour deux (02) raisons :

- Le temps de réalisation relativement court.
- plus économique que les deux autres, vu que les enrocheents sont disponibles en grandes quantités et sont proches de notre site.

L'épaisseur des enrochements varie de 0.3 à 1 m.

Pour notre barrage, nous choisirons un enrochement de 1 m d'épaisseur et afin d'éviter le risque d'entraînement des particules à travers les vides de cet enrochement, nous placerons entre ce dernier et la recharge une couche drainante de 0.5m d'épaisseur.

Remarque : Il est recommandé que les éléments de l'enrochement doivent être tels que 50 % des pierres aient un diamètre supérieur à 20 cm, les éléments les plus fins n'ayant pas un diamètre supérieur à 10 cm.

b) Talus aval :

Il sera protégé contre l'érosion par une couche de 1.0 m d'épaisseur de galets provenant de la rivière.

VI.5.7 Organe d'étanchéité

L'étanchéité sera assurée par le noyau qui sera composé d'argile silteux provenant des terraces alluvionnaires imperméable et inséré entre les recharges alluvionnaires qui constituent l'organe de stabilité

1 Dimensionnement du noyau

1.a- Niveau de crête du noyau NC_N

En général, il est égal à la crête du barrage diminuée de 1 m.

or : $NC_L = 40$ m (niveau de crête du barrage)

donc : $NC_N = 40 - 1 = 39$ m.

1.b. Hauteur du noyau H_N

Elle est égale au niveau de crête du noyau privé de la côte du terrain naturel:

$H_N = 39 - 2 = 37$ m.

1.c. Largeur de la crête du noyau : l_c

$$l_c = [1/7 + 1/3] H_b$$

où H_b : hauteur du barrage = 38 m

donc $l_c = [5.43 + 12.67]$ m

Nous prendrons une largeur en crête de **6** m.

1.d. Largeur à la base du noyau : l_b

Elle est donnée par la condition suivante :

$$I = \Delta h / l_b \leq I_{adm}$$

où I : gradient hydraulique

l_b : Largeur à la base

I_{adm} : gradient hydraulique admissible déterminé à partir du tableau. 1

$$\Delta h = H_1 - H_2 \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} H_1 : \text{charge à l'entrée du massif} = 35 \text{ m} \\ H_2 : \text{charge à la sortie (} H_2 = 0 \text{)} : \text{charge à l'aval} \end{array} \right.$$

Donc $\Delta h = 35 \text{ m}$

Tableau 1

Nature du noyau	Classe du barrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.60	1.80	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable fin	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Dans notre cas $I_{adm} = 1.6$

Donc : $I = \Delta H / l_b \leq 1.6$

$$\Leftrightarrow l_b \geq \Delta H / 1.6 \Rightarrow l_b \geq 21.87 \text{ m}$$

Puisque l'argile qui forme le noyau est très imperméable ($K = 10^{-10} \text{ m/s}$), nous prendrons une pente de 0.15 (amont et aval).

Cette valeur est prise à partir du tableau suivant n° 2

Valeur de K (m/s)	Pente
$K > 10^{-10}$	1/0.15
$10^{-10} < K < 10^{-9}$	1/0.15 ÷ 1/0.2
$10^{-9} < K < 10^{-8}$	1/0.2 ÷ 1/0.3
$10^{-8} < K < 10^{-7}$	1/0.3 ÷ 1/0.4
$K > 10^{-7}$	1/0.5
$K = 10^{-7}$	Barrage homogène

nous avons :

$$m'_1 = m'_2 = (l_b - l_c) / 2 \times H_n$$

- où :
- m'_1 : pente du talus amont du noyau = 0.15
 - m'_2 : pente du talus aval du noyau = 0.15
 - l_c : largeur en crête du noyau (m) = 7 m
 - l_b : largeur à la base du noyau (m)
 - H_n : Hauteur du noyau 37 m

D'où : $l_b = 18$ m.

Nous prendrons une largeur à la base de 18 m

1.e- Largeur moyenne du noyau

$$l_m = (l_b + l_c) / 2 = (18 + 7) / 2 = 12.5 \text{ m}$$

DRAIN ET FILTRES

Ce sont des organes faisant partie du corps du barrage.

1 - Drain :

C'est un organe qui évacue les eaux provenant d'une infiltration à travers le massif ou d'un ressuyage.

Pour intercepter ces eaux, nous disposerons, au contact du massif avec la fondation, un tapis drainant qui rabattra la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Ce drain débouchera sur un prisme de drainage qui renforcera la stabilité du talus aval grâce à une bonne résistance au cisaillement des sols constitutifs.

Ce prisme se termine lui même sur une brèche en béton de forme triangulaire.

Les eaux recueillies au pied du talus seront acheminées dans des buses traversant la brèche au pied du barrage.

Dimensionnement du prisme :

Le prisme est construit dans la partie inférieure du talus aval. Il est constitué d'encrochements et est protégé d'un filtre inversé.

a - Hauteur du prisme :

La hauteur du prisme est donnée en fonction de la hauteur du barrage :

$$H_{dr} = (0.15 + 0.2)H_b = (5.7 + 7.6) \text{ m}$$

Nous prendrons : $H_{dr} = 6 \text{ m}$.

b - Largeur du prisme :

Elle est établie en fonction de l'exécution des travaux. Elle ne doit pas être inférieure à 1m :

$$b_{dr} = \left(\frac{1}{4} + \frac{1}{3} \right) H_{dr} = (1.5 + 2) \text{ m}$$

Nous prenons une largeur de 4 m pour l'utiliser comme 1ere berme du talus aval.

c - Pentes du prisme :

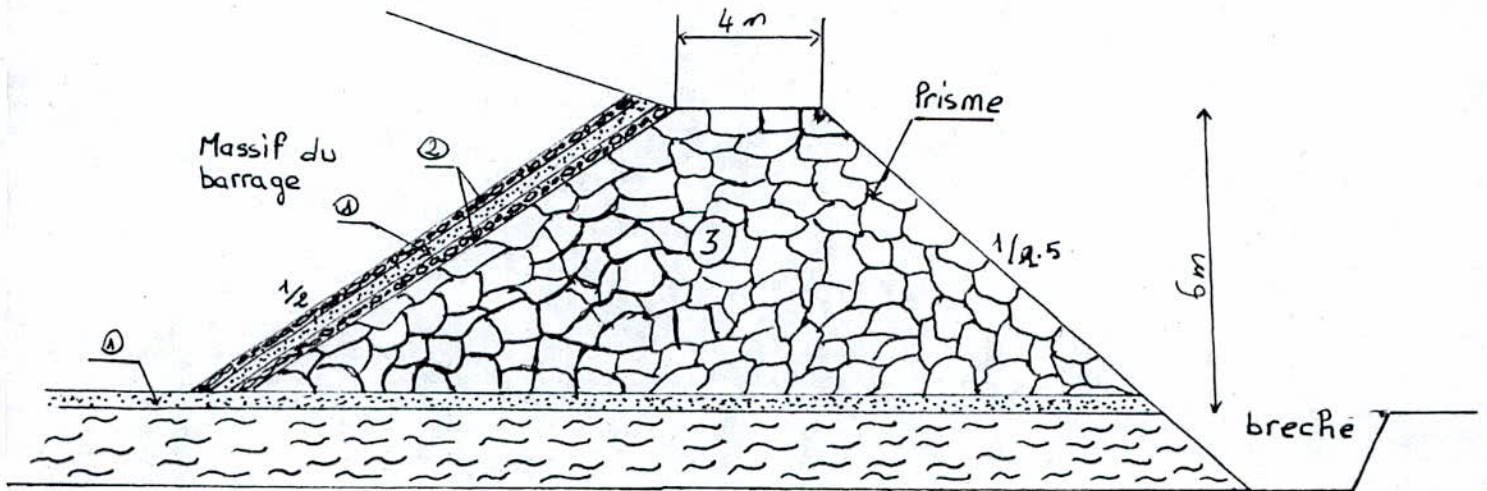
$$\text{Pente aval} : m_1 = 1 + 1.75$$

$$\text{Pente amont} : m_2 = 1.5 + 2.5$$

Nous prendrons $m_1 = 1.5$
 $m_2 = 2.0$

Remarque : Le tapis drainant aura une épaisseur de 0.5 m, tandis que le filtre inversé protégeant le prisme aura 3 couches de filtres de 0.5 m chacune, comme montré dans la fig.()

Schéma représentatif d'un drain :



Où :

- 1 : couche de sable fin.
- 2 : couche de gravier et de sable moyen.
- 3 : enrochement.

2. Filtres :

- Ils permettent de réduire les risques de sous pressions.
- Ils empêchent le colmatage du drain.
- Ils drainent les eaux (s'ils sont interposés entre le noyau et recharge).
- Ils évitent le renards le long des chemins d'infiltration de grande perméabilité.
- Ils rabattent la ligne phréatique en vue d'éviter l'émergence sur le talus aval.

Les filtres sont idéalement constitués de minces couches de matériaux (sable – gravier) où le diamètre augmente dans le sens contraire de l'écoulement.

Il ne faut pas que les propres grains du filtre puissent être emportés à travers les trous des drains où les vides d'enrochements situés à l'aval du filtre, par rapport au matériau de base.

Nous désignerons par D et d les dimensions des grains du filtre et du matériau de base, qui sur la couche correspondent au point d'ordonnée X %.

La détermination du filtre se fera sur la base des critères suivants :

Critère 1 : Terzaghi préconise que :

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 4.$$

où : D : diamètre du sol protégeant.

d : diamètre du sol protégé.

Ce critère vise à donner aux matériaux une perméabilité suffisante pour éviter la remise en charge du drain et pour filtrer.

Critère 2 :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 4 \quad \text{Terzaghi}$$

Il assure que les particules fines du sol ne soient emportées à travers le filtre.

Critère 3 :

$$\frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 25 \quad \text{US Army Corps of Engineers}$$

Il assure un certain parallélisme des courbes granulométriques.

Détermination des filtres :

1-) Vérification des conditions de granulométrie entre le noyau et la recharge :

Critère 1 :

$$\frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 25.$$

où : D₅₀ : diamètre du sol protégeant = 0.375 mm

d₅₀ : diamètre du sol protégé = 0.0059 mm

D'où :

$$\frac{D_{50}}{d_{50}} = \frac{0.375}{0.0059} = 63.56 > 25$$

Donc : Il est nécessaire d'interposer un filtre entre le noyau et la recharge.

Détermination du fuseau du filtre (1) :

$$* \frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 25 \Rightarrow D_{50} \leq 25 \times d_{50}$$

$$\text{avec : } d_{50} = 0.0059 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } D_{50} \leq 25 \times 0.0059 = 0.147 \text{ mm}$$

$$* \frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 4 \Rightarrow D_{15} \leq 4 \times d_{85}$$

$$\text{avec : } d_{85} = 0.023 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } D_{15} \leq 4 \times 0.023 = 0.092 \text{ mm}$$

$$* \frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 4 \Rightarrow D_{15} \geq 4 \times d_{15}$$

$$\text{avec : } d_{15} = 2.5 \times 10^{-4} \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } D_{15} \geq 4 \times 2.5 \times 10^{-4} = 0.001 \text{ mm}$$

Ayant tracer le fuseau du filtre (1), nous traçons la courbe granulométrique du filtre (1).

Nous devons vérifier que le filtre (1) répond à la condition d'absence du renard donnée par la méthode de Ving (ex URSS) à savoir :

$$\frac{D_{15}}{D_{17}} > 0.32 \sqrt[3]{Z} (1 + 0.05 \times Z) \frac{n}{1-n} \quad (1)$$

où :) Z : coefficient d'uniformité = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$.

$$D_{60} = 0.09 \text{ mm et } D_{10} = 0.068 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } Z = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.09}{0.068} = 1.32.$$

et : $n = 0.4 - 0.1 \cdot \ln Z = 0.37$.

D'où :

$$(1) \Rightarrow \frac{D_{15}}{D_{17}} > 0.21$$

or : $D_{15} = 0.068 \text{ mm}$
 $D_{17} = 0.07 \text{ mm}$

Donc : $\frac{D_{15}}{D_{17}} = \frac{0.068}{0.07} = 0.97 > 0.21$, condition vérifiée.

2) - Vérification des conditions de granulométrie entre le filtre (1) et la recharge.

$$\frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 25 \quad \text{avec : } D_{50} = 0.08 \text{ mm et } d_{50} = 0.0023 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 0.375 \text{ mm.}$$

Donc : $\frac{D_{50}}{d_{50}} = \frac{0.375}{0.0023} = 163.04 > 25$

Il est nécessaire d'interposer un second filtre entre le noyau et la recharge.

Détermination du fuseau du filtre (2) :

$$* \frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 25 \Rightarrow D_{50} \leq 25 \times d_{50}$$

avec : $d_{50} = 0.08 \text{ mm}$

Donc : $D_{50} \leq 25 \times 0.08 = 2 \text{ mm}$

$$* \frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 4 \Rightarrow D_{15} \leq 4 \times d_{85}$$

avec : $d_{85} = 0.1 \text{ mm}$
 Donc : $D_{15} \leq 4 \times 0.1 = 0.4 \text{ mm}$

$$* \frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 4 \quad \Rightarrow \quad D_{15} \geq 4 \times d_{15}$$

avec : $d_{15} = 0.068 \text{ mm}$
 Donc : $D_{15} \geq 4 \times 0.068 = 0.272 \text{ mm.}$

Après avoir tracer le fuseau, donc le filtre 2, nous devons vérifier l'absence du renard :

$$\frac{D_{15}}{D_{17}} > 0.32 \sqrt[3]{Z} (1 + 0.05 \times Z) \frac{n}{1-n}$$

Où : $Z = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1.28}{0.375} = 3.41$

$$n = 0.277$$

Donc : $\frac{D_{15}}{D_{17}} > 0.176$

D'où : $\frac{D_{15}}{D_{17}} = \frac{0.415}{0.435} = 0.95 > 0.176$, condition vérifiée.

3) - Vérification des conditions de granulométrie entre le filtre (2) et la recharge.

$$\frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 25 \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} D_{50} = 3.5 \text{ mm} \\ d_{50} = 1.00 \text{ mm.} \end{array}$$

Donc :
$$\frac{D_{50}}{d_{50}} = \frac{3.5}{1.00} = 3.5 < 25, \text{ vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de poser un 3eme filtre entre le noyau et la recharge.

Vérifions l'absence du renard dans le 2 eme filtre :

$$\frac{D_{15}}{D_{17}} > 0.32 \sqrt{Z} (1 + 0.05 \times Z) \frac{n}{1-n}$$

avec :
$$Z = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1.33}{0.375} = 3.55$$

$$n = 0.27.$$

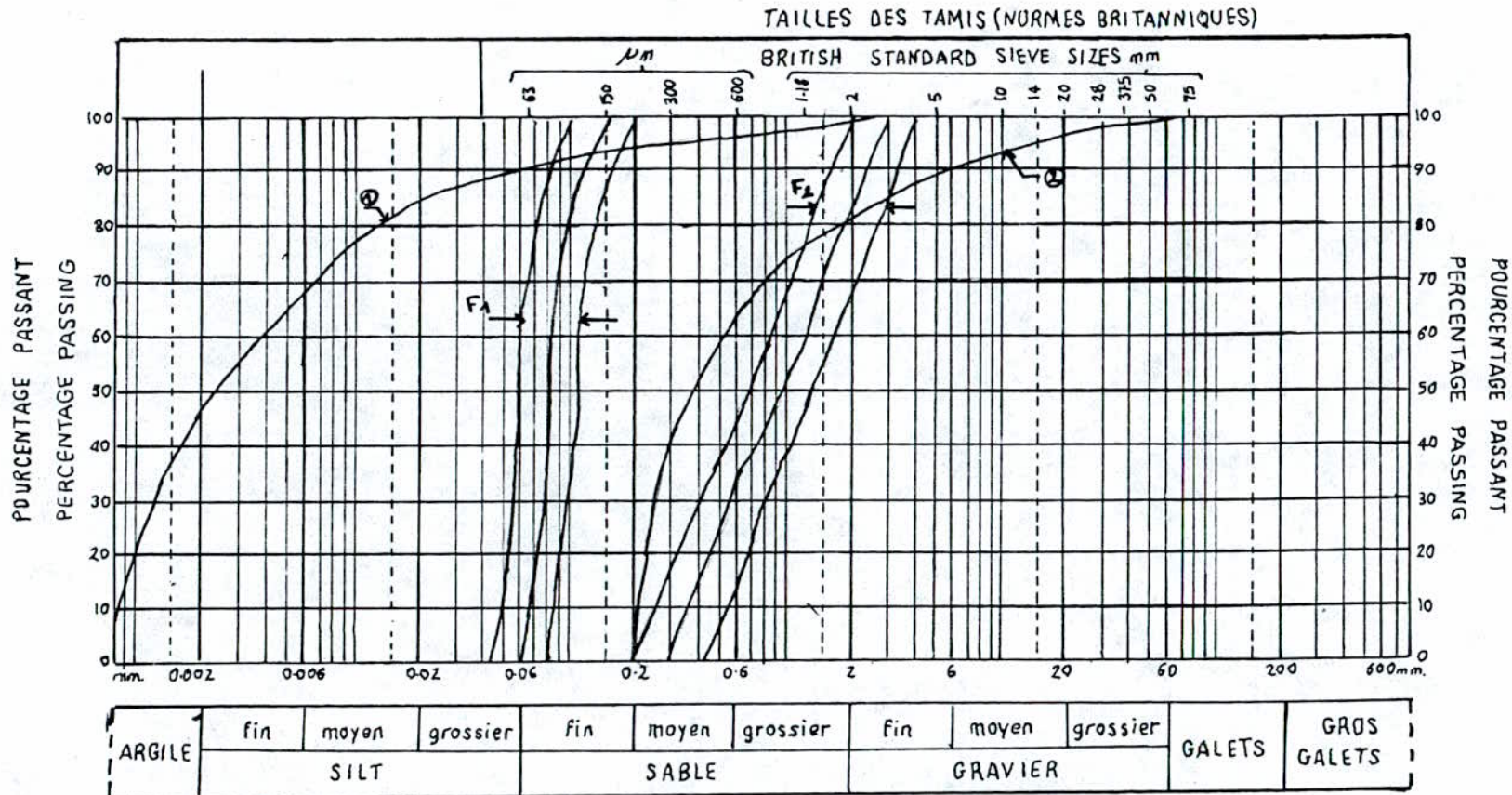
Donc :
$$\frac{D_{15}}{D_{17}} > 0.17$$

or :
$$\frac{D_{15}}{D_{17}} = \frac{0.4}{0.45} = 0.89 > 0.7, \text{ condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Nous optons pour 2 filtres de 2 m de largeur chacun à l'aval et à l'amont du barrage.

- ① Noyau
- ② Recharges
- F₁ Fuseau du 1^{er} Filbre
- F₂ Fuseau du 2^e Filbre



GRANULOMETRIE

ETUDE DES INFILTRATIONS

Introduction:

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltration d'eau. L'étude des infiltrations doit permettre de déterminer les éléments suivants :

- la ligne phréatique du massif du barrage, qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle. Cette ligne délimite la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau du barrage.
- le débit de fuite dû aux infiltrations.
- le gradient hydraulique.

VI.6.1 Tracé de la ligne phréatique :

Ce tracé est effectué à partir d'un cas simple théorique étudié par Kozeny. En raison de la grande différence de la perméabilité des recharges et du noyau, l'effet des recharges sur la ligne phréatique est négligeable.

Principe de la méthode :

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

$$(X + y_0)^2 = X^2 + Y^2 \quad \text{où } Y^2 - 2XY - y_0^2 = 0$$

avec :

X et Y sont les coordonnées de la parabole de Kozeny

y_0 : ordonnée de la parabole donnée pour $X=d$ et $Y=H$

$$y_0 = \sqrt{(H^2 + d^2)} - d \quad (\text{voir fig.1})$$

H : hauteur d'eau correspondant au niveau normal de retenue (m)

d : largeur de la base du noyau diminuée de 7/10 de la projection horizontale de la partie mouillée du talus amont (m).

$$d = l_b - 0.7l$$

$$l = m.H$$

$$l_b = 18 \text{ m}$$

$$m = 0.15$$

$$H = 33 \text{ m}$$

l_b : largeur de la base du noyau.

m : fruit du talus du noyau ($m=0.15$).

$$d = 14.53 \text{ m}$$

$$y_0 = 21.53 \text{ m}$$

l'équation de la parabole sera donc :

$$Y = \sqrt{y_0^2 + 2Xy_0} = \sqrt{463.54 + 43.06X}$$

X (m)	-5	-10	0	5	10	15
Y (m)	15.75	5.74	21.53	26.05	29.9	33.3

l'équation polaire de la parabole est :

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

elle permet de déterminer le point d'intersection de la parabole avec le parement aval.

a = distance Ac (voir fig.n° 1)

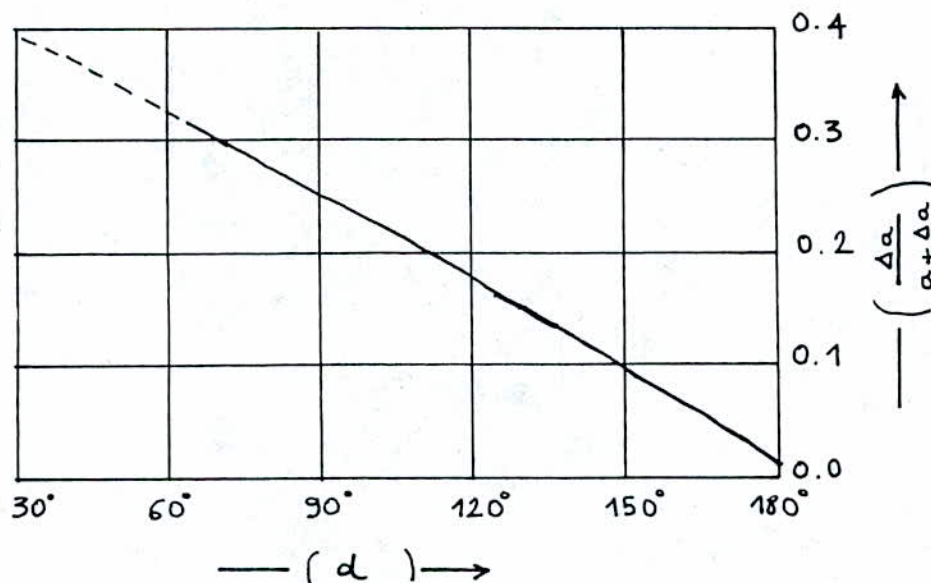
Δa = distance BC

α = angle de la face avale du noyau avec l'horizontale

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{m} \Rightarrow \alpha = 81.47^\circ$$

$$c = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} \quad : \text{déterminé par l'abaque de Casagrande.}$$

l'abaque de Casagrande :



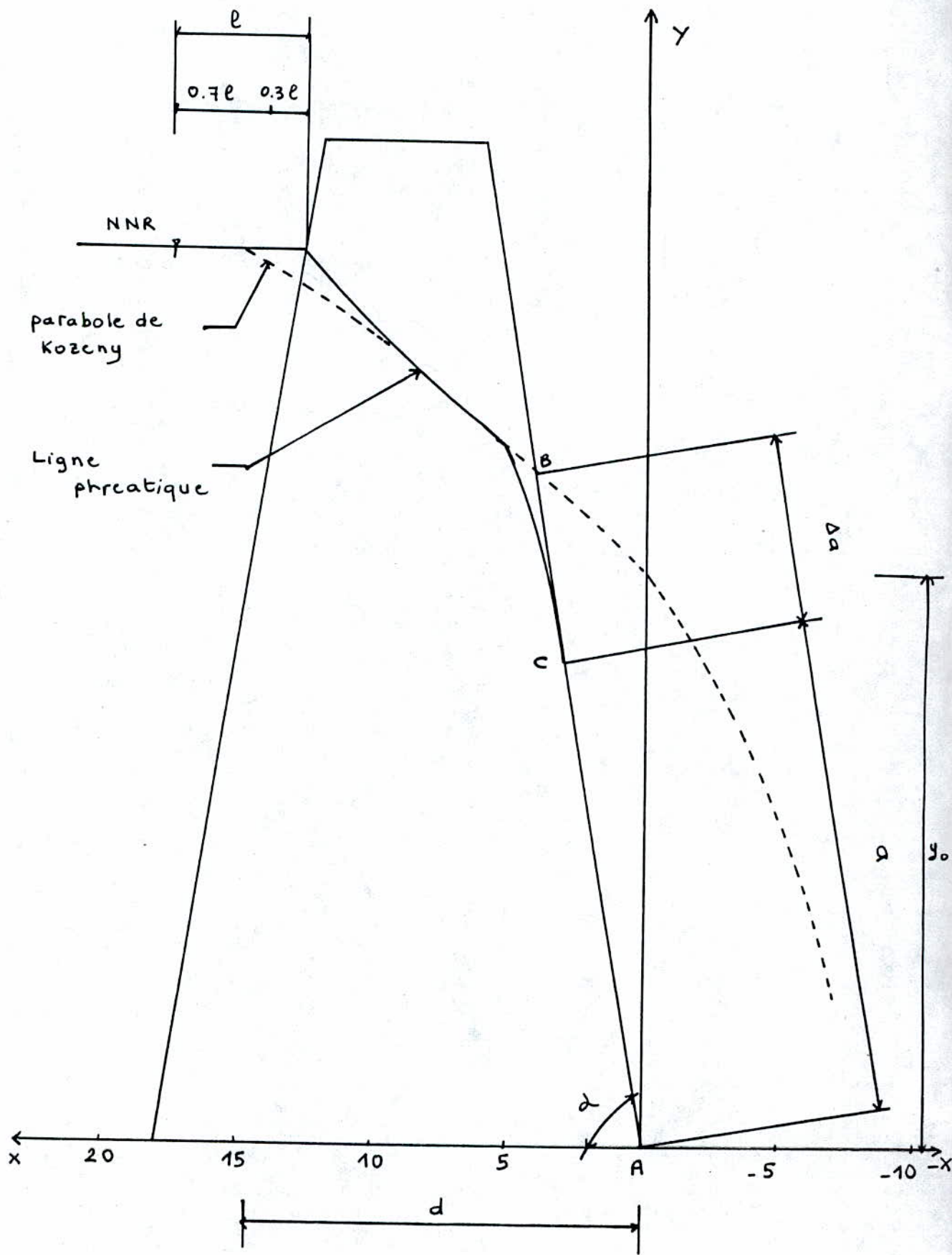


fig 1 Etude d'infiltration

$$a + \Delta a = 25.28 \text{ m}$$

à partir de l'abaque $c = f(\alpha)$ on a : $c = 0.275$

$$\Delta a = 25.28 \times 0.275 = 6.95 \text{ m}$$

$$\alpha = 18.33 \text{ m.}$$

VI.6-2. Calcul du débit de fuite :

Nous calculons le débit de fuite à travers le barrage par l'application de la loi de Darcy :

$$q = ki.A$$

Où :

K : coefficient de perméabilité.

i : gradient hydraulique.

A : aire soumise à l'infiltration.

- Pour $\alpha = 180^\circ$ nous aurons :

$$A = y * 1 = y \quad \text{et } i = \frac{dy}{dx}$$

donc : $q = k.y \cdot \frac{dy}{dx} = k.y_0$ (propriété de la parabole de Kozeny).

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

$$\text{D'où } q = k \sqrt{H^2 + d^2} - d$$

- Pour $30^\circ < \alpha < 180^\circ$, la formule trouvée ci dessus donne une bonne approximation pour le calcul des débits de fuite à travers le barrage.

- Pour $\alpha < 30^\circ$, nous aurons $q = ka \sin^2 \alpha$

$$\text{avec : } a = \sqrt{H^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - H^2 \operatorname{ctg}^2 \alpha}$$

Dans notre cas $30^\circ < \alpha < 180^\circ$, donc nous aurons

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

AN :

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

$$y_0 = 21.53 \text{ m}$$

$$q = 0.21 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

Conclusion :

Le débit de fuite trouvé est très négligeable; le barrage n'aura pas de problèmes d'infiltration.

VI-6-3- Vérification à la résistance à l'infiltration.

Noyau :

après le traçage de la ligne de saturation nous vérifions la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{l_m} \leq I_{adm}$$

I : gradient hydraulique (noyau)

ΔH : perte de charge dans le dispositif d'étanchéité

$$\Delta H = 33 - 18.33 \text{ m}$$

$$\Delta H = 14.67 \text{ m}$$

l_m = largeur moyenne du noyau = 12 m

I_{adm} : gradient hydraulique admissible du noyau donné à partir du tableau suivant :

matériaux du noyau	classe du barrage			
	I	II	II	IV
argile compactée	1,5	1,6	1,85	1,95
limon	1,05	1,15	1,25	1,35
sable moyen	0,7	0,8	0,9	1
sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

$$I_{adm} = 1,6$$

$$14.67$$

$$I = \frac{14.67}{12} = 1,22 < I_{adm}$$

$$12$$

VI-7 ETUDE DE STABILITE

Introduction:

Un barrage en terre est un massif étendu stable contre le déplacement ou le renversement, mais le problème qui se pose est la stabilité du talus contre le glissement. Les causes générales des glissements de terrains étant nombreuses, les plus fréquentes sont :

- modification du régime hydraulique,
- modification des moments moteurs par charge ou décharge,
- altération des caractéristiques du sol au voisinage de la pente,
- le phénomène de fluage.

Il existe plusieurs méthodes de calcul suivant la nature des hypothèses sur les interactions entre les tranches et sur la pression interstitielle :

- méthode des tranches

. Fellenius	$X_n = X_{n+1}$
. Bishop	$X_n \neq X_{n+1}$

- méthode du cercle de frottement
- . Taylor

. La méthode de Taylor suppose une rupture circulaire dans un sol homogène sans circulation d'eau.

