

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE  
« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT SPECIALITES

# MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Spécialité :** CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

## THEME :

ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE D'UN  
EVACUATEUR DE CRUES DU BARRAGE DE  
BOUNACHI SUR OUED RABTA  
(W. TIZI OUZOU)

**Présenté par :**  
M<sup>r</sup>. MESKINE AHMED

**Promoteur :**  
M<sup>r</sup>. HASSANE MOHAMMED

Devant le Jury composé de :

Président: M<sup>r</sup> M. K. MIHOUBI

Examineurs: M<sup>r</sup> A. AMMARI  
M<sup>me</sup> N. HADJ SADOK  
M<sup>r</sup> R. REKROUK  
M<sup>me</sup> M. LATROUS  
M<sup>me</sup> H. BOUCHAMA

Octobre 2009

## ***Dédicace***

---

*Ce travail est dédié à mes parents, qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études. Sans eux, je n'aurais certainement pas fait d'études. Ce travail représente donc l'aboutissement du soutien et des encouragements qu'ils m'ont prodigués tout au long de ma scolarité. Qu'ils en soient remerciés par cette modeste dédicace.*

*Meskine Ahmed*

## Remerciements

*Je tiens en premier lieu à remercier mon promoteur Dr. Hassane M. pour le soutien, l'aide et l'orientation qu'il m'a apporté ;*

*Je m'astreins à un devoir de reconnaissance à l'égard de tous les enseignants de l'E.N.S.H et particulièrement ceux et celles qui ont contribué à ma formation ;*

*Je remercie les membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail ;*

*J'adresse mes sincères remerciements à monsieur Hirech M., chef de projet à l'Agence nationale des barrages et transferts (A.N.B.T) pour son aide et ses orientations ;*

*Je suis très reconnaissant à monsieur Nasr-Eddine, chef d'exploitation à Dégerment-Suez environnement ;*

*Je tiens à dire un grand merci à monsieur Touati Rachid, qui m'a vraiment encouragé tout le temps ;*

*Je remercie tout le personnel de l'A.N.B.T. du projet M.A.O. (alimentation en eau potable du couloir Mostaganem Arzew Oran) ;*

*J'exprime toute ma gratitude à madame Bellabas S. ; enseignante à l'E.N.S.H., pour son orientation ;*

*Je suis très reconnaissant à monsieur Bessalem A. ; enseignant à l'E.N.S.H., pour son aide ;*

*J'associe à mes remerciements, monsieur Abdelkader ; ingénieur de la D.H.W de Mostaganem ;*

*Je remercie particulièrement monsieur Smai El-Habib. ; ingénieur chef de laboratoire au barrage Chélif du projet M.A.O. de l'A.N.B.T. ;*

*Je tiens à remercier vivement les membres de la bibliothèque de l'E.N.S.H., pour leur aide précieuse ;*

*Et en fin, je remercie tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail.*

## ملخص:

الهدف من بناء سد بوناشي على واد الربطة بولاية تيزي وزو هو سقي الأراضي الفلاحية المجاورة, هو عبارة عن سد من تراب محمي من جهة الماء بطبقة من الإسمنت و مزود بجهاز لإلغاء الفيضانات موضوع في الجانب الأيسر من السد بكمية استيعاب تقدر بحوالي 320 م<sup>3</sup> في الثانية. يبلغ ارتفاع السد 32 م حيث تبلغ قدرة التخزين لهذا السد ب 11.2 مليون م<sup>3</sup>. هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل إنجاز جهاز إلغاء الفيضانات لسد بوناشي، حيث أن دراسة الجدوى من المشروع قدمت من طرف مكتب دراسات بلغرادي.

## Résumé :

Le barrage de Bounachi sur Oued Rabta dans la willaya de Tizi Ouzou est destiné à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes. C'est un barrage en terre avec un masque amont en béton et un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral permettant d'évacuer un débit de crues de 320 m<sup>3</sup>/s. Le barrage a une hauteur de 32 m et un volume utile de 11.2 Mm<sup>3</sup>.

Notre travail consiste à réaliser l'étude d'APD de l'évacuateur de crues de ce barrage dont l'étude de faisabilité a été faite par le bureau d'étude de Belgrade (Energoprojekt Hidroinzenjering).

## Abstract:

The dam of Bounachi on Oued Rabta in willaya of Tizi Ouzou is intended for the irrigation of the agricultural land adjacent. It is an earthen dam with a concrete upstream mask and an evacuator of raw lateral allow evacuating a sale of raw equal to 320 m<sup>3</sup>/s. The dam has a height of 32m and a volume useful equal of 11.2 Mm<sup>3</sup>.

Our work involves the study of the priliminary detailed draft of the evacuator of raw of this dam, whose feasibility study has been made by the consulting firm of Belgrade (Energoprojekt Hidroinzenjering).

# TABLES DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	10
CHAPITRE I: MEMOIRE DE SYNTHESE DE L'ETUDE DE FAISABILITE	
1. Introduction .....	12
1.1. Généralité .....	