. Pour la méthode de Bishop le coefficient de stabilité est fonction de lui-même. Le calcul s'effectue donc par itérations successives. Une première valeur de ce coefficient est évaluée par la méthode de Fellenius.

Principe de la méthode des tranches :

Nous admettons que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire et qu'elle se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface de rupture. Le coefficient de sécurité sera une constante le long de la courbe de rupture.

L'objectif de calcul par la méthode du cercle de rupture consiste en la détermination d'une surface de glissement probable la plus dangereuse suivant laquelle nous calculons les forces réactives et actives ou les moments de ces forces par rapport au centre du cercle de rupture et nous établissons le coefficient K_s comme étant le rapport de ces forces ou de leurs moments. Ayant K_s nous le comparons au K_{adm} donné dans le tableau suivant :

Cas de charge	coefficient de stabilité admissible
conditions normales d'exploitation + sollicitations tremblement de terre	1.05
vidange rapide	1.3
conditions normales d'exploitation	1.5

Si le talus n'est pas stable, nous l'adoucisons ou nous abaissons la ligne phréatique à l'aide d'un drainage supplémentaire.

Ordre de calcul :

- tracer à l'échelle le profil de la digue. Nous devons d'abord trouver la zone des centres de glissement probables les plus dangereux en utilisant la méthode de "Fondecy"
- tracer deux lignes au milieu M_0 du talus :
 - . la première verticale
 - . la deuxième avec un angle de 85° par rapport à la ligne du talus moyen
- tracer deux cercles permettant de délimiter la zone probable d'après les rayons définis dans le tableau suivant.:

Pente	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$K_1=R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.20	3.00
$K_2=R_2/H_b$	1.5	1.75	2.30	3.75	4.80	5.50

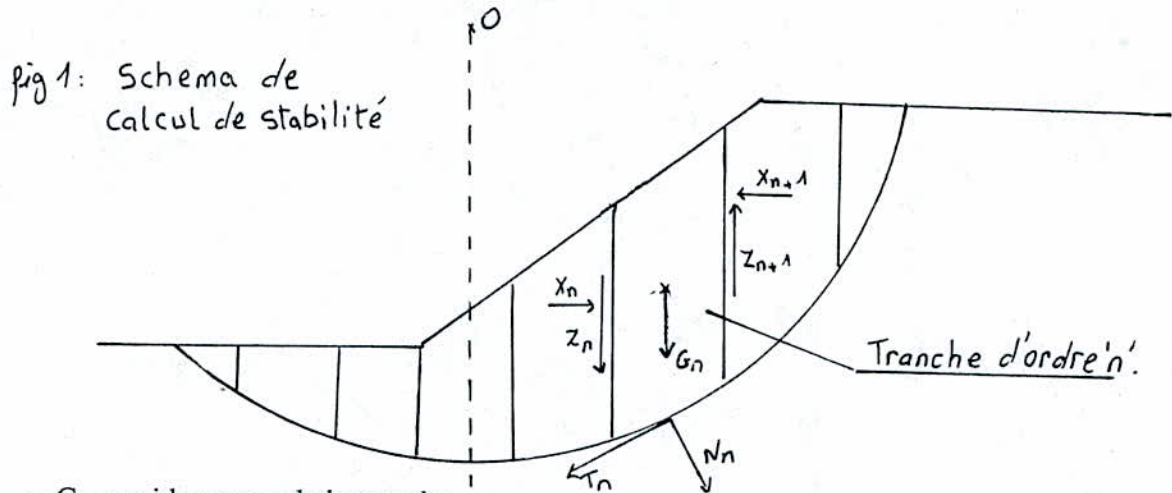
Donc :

rayon minimal $R_1 = K_1.H_b$
 rayon maximal $R_2 = K_2.H_b$

- La zone de disposition des centres des cercles de glissements déterminées, partager la zone de rupture en tranches verticales de largeur b ; La verticale menée du centre passera au milieu de la tranche d'ordre zero.

- On compose l'équation des moments des efforts agissants sur les tranches par rapport au centre "O"

une tranche n sera soumise aux forces suivantes : (voir fig. n° 1)



- G_n : poids propre de la tranche
- N_n : composante normale de G_n
- T_n : composante tangentielle de G_n
- les forces intertranches X_n, X_{n+1} ,
- forces de pression interstitielle Pdl
- cdl force de cohésion

où "dl" est la portion du cercle de glissement intercepté par la tranche

"c" est la cohésion du matériau

Le coefficient de sécurité est le rapport entre la somme des moments des forces stabilisatrices et la somme des moments des forces motrices.

$$K_s = \frac{\sum \Pi_{resistants}}{\sum \Pi_{moteurs}}$$

$$K_s = \frac{\sum (N - Pdl) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i dl}{\sum T_n}$$

en considérant les forces sismiques l'expression de K_s sera :

$$K_s = \frac{\sum (N - Pdl) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i dl}{\sum T_n + \sum \frac{a}{R} G_n d_n}$$

Où :

a : coefficient sismique ($a = 0.15$)

d_n : bras de levier de la force sismique.

$G_n = b_n (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$

γ_1 = poids volumique de la recharge

γ_2 = poids volumique du noyau

h_1 = hauteur moyenne de la recharge

h_2 = hauteur moyenne du noyau

$$N_n = G_n \cos \alpha_n$$

$$T_n = G_n \sin \alpha_n$$

$$d_l = \frac{b_n}{\cos \alpha_n}$$

Application

Nature)	c(t/m ²)	Q	(t/m ³)	sat (t/m ³)
Argile	6	22	2.6	2.75
recharge (alluvions)	1.5	25	1.6	1.85

Le calcul de stabilité par la méthode de Fellenius a été effectué en considérant les cas suivants :

a - talus amont :

fin de construction : sans et avec seisme

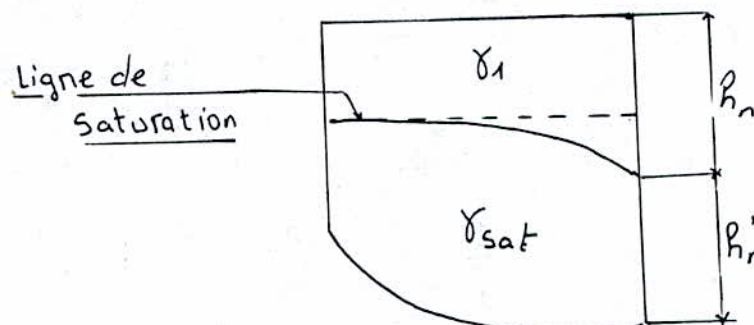
Vidange rapide : sans et avec seisme

b - talus aval :

fin de construction : sans et avec seisme

exploitation normale : sans et avec séisme

Vidange rapide



$$G_n = (\gamma h_n + \gamma_{sat} h'_n) b_n$$

h_n : hauteur moyenne de la partie sèche

h' : hauteur moyenne de la partie humide

$$P = \gamma_e h'_n \quad \text{avec} \quad \gamma_e = \gamma_{\text{eau}} = 1 \text{t/m}^3$$

Les détails de calcul sont dans les tableaux de l'annexe ainsi que les schémas correspondants .

Résultats

cas de charges	R (m)		Ks			
	talus amont	talus aval	talus amont		talus aval	
			sans séisme	avec séisme	Sans séisme	avec séisme
Fin de construction	95	115	2.15	1.41	1.96	1.33
	86	98	2.18	1.43	2.10	1.33
	106	80	2.20	1.45	2.08	1.38
En exploitation		123			2.16	1.46
		100			1.96	1.31
		110			2.03	1.636
Vidange rapide	109		1.98	1.31		
	106		1.78	1.17		
	94		1.57	1.03		

Conclusion :

les coefficients de stabilité sont dans les normes, donc la stabilité du massif est vérifié dans tous les cas de charge.

CHAPITRE VII

Ouvrages annexes

I - DERIVATION PROVISOIRE ET BATARDEAU

Le chantier du barrage doit être mis à sec pendant la construction du massif. pour cela, nous devons aménager des ouvrages de dérivation des eaux de l'oued.

Sur l'axe considéré pour l'étude de faisabilité du site de Takdempt, le tronçon du lit de l'oued a une largeur d'environ 1250 m.

Pour des raisons économiques, nous ne prévoyons pas de batardeau à l'amont de la dérivation.

La conduite de dérivation va être placée sur la rive droite du barrage et sera utilisée comme vidange de fond ultérieurement.

Son diamètre est fixé à 8 m.

II - EVACUATEUR DES CRUES

Introduction :

La submersion d'un barrage en terre, au passage d'une crue, est toujours un phénomène particulièrement dangereux.

Pour remédier à un tel risque, on réalise un ouvrage évacuateur.

1. Définition d'un évacuateur :

L'évacuateur est l'organe associé à un barrage de retenue destiné à permettre le passage des débits de crues dans des conditions telles que le barrage ne soit endommagé ni par submersion ni par affouillements

2. Différents types d'évacuateurs :

Nous distinguons deux types d'évacuateurs :

- a - Evacuateurs à ciel ouvert.
- b - Evacuateurs de profondeur.

a - Evacuateur à ciel ouvert :

Ce type d'évacuateur présente les avantages suivants :

- grande sécurité pour le barrage.
- commodité et facilité de l'exécution des travaux de construction et de réparation.
- accès facile à n'importe quelle période de l'année.
- techniques de réalisations simples.
- en cas de forte crues de débits supérieurs au débit de la crue de projet, les débordements et la affouillements éventuels n'atteindront pas le barrage et seront, généralement, limités.

b - Evacuateurs de profondeur :

- la réalisation d'un puits et d'une galerie de grands diamètres reste toujours difficile vue l'importance du volume d'excavation.
- moins de sécurité en service en cas de l'évacuation du débit de crue (risque d'engorgement).
- les deux chantiers (barrage et évacuateur) doivent être conduits simultanément, ce qui crée une tension dans l'avancement des travaux et une durée plus longue.
- il faut prévoir de grand soutènements et blindages de la galerie qui présente des dimensions considérables.

3. Critères de choix d'un évacuateur :

L'évacuateur est imposé par :

- la géologie et la topographie du site.
- le coût des ouvrages.
- la sécurité.
- la facilité de l'exécution des travaux de construction et de réparation.

4. Choix du site :

Le choix est imposé par le type de barrage ainsi que l'évacuateur.

Pour un barrage poids, le talus aval peut jouer le rôle d'un déversoir; tandis qu'un barrage en terre, l'évacuateur doit être placé sur l'une des rives.

Dans notre cas, le barrage est en terre, l'évacuateur est à ciel ouvert (à cause des conditions citées récemment) et nous le réaliserons sur l'une des deux rives.

La rive gauche est composée par la ligne de faite, immédiatement en amont de la RN 24, constituée de grès et de microgrès.

La rive droite est constituée de la ligne de faite du village de Takdempt formée de grès. Ces grès ne sont pas des roches résistantes, mais, elles constituent le type de fondation le mieux approprié pour un chenal d'écoulement en béton armé.

5. Choix de l'axe :

L'axe longitudinal de l'évacuateur doit répondre aux conditions suivantes :

- le tracé du trajet de l'évacuateur doit suivre, si c'est possible, le terrain naturel, afin de réduire l'excavation.
- pour un meilleur fonctionnement hydraulique, il est préférable de fixer le trajet rectiligne.
- pour des raisons économiques, la distance séparant le seuil de l'évacuateur de l'oued doit être minimale, sans engendrer de dégâts à l'aval du barrage (érosion).
- éviter les remblais pour ne pas se heurter aux problèmes de fondation (tassement et stabilité).

L'axe choisi dans notre cas est représenté sur le plan topographique, tandis que le profil de l'axe est représenté sur la figure n°1.

6. Composantes d'un évacuateur :

Un évacuateur est constitué par :

- a - une section de contrôle à l'amont.
- b - un chenal d'écoulement.
- c - un coursier.
- d - un dissipateur d'énergie.

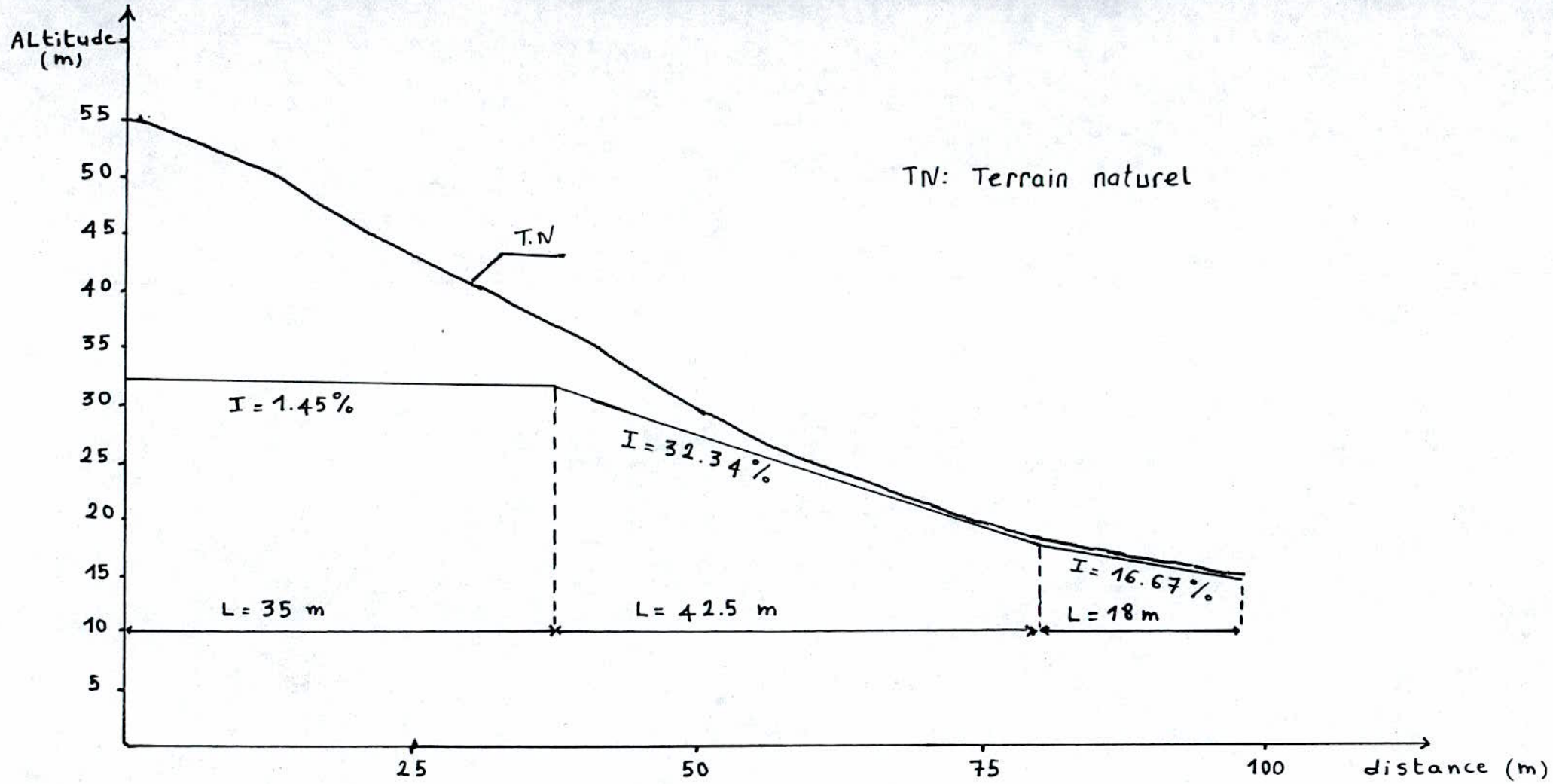


Figure 1. Profil en Long de L'axe de L'evacuateur

a) Section de contrôle :

le contrôle du débit est assuré par un déversoir qui peut être à la surface libre, noyé, ou par un orifice (évacuateur de profondeur); en plan, les formes les plus diverses ont été imaginées en fonction de la topographie et de l'économie.

Ces formes sont exposées ci- dessous :

a - 1 - Bec de canard :

Il s'agit d'une emprise permettant :

- Une bonne alimentation.
- Un écoulement non perturbé.
- Une réduction de volume de béton.

a - 2 - Courbe :

Il est caractérisé par :

- Une bonne adaptation à la topographie.
- Une difficulté d'exécution.
- Un bon laminage.
- Une importance du volume de béton.

a - 3 - Linéaire :

Ses caractéristiques sont :

- Une conception simple.
- Une lame déversante moyenne.
- Une réduction du volume d'excavation et de béton.

a - 4 - En puits :

- difficulté d'exécution.
- volume de béton important.
- réduction de la largeur déversante.
- écoulement non perturbé.

Conclusion :

Pour toutes ces conditions, nous avons choisi le déversoir courbe et en bec de canard qui s'adaptent mieux à notre site.

b – Chenal d'écoulement :

Il fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface. Sa pente est relativement faible.

Le chenal sert à réduire la vitesse du jet sortant du déversoir.

c – Coursier :

Il vient juste après le chenal et à pour rôle de véhiculer l'eau d'amont en aval.

d – Organe de restitution ou dissipateur d'énergie :

C'est un ouvrage intermédiaire entre la fin du coursier et le lit de l'oued et sert à dissiper l'énergie cinétique de l'eau.

Un dissipateur peut être :

- Un saut de ski.
- Un bassin de dissipation.

7. Dimensionnement de l'évacuateur :

7 – 1 – Profil de déversoir :

Le déversoir de type Greager est le plus répandu de part le monde. Il s'adapte mieux à la lame d'eau déversante.

Le débit est contrôlé par le déversoir situé à l'amont de l'évacuateur. Pour qu'il soit ainsi, les parties à l'aval (chenal, coursier...) doivent être conçues pour évacuer le débit du déversoir sans perturber l'écoulement de celui – ci, càd tel que cet écoulement soit dénoyé.

La surface de déversement peut être construite à l'aide des coordonnées de Greager pour une charge d'eau de 1m.

Pour obtenir les coordonnées concrètes, les valeurs proposées par Greager sont multipliées par la charge déversée et ceci en appliquant la loi de similitude de Fronde :

$$\frac{H_1}{H} = \frac{X_1}{X}$$

} pour H = 1m, charge de Greager.

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

Donc : $X_1 = H_1 \times X$
 $Y_1 = H_1 \times Y$

avec X et Y coordonnées données par Greager pour une charge de 1m

H_1 : charge déversée par le déversoir = 2.85m.

X_1 et Y_1 coordonnées du profil de Greager de l'ouvrage pour une charge de 2.85m.

Le tableau 1 récapitulatif suivant, donne les coordonnées du profil pour un charge de 1m et une charge de 2.85m.

Tableau 1.

X	Y	X_1	Y_1	X	Y	X_1	Y_1
0.0	0.126	0.000	0.359	1.6	0.764	4.560	2.177
0.1	0.036	0.285	0.103	1.7	0.873	4.845	2.488
0.2	0.007	0.570	0.020	1.8	0.987	5.130	2.813
0.3	0.000	0.855	0.000	1.9	1.108	4.415	3.158
0.4	0.006	1.140	0.017	2.0	1.235	5.700	3.520
0.5	0.027	1.425	0.079	2.1	1.369	5.985	3.902
0.6	0.060	1.710	0.171	2.2	1.508	6.270	4.298
0.7	0.100	1.995	0.285	2.3	1.553	6.555	4.426
0.8	0.146	2.280	0.416	2.4	1.804	6.840	5.141
0.9	0.198	2.565	0.564	2.5	1.980	7.125	5.643
1.0	0.256	2.850	0.730	2.6	2.122	7.410	6.048
1.1	0.321	3.135	0.915	2.7	2.298	7.695	6.549
1.2	0.394	3.420	1.120	2.8	2.450	7.980	6.982
1.3	0.475	3.705	1.354	2.9	2.650	8.265	7.552
1.4	0.564	3.990	1.607	3.0	2.800	8.550	7.980
1.5	0.661	4.275	1.884				

Le profil Greager de l'ouvrage est représenté sur la figure n°2..

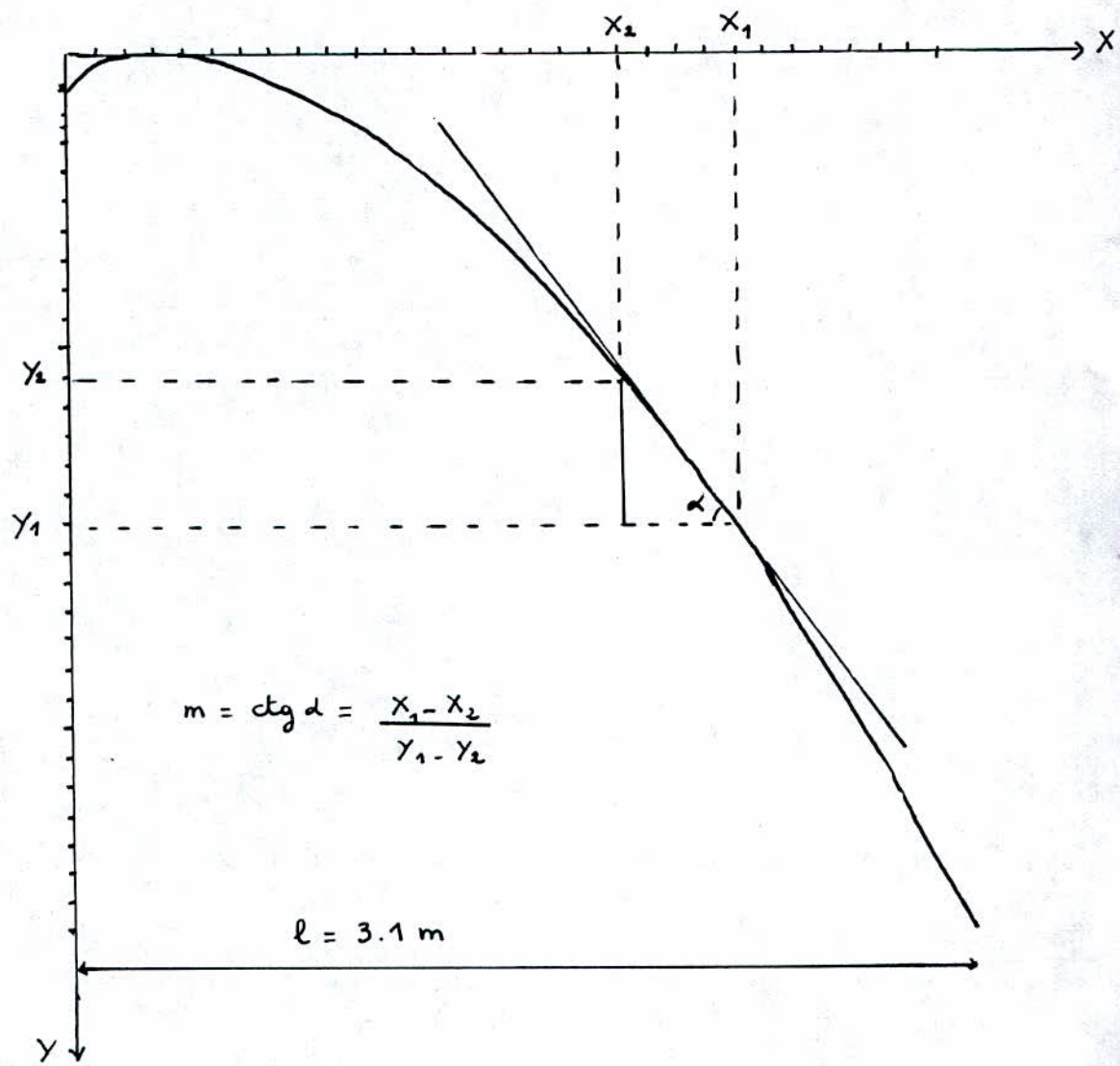


fig 2 - Profil Greager

7 - 2 - Dimensionnement de l'évacuateur en bec de canard :

7 - 2 - 1 - Section de contrôle :

Le débit laminaire se déverse par un déversoir frontal de largeur B et par deux déversoirs latéraux de largeurs L_1 et L_2 (voir figure 3).

La largeur déversante est $b = 140$ m pour un débit déversé de $Q = 1462.76$ m³/s.

avec : $B = 20$ m

$$L_1 = L_2 = L = 60 \text{ m}$$

Appliquons l'équation de Bernoulli en l'entrée et la sortie du déversoir.

Nous avons :

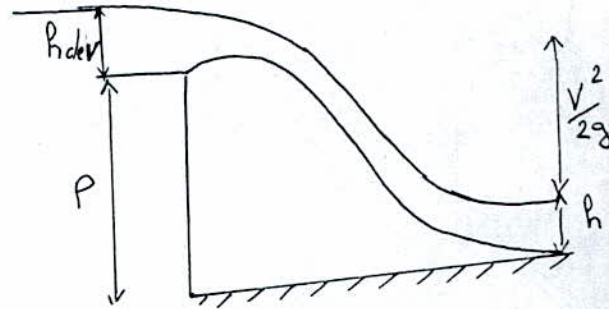
$$P + hd + \frac{V_1^2}{2g} = h + \frac{V_2^2}{2g} \quad (1)$$

avec :

P : hauteur de pelle = 3 m.

hd : hauteur déversée = 2.85 m.

V_1 : Vitesse d'approche de l'eau.



La vitesse d'approche de l'eau étant négligeable ,
alors :

$$P + hd = h + \frac{V_2^2}{2g} \quad (2)$$

$$\text{or : } V_2 = \frac{Q}{S} = \frac{Q_{\text{dev}}}{b \times h}$$

où : b : largeur déversante = 140 m.

Q_{dev} : débit déversée = 1462.76 m³/s.

$$\text{Donc : } P + hd = h + \frac{Q_{\text{dev}}^2}{2g \times h^2 \times b^2} \quad (3)$$

$$\text{Posons : } q = \frac{Q_{\text{dev}}}{b} \quad \text{: débit spécifique.}$$

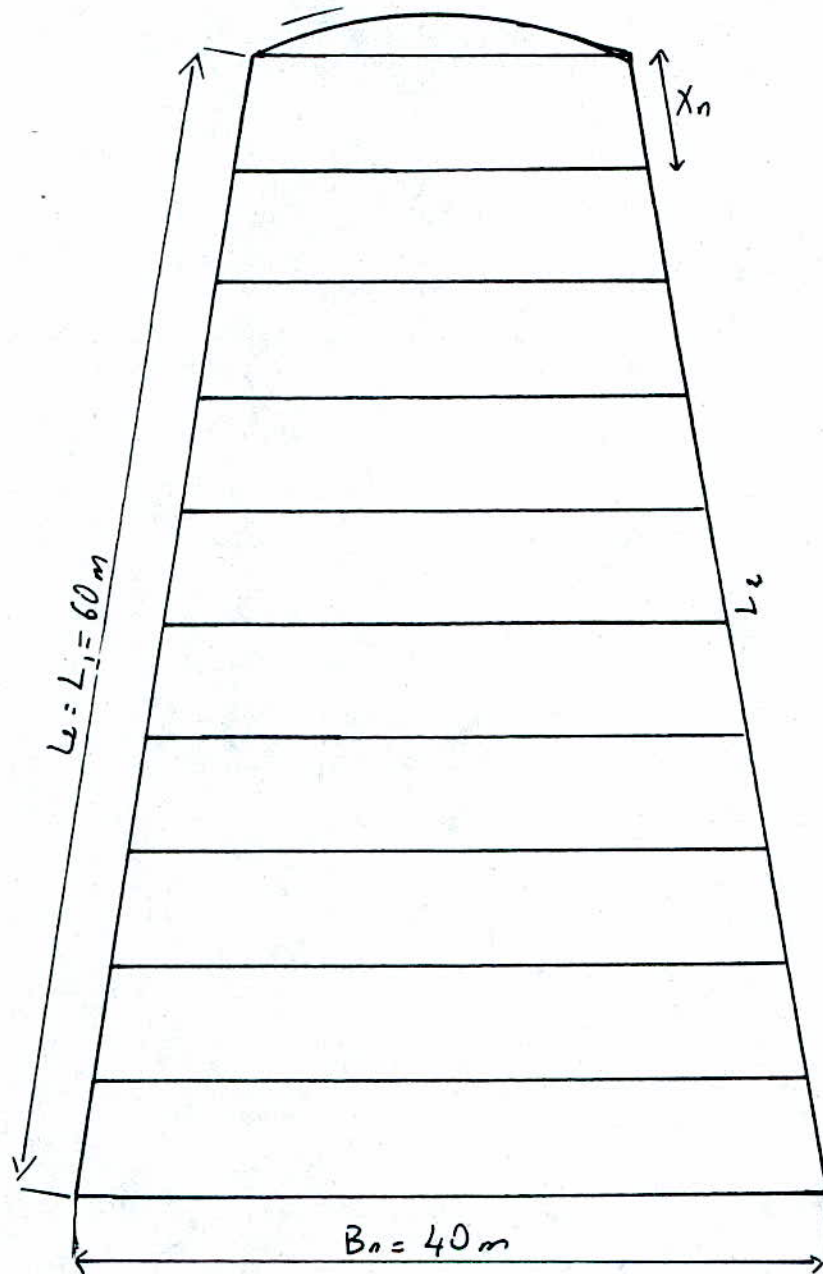


Fig 3

Deversoir en bec de canard

Par suite :

$$5.85 = h + \frac{5.566}{h^2} \quad (4)$$

Par des itérations successives de l'équation (4), nous obtenons la valeur de h :

$$h = 5.68 \text{ m}$$

Calcul de la hauteur d'entrée du chenal :

- Nous devons diviser la tranchée en section (voir figure n°3) et calculer pour chacune d'elles le débit qui la traverse en utilisant la formule suivante :

$$Q_n = 2qX_n + Q_i$$

Où : Q_n : débit passant par la nieme section.

Q_i : débit passant par le déversoir frontal de largeur $B = 20 \text{ m}$.

X_n : hauteur cumulée de chaque section.

q : débit spécifique $\approx 10.45 \text{ m}^3/\text{s.ml}$.

- Nous calculons ensuite la largeur de chaque section comme suit :

$$B_n = B_i + \frac{2 X_n}{L} \left(\frac{B_f - B_i}{2} \right)$$

Où :

B_n : largeur de la nieme section.

B_i : largeur initiale de la tranche = 20 m.

B_f : largeur finale de la tranche = 40 m.

L : largeur du déversoir latéral = 60 m

X_n : largeur cumulée de chaque section (m).

- La surface et le périmètre de chaque section sont obtenus par les formules suivantes :

$$S_1 = h(B_n + mh) \quad \text{et} \quad P_n = B_n + 2h\sqrt{1+m^2}$$

Où : B_n : largeur de chaque section (m).

h : hauteur constante = 2.68 m.

m : pente obtenue par le profil de Greager, $m = 1.31$.

Les valeurs obtenues sont regroupées dans le tableau n°2 :

Tableau n°2:

Xn(m)	Bn(m)	h(m)	Sn(m ²)	Pn(m)	Qn(m ³ /s)	Vn(m/s)	Rn(m)	Cn	In(%)
0	20	5.68	140.69	38.72	208.96	1.48	3.6	88.55	0.0077
6	22	5.68	152.05	40.72	334.34	2.20	3.73	88.95	0.0160
12	24	5.68	163.41	42.72	459.71	2.81	3.82	89.31	0.0259
18	26	5.68	174.77	44.72	585.09	3.35	3.91	89.65	0.0357
24	28	5.68	186.13	46.72	710.46	3.82	3.98	89.92	0.0453
30	30	5.68	197.49	48.72	835.84	4.23	4.05	90.18	0.0543
36	32	5.68	208.85	50.72	961.22	4.60	4.12	90.44	0.0628
42	34	5.68	220.21	52.72	1086.59	4.93	4.18	90.66	0.0707
48	36	5.68	231.57	54.72	1211.97	5.23	4.23	90.84	0.0784
54	38	5.68	242.93	56.72	1337.34	5.50	4.28	91.01	0.0853
60	40	5.68	254.29	58.72	1462.76	5.75	4.33	91.19	0.0918

- la vitesse est donnée par : $V_n = \frac{Q_n}{S_n}$

- $R_n = \frac{S_n}{P_n}$: rayon hydraulique.

- C : coefficient de Chezy; $C = \frac{1}{n} R_n^{1/6}$ où : n = 0.014 rugosité du béton.

Conclusion :

Nous choisissons une pente de l'ouvrage I = 0.01 %.

- I étant fixé et ayant le débit dans chaque station, nous déterminerons la charge correspondante par itérations comme suit :

Nous avons : $Q_n = C_n * S_n * \sqrt{R_n * I}$

$$\text{où : } C_n = \frac{1}{n} R_n^{1/6} \Rightarrow Q_n = \frac{1}{n} R_n^{1/6} * S_n * R_n^{1/2} * I^{1/2}.$$

$$\Rightarrow Q_n = \frac{1}{n} R_n^{2/3} * I^{1/2} * S_n$$

$$\text{or : } R_n = \frac{S_n}{P_n} \Rightarrow Q_n = \frac{1}{n} I^{1/2} * S_n * \frac{S_n^{2/3}}{P_n^{2/3}}$$

$$\text{D'où : } \frac{Q_n * n}{I^{1/2}} = \frac{S_n^{2/3}}{P_n^{2/3}}.$$

- avec :
- n : rugosité du béton = 0.014
 - Q_n : débit dans la section. n
 - S_n : surface de section. n
 - P_n : périmètre de la section. n

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau 3.

Tableau 3

Xn(m)	Bn(m)	In(%)	h(m)	Qn(m ³ /s)	Sn(m ²)	Pn(m)	Rn(m)	Vn(m/s)	Cn
0	20	0.01	1.2515	208.96	27.08	24.12	1.12	7.72	72.79
6	22	0.01	1.5660	334.34	37.36	27.16	1.39	8.88	75.46
12	24	0.01	1.7350	459.71	45.58	29.72	1.53	10.08	76.67
18	26	0.01	1.9800	585.09	56.51	32.53	1.74	10.33	78.34
24	28	0.01	2.1280	710.46	65.52	35.01	1.87	10.84	79.28
30	30	0.01	2.2510	835.84	74.17	37.42	1.98	11.27	80.04
36	32	0.01	2.3550	961.22	82.62	39.76	2.08	11.63	80.70
42	34	0.01	2.4450	1086.59	90.96	42.06	2.16	11.94	81.21
48	36	0.01	2.5230	1211.97	99.17	44.31	2.24	12.22	81.70
54	38	0.01	2.5920	1337.34	107.30	46.54	2.30	12.46	82.06
60	40	0.01	2.6530	1462.76	115.34	48.74	2.37	12.68	82.48

Remarque :

Si la vitesse dans l'une des sections dépasse 15 m/s, nous devons changer la pente I (càd l'adoucir).

Conclusion :

L'ouvrage de tête en bec de canard aura une pente de $I = 0.01 \%$ et une charge à sa sortie de $h = 2.653$ m.

7 - 2 - 2 - Chenal d'écoulement :

La largeur du chenal est fixée par la topographie et l'économie, elle est de 35 m pour une pente de 1.45 %.

Le chenal est un convergent de largeurs initiale $B_i = 40$ m et finale $B_f = 30$ m.

a) Calcul de la hauteur critique : h_{cr}

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^3}}$$

où: Q : débit déversé = 1462.76 m/s.

b : largeur déversante = 40 m.

g : accélération de la pesanteur = 9.81 m/s²

An: $h_{cr} = 5.15$ m.

b) Calcul de la pente critique: I_{cr}

$$Q = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_{cr} I_{cr}} = \frac{1}{n} R_{cr}^{2/3} S_{cr} I_{cr}^{1/2}$$

or: $R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \Rightarrow Q = \frac{1}{n} I_{cr}^{1/2} \frac{S_{cr}^{5/3}}{P_{cr}^{2/3}}$

D'où $I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot n \cdot P_{cr}^{2/3}}{S_{cr}^{5/3}} \right]^2$

avec: $n = 0.014$.

$Q = 1462.76$ m³/s.

$P_{cr} = b + 2 h_{cr}$.

$S = (b * h_{cr})$.

An: $I_{cr} = 0.0015$ m/m = 0.15 %.

c) Calcul de la hauteur normale : h_0

$$Q = \frac{1}{n} \frac{S^{5/3}}{P^{2/3}} \cdot I^{1/2} \Leftrightarrow \frac{Q n \cdot n}{I^{1/2}} = \frac{(b \cdot h_0)^{5/3}}{(b + 2 h_0)^{2/3}}$$

Par itération nous trouvons :

$$h_0 = 2.353$$

D'où :

$$I > I_{cr} \Rightarrow \text{régime torrentiel.}$$

7-2-3 - Coursier :

La topographie de l'axe de l'évacuateur nous permet de choisir deux tronçons qui ont pour longueur 4.25 m et 18 m et pour pentes 32.94 % et 16.67 %.

La largeur du coursier est de 30 m sur toute la longueur.

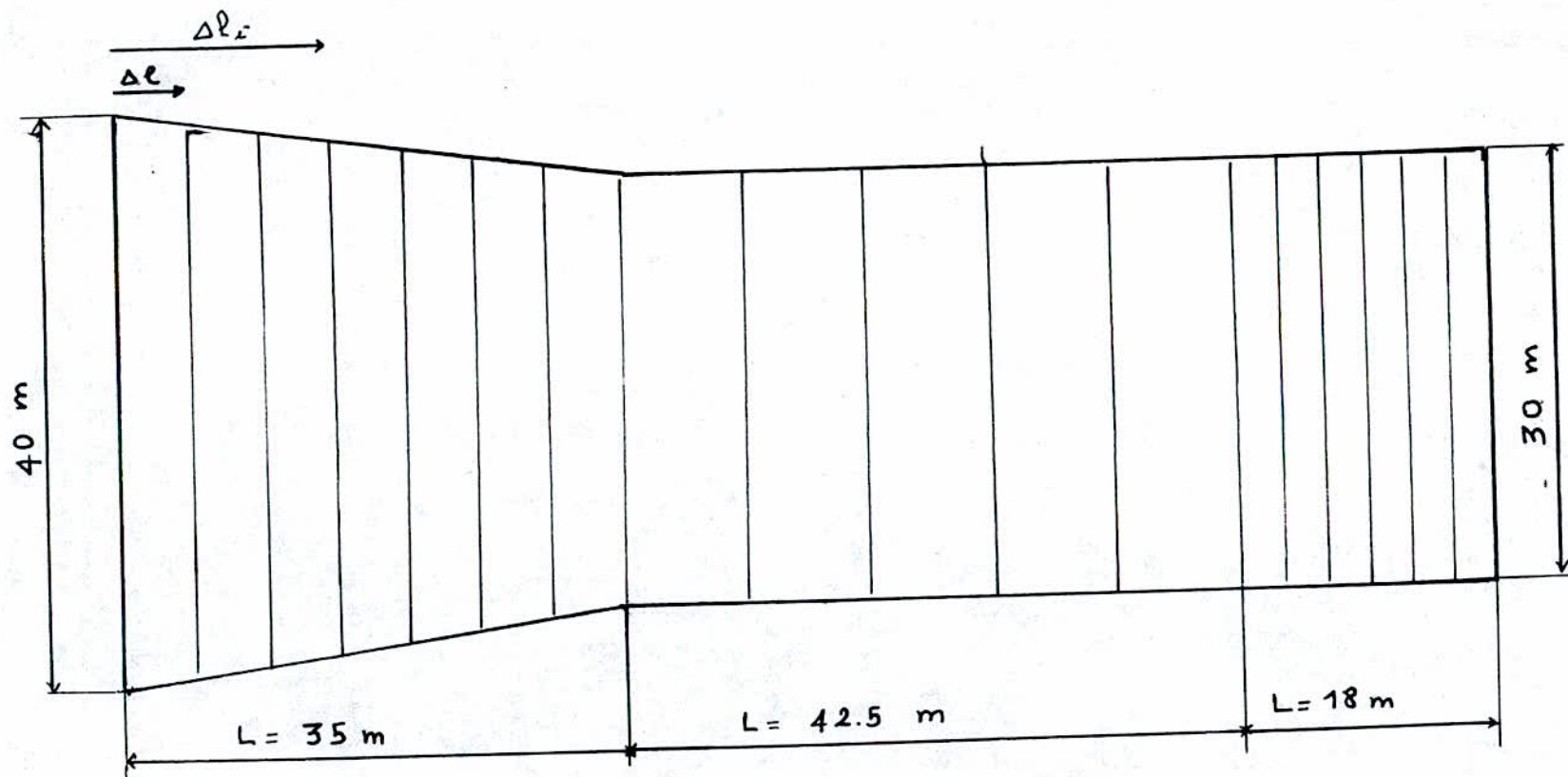


Fig 4 Chenal et coursier du deversoir en bec de canard

Sur la figure n°4 sont représentés et le chenal et le coursier avec toutes leurs caractéristiques.

a) Hauteur critique dans le coursier : H_{cr} .

$$H_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^3}} \quad ; \quad b = \text{largeur du coursier} = 30 \text{ m.}$$

Donc : $H_{cr} = 6.23 \text{ m}$

b) Pente critique : I_{cr} .

$$I_{cr} = \frac{n \times Q \times P^{2/3}}{S^{5/3}} = 0.0017$$

Donc : $I_{cr} = 0.17 \%$.

$I_0 > I_{cr} \Rightarrow$ écoulement torrentiel.

7 - 2 - 4 - Calcul de la ligne d'eau :

La profondeur d'eau est donnée par l'équation différentielle du mouvement graduellement varié en canal uniforme.

Rappelons qu'un mouvement graduellement varié est caractérisé par une variation progressive des divers paramètres hydrauliques le long du courant. La courbe qui représente la forme de la ligne d'eau d'un tel mouvement est appelé " courbe de remous ".

Le remous, en un point est la différence entre la profondeur du courant et la profondeur normale du régime uniforme pour le débit considéré.

Les profondeurs d'eau sont calculées pour les sections comprises entre la section de contrôle et l'extrémité du coursier.

L'équation du mouvement est détaillée ci - dessous :

$$\frac{dE}{dL} = I - j \quad \Rightarrow \quad \frac{E_1 - E_2}{dL} = I - j_m \quad (1).$$

$$\Rightarrow \quad \frac{E_1 - E_2}{I - j_m} = dL \quad (2).$$

Où : dE : perte d'énergie entre l'entrée et la sortie du canal.

$$E_1 = h_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g} \quad \text{et} \quad E_2 = h_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad ; E_1 \text{ et } E_2 : \text{énergies spécifiques.}$$

$$j_m : \text{pente hydraulique moyenne; } j_m = \frac{j_1 + j_2}{2}$$

avec : $f = \frac{\lambda V^2}{D \cdot 2g}$

or : $D = 2R \Rightarrow f = \frac{\lambda V^2}{2R \cdot 2g}$ et $V = \frac{Q}{S}$

et : $\lambda = \frac{8g}{C^2}$; $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ et $R = \frac{S}{P}$

Donc : l'équation (2) devient :

$$dL = \frac{h_1 - h_2 + \frac{Q^2}{2g} \left[(b_1 h_1)^{-2} - (b_2 h_2)^{-2} \right]}{I - \frac{1}{2} n^2 Q^2 \left[\frac{(b_1 + 2h_1)^{4/3}}{(b_1 h_1)^{10/3}} + \frac{(b_2 + 2h_2)^{4/3}}{(b_2 h_2)^{10/3}} \right]}$$

Pour chaque section du coursier, nous ferons varier la hauteur de sortie h_2 tout en fixant les autres paramètres.

Tous les calculs de la ligne d'eau sont donnés dans les tableaux n° 4 et 5.

Tableau 4 : La ligne d'eau dans le chenal.

Δl (m)	b (m)	h (m)	V (m/s)
5	38.57	2.7654	13.71
10	37.14	2.888	13.64
15	35.71	3.0215	13.56
20	34.28	3.1686	13.47
25	32.86	3.330	13.37
30	31.43	3.5111	13.25
35	30.00	3.7142	13.13

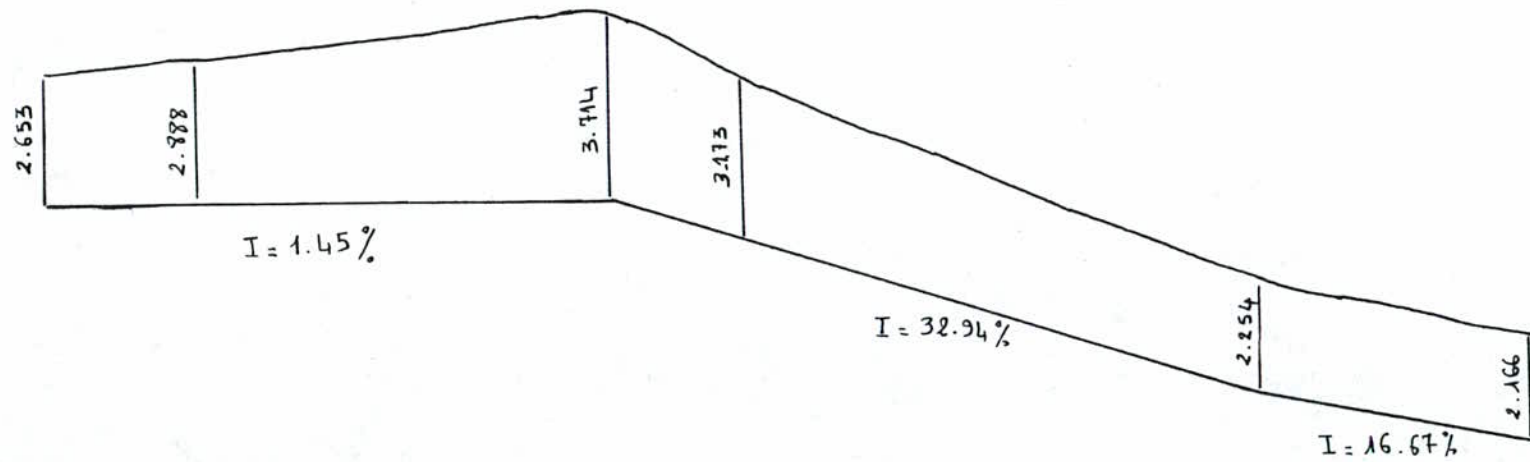
Où : b : largeur de chaque section considérée (m).

h : hauteur d'eau dans la section considérée (m).

$$V: \text{vitesse de l'eau} = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b \times h} \text{ (m/s)}$$

Tableau 5 : La ligne d'eau dans le coursier.

Δl (m)	b (m)	h (m)	V (m/s)
43.5	30	3.173	15.37
52	30	2.839	17.17
60.5	30	2.602	18.74
69	30	2.423	20.12
77.5	30	2.281	21.38
80.5	30	2.254	21.63
83.5	30	2.236	21.81
86.5	30	2.217	21.99
89.5	30	2.200	22.16
92.5	30	2.183	22.34
95.5	30	2.166	22.51



Courbe de remous

-) **Classe du remous :**

1er tronçon :

$H_{cr} = 6.23 \text{ m}$ (profondeur critique).
 $h = 2.281 \text{ m}$ (profondeur de l'eau à la sortie du 1er tronçon).
 $H_0 = 1.143 \text{ m}$ (profondeur normale).

Donc : $H_0 < h < H_{cr}$
 $I > I_{cr}$ } \Rightarrow pente forte \Rightarrow remous de type S.

2eme tronçon :

$H_{cr} = 6.23 \text{ m}$.
 $h = 2.166 \text{ m}$.
 $H_0 = 1.411 \text{ m}$.

D'où : $H_0 < h < H_{cr}$
 $I > I_{cr}$ } \Rightarrow remous de type S.

7 - 2 - 5 - **Organe de dissipation :**

Pour la restitution des eaux évacuées par le coursier vers l'oued, nous disposons de deux moyens :

a) **Un bassin de dissipation :**

Le procédé le plus employé à travers le monde est le bassin à ressaut.

C'est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie de l'eau à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

c) **Saut de Ski :**

Cet ouvrage permet de dissiper l'énergie. Cette énergie est amortie à un point d'impact situé à une distance x du coursier.

Dans notre cas, nous avons choisi le saut de Ski.

Le principe consiste à placer à la fin du coursier un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ ne dépassant pas 30°

Le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance x calculée par la formule :

$$x = 2K (d+h) \sin 2\theta.$$

b - 1 - Contour hydraulique du saut de Ski :

Selon "USBR", le rayon de courbure est :

$$R \leq 5 \times h$$

où : h : hauteur d'eau à la fin du coursier.

$$h = 2.166 \text{ m}$$

Donc : $R \leq 5 \times 2.166 = 10.83 \text{ m}$

Nous prendrons un rayon de $R = 11 \text{ m}$.

b - 2 - La ligne d'eau du saut de Ski : (fig 6)

A la fin du coursier : $h = 2.166 \text{ m}$

$$V = 22.51 \text{ m/s}$$

La ligne d'eau dans le saut de Ski se calculera de la même manière que pour le coursier.

Nous obtenons :

Point	h (m)
1	2.166
2	2.165
3	2.164

b - 3 - Trajectoire du jet :

Selon "USBR", la trajectoire de jet sortant du saut de Ski peut se calculer de la manière suivante :

$$Y = x \tan \theta - \frac{x^2}{4K(d+h)\cos^2 \theta} \quad (1)$$

où : d : tirant d'eau en fin de coursier = 2.166 m

h : charge dynamique à la fin du coursier; $h = \frac{V_2^2}{2g} = 25.82 \text{ m}$.

θ : angle de sortie du jet.

K : coefficient tenant compte des pertes par friction dans l'air, désintégration du jet et des turbulences internes; $K = 0.9$.

x et y : coordonnées de la trajectoire du jet par rapport à un repère xoy choisi.

Pour résoudre l'équation (1), nous procéderons de 2 manières :

- Méthode analytique :

$$y = x \operatorname{tg} \theta - \frac{x^2}{4K(d+h) \cos^2 \theta}$$

pour $y = 0$ posons $a = 4K(h+d)$.

Donc :

$$y = 0 = x \operatorname{tg} \theta - \frac{x^2}{A \cos^2 \theta}$$

$$\Leftrightarrow x \left(\operatorname{tg} \theta - \frac{x}{A \cos^2 \theta} \right) = 0 \quad \Leftrightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ à rejeter} \\ \frac{x}{A \cos^2 \theta} = \operatorname{tg} \theta \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow x = A \cos^2 \theta \cdot \operatorname{tg} \theta = A \sin \theta \cos \theta$$

Or : $A \sin \theta \cos \theta = \frac{1}{2} \sin 2\theta$

$$\Leftrightarrow x = A \frac{1}{2} \sin 2\theta$$

D'où : $x = 2K(d+h) \sin 2\theta = 50.375 \sin 2\theta$.

En donnant des valeurs à θ nous obtenons la distance x :

$\theta = 5^\circ \rightarrow$	$x = 8.75 \text{ m}$
$\theta = 10^\circ \rightarrow$	$x = 17.23 \text{ m}$
$\theta = 15^\circ \rightarrow$	$x = 25.19 \text{ m}$
$\theta = 20^\circ \rightarrow$	$x = 32.38 \text{ m}$
$\theta = 25^\circ \rightarrow$	$x = 38.59 \text{ m}$
$\theta = 30^\circ \rightarrow$	$x = 43.63 \text{ m}$

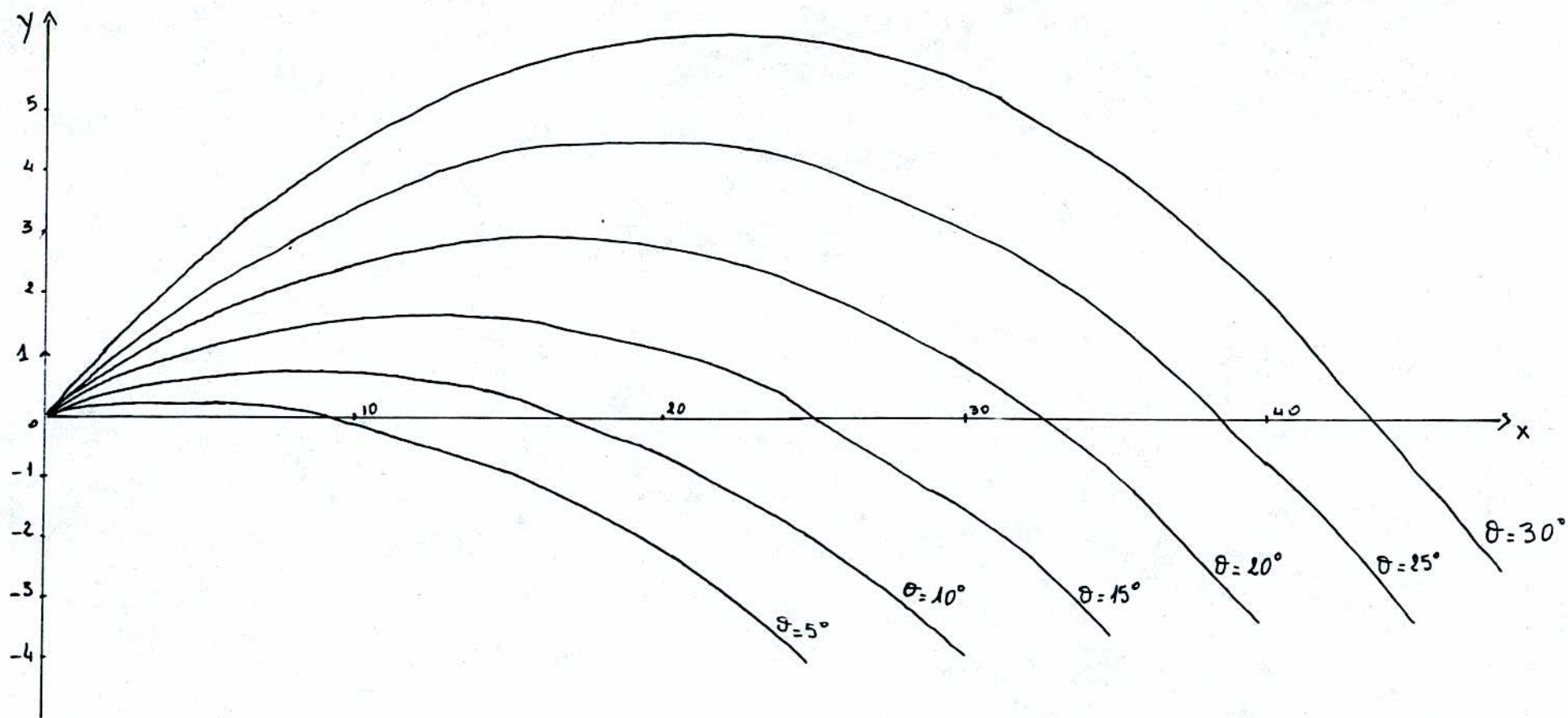


Fig 5. Trajectoire du jet : Methode graphique.

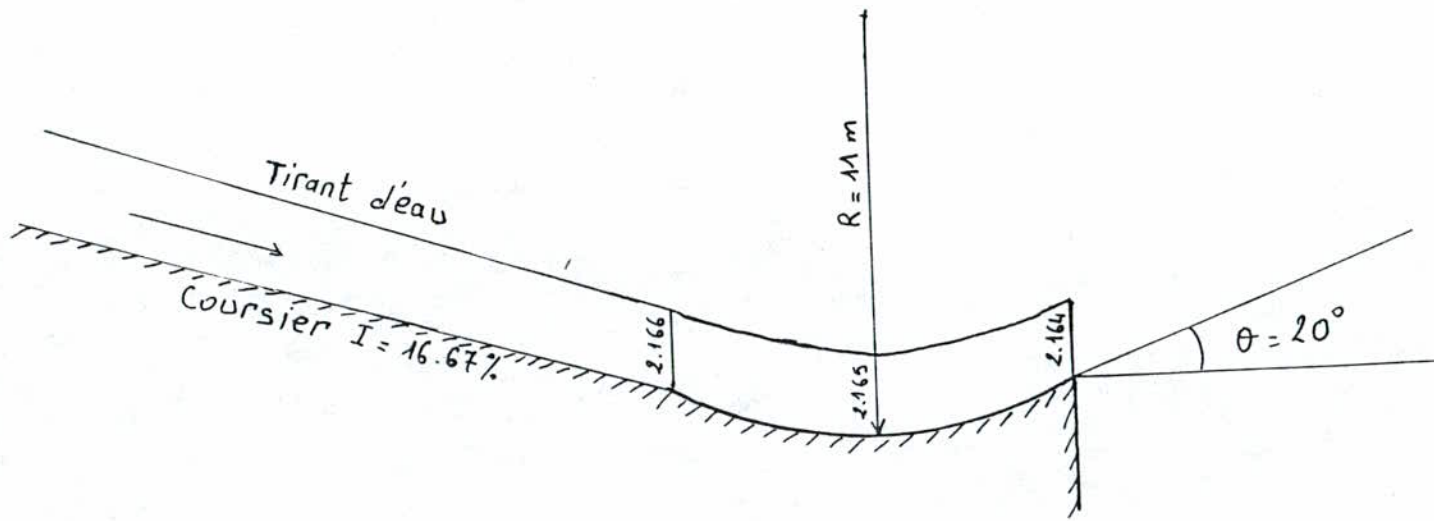


fig. 5 Schema du saut de ski

- Méthode graphique :

Pour différentes valeurs de θ et de x , et en les remplaçons dans l'équation (1) nous calculerons les valeurs de y correspondantes.

Les résultats sont représentés sur le tableau suivant :

$\theta \backslash x$	50	10	15	20	25	30	35
5	0.187	-0.125	-0.938	-2.250	-4.064	-6.377	-9.190
10	0.626	0.740	0.342	-0.567	-1.988	-3.921	96.365
15	1.074	1.616	1.626	1.104	0.050	-1.536	-3.653
20	1.239	2.516	2.930	2.783	2.074	0.803	-1.03
25	2.029	3.455	4.276	4.493	4.105	3.114	1.518
30	2.556	4.450	5.682	6.253	6.162	5.410	3.995

La figure 5 montre les trajectoires du jet pour différents angles et différents points d'impact x . D'après le plan topographique, nous choisissons un point d'angle de 20° .

La figure 6 représente le saut de Ski et toutes ses caractéristiques.

7 - 3 - Dimensionnement de l'évacuateur de crue courbé :

Nous procéderons de la même manière que pour l'évacuateur en bec de canard.

7 - 3 - 1 - Section de contrôle :

Le débit se déverse par un déversoir courbe de largeur $B = 140$ m. La charge dynamique au pied du déversoir est de $h = 5.68$ m.

Nous avons :

$$\pi \times R = 140 \Rightarrow R = 44.6 \text{ m} \Rightarrow Bf = 2 \times R = 89.2 \text{ m (voir fig. 1).}$$

Où : Bf = largeur de sortie de la section de contrôle.

Nous divisons la forme courbée en plusieurs sections et nous calculons les différentes caractéristiques. Les résultats sont dans le tableau 1.

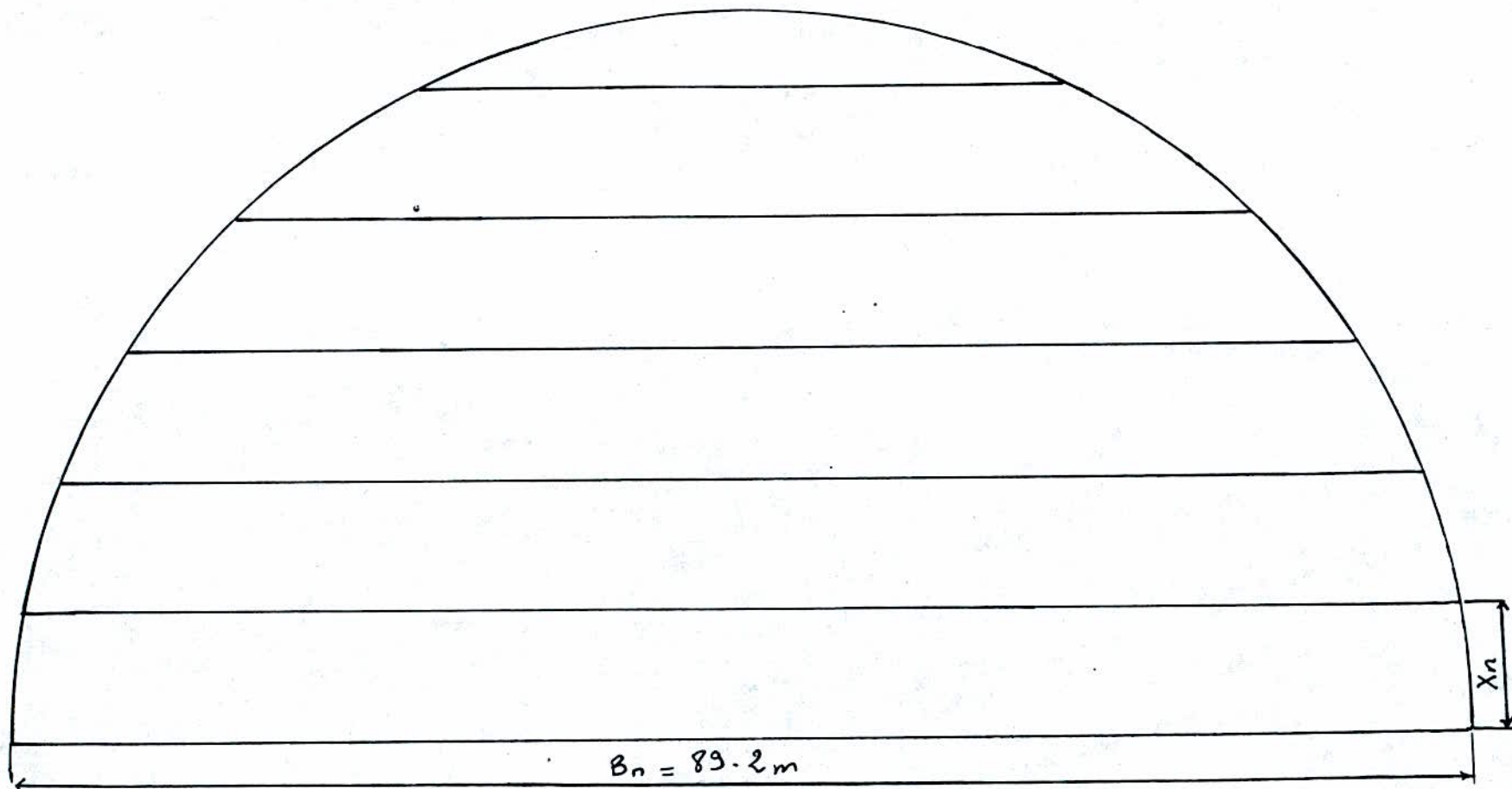


fig 1

Deversoir courbe

Tableau 1

Xn(m)	Bn(m)	h(m)	Qn(m ³ /s)	Sn(m ²)	Pn(m)	Rn(m)	Vn(m/s)	Cn	In(%)
41.04	39.2	5.68	428.78	264.91	57.92	4.57	1.62	92.01	0.0068
13.68	61.6	5.68	714.64	392.15	80.32	4.88	1.82	93.03	0.0078
10.4	74.8	5.68	931.96	467.12	93.52	4.99	1.99	93.37	0.0091
9.0	83.2	5.68	1120.02	514.83	101.92	5.05	2.17	93.56	0.011
8.4	88.0	5.68	1295.55	542.10	106.72	5.08	2.39	93.65	0.013
8.0	89.2	5.68	1462.76	548.91	107.92	5.07	2.66	93.62	0.016

Conclusion : Nous fixons la pente de l'ouvrage à $I = 0.011 \%$ et nous calculons la charge qui passe dans chaque section. Les résultats sont dans le tableau 2.

Tableau 2

Xn(m)	Bn(m)	h(m)	Qn(m ³ /s)	Sn(m ²)	Pn(m)	Rn(m)	Vn(m/s)	Cn	In(%)
41.04	39.2	1.251	428.78	51.09	43.32	1.18	8.39	73.43	0.011
13.68	61.6	1.301	714.64	82.36	65.89	1.25	8.68	74.13	0.011
10.4	74.8	1.357	931.96	103.91	79.27	1.31	8.97	74.72	0.011
9.0	83.2	1.425	1120.02	121.22	87.90	1.38	9.24	75.37	0.011
8.4	88.0	1.499	1295.55	134.85	92.94	1.45	9.61	75.99	0.011
8.0	89.2	1.600	1462.76	146.07	94.47	1.55	10.01	76.84	0.011

Conclusion : L'ouvrage de tête courbé aura une pente $I = 0.011 \%$ et une charge à sa sortie $h = 1.6m$.

7 - 3 - 2 - Chenal d'écoulement :

Le chenal est un convergent de 35 m de long. Sa largeur est de 90 m au début et rétrécit jusqu'à 50 m à la fin. Sa pente est de 1.45 %. (fig 2)

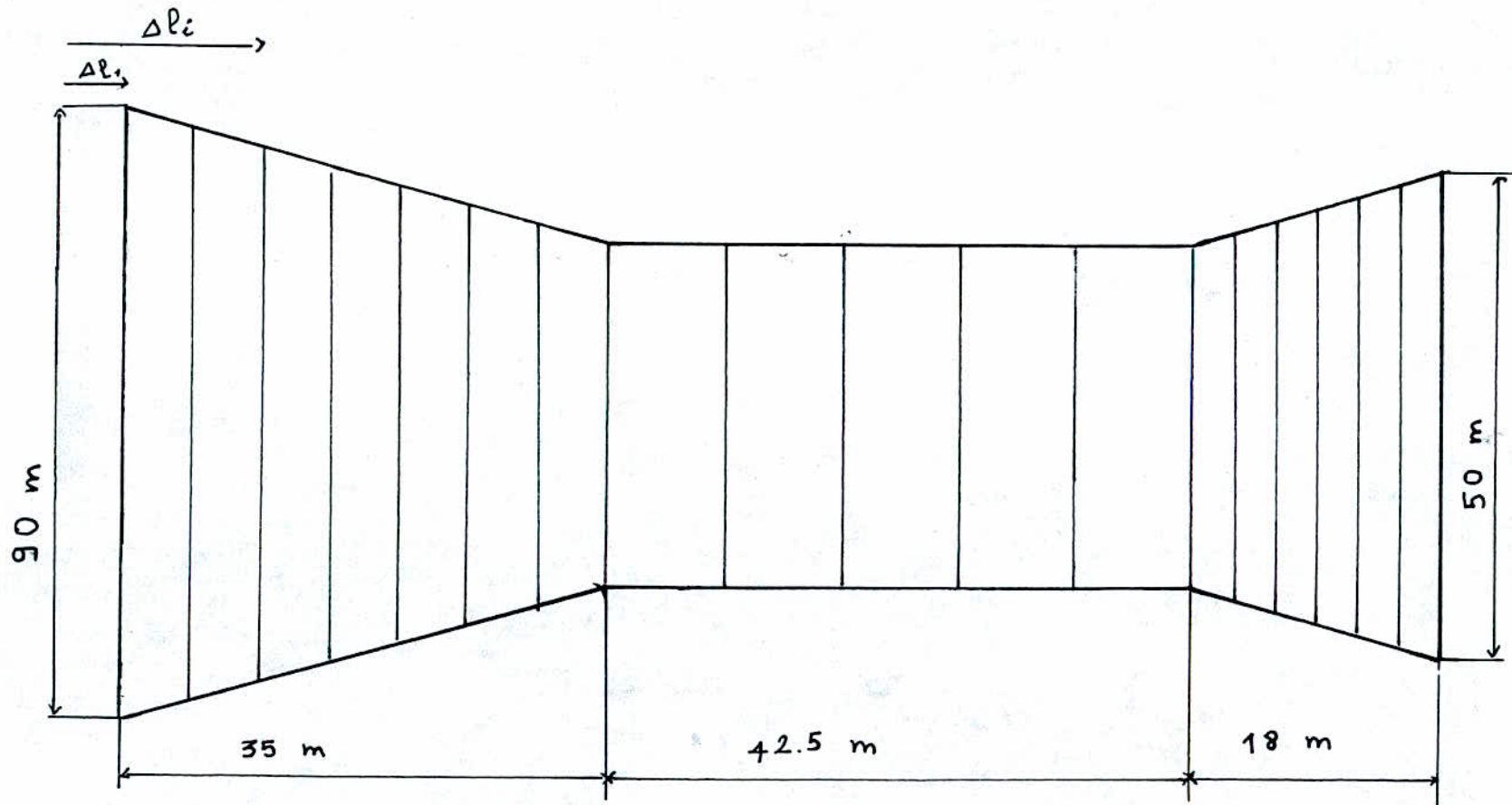


fig 2

Chenal et coursier du deversoir courbé

a) Charge critique :

$$H_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \text{où: } Q = 1462.76 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$b = 90 \text{ m.}$$

Donc : $H_{cr} = 2.99 \text{ m.}$

b) Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q \times n \times P^{2/3}}{S^{5/3}} = 0.00156 \text{ m/m}$$

D'où : $I_{cr} = 0.15 \text{ \%}.$

c) Hauteur normale :

$$Q = \frac{1}{n} \frac{S^{5/3}}{P^{2/3}} I^{1/2} \Leftrightarrow \frac{Q \times n}{\sqrt{I}} = \frac{(b \times H_0)^{5/3}}{(b + 2H_0)^{2/3}}$$

D'où : après itération $H_0 = 1.484 \text{ m.}$
 $H_n < H_{cr} \Rightarrow$ écoulement torrentiel.

7 - 3 - 3 - Coursier :

Le coursier est formé de deux tronçons :

Tronçon 1

$$I = 32.94 \text{ \%}$$

$$L = 42.5 \text{ m.}$$

c'est un canal rectangulaire de largeur 50 m.

a) Hauteur critique :

$$H_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad Q = 1462.76 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$d = 50 \text{ m}$$

D'où : $H_{Cr} = 4.43 \text{ m}$.

b) **Pente critique :**

$$I_{Cr} = 0.11 \%$$

c) **Hauteur normale :**

$$H_0 = 0.827 \text{ m}$$

$$H_n < H_{Cr} \Rightarrow \text{écoulement torrentiel.}$$

Tronçon 2

C'est un dévergent de longueur 18 m, de pente $I = 16.67 \%$ et de largeur finale de 70 m et initiale de 50 m.

7 - 3 - 4 - **Calcul de la ligne d'eau :**

Nous procéderons comme pour la 1ère variante.

Les résultats sont dans les tableaux 3 et 4:

Tableau 3 : La ligne d'eau dans le chenal.

$\Delta l \text{ (m)}$	$b \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$	$V \text{ (m/s)}$
5	84.3	1.7506	9.91
10	78.6	1.8733	9.93
15	72.9	2.0497	9.79
20	67.2	2.2657	9.61
25	61.5	2.5390	9.37
30	55.8	2.9030	9.03
35	50.0	3.4509	8.48

Tableau 4 : La ligne d'eau dans le coursier.

Δl (m)	b (m)	h (m)	V (m/s)
43.5	50.00	2.420	12.09
52	50.00	2.038	14.35
60.5	50.00	1.808	16.18
69	50.00	1.650	17.73
77.5	50.00	1.532	19.10
80.5	53.33	1.765	15.54
83.5	56.66	1.628	15.86
86.5	59.99	1.510	16.15
89.5	63.33	1.407	16.42
92.5	66.66	1.317	16.66
95.5	70.00	1.238	16.88

-) Classe du remous :

1er tronçon :

$H_{Cr} = 4.43$ m (profondeur critique).

$H_0 = 0.827$ m (profondeur normale).

$$H_0 < H_{Cr}$$

}

\Rightarrow pente forte \Rightarrow remous de type S.

$$I > I_{Cr}$$

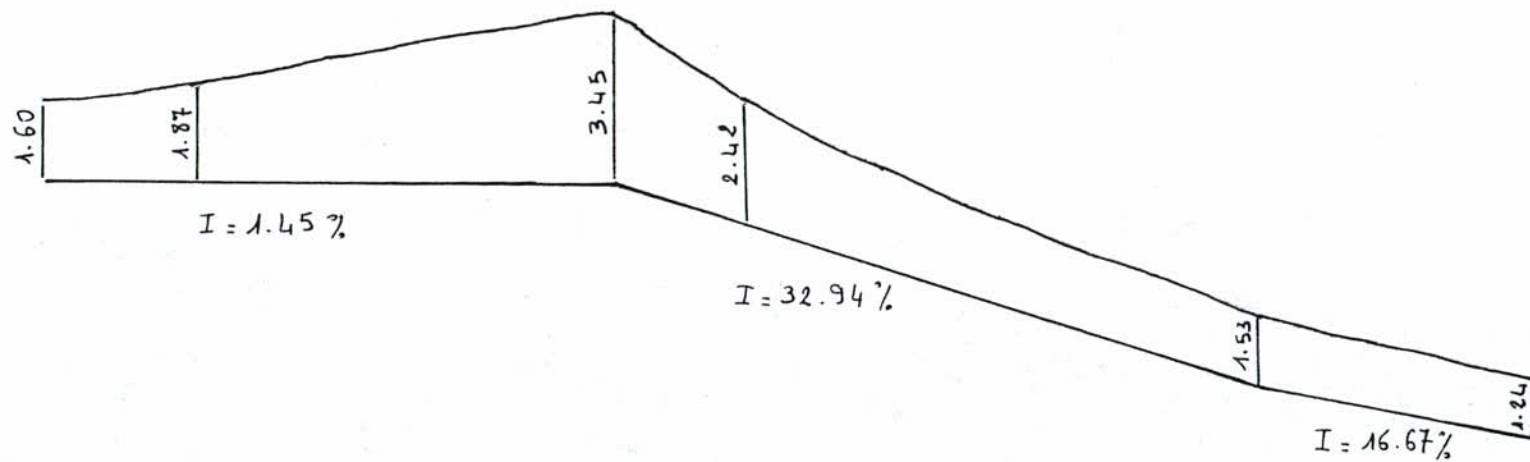
2eme tronçon :

$H_{Cr} = 6.23$ m.

$H_0 = 1.411$ m.

$I = 16.67$ %

$I_{Cr} = 0.11$ %



Courbe de remous

Donc : $I > I_{cr}$
 $H_0 < H_{cr}$ } \Rightarrow remous de type S.

7 - 3 - 5 - Organe de dissipation :

Vu la vitesse de sortie du coursier, nous choisirons un bassin de dissipation.

Sa forme nous est donnée par le calcul du nombre de Fronde.

$$\text{càd : } F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad \text{où : } V : \text{vitesse de sortie de l'eau} = 16.88 \text{ m/s}$$

$$h : \text{tirant d'eau} = 1.238 \text{ m.}$$

$$g : \text{accélération de la pesanteur} = 9.81 \text{ m/s}^2$$

D'où : $F = 4.84.$

$F > 4.5 \Rightarrow$ Le ressaut se produit nettement et pour raccourcir le bassin et éviter le déplacement du ressaut en aval, nous mettrons des blocs et des déflecteurs.

La vitesse de sortie du coursier est de 16.88 m/s donc le bassin est du type III avec blocs de chute et de seuil crénelé

7 - 4 - Murs bajoyers :

Nous devons prévoir une revanche sur chaque mur bajoyer pour éviter tout débordement.

Le calcul de cette revanche peut être effectué par la formule donnée par l'"USBR" des "Design of Small Sand".

$$R_b = 0.6 + 0.05.V \sqrt[3]{h}$$

Où : V : vitesse de l'eau dans la section considérée m/s

h : profondeur de l'eau.

Les résultats de calcul sont dans les tableaux 5 et 6.

1 - Déversoir en bec de canard :

Tableau 5

Point	h(m)	V(m/s)	R(m)	h
1	2.7654	13.71	1.56	4.32
2	3.1686	13.47	1.59	4.76
3	3.7142	13.13	1.62	5.33
4	3.173	15.37	1.73	4.90
5	2.602	18.74	1.89	4.49
6	2.281	21.38	2.01	4.29
7	2.254	21.63	2.02	4.27
8	2.200	22.16	2.04	4.24
9	2.166	22.51	2.06	4.23

Conclusion :

Nous prendrons

$h_{max} = 5.4 \text{ m}$

$h_{min} = 4.2 \text{ m}$

2 - Déversoir courbé :

Tableau 6

Point	h(m)	V(m/s)	R(m)	h
1	1.7506	9.91	1.20	2.95
2	2.2657	9.61	1.23	3.49
3	3.4509	8.48	1.24	4.69
4	2.42	12.09	1.41	3.83
5	1.808	16.18	1.58	1.39
6	1.765	15.54	1.54	3.30
7	1.407	16.42	1.52	2.93
8	1.238	16.88	1.51	2.75

$h_{\max} = 4.7 \text{ m}$

$h_{\min} = 1.4 \text{ m}$

7 - 5 - Etude comparative

Nous devons faire une étude comparative pour choisir laquelle des deux variantes est la plus économique pour notre étude.

Pour cela, nous avons calculé les différents volumes d'excavation suivant l'axe de l'évacuateur ainsi que les volumes de bétonnage.

Nous avons trouvé les valeurs qui figurent sur le tableau :

Tableau

Variante\ prix	Excavation (10^6 DA)	Bétonnage (10^6 DA)	Coût total (10^6 DA)
Bec de Canard	13.78	6.65	20.43
Courbé	30.43	10.81	41.24

Donc : Nous choisisons le déversoir en bec de Canard qui est le plus économique et le plus facile à exécuter.

Note : Nous n'avons pas pris en considération le prix du saut de Ski et du bassin de dissipation car nous supposons que leurs prix ne diffèrent pas beaucoup.

III VIDANGE DE FOND

Introduction.

A l'exception de petites retenues construites de façon sommaire, la plupart des barrages doivent être munis d'un ouvrage de vidange placé en fond de retenue et ayant une capacité d'évacuation plus importante que celle d'un simple ouvrage de prise. Les rôles de cet organe sont les suivants :

1. La mise à sec de la réserve permet la visite et l'entretien, voire même la réparation, des ouvrages normalement masqués ou noyés par l'eau (parement amont du barrage, prise d'eau ...)
2. La vidange permet, éventuellement d'effectuer des chasses d'eau qui dégravent le fond de la cuvette et même la dévasent.
3. En cas de crue exceptionnelle, l'ouverture de la bonde de fond peut constituer un outil et ultime secours.

I - Calcul du temps de vidange et dimensionnement de la conduite.

Pour le calcul du temps de vidange, nous avons utilisés les formules du débit établies pour un écoulement permanent; nous avons donc supposé que les variations du plan d'eau amont sont relativement lentes d'où des intervalles de temps infiniment petits.

I - 1- Méthode de calcul.

- tracer la courbe $V=f(h)$ sur la partie droite, sur la partie gauche la courbe ayant pour équation :

$$: Q = \mu S \sqrt{2gh}.$$

avec μ : coefficient de débit = 0.8.

$$\pi D^2$$

$$S = \frac{\pi D^2}{4} : \text{section de la conduite avec } D \text{ son diamètre (m}^2\text{)}$$

H : charge (hauteur d'eau vidangée) (m).

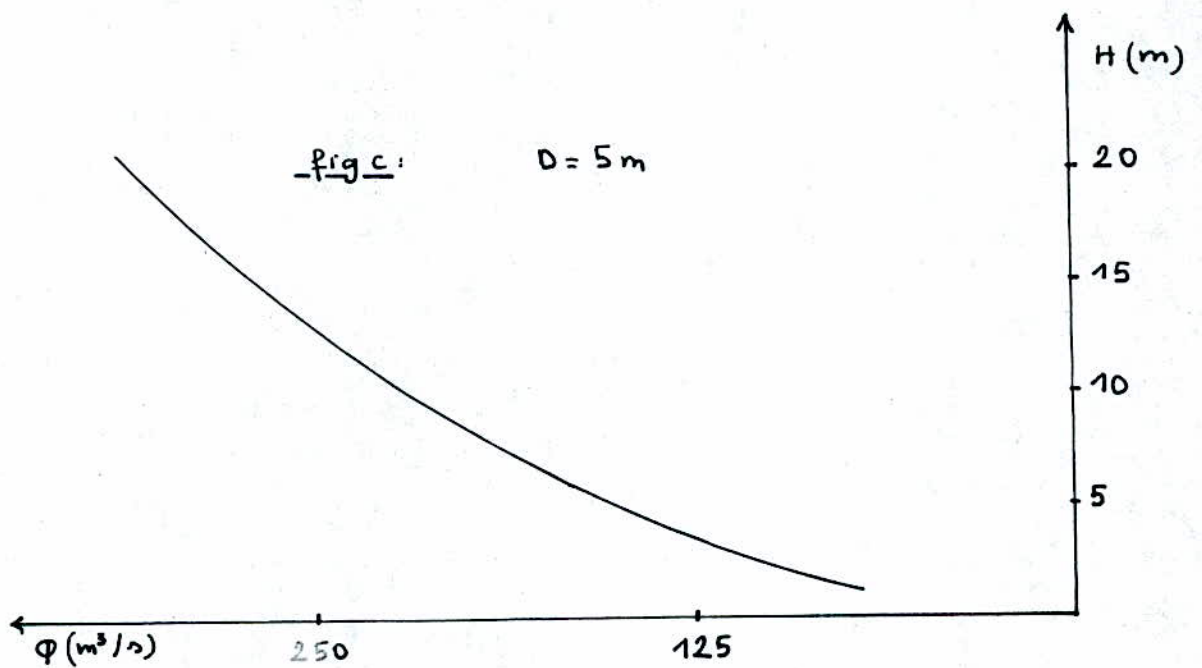
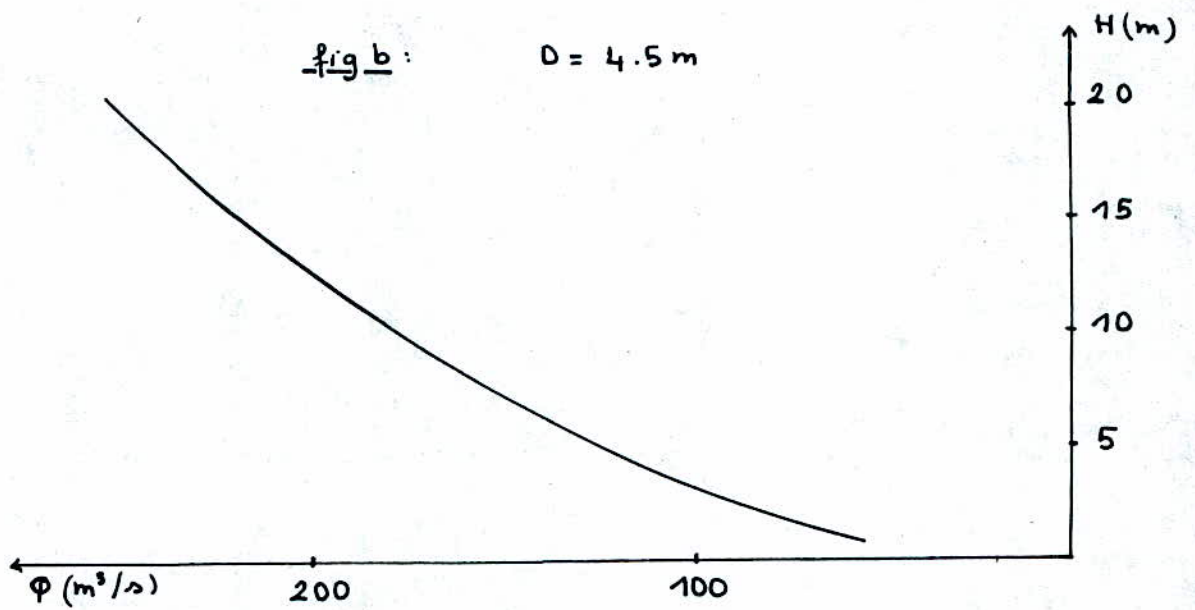
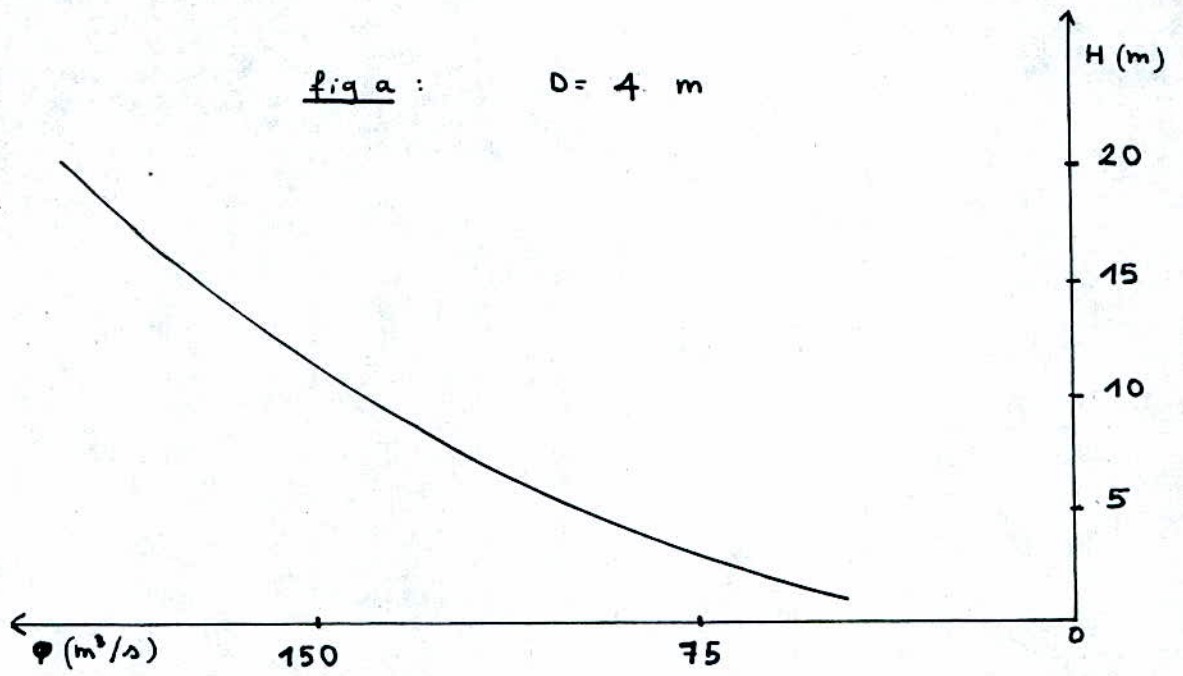
- choisir un pas ΔH en fonction de la hauteur utile et du volume utile :

$$H_{\text{utile}} = NNR - NMR$$

hutile

$$\Delta h = \frac{H_{\text{utile}}}{n}, n \text{ étant le nombre de pas.}$$

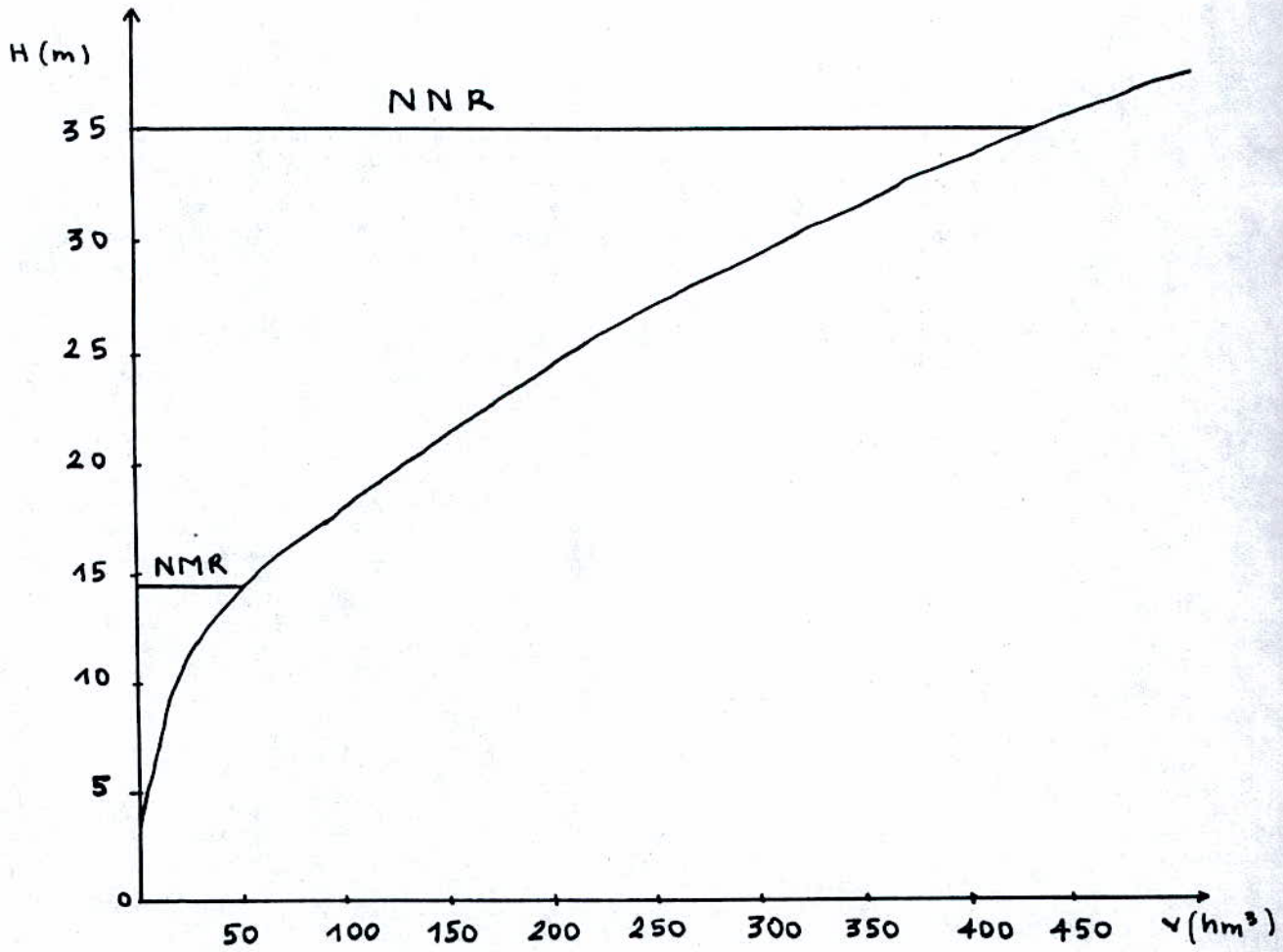
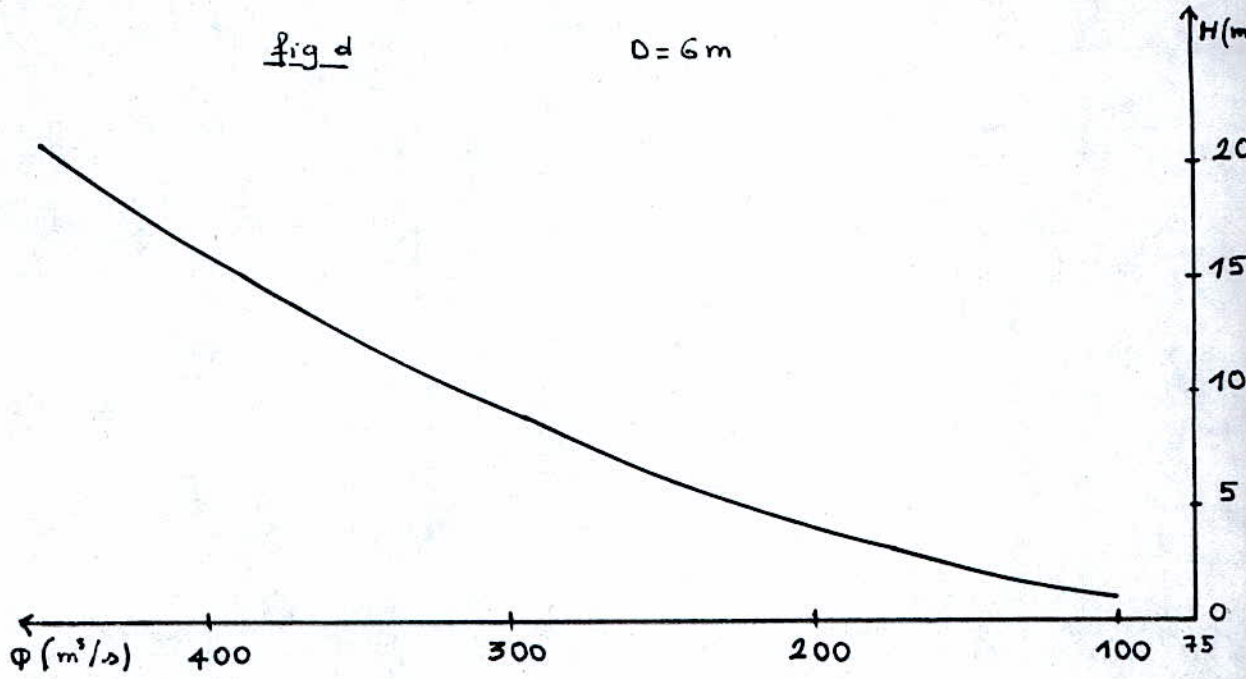
n



Vidange de Fond fig(a, b, c, d)

fig d

D = 6 m



- calculer le temps de vidange $T_v = \sum t_i$ (jours)

avec $t_i = \frac{\Delta V_i}{Q_i}$ $\Delta V_i = V_{i+1} - V_i$
 $Q_i = \mu S \sqrt{2gH_i}$ (au milieu du pas ΔH)

- le temps de vidange est fonction de la perméabilité du noyau d'argile selon le tableau ci dessous :

K (M/S)*	Tv (jours)
$K < 10^{-10}$	21
$10^{-10} < K < 10^{-9}$	18 ÷ 21
$10^{-9} < K < 10^{-8}$	15 ÷ 18
$10^{-8} < K < 10^{-7}$	12 ÷ 15
$K = 10^{-7}$	10

Pour un pas de temps $\Delta H = 1$ m et pour différents diamètres, nous avons dressé les tableaux donnant le temps de vidange (voir annexe).

An : Hutile = 35 - 14.33

Hutile = 20.67 m

Conclusion

D(m)	4	4.5	5	6
Tv (y)	32.8	26	21.16	14.5

Le noyau étant constitué d'une argile silteuse avec une grande imperméabilité ($K=10^{-10}$ m/s), la vidange se fera pendant une période de 21 jours avec une conduite de diamètre $D = 5$ m.

IV OUVRAGE DE PRISE D'EAU

- Introduction :

Nous appelons prise d'eau, tout organe destiné à prélever dans une source d'eau le débit nécessaire à chaque instant. L'ouvrage de prise doit assurer en permanence le besoin en eau de l'utilisateur à l'aval et ce quelque soit le niveau d'eau dans la source de prélèvement et quelques soient les conditions d'écoulement qui règnent.

I Différents types de prise :

a - tour de prise noyée dans la retenue :

- cet ouvrage présente un risque d'envasement qui peut le mettre hors exploitation.
- demande d'entretien régulier
- régulation interannuelle.

b - tour de prise inclinée :

Le choix de cette variante est fonction de la topographie et la sismicité de la région : zones trop sismiques.

c - tour de prise verticale :

Elle est constituée d'une tour verticale, équipée de fenêtres d'alimentation avec un équipement hydraulique (vannes, grille, vannes batardeau...) à différents étages de telle façon que le débit demandé pourrait être satisfaisant avec la variation du niveau du plan d'eau sans trop solliciter l'équipement hydraulique à sa sortie supérieure, elle est munie d'une chambre de manoeuvre à laquelle nous accédons par une route depuis la crête de l'ouvrage.

Le débit prélevé par ces prises est véhiculé par deux conduites principales (AEP et irrigation) qui emprunteront la galerie de dérivation provisoire pour aboutir à l'ouvrage de sortie.

Dans le cas du barrage de Takdempt, l'ouvrage est implanté dans la rive droite où les conditions topographiques et géologiques sont favorables. La région n'étant pas très sismique nous optons pour une tour de prise verticale.

II - Dimensionnement :

La conduite de la prise d'eau sera dimensionnée pour répondre à la pointe de la demande qui correspond au plus fort taux que devra assurer la retenue.

Le barrage étant destiné à l'irrigation et à l'AEP, le mois correspondant au plus fort taux est le

M.Vreg.

mois d'Août avec un module $M = 9.8\%$ et un volume total $V_T = \text{-----}$

100

$$V_T = \frac{231.27 \times 9.8}{100} \Rightarrow V_T = 22.66 \text{ hm}^3$$

$$V_{AEP} = \frac{M_J \cdot V_{reg}}{100} \quad \text{où : } \left. \begin{array}{l} M_J = \text{modulation du mois de Janvier.} \\ V_{reg} = \text{volume régularisé.} \end{array} \right\}$$

AN:
$$V_{AEP} = \frac{231.27 \times 6.8}{100} \Rightarrow V_{AEP} = 15.73 \text{ hm}^3$$

Le volume destiné à l'irrigation sera :

$$V_{irr} = V_T - V_{AEP} \Rightarrow V_{irr} = 6.93 \text{ hm}^3$$

$$V_{irr} = 22.66 - 15.73.$$

1- Le débit:

a - Calcul du débit de pointe destiné à l'Approvisionnement en Eau Potable

$$Q_{AEP} = \frac{V_{AEP}}{T} \quad ; \quad T : \text{période en secondes.}$$

$$Q_{AEP} = \frac{15,73 \cdot 10^6}{30 \times 3600 \times 18 \times 12} \quad \text{AEP : 18 h/J}$$

Le débit de la conduite est : $Q_{AEP} = 0.67 \text{ m}^3/\text{s}.$

b - Calcul du débit de pointe destiné à l'irrigation

$$Q_{irr} = \frac{V_{irr}}{T} \quad \text{Nous considérons que l'irrigation se fait en moyenne 8h par jour}$$

durant une période de 8 mois.

$$Q_{irr} = \frac{6.93 \times 10^6}{360 \times 3600 \times 8 \times 8}$$

Le débit est : $Q_{irr} = 1 \text{ m}^3/\text{s}$

2 - Calcul des diamètres des conduites :

La conduite doit pouvoir évacuer le débit Q_p tel que :

$$Q_p = \mu \cdot S \sqrt{2gH} \quad \text{avec : } H : \text{ hauteur d'eau au dessus de l'ouverture (h=8 à 10 m + 12m)}$$

μ : coefficient du débit = 0.8.
 S : section de la conduite (m^2).

a - Conduite destinée à L'Approvisionnement en Eau Potable.

$$S = \frac{Q_{AEP}}{\mu \cdot \sqrt{2gH}} = \frac{\pi D^2}{4}$$
$$\Rightarrow D^2 = \frac{4 Q_{AEP}}{\mu \pi \sqrt{2gH}}$$

Donc $D^2 = \frac{4 \times 0.67}{0.8 \cdot \pi \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot 8}}$

AN : $D = 0.3 \text{ m}$

Vérification des vitesses.

$$0.5 \text{ m/s} < V < 1.5 \text{ m/s}$$

Or : $V = \frac{Q_{AEP}}{\pi D^2/4}$

Donc : $D = 0.3 \text{ m} \Rightarrow V = 9.48 \text{ m/s}$, non vérifiée

Soit : $\sqrt{\frac{4 Q_{AEP}}{1.5 \pi}} < D < \sqrt{\frac{4 Q_{AEP}}{0.5 \pi}}$

D'où : $0.75 \text{ m} < D < 1.3 \text{ m}$, nous prendrons $D = 0.8 \text{ m}$

b - Conduite destinée à l'irrigation.

$$D^2 = \frac{4 \times Q_{irr}}{\mu \pi \sqrt{2gH}} = \frac{4 \times 1}{0.8 \cdot \pi \cdot \sqrt{2 \times 9.81 \cdot 8}}$$

D'où $D = 0.4 \text{ m}$

Vérification des vitesses.

$$V = 7.96 \text{ m/s} \quad \text{non vérifié.}$$

$$\text{soit } 0.85\text{m} < D < 2.55 \text{ m}$$

Nous prendrons $d = 0.9 \text{ m}$.

3 - Dimensionnement de la prise d'eau :

Nous choisissons une prise rectangulaire :

$$h_p = (1,2 \dots 1,4) b_p$$

h_p : hauteur de la fenêtre.

$$A_p = h_m \times b_p$$

b_p : base de la fenêtre.

$$A_p = 1.2 b_p^2$$

$$A_p = A_p \cdot V_p$$

V_p : (0,8 ... 1,2) m/s, vitesse de l'eau.

AEP

$$V_p = 1 \text{ m/s}$$

$$Q_p$$

$$A_p = \frac{\quad}{V_p} = 0.67 \text{ m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_p = 1.2 b_p^2 \\ h_p = 1.2 b_p \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.67 = 1.2 b_p^2 \\ b_p = 1.2 \times 0.75 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b_p = 0.75 \text{ m} \\ h_p = 0.9 \text{ m} \end{array} \right.$$

Irrigation.

$$A_p = 1 \text{ m}^2$$

$$b_p = 0.91 \text{ m}$$

$$h_p = 1.09 \text{ m}.$$

Dimensionnement de la grille.

$$Q_p$$

$$A_g = \frac{\quad}{V_g} = 1.2 b_g^2$$

$$V_g$$

$$V_g = (0.8 \dots 1) \text{ m/s}$$

AEP

$$Ag = \frac{0.67}{0.8} \Rightarrow Ag = 0.84 \text{ m}^2$$

$$Ag = 1.2 \times b^2g \Rightarrow bg = 0.85 \text{ m}$$

$$hg = 1.2 \times bg \Rightarrow hg = 1.02 \text{ m}$$

Irrigation.

$$Ag = 1.25 \text{ m}^2$$

$$bg = 1.02 \text{ m}$$

$$hg = 1.22 \text{ m.}$$

ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DU BARRAGE.

Pour conclure notre étude de faisabilité, nous devons évaluer le coût du barrage.

Pour cela, nous devons calculer les volumes de remblai utilisé, de l'argile, de l'excavation, des protectines et des enrochements.

Ces volumes seront estimés en calculant la surface de chaque constituant et en la multipliant par une distance dite "distance appliquée" et qui n'est autre que la distance moyenne entre deux profils successifs.

càd : $V_n = S_n * \Delta n$

Où : V_n : volume du constituant n (m³).

S_n : superficie du constituant n (m²).

$$\frac{I_1 + I_2}{2}$$

Δn : distance appliquée = -----

$$2$$

I_1, I_2 : largeurs des deux profils considérées (m).

Ces profils sont obtenus en divisant l'axe du barrage en plusieurs parties. Ces dernières seront d'autant plus nombreuses que le terrain est accidenté et les pentes de talus importantes.

Dans notre cas nous avons considéré cinq (5) profils. Les résultats sont dressés dans les tableaux suivants :

Tableau 1 : Surfaces occupées par les constituants du barrage.

Profil	distance appliquée (m)	Superficie (m ²)						
		Excavation	Alluvions	Argile	Filtre F1	Filtre F2	Enrochement	Protection
I - I	33.5	1526	2823	425	105.25	78.5	78	186
II - II	108.5	1147.13	3575.42	447	106	108	78	172
III - III	122.5	1584	4259.6	609.5	126	126	-	187
IV - IV	30	1065	3472.5	190	84	82	-	189
V - V	35.5	903	2330.5	62	25	21	-	177

Tableau 2 : Volume de chaque constituant.

Profil	distance appliquée (m)	Volume (103 m3)						
		Excavation	Alluvions	Argile	Filtre F1	Filtre F2	Enrochement	Protection
I - I	33.5	51.121	94.571	14.237	3.526	2.630	2.613	6.231
II - II	108.5	124.463	387.933	48.499	11.501	11.718	8.463	18.662
III - III	122.5	194.040	521.801	74.664	15.435	15.435	-	22.907
IV - IV	30	32.070	104.175	5.700	2.520	2.460	-	5.670
V - V	35.5	32.057	82.733	2.201	0.888	0.746	-	6.284
Volume total (103m3)		433.751	1191.213	145.301	33.870	32.989	11.076	59.754
Coût (106 DA)		108.44	71.47	21.79	20.32	19.79	2.21	23.90

Conclusion :

Le coût total du barrage de Takdempt est de 267.92 .106 DA.

Nous devons ajouter à ce prix les prix de dédommagements des terres agricoles, des maisons, des routes et autres (voir tableau 3).

Donc : Le coût du barrage et des dédommagements (sauf les ouvrages annexes) s'élève à environ 915.106 DA.

Tableau 3.: Impact socio-économique.

Observation :

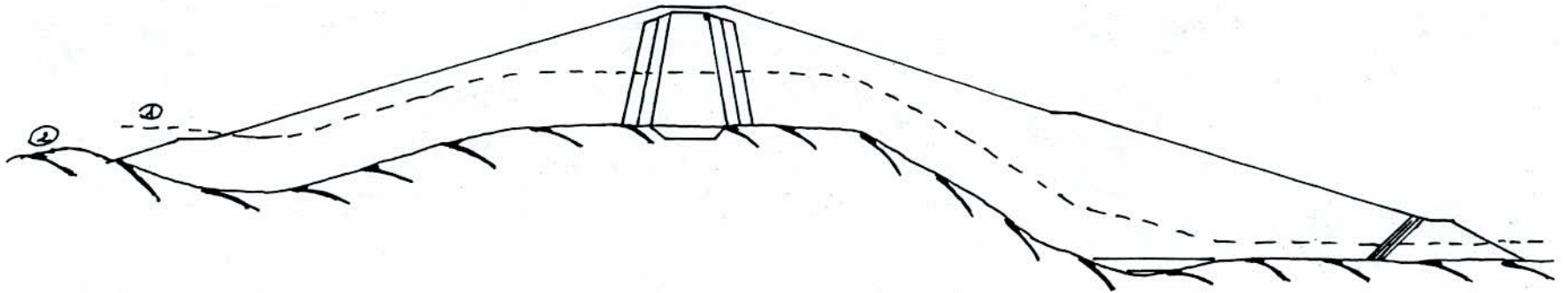
Les coûts et les quantités s'appliquent à une retenue normale de 35 m.

	Quantité	Prix unitaire (10 ³ DA)	Coût de dédom- -magement (10 ⁶ DA)
* Superficie totale des terres submergées se répartissant comme suit:	31.0 Km2		
- Lit de l'oued.	6.9 Km2		
- Routes.	2.1 Km2		
- Foyers de peuplement	1.4 Km2		
- Agriculture.	20.6 Km2		
Nombre de maisons	700	140 - 240	98 - 168
Nombre de fermes	70	140	9.8
Nombre d'écoles	2	1000	2.0
Nombre de bâtiments industriels-commerciaux	-	140	-
Nombre de bâtiments agricoles	-	.5	-
Autres	-	140	-
Total pour les bâtiments.			109.8 - 179.8
Taux d'occupation/logement d'après le recensement de 1977			
a) Logements dispersés.	6		
b) Foyers de peuplement.	5		
Estimation de la population 1981	4000		
Culture et superficie approximative des terres agricoles :			
- Arboriculture	340 ha	450	153
- Culture maraîchère	-	200	-
- Terres arables - labourées	1350 ha	150	202.5
- Oliveraies / pâturage	-	70	-
- Autres.	370 ha	30	11.1
Total pour terres agricoles.	2060 ha		366.6
Routes			
	Longueur touchée	Longueur déplacée	
- Principales (N)	28 Km	32 Km	4200
Secondaires (W)	25 Km	-	1700
Non empruntées	-	-	-
Total des routes			

Profil. I

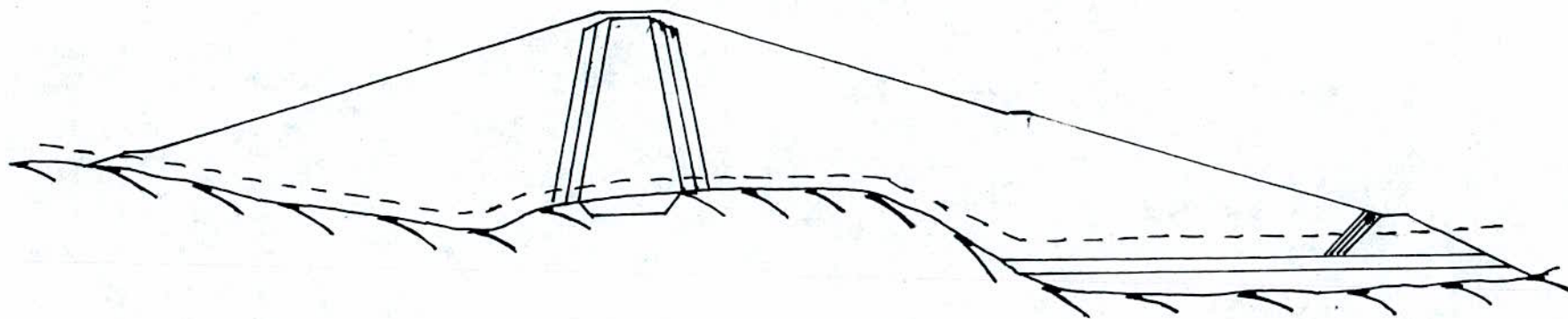
①: Terrain Naturel

②: Terrain De fondation.



Profil II

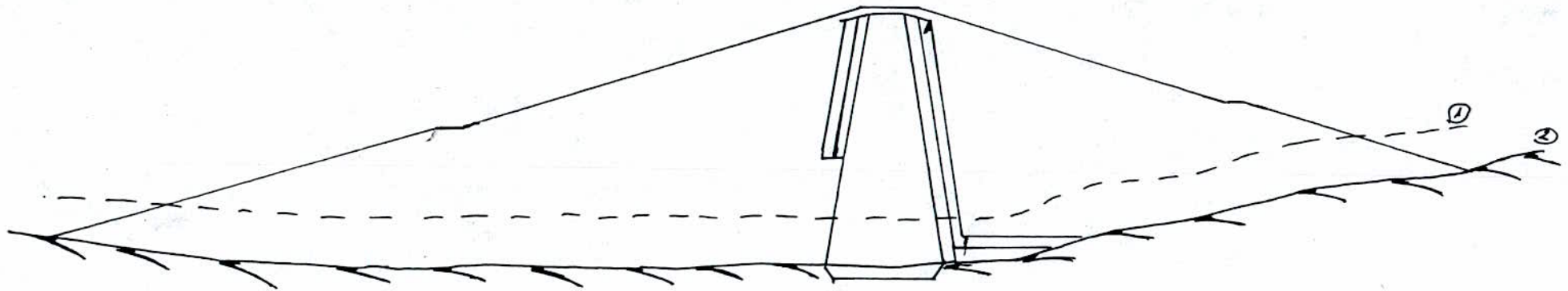
- ① : Terrain Naturel
- ② : Terrain De Fondation



Profil III

① : Terrain Naturel

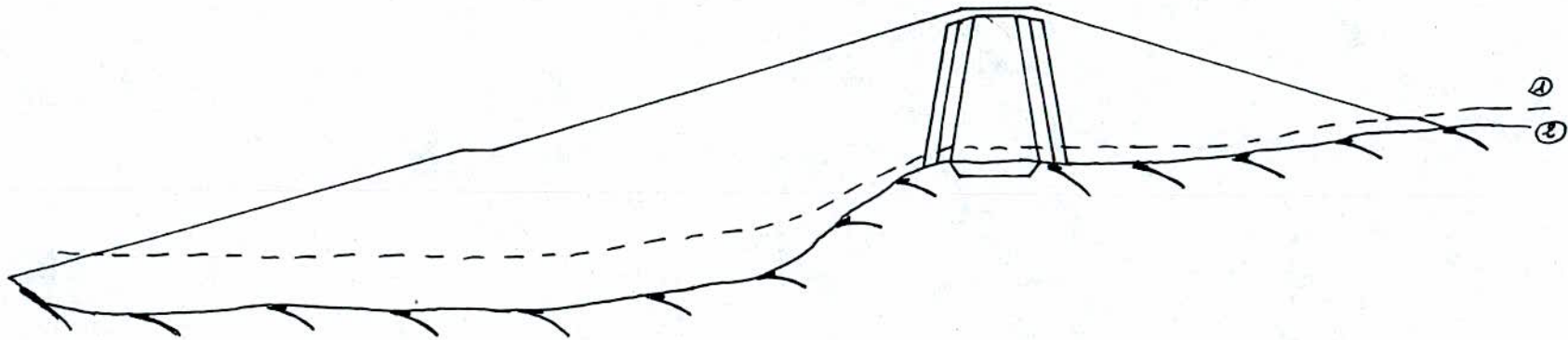
② : Terrain De fondation



Profil. IV

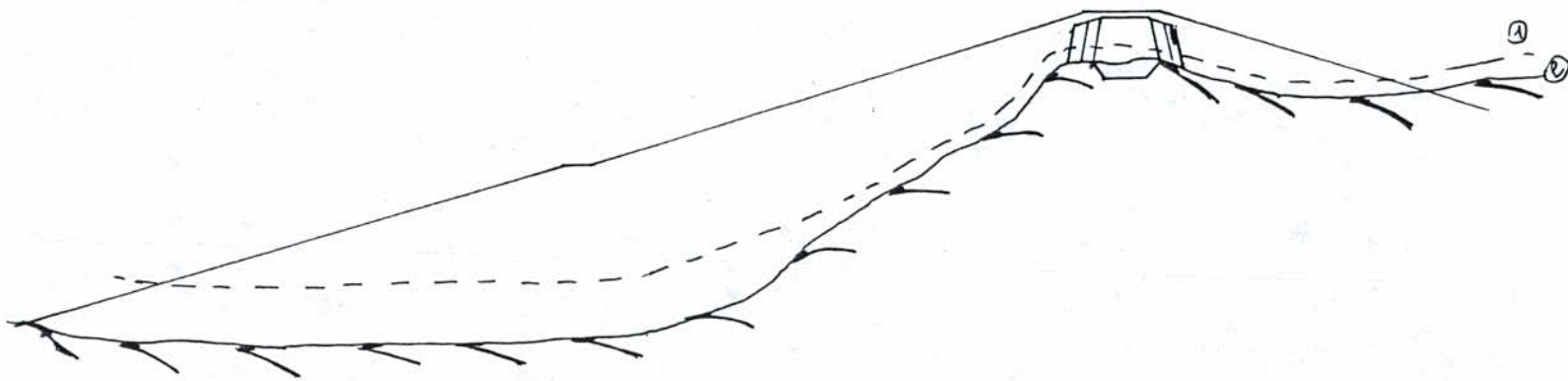
①: Terrain Naturel

②: Terrain De Fondation



Profil. V

- ①: Terrain Naturel
- ②: Terrain De Fondation



CONCLUSION GENERALE

Le bassin versant du Sebaou n'a pas été étudié de façon approfondie, ce qui explique le manque de données et de renseignements que nous avons rencontré notamment en hydrologie.

Néanmoins, nous pouvons conclure, sous réserve, que les résultats obtenus sont fiables et représentatifs de la région.

En se basant sur les données concernant l'impact socio-économique, (source : D.H.W. de Tizi-Ouzou) et l'étude économique faite pour la digue, nous pouvons conclure que le barrage Takdempt sur l'Oued Sebaou est faisable et sera d'une grande importance pour le Grand Alger et surtout les plaines de la Mitidja (nous n'avons pas inclus les prix des différents ouvrages annexes).

Nous savons que notre étude n'est pas très complète mais nous pouvons conclure que ce travail, même aussi modeste, servira aux futurs étudiants comme support de travail car nous avons essayé d'exposer la majeure partie des formules de calcul surtout en hydrologie et en conception et dimensionnement du barrage.

ANNEXE

D = 4 m

h(m)	$Q = \mu S\sqrt{2gh}$	$\Delta V_i \cdot 10^6 \text{ m}^3$	$Q_i \text{ (m}^3/\text{s)}$	$t_i \cdot 10^6 \text{ (s)}$
20.67	202.35	23.22	201	11.55
20	199.04			
20	199.04	21.42	196.5	10.9
19	194			
19	194	21.43	191.25	11.2
18	188.83			
18	188.83	28.57	186	15.36
17	183.51			
17	183.51	21.72	180	12.07
16	178.03			
16	178.03	17.64	174.75	10.09
15	172.37			
15	172.37	28.57	170.26	16.78
14	166.53			
14	166.53	21.43	164.25	13.05
13	160.47			
13	160.47	17.86	157.5	11.34
12	154.18			
12	154.18	17.85	151.5	11.78
11	147.61			
11	147.61	17.86	144	12.40
10	140.74			
10	140.74	17.86	138	12.94
9	133.52			
9	133.52	17.86	129	13.84
8	125.88			
8	125.88	17.85	121.5	14.69
7	117.75			
7	117.75	14.29	113.25	12.62
6	109.02			
6	109.02	14.28	103.5	13.8
5	99.52			
5	99.52	14.29	93.75	15.24
4	89.01			
4	89.01	14.29	84	17.01
3	77.09			
3	77.09	14.28	70.5	20.25
2	62.94			
2	62.94	14.29	54.0	26.46
1	44.51			
1				$\sum t_i = 32.8 \text{ j}$

D= 4.5 m

h(m)	$Q = \mu S\sqrt{2gh}$	$\Delta V_i \cdot 10^6 \text{ m}^3$	$Q_i (\text{m}^3/\text{s})$	$t_i \cdot 10^6 (\text{s})$
20.67	256.1	23.22	254	9.14
20	251.91			
20	251.91	21.42	249	8.6
19	245.53			
19	245.53	21.43	242	8.85
18	238.98			
18	238.98	28.57	233	12.26
17	232.25			
17	232.25	21.72	229	9.48
16	225.32			
16	225.32	17.64	222	7.94
15	218.16			
15	218.16	28.57	214	13.35
14	210.76			
14	210.76	21.43	206	10.4
13	203.1			
13	203.1	17.86	198	9.02
12	195.13			
12	195.13	17.85	189	9.44
11	186.82			
11	182.82	17.86	181	9.87
10	178.13			
10	178.13	17.86	173	10.32
9	168.99			
9	168.99	17.86	164	10.89
8	159.32			
8	159.32	17.85	154	11.59
7	149.03			
7	149.03	14.29	142	10.06
6	137.98			
6	137.98	14.28	132	10.82
5	125.96			
5	125.96	14.29	118	12.11
4	112.66			
4	112.66	14.29	104	13.74
3	97.56			
3	97.56	14.28	88	16.23
2	79.66			
2	79.66	14.29	69	20.71
1	56.33			
1				$\sum t_i = 26 \text{ j}$

D = 5 m

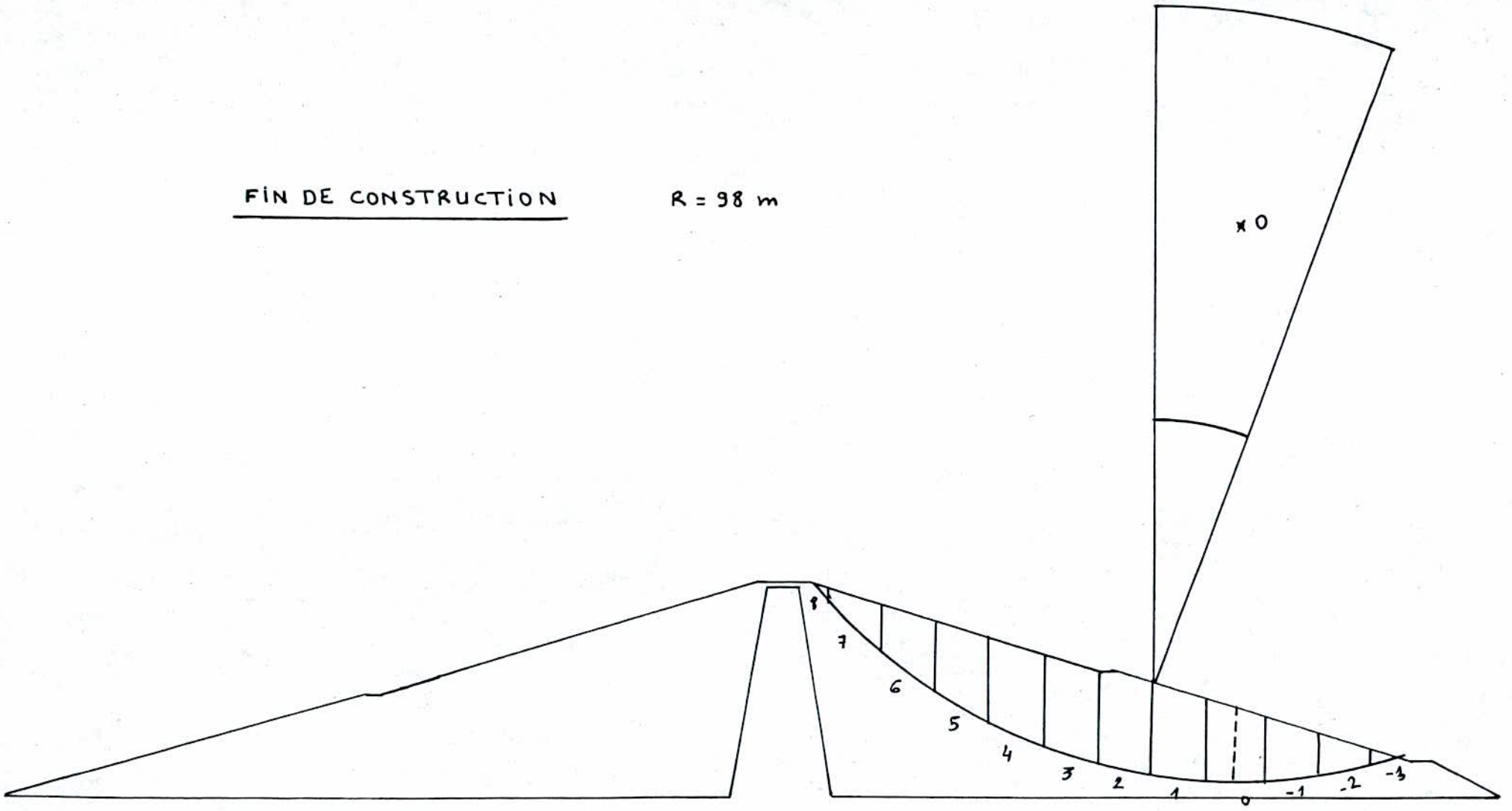
h(m)	$Q = \mu S\sqrt{2gh}$	$\Delta V_i \cdot 10^6 \text{ m}^3$	$Q_i \text{ (m}^3/\text{s)}$	$t_i \cdot 10^6 \text{ (s)}$
20.67	316.17	23.22	311.25	7.46
20	311			
20	311	21.42	305	7.02
19	303.13			
19	303.13	21.43	297.5	7.2
18	295.04			
18	295.04	28.57	290	9.85
17	286.73			
17	286.73	21.72	281.25	7.72
16	278.17			
16	278.17	17.64	272.5	6.47
15	269.34			
15	269.34	28.57	262.5	10.88
14	260.20			
14	260.20	21.43	255	8.4
13	250.74			
13	250.74	17.86	243.75	7.33
12	240.9			
12	240.9	17.85	232.5	7.68
11	230.64			
11	230.64	17.86	223.75	7.98
10	219.91			
10	219.91	17.86	213.75	8.35
9	208.63			
9	208.63	17.86	201.25	8.87
8	196.69			
8	196.69	17.85	190	9.39
7	183.99			
7	183.99	14.29	175	8.16
6	170.34			
6	170.34	14.28	162.5	8.79
5	155.5			
5	155.5	14.29	145	19.85
4	139.08			
4	139.08	14.29	130	10.99
3	120.45			
3	120.45	14.28	108.75	13.13
2	98.35			
2	98.35	14.29	82.5	17.32
1	69.54			
1	69.54			$\epsilon t_i = 21.16 \text{ j}$

D = 6 m

h(m)	$Q = \mu S\sqrt{2gh}$	$\Delta V_i \cdot 10^6 \text{ m}^3$	$Q_i \text{ (m}^3/\text{s)}$	$t_i \cdot 10^6 \text{ (s)}$
20.67	455.51	23.22	501.25	4.63
20	448.071			
20	448.071	21.42	441.25	4.85
19	436.72			
19	436.72	21.43	431.25	4.5
18	425.08			
18	425.08	28.57	425	6.7
17	413.10			
17	413.10	21.72	405	5.36
16	400.77			
16	400.77	17.64	392.5	4.49
15	388.04			
15	388.04	28.57	381.25	7.49
14	374.88			
14	374.88	21.43	367.5	5.83
13	361.25			
13	361.25	17.86	355	5.03
12	347.07			
12	347.07	17.85	340	5.25
11	332.30			
11	332.30	17.86	323.75	5.51
10	316.83			
10	316.83	17.86	307.5	5.8
9	300.57			
9	300.57	17.86	290	6.16
8	283.38			
8	283.38	17.85	272.5	6.55
7	265.08			
7	265.08	14.29	255	5.6
6	245.4			
6	245.4	14.28	231.25	6.17
5	224.03			
5	224.03	14.29	210	6.8
4	200.38			
4	200.38	14.29	183.75	7.78
3	173.54			
3	173.54	14.28	156.25	9.14
2	141.69			
2	141.69	14.29	122.5	11.66
1	100.19			
1	100.19			$\epsilon t_i = 14.5 \text{ j}$

FIN DE CONSTRUCTION

R = 98 m



Plus axial Fin de construction R = 98

n	b_n	H_n	ϕ_i	C_i	α_n	G_n	$G_n \sin \alpha_n$	$G_n \cos \alpha_n$	$(G_n \cos \alpha_n - P_i dl) \operatorname{tg} \phi_i$	dl	$C_i dl$	d_n	Tt_n	$Ttnd_n/R$
-3	5	1.5	25	1.5	-15.38	12	-3.18	11.57	5.39	5.18	7.77	93.74	1.8	1.72
-2	9.8	5.5	25	1.5	-11.47	86.24	-17.15	84.52	39.41	10	15	93.29	12.94	12.32
-1	9.8	9.5	25	1.5	-5.86	148.96	-15.21	148.18	69.10	9.85	14.77	92.74	22.34	21.74
0	9.8	13	25	1.5	0	203.84	0	203.84	95.05	9.8	14.70	91.50	30.58	28.55
1	9.8	15	25	1.5	6.44	235.20	26.38	233.71	108.98	9.86	14.79	89.88	35.28	32.36
2	9.8	16.5	25	1.5	11.77	257.72	52.77	253.28	118.11	10.01	15.01	87.69	74.09	66.29
3	9.8	16	25	1.5	17.51	250.88	74.48	239.25	111.56	10.28	15.42	85.46	37.63	32.81
4	9.8	15	25	1.5	23.77	235.2	94.80	215.25	100.37	10.71	16.06	82.19	35.28	29.59
5	9.8	14	25	1.5	30.00	219.52	109.76	190.11	88.65	11.32	16.98	77.87	32.93	26.16
6	9.8	10	25	1.5	36.65	156.80	93.60	125.80	58.66	12.31	18.46	73.62	23.52	17.67
7	9.8	5	25	1.5	43.94	78.4	54.40	56.45	26.32	13.61	20.41	68.07	11.76	8.17
8	3	1.5	25	1.5	49.03	7.2	5.44	4.72	2.20	4.57	6.85	64.02	1.08	0.70
							$\Sigma=476.09$		$\Sigma=823.8$		$\Sigma=176.22$			$\Sigma=277.50$

Sans séisme

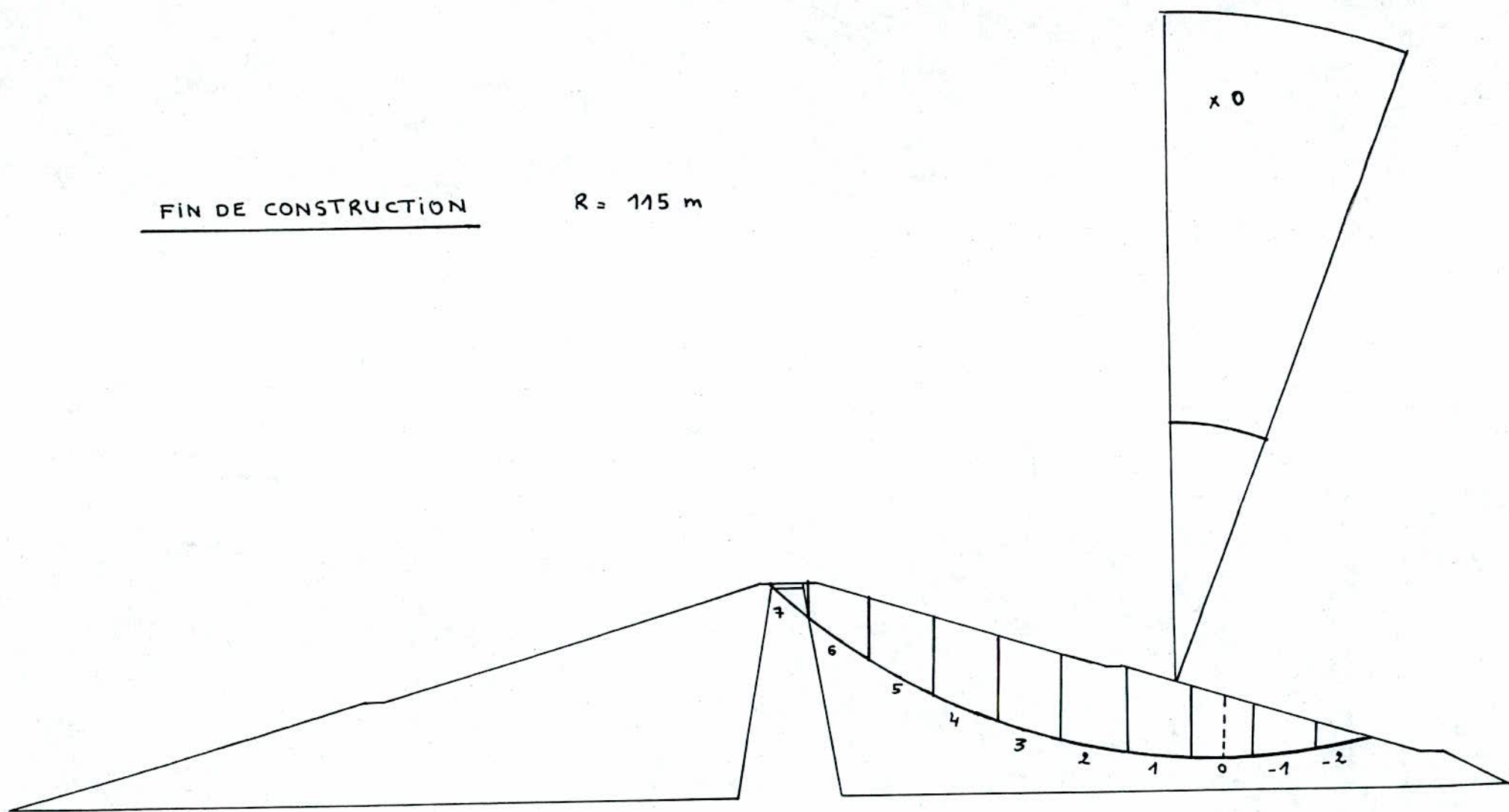
$K_s = 2.1$

avec séisme

$K_s = 1.33$

FIN DE CONSTRUCTION

$R = 115 \text{ m}$



Talus aval Fin de construction R = 115

N°	b _n	H _n	φ _i	C _i	α _n	G _n	G _n sinα _n	G _n cosα _n	(G _n cosα _n -P _i dl)tgφ _i	dl	C _i dl	d _n	Tt _n	Ttndn/R
-2	7	2	25	1.5	-10.27	22.4	-3.99	22.4	10.28	7.11	10.66	112.16	3.36	3.28
-1	11.5	6.5	25	1.5	-2.74	119.6	-5.72	119.46	55.70	11.51	17.26	111.62	17.94	17.41
0	11.5	10.5	25	1.5	0	193.2	0	193.2	90.09	11.5	17.25	109.75	28.98	27.66
1	11.5	13.5	25	1.5	5.49	248.4	49.73	247.26	115.30	11.55	17.32	107.72	37.26	34.90
2	11.5	14	25	1.5	11.49	257.6	51.31	252.44	117.71	11.73	17.59	105.69	38.64	35.51
3	11.5	15	25	1.5	17.46	276.0	82.81	263.28	122.77	12.05	18.07	102.20	41.40	36.79
4	11.5	14.5	25	1.5	23.58	266.8	106.73	244.52	114.02	12.55	18.82	98.15	40.02	34.16
5	11.5	12	25	1.5	27.71	220.8	109.43	191.77	89.42	13.24	19.86	93.88	33.12	27.04
6	11.5	8	25	1.5	36.56	147.2	87.68	118.23	55.13	14.32	21.48	88.37	22.08	16.97
7	6	1/2	22	6	41.70	40.8	27.14	30.46	12.31	8.04	48.24	84.55	6.12	4.50
							Σ=505.12		Σ= 782.73		Σ=206.53			Σ=238.22

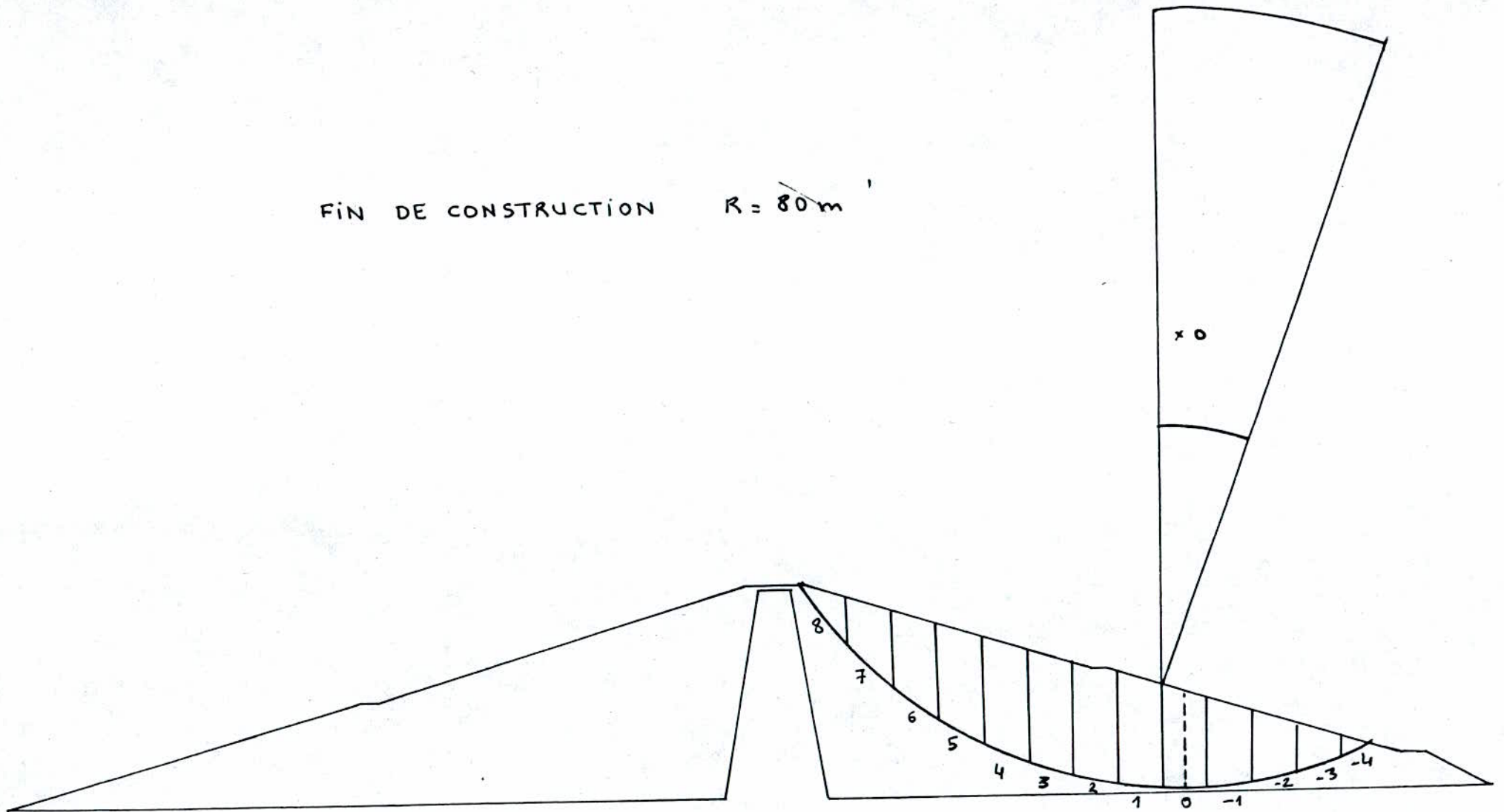
Sans séisme

Ks = 1.96

avec séisme

Ks = 1.33

FIN DE CONSTRUCTION $R = 80\text{ m}$



Talus aval Fin de construction R = 80 m

N°	b _n	H _n	φ _i	C _i	α _n	G _n	G _n sinα _n	G _n cosα _n	(G _n cosα _n -P _i dl)tgφ _i	dl	C _i dl	d _n	Tt _n	Ttndn/R	
-4	5	2.5	25	1.5	-22.41	20	-7.62	18.49	8.62	5.41	8.11	72.71	3	2.73	
-3	8	6.5	25	1.5	-17.46	83.2	-24.96	79.37	37.01	8.39	12.58	73.06	12.48	11.40	
-2	8	11	25	1.5	-11.54	140.8	-28.17	137.95	64.33	8.16	12.24	72.88	21.12	19.24	
-1	8	14.5	25	1.5	-5.74	185.6	-18.56	184.67	86.11	8.04	12.06	72.35	27.84	25.18	
0	8	17	25	1.5	0	217.6	0	217.60	101.47	8	12.00	71.50	32.64	29.17	
1	8	19.5	25	1.5	5.74	249.6	24.96	248.35	115.81	8.04	12.06	69.85	37.44	32.69	
2	8	20	25	1.5	11.54	256	51.21	250.82	116.96	8.16	12.24	68.38	38.40	32.82	
3	8	20	25	1.5	17.46	256	76.81	244.20	113.87	8.39	12.58	66.31	38.40	31.83	
4	8	19.5	25	1.5	23.58	249.6	99.85	228.76	106.67	8.73	13.09	63.57	37.44	29.75	
5	8	18	25	1.5	30	230.4	115.20	199.53	93.04	9.24	13.86	60.28	34.56	26.04	
6	8	15	25	1.5	36.87	192	115.2	153.40	71.62	10	15	56.50	28.80	21.05	
7	8	10.5	25	1.5	44.43	134.4	94.08	95.97	44.75	11.20	16.8	51.88	20.16	13.07	
8	8	5.5	25	1.5	53.13	70.4	56.32	42.24	19.70	13.33	19.99	45.25	10.56	5.97	
							Σ=554.32				Σ=979.96			Σ=172.61	Σ=280.94

Sans séisme

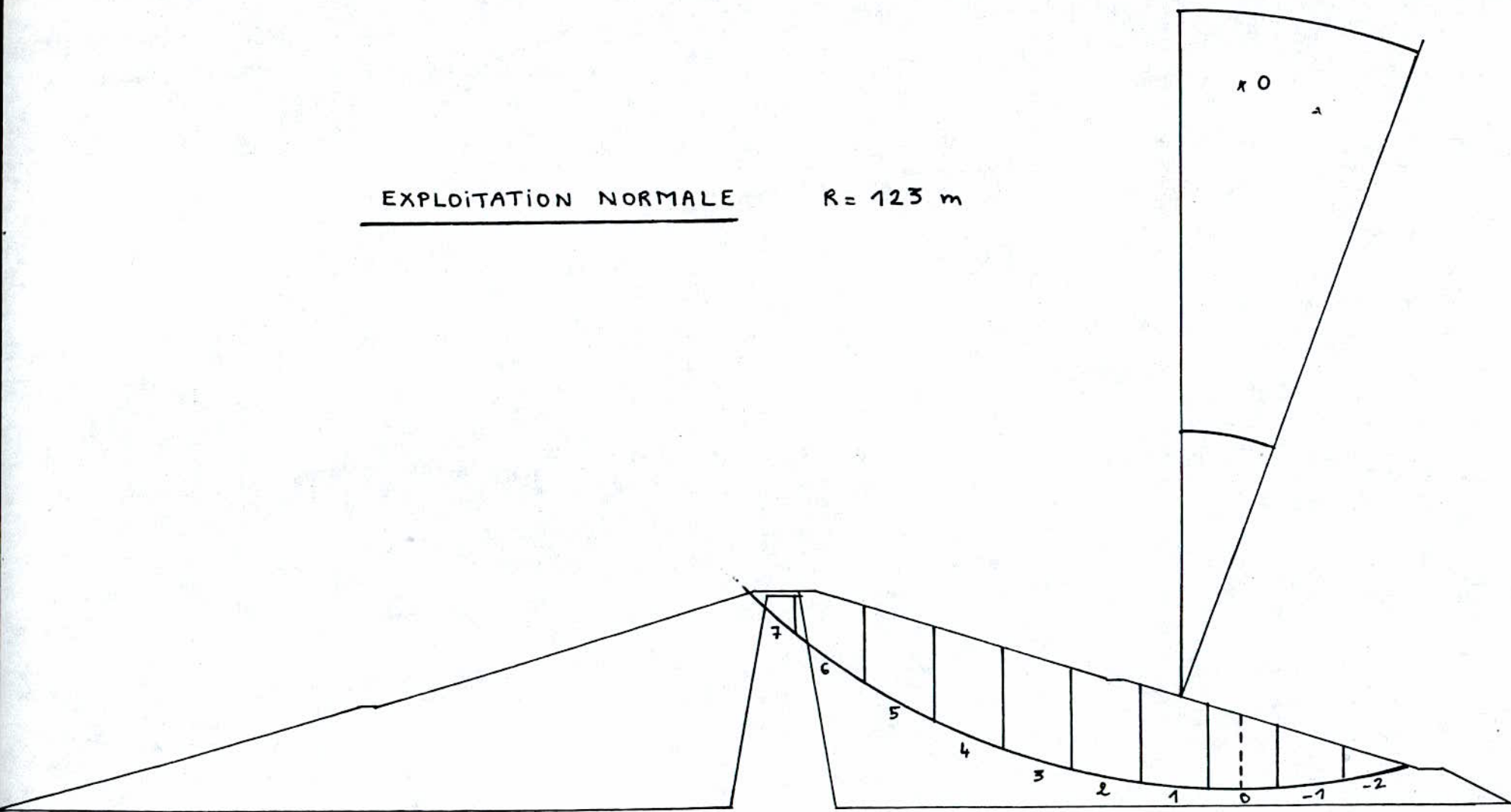
Ks = 2.08

avec séisme

Ks = 1.38

EXPLOITATION NORMALE

$R = 123 \text{ m}$



(u)

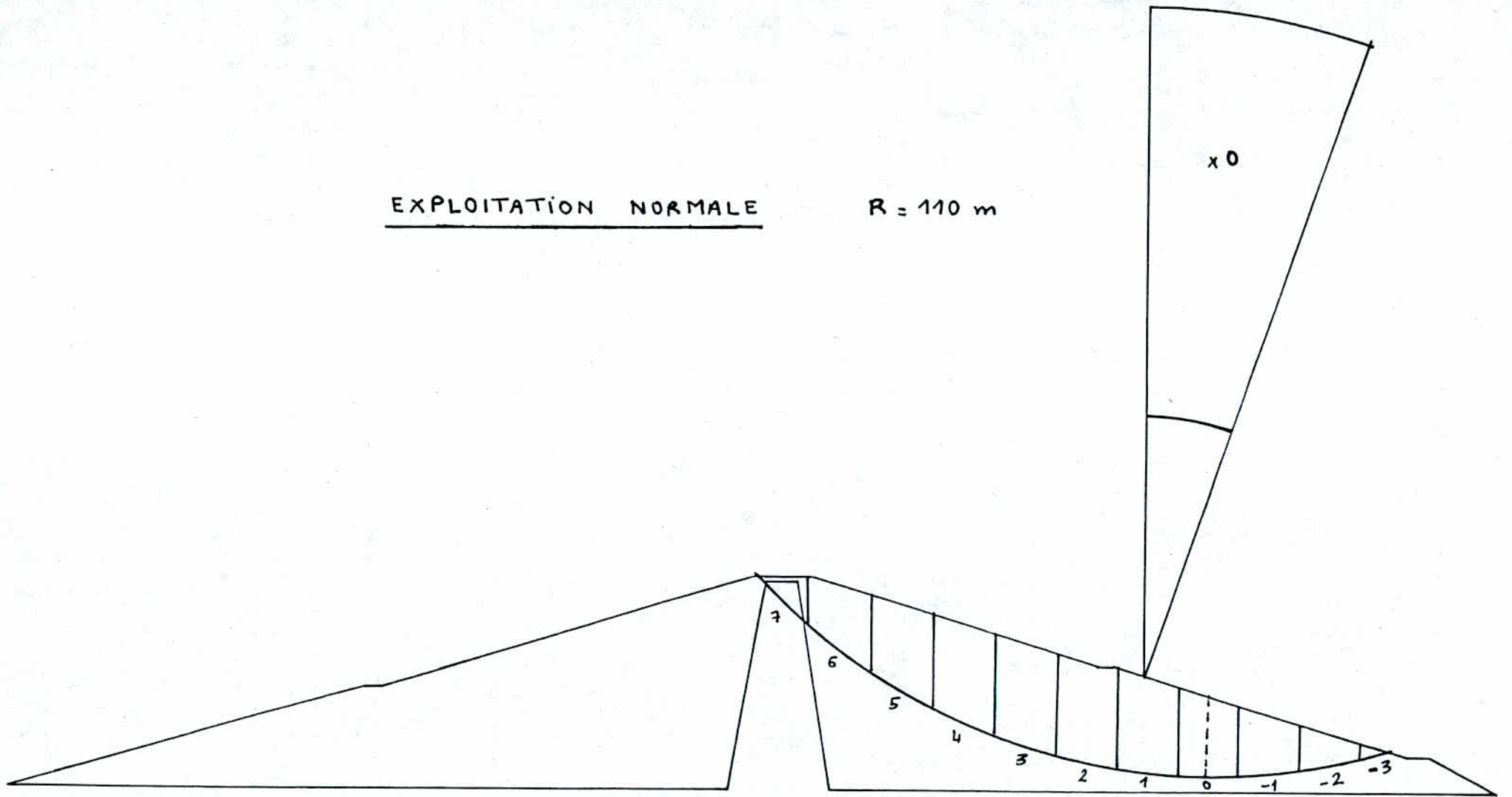
Talus aval Exploitation R = 123

N°	b _n	H _n	φ _i	C _i	α _n	G _n	G _n sinα _n	G _n cosα _n	P _i	dl	P _i dl	(G _n cosα _n -P _i dl)tgφ _i	C _i dl	d _n	qG _n d _n /R		
-2	12.3	3	25	1.5	-11.25	59.04	-11.52	57.90	0	12.54	0	27	18.8	119.14	8.64		
-1	12.3	8	25	1.5	-5.60	157.44	-15.36	156.69	0	12.36	0	73.06	18.5	118.41	22.74		
0	12.3	13	25	1.5	0	255.84	0	255.84	0	12.30	0	119.30	18.4	116.5	36.35		
1	12.3	15.5	25	1.5	5.60	305.04	29.77	303.58	0	12.36	0	141.56	18.5	114.66	42.70		
2	12.3	17	25	1.5	11.25	334.56	65.27	328.13	0	12.54	0	153.01	18.8	112.14	45.75		
3	12.3	6.5	25	1.5	17.02	324.72	96.02	310.50	0	12.86	0	144.79	19.3	109.25	43.26		
4	12.3	16	25	1.5	22.97	314.88	122.88	289.91	0	13.36	0	135.19	20	105.25	40.41		
5	12.3	13.5	25	1.5	29.20	265.68	129.61	231.92	0	14.09	0	108.15	21.1	100.62	32.60		
6	12.3	10	25	1.5	30.27	196.80	99.20	169.97	0	14.24	0	79.26	21	101.23	24.29		
7	6	1/2	22	6	41.19	50.88	33.51	4.42	0	7.97	0	1.78	47.82	90.93	5.64		
							Σ=549.56						Σ=983.1	Σ=204.72			Σ=266.38

Sans séismeK_s = 2.16avec séismeK_s = 1.46

EXPLOITATION NORMALE

$R = 110 \text{ m}$



Talus aval Exploitation R = 110

N°	b _n	H _n	φ _i	C _i	α _n	G _n	G _n sinα _n	G _n cosα _n	P _i	dl	P _{idl}	(G _n cosα _n -P _{idl})tgφ _i	C _{idl}	d _n	qGnd _n /R		
-3	3.5	2	25	1.5	-8	11.2	-1.56	11.09	0	3.53	0	5.17	5.29	107.93	1.65		
-2	11	5.5	25	1.5	-6.26	96.8	-10.55	96.22	0	11.06	0	44.87	16.59	106.59	14.07		
-1	11	11	25	1.5	-5.74	193.6	-19.36	192.63	0	11.05	0	89.82	16.57	103.95	27.44		
0	11	14.5	25	1.5		255.2	0	255.2	0	11	0	119.00	16.50	102.75	35.76		
1	11	17	25	1.5		299.2	29.92	297.7	0	11.05	0	138.82	16.57	98.78	41.19		
2	11	18	25	1.5		316.8	63.38	310.39	0	11.23	0	144.74	16.84	95.68	42.67		
3	11	18.5	25	1.5		325.60	97.69	310.60	0	11.53	0	144.83	17.29	91.81	42.48		
4	11	18	25	1.5		316.80	126.73	290.35	0	12.00	0	135.39	18	91.81	39.66		
5	11	16	25	1.5		281.60	140.8	243.87	0	12.70	0	113.72	19.05	87.26	33.51		
6	11	11.5	25	1.5		202.4	121.44	161.92	0	13.75	0	75.50	20.62	82.25	22.70		
7	9	1/4.5	22	2		122.90	84.91	88.85	0	12.45	0	35.90	74.7	75.26	12.61		
							Σ=633.40						Σ=1047.76	Σ=238.02			Σ=313.74

Sans séisme

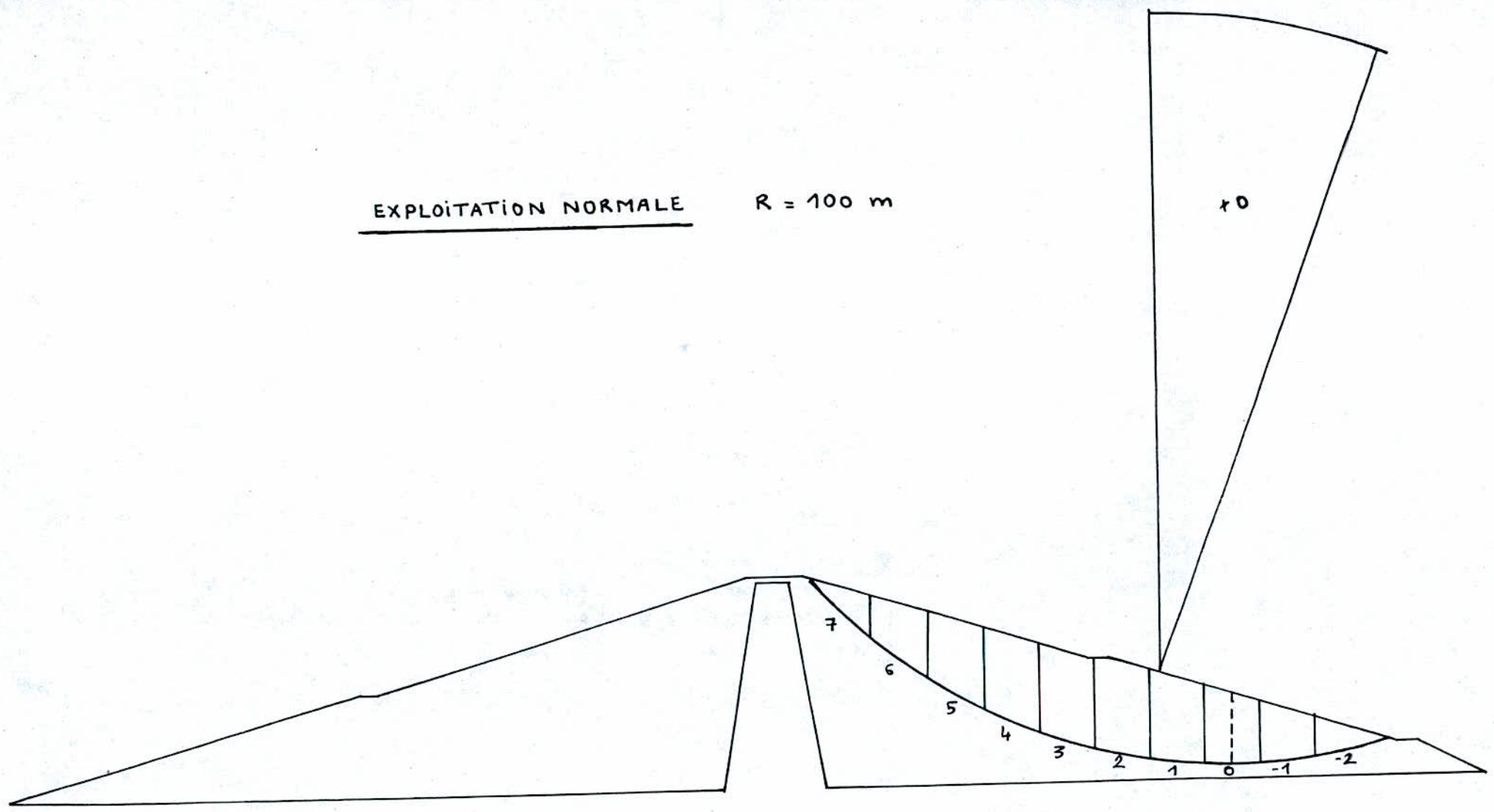
Ks = 2.03

avec séisme

Ks = 1.36

EXPLOITATION NORMALE

$R = 100 \text{ m}$



Talus aval Exploitation R = 100 m

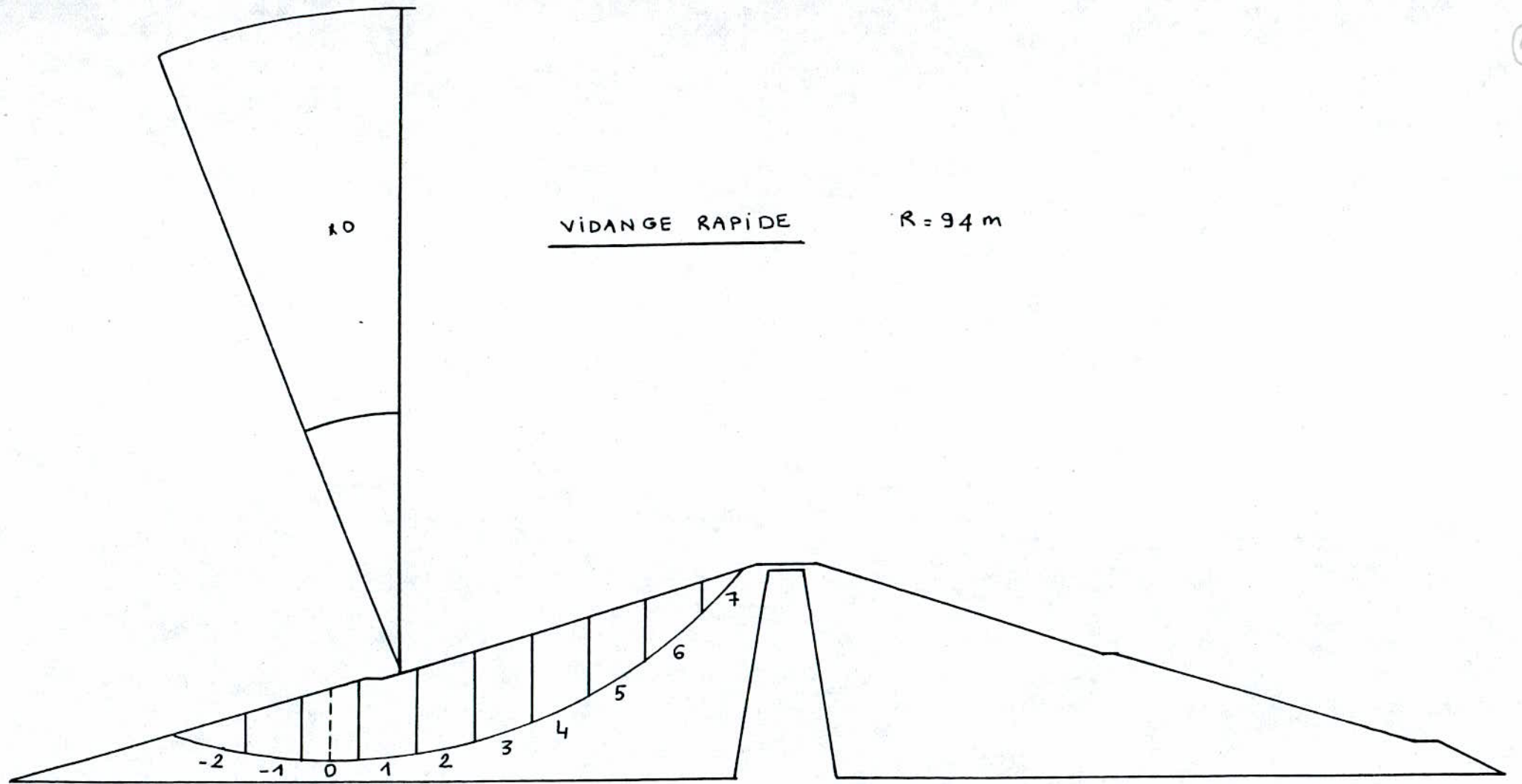
N°	b _n	H _n	φ _i	C _i	α _n	G _n	G _n sinα _n	G _n cosα _n	P _i	dl	P _i dl	(G _n cosα _n -P _i dl)tgφ _i	C _i dl	d _n	qG _n d _n /R	
-2	10	4.5	25	1.5	-11.54	72	-14.4	70.54	0	10.21	0	32.82	15.31	95.73	10.34	
-1	10	9.0	25	1.5	-5.74	144	-14.4	143.28	0	10.05	0	66.21	15.07	95.00	19.95	
0	10	12.0	25	1.5	0	192	0	192	0	10	0	89.53	15	94.0	27.07	
1	10	15.0	25	1.5	5.74	240	24	238.8	0	10.05	0	111.35	15.07	92	33.12	
2	10	16.0	25	1.5	11.54	256	51.2	250.82	0	10.21	0	116.96	15.31	89.98	38.01	
3	10	16.0	25	1.5	17.46	256	76.8	244.20	0	10.48	0	113.87	15.72	87.39	33.56	
4	10	15.0	25	1.5	23.58	240	96	219.96	0	10.91	0	102.57	16.36	84.15	30.29	
5	10	13.5	25	1.5	30	216	108	187.06	0	11.5	0	87.23	17.32	79.85	25.87	
6	10	9.5	25	1.5	36.87	152	91.2	121.60	0	12.50	0	56.70	18.75	75.25	17.16	
7	10	4	25	1.5	44.43	64	44.8	45.70	0	14.00	0	21.31	21.0	69.41	6.66	
							Σ=492.0						Σ=799.23	Σ=164.91		

Sans séisme

K_s = 1.96

avec séisme

K_s = 1.31



Vidange rapide R = 94

N°	b _n	H _n	H' _n	φ _i	C _i	α _n	G _n	G _n sinα _n	G _n cosα _n	dl	(G _n cosα _n -P _i dl)tgφ _i	C _i dl	d _n	Tt _n	Ttndn/R	
-2	10	0	4	25	1.5	-13.65	74	-15.74	72.30	10.23	13	15.34	89.85	11.1	10.61	
-1	10	1	8	25	1.5	-6.78	164	-17.43	163.07	10.06	34.21	15.09	88.97	24.6	23.28	
0	10	4	8	"	"	0	212	0	212	10	54.68	15	88	31.8	29.77	
1	10	5.5	7.5	"	"	6.78	226.75	24.10	225.46	10.06	62.14	15.09	86.97	34.01	31.47	
2	10	9	6.5	"	"	13.65	264.25	56.22	258.2	10.23	79.41	15.34	94.1	39.64	35.46	
3	10	12	3.5	"	"	20.67	256.75	81.90	243.33	10.55	85.49	15.82	81.34	38.51	33.32	
4	10	14	0	"	"	27.98	224	95.31	202.71	11.05	83.96	16.57	78.07	33.6	27.90	
5	10	12	0	"	"	35.70	192	102.11	162.59	11.81	67.35	17.71	73.6	28.8	22.55	
6	10	9	0	"	"	44.07	144	91.91	110.85	12.99	45.91	19.48	67.86	21.6	15.59	
7	6,5	3	0	"	"	51.73	31	22.51	21.32	9.45	8.83	14.17	63.14	4.65	3.12	
								Σ=440.89				Σ= 534.98	Σ=159.61			Σ=233.07

Sans séisme

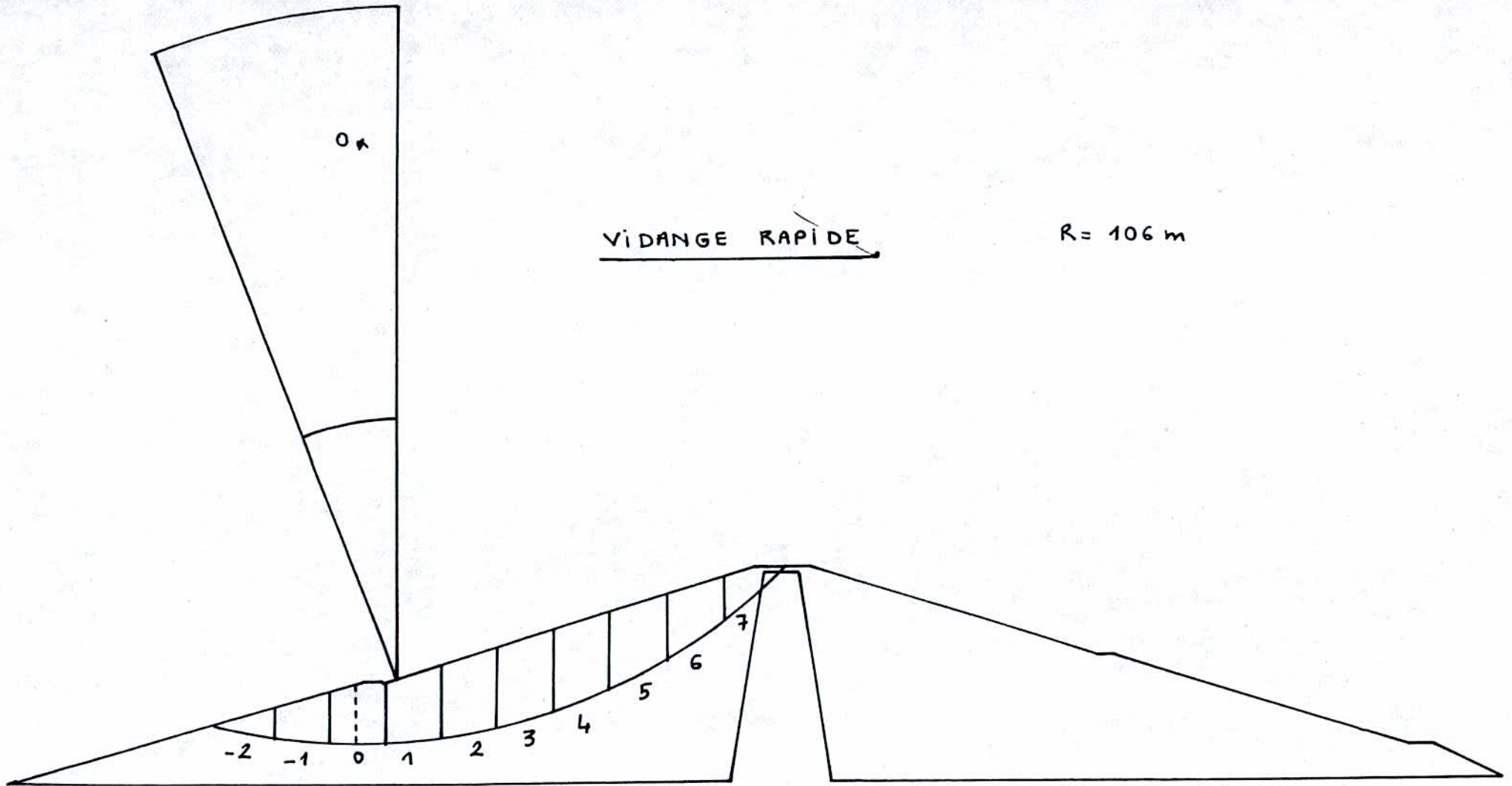
Ks = 1.57

avec séisme

Ks = 1.03

VIDANGE RAPIDE

R = 106 m



Vidange rapide talus amont R = 106

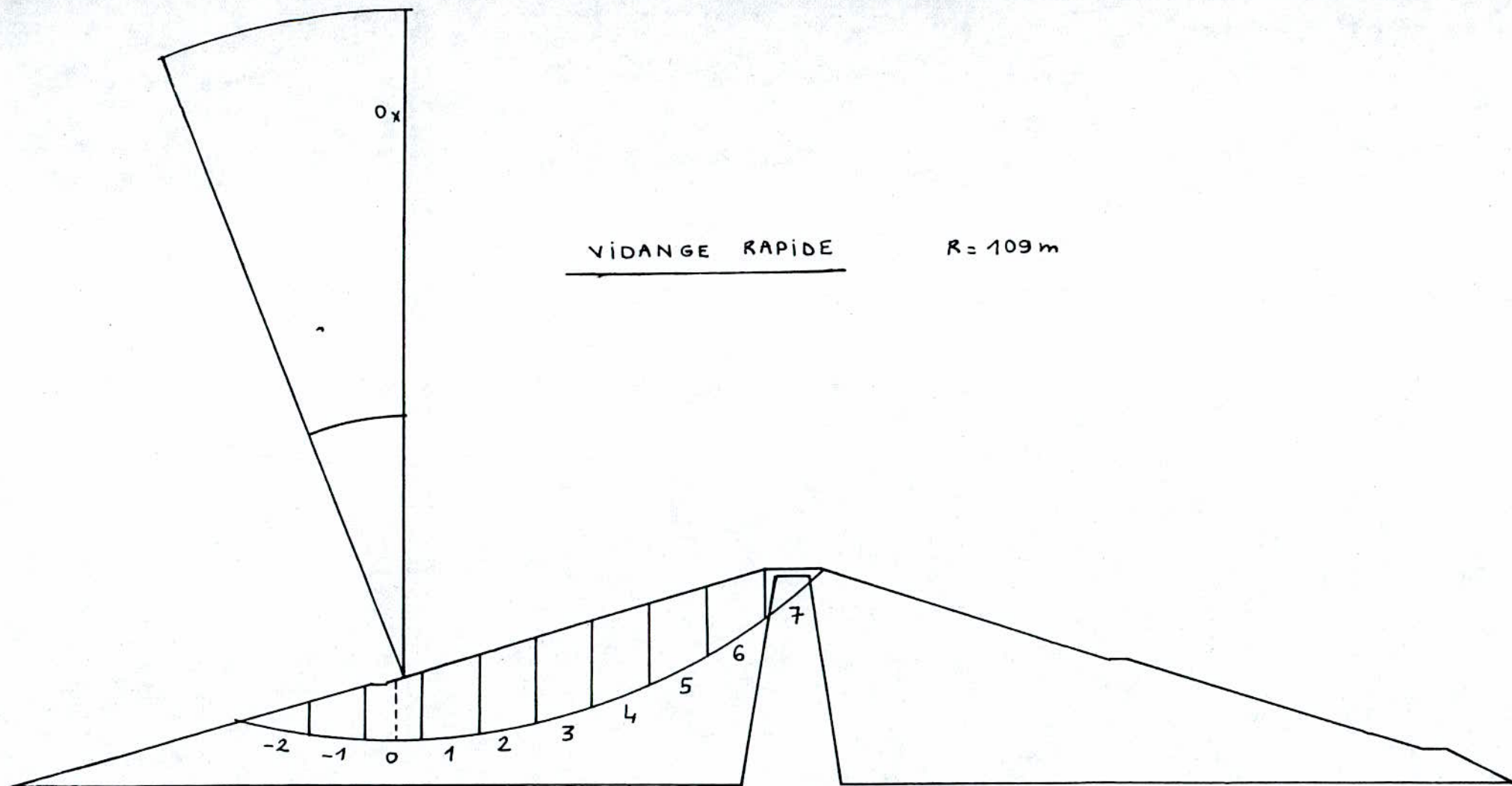
N°	b _n	H _n	H' _n	C _i	α _n	G _n	G _n sinα _n	G _n cosα _n	dl	(G _n cosα _n -P _i dl)tgφ _i	C _i dl	d _n	Tt _n	Ttndn/R	
-2	11	0	3	1.5	-12.39	61.05	-11.81	59.90	11.21	23.57	16.81	102.5	9.16	8.85	
-1	10	3	3	1.5	-6.01	103.5	-9.760	103.04	10.04	41.44	15.06	102.53	15.52	15.02	
0	10	5	5	"	0	172.5	100	172.5	10	69.38	15	101	25.87	24.65	
1	10	8.5	4	"	6.01	210	19.79	209.06	10.04	84.94	15.06	99.28	31.5	29.5	
2	10	11	3	"	12.15	231.5	43.91	227.30	10.18	92.91	15.27	97.07	34.72	31.8	
3	10	14	0	"	18.27	224	63.40	214.84	10.43	89	15.64	64.66	33.6	30	
4	10	14	0	"	24.63	224	84.52	207.44	10.8	85.92	16.2	91.16	33.6	30	
5	10	13	0	"	31.27	208	98.11	86.51	11.34	35.83	17.01	86.97	31.2	25.6	
6	10	10	0	"	38.30	160	90.55	131.91	12.13	54.64	18.19	82.39	24	18.65	
7	10	5	0	"	45.92	80	52.83	60.07	13.32	24.88	19.98	77.1	12	8.73	
							Σ=431.54				Σ=602.51	Σ=164.22			

Sans séisme

Ks = 1.78

avec séisme

Ks = 1.17



Vidange rapide talus amont R = 109

N°	ϕ_m	H_n	H'_n	ϕ_i	C_i	α_n	G_n	$G_n \sin \alpha_n$	$G_n \cos \alpha_n$	dl	$(G_n \cos \alpha_n - P_i dl) \operatorname{tg} \phi_i$	$C_i dl$	d_n	T_{t_n}	$T_{tndn/R}$	
-2	10	2	2	25	1.5	-11.75	69	-12.66	67.83	10.17	27.27	15.25	105.15	10.35	9.98	
-1	10	4	2.5	25	1.5	-5.85	110.25	-10.12	109.78	10.04	44.44	15.06	105.29	16.54	15.97	
0	10	6	3	"	"	0	151.5	0	151.5	10	61.51	15	104.5	22.72	21.77	
1	10	9	4	"	"	5.85	218	20	217.08	10.04	88.26	15.06	102.04	32.7	30.61	
2	10	12	2	"	"	11.75	229	42.03	225.11	10.17	92.41	15.25	100.15	34.35	31.56	
3	10	15	0	"	"	17.75	240	66.05	230.73	10.4	95.57	15.6	97.29	36	32.13	
4	10	15	0	"	"	23.92	240	88.07	223.26	10.75	92.48	16.12	93.89	36	31	
5	10	13	0	"	"	30.34	208	95.421	184.82	11.25	76.55	16.87	90.35	31.2	25.86	
6	10	11	0	"	"	37.11	176	96.88	146.93	11.98	60.86	17.97	85.5	26.4	20.71	
7	10	3/1	0	22	6	44.39	94	60.36	72.06	13.04	25.94	78.24	81.56	14.1	10.55	
								$\Sigma=446.03$				$\Sigma=665.29$	$\Sigma=220.42$			$\Sigma=230.14$

Sans séisme

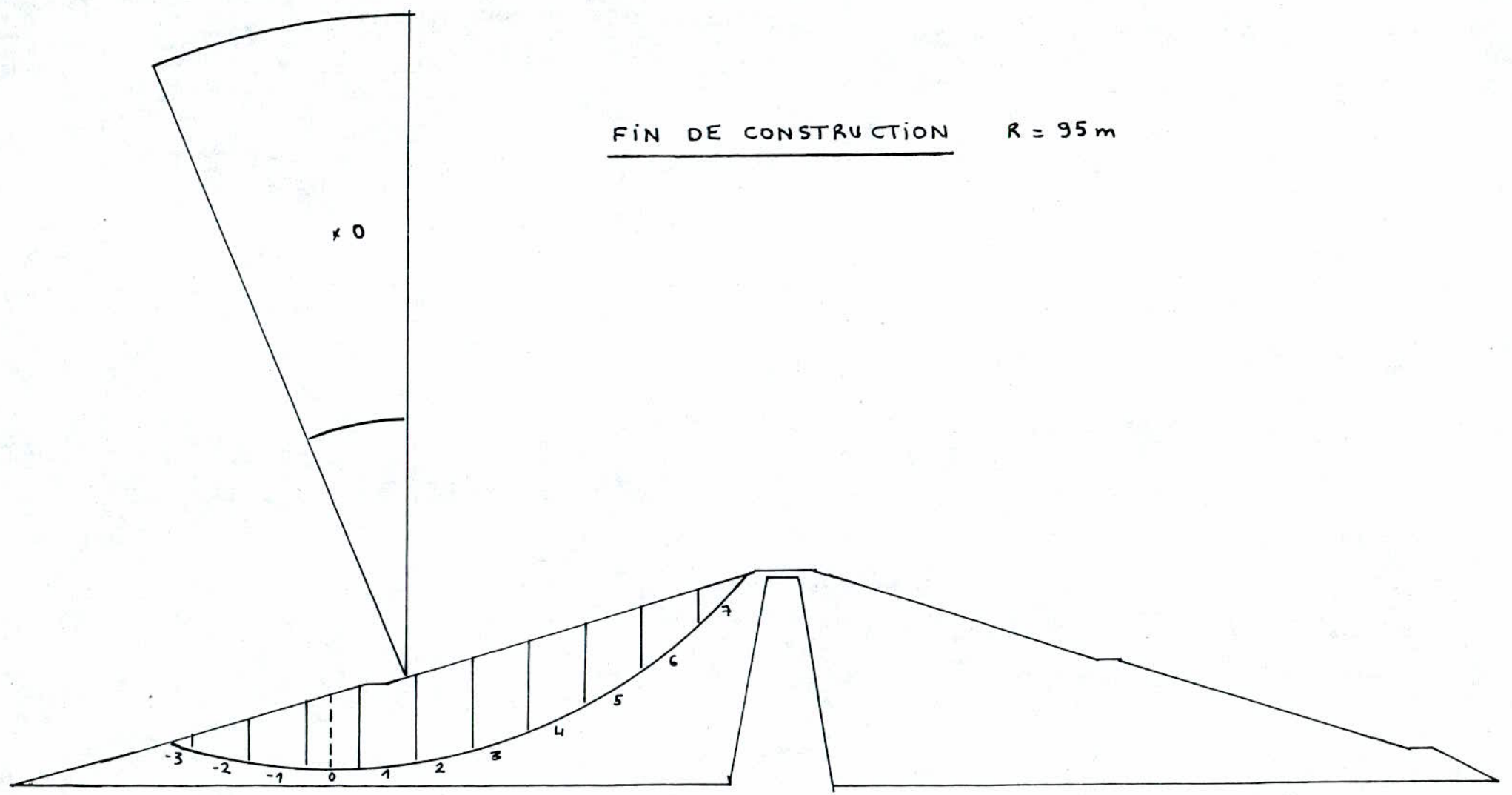
$K_s = 1.98$

avec séisme

$K_s = 1.31$

2

FIN DE CONSTRUCTION R = 95 m



Talus Amont Fin de construction R = 95

N°	b _n	H _n	φ _i	C _i	α _n	G _n	G _n sinα _n	G _n cosα _n	(G _n cosα _n -P _i dl)tgφ _i	dl	C _i dl	d _n	T _{t_n}	T _{t_n} dn/R
-3	5	1.5	25	1.5	-16.83	12	-3.47	11.49	5.36	5.22	7.83	90.87	1.8	1.72
-2	10	5	25	1.5	-12.15	80	-16.84	78.21	36.47	10.23	15.34	90.37	12	11.41
-1	10	9	25	1.5	-6.04	144	-15.15	143.2	66.77	10.05	15.07	89.97	21.6	20.46
0	10	13	25	1.5	0	208	0	208	96.99	10	15	88.5	31.2	29.06
1	10	14	25	1.5	6.04	224	23.57	222.76	103.87	10.05	15.07	87.47	33.6	30.94
2	10	15.5	25	1.5	12.15	248	52.2	242.44	113.05	10.23	15.34	85.12	37.2	33.33
3	10	16	25	1.5	18.41	256	80.85	242.9	113.26	10.54	15.81	82.14	38.4	33.20
4	10	15	25	1.5	24.9	240	101.05	217.69	101.51	11.02	16.54	78.67	36	29.81
5	10	12.5	25	1.5	31.76	200	105.27	170.05	79.30	11.76	17.64	74.52	30	23.53
6	10	8.5	25	1.5	39.17	136	85.9	105.44	49.17	12.9	19.35	69.40	20.4	14.9
7	8	3	25	1.5	46.58	38.4	27.89	26.39	12.31	11.64	17.46	64.10	5.76	3.89
							Σ=441.27		Σ= 778.06		Σ=170.45			Σ=232.25

Sans séisme

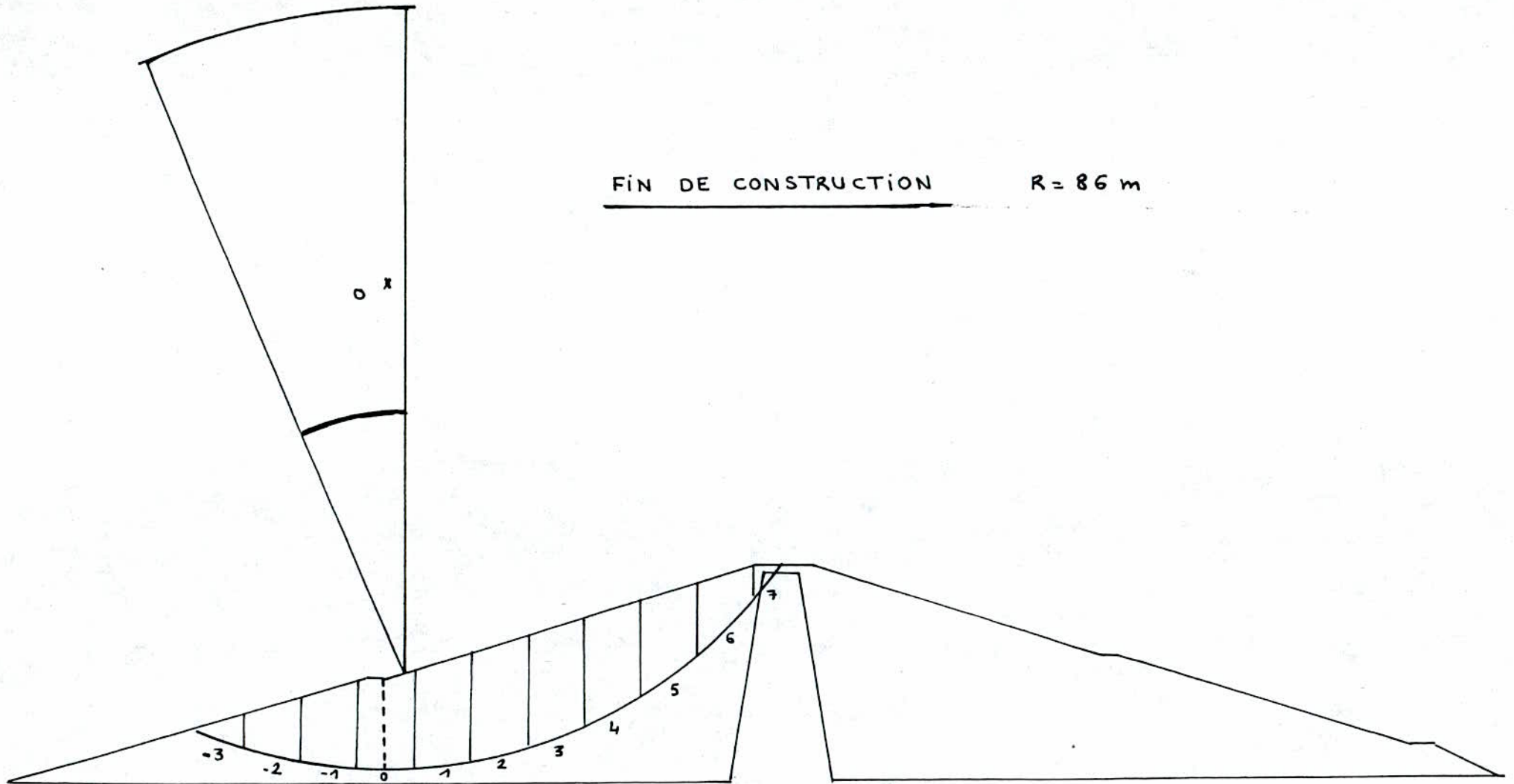
Ks = 2.15

avec séisme

Ks = 1.41

FIN DE CONSTRUCTION

$R = 86 \text{ m}$



Talus amont Fin de construction R = 86

N°	b _n	H _n	φ _i	C _i	α _n	G _n	G _n sinα _n	G _n cosα _n	(G _n cosα _n -P _i dl)tgφ _i	dl	C _i dl	d _n	T _n	T _n d _n /R
-3	10	3	25	1.5	-20.42	48	-16.75	44.98	20.98	10.67	16	79.09	7.2	6.62
-2	10	9	25	1.5	-13.45	144	-33.49	140.05	65.31	10.28	15.42	79.14	21.6	19.88
-1	10	13	25	1.5	-6.67	208	-24.16	206.59	96.33	10.07	15.10	78.92	31.2	28.63
0	10	16	25	1.5	0	256	0	256	119.37	10	15	78	38.4	34.83
1	10	18	25	1.5	6.67	288	33.45	286.05	133.39	10.07	15.1	76.42	43.2	38.39
2	10	19	25	1.5	13.45	304	70.71	295.66	137.87	10.28	15.42	74.14	45.6	39.31
3	10	20	25	1.5	20.42	320	111.65	299.89	139.84	10.67	16	70.59	48	39.4
4	10	18	25	1.5	27.72	288	133.96	254.95	118.88	11.3	16.94	67.13	43.2	33.72
5	10	15	25	1.5	35.55	240	139.54	195.27	91.05	12.29	18.44	62.47	36	26.15
6	10	9.5	25	1.5	44.25	152	106.04	108.9	50.78	13.96	20.94	56.86	22.8	15.07
7	8	1/2	25	1.5	51.71	34	26.69	21.07	8.51	8.07	48.42	51.16	5.1	3.03
							Σ=547.64		Σ= 982.31		Σ=212.78			Σ=285.03

Sans séisme

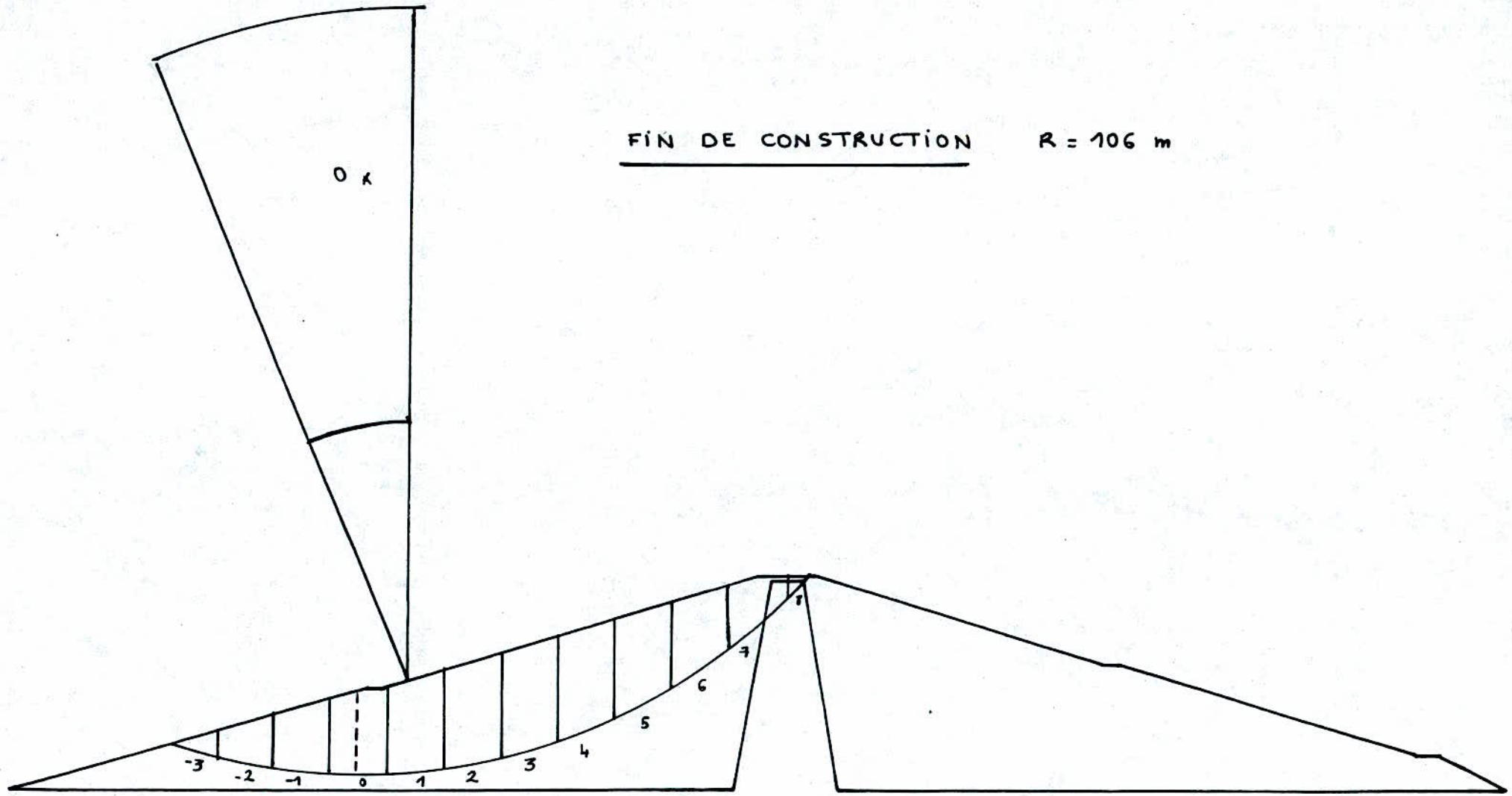
K_s = 2.18

avec séisme

K_s = 1.43

FIN DE CONSTRUCTION

R = 106 m



Talus amont Fin de construction R = 106

N°	b _n	H _n	φ _i	C _i	α _n	G _n	G _n sinα _n	G _n cosα _n	(G _n cosα _n -P _i dl)tgφ _i	dl	C _i dl	d _n	Tt _n	Ttndn/R
-3	9	2.5	25	1.5	-16.16	36	-10.02	34.58	16.12	9.37	14.05	100.56	5.4	5.12
-2	10	7	25	1.5	-10.87	112	-21.12	109.99	51.29	10.18	15.27	100.6	16.8	15.94
-1	10	11.5	25	1.5	-5.41	184	-17.35	183.18	85.42	10.04	15.07	99.78	27.6	25.98
0	10	15	25	1.5	0	240	0	240	111.91	10	15	98.5	36	33.45
1	10	16.5	25	1.5	5.41	264	24.89	262.82	122.56	10.04	15.07	97.28	39.6	36.34
2	10	18.5	25	1.5	10.87	296	55.82	290.69	135.55	10.18	15.27	94.85	44.4	39.73
3	10	19	25	1.5	16.44	304	86.03	291.57	135.96	10.43	15.64	92.17	45.6	39.65
4	10	18.5	25	1.5	22.17	296	111.7	274.12	127.82	10.8	16.2	88.91	44.4	37.24
5	10	16.5	25	1.5	28.14	264	124.51	232.79	108.55	11.34	17.01	85.22	39.6	31.84
6	10	14	25	1.5	34.47	224	126.78	184.67	86.11	12.13	18.19	80.39	33.6	25.48
7	10	9	22	6	41.33	144	95.1	108.13	43.69	13.32	79.9	75.1	21.6	15.3
8	5	1/1.5	22	6	46.98	27.5	20.1	18.76	7.58	7.33	43.97	71.26	4.12	2.77
							Σ=596.44		Σ=1032.56		Σ=280.64			Σ=308.84

Sans séisme

Ks = 2.20

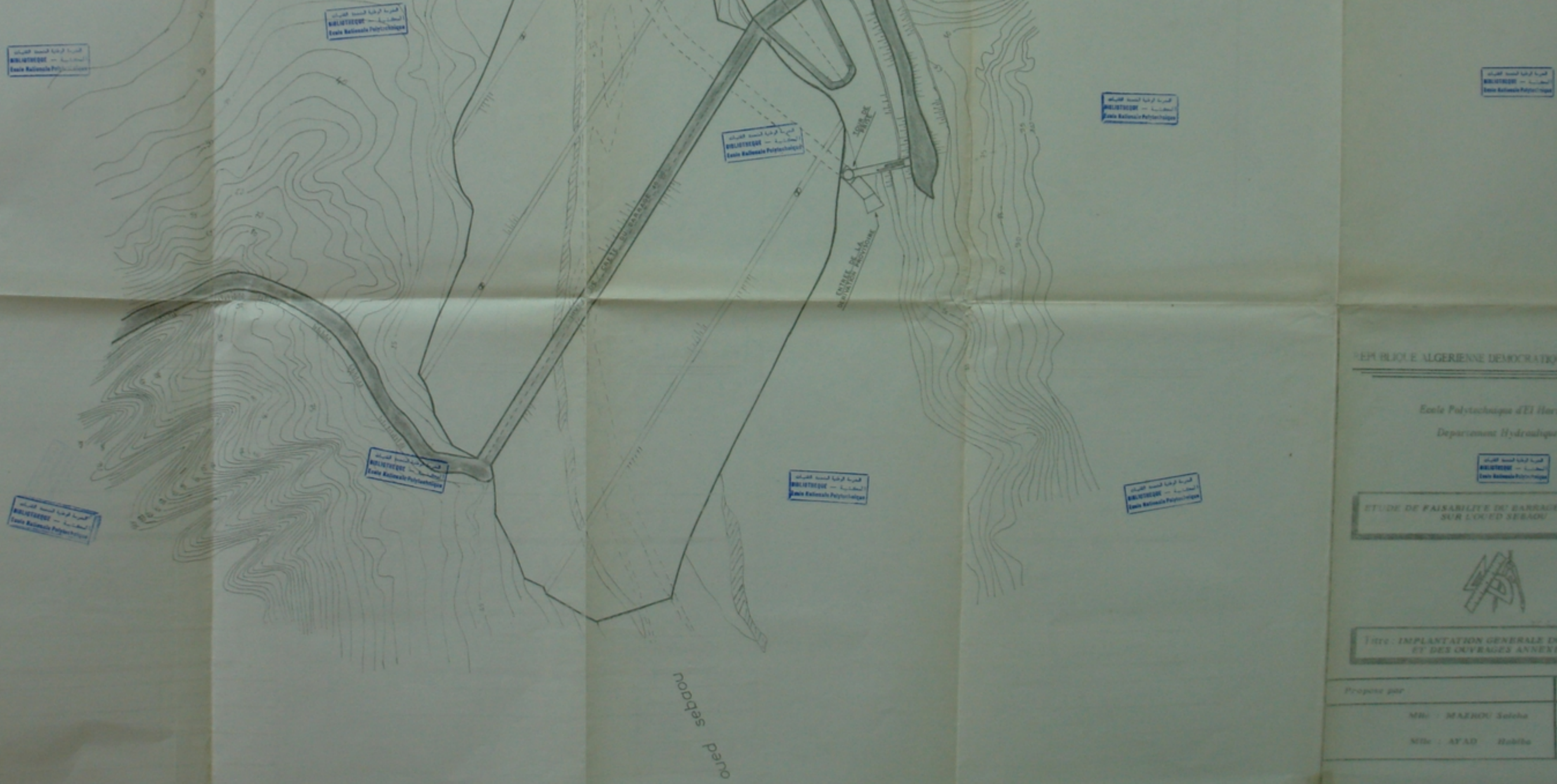
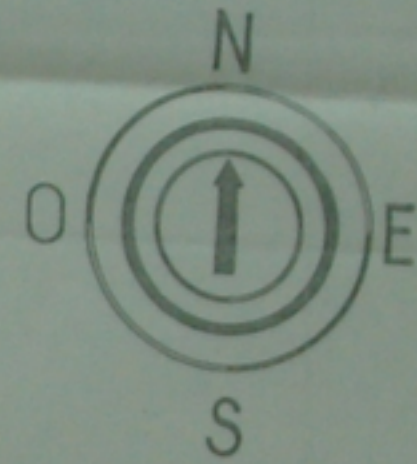
avec séisme

Ks = 1.45

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Belekonev
Barrages en matériau locaux
Tipaza, 1982
- [2] Belekonev
Ouvrages annexes des barrages en matériaux locaux
Tipaza, 1982
- [3] Dubreuil P.
Initialisation à l'analyse hydrologique.
MASSON, PARIS, 1974
- [4] LLMAS J.
Hydrologie générale : Principes et application
Edition ESKA S.A.R.L., canada, 1985.
- [5] MALLET
Barrage en terre
Edition EYROLLES, PARIS, 1962
- [6] PRESS
Barrages de vallée
Edition DUNOD, PARIS, 1958
- [7] REMENIERAS
Hydrologie de l'ingénieur
Edition EYROLLES, PARIS, 1976
- [8] ROCHE M
Hydrologie de surface
Edition Gauthier, Paris 1963
- [9] SANGLERAT
Mécanique des sols
Edition DUNOD 1976
- [10] VARLET
Usines de plaine, usines de retenue
Edition EYROLLES, PARIS, 1962
- [11] Technique des barrages en aménagement rural
Conseil général de Génie rural des eaux et forêts, 1974
- [12] Cours d'aménagement hydraulique de Mr Bermad "ENP"
- [13] Cours barrage de Mr Mouloudi "ENP"
- [14] Cours et TD d'hydraulique générale Melle Benamar et Mr Berkani ENP
- [15] Cours de mécanique des sols de Melle Zerfa (ENP)

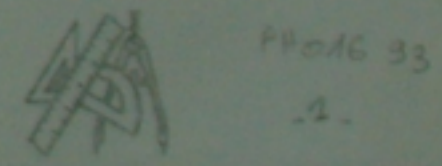
M E R M E D I T E R R A N E E



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

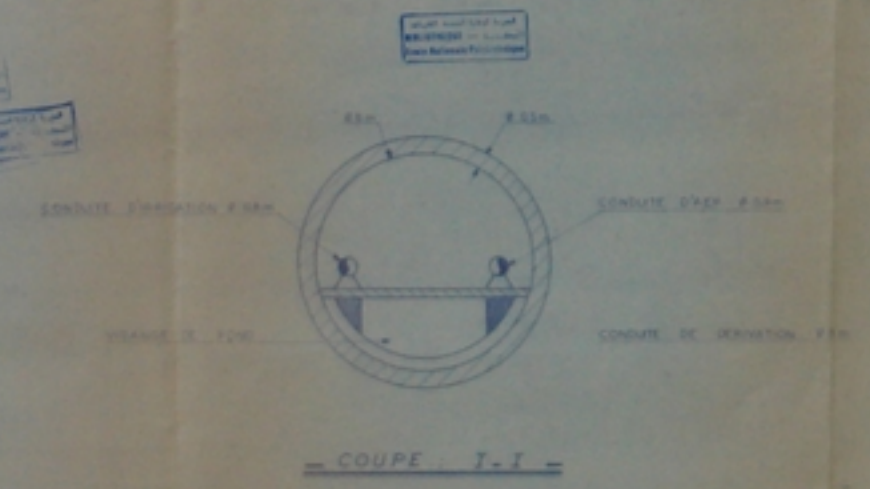
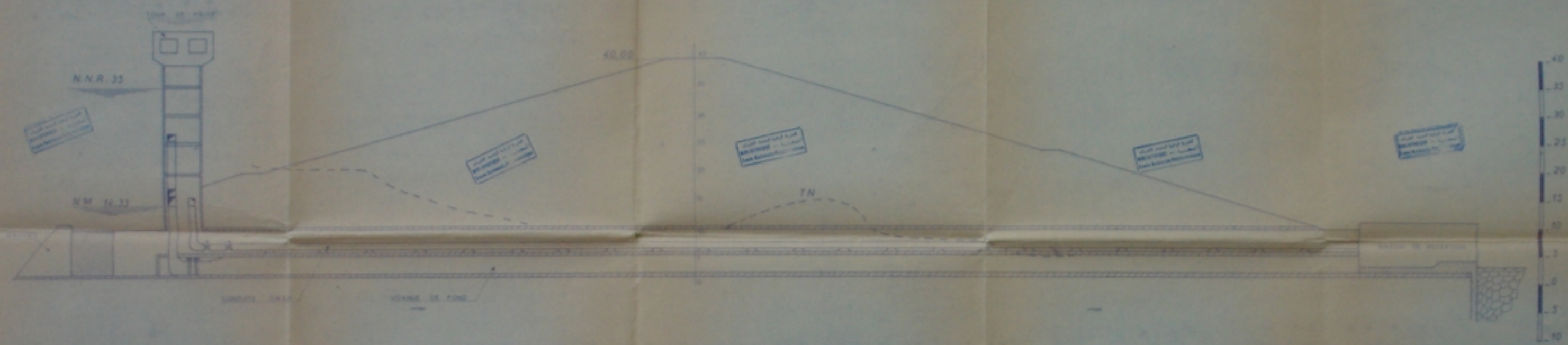
Ecole Polytechnique d'El Harrach
 Departement Hydraulique

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE TAKDEMPT
 SUR L'OUED SEBAOU



TITRE: IMPLANTATION GENERALE DU BARRAGE
 ET DES OUVRAGES ANNEXES

Propose par	Planche n° 4
MR: MAZOU Sebou	Echelle 1/1000
MR: AYAD Rabiba	Projeté en 1971



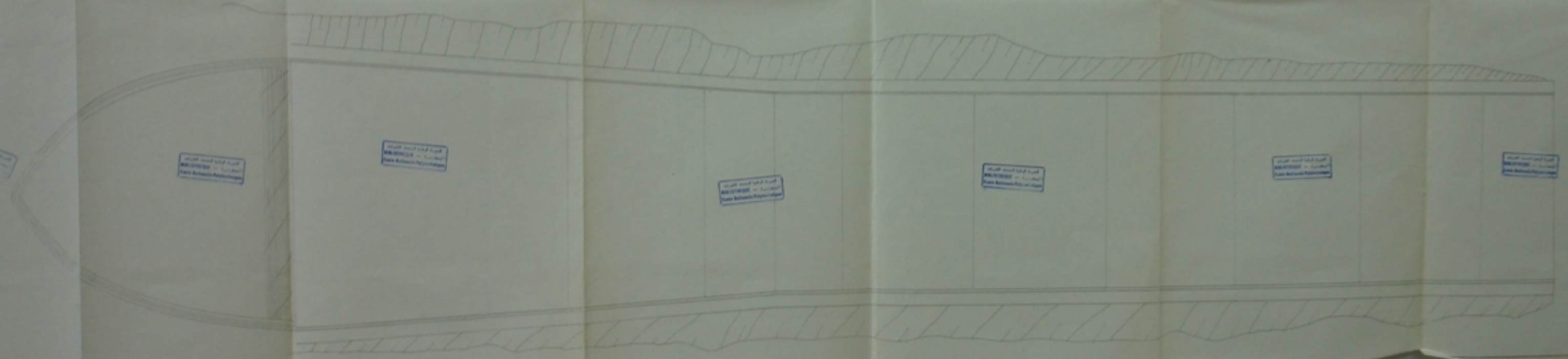
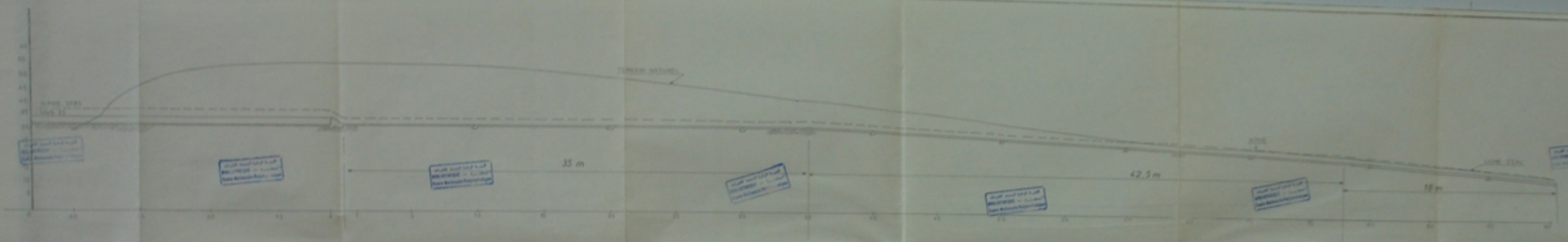
PROJET DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET D'ÉLARGISSEMENT DE LA RÉSEAU D'ÉGOUTS DE LA VILLE DE ...

Échelle: 1/500

PROJET DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET D'ÉLARGISSEMENT DE LA RÉSEAU D'ÉGOUTS DE LA VILLE DE ...

PROJET DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET D'ÉLARGISSEMENT DE LA RÉSEAU D'ÉGOUTS DE LA VILLE DE ...

PROJET DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET D'ÉLARGISSEMENT DE LA RÉSEAU D'ÉGOUTS DE LA VILLE DE ...	PROJET DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET D'ÉLARGISSEMENT DE LA RÉSEAU D'ÉGOUTS DE LA VILLE DE ...
PROJET DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET D'ÉLARGISSEMENT DE LA RÉSEAU D'ÉGOUTS DE LA VILLE DE ...	PROJET DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET D'ÉLARGISSEMENT DE LA RÉSEAU D'ÉGOUTS DE LA VILLE DE ...



PROJET DE CONSTRUCTION DE LA ROUTE N° 100

Etat de l'Avancement des Travaux

Travaux de Préparation

PROJET DE REALISATION DE LA ROUTE N° 100

PHASE 15

15

PROJET DE CONSTRUCTION DE LA ROUTE N° 100

PROJET DE CONSTRUCTION DE LA ROUTE N° 100

PROJET DE CONSTRUCTION DE LA ROUTE N° 100

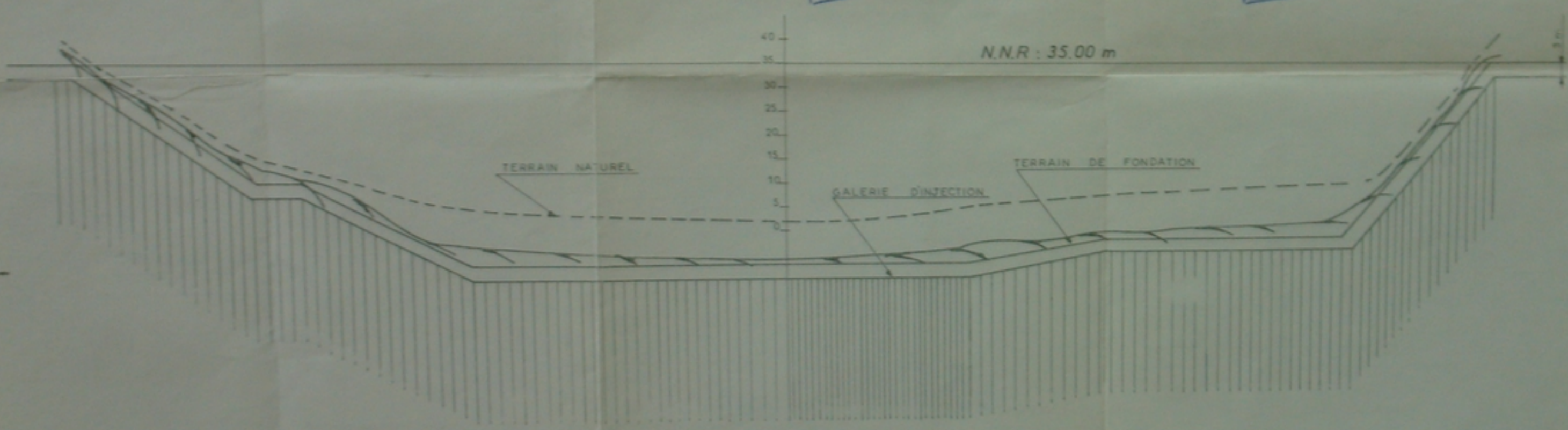
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتخطيط والتنمية
الهندسة - المصطنعة
Ecole Nationale Polytechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتخطيط والتنمية
الهندسة - المصطنعة
Ecole Nationale Polytechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتخطيط والتنمية
الهندسة - المصطنعة
Ecole Nationale Polytechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتخطيط والتنمية
الهندسة - المصطنعة
Ecole Nationale Polytechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتخطيط والتنمية
الهندسة - المصطنعة
Ecole Nationale Polytechnique



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتخطيط والتنمية
الهندسة - المصطنعة
Ecole Nationale Polytechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتخطيط والتنمية
الهندسة - المصطنعة
Ecole Nationale Polytechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتخطيط والتنمية
الهندسة - المصطنعة
Ecole Nationale Polytechnique

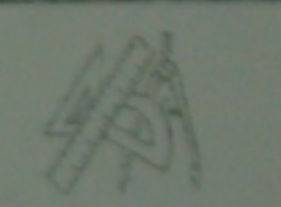
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتخطيط والتنمية
الهندسة - المصطنعة
Ecole Nationale Polytechnique

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ecole Polytechnique d'El Harrach
Departement Hydraulique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتخطيط والتنمية
الهندسة - المصطنعة
Ecole Nationale Polytechnique

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE TARDIMPT
SUR LA RIVE SEBAH



PH0693
-5-

TITRE : PROFIL DE L'AXE DE BARRAGE
ET GALERIE D'INJECTION

Propose par : ENPH	Page n° 5
MDE MAZINE S. B. H.	Scale 1/
MDA AT AD Babou	Projeté en 1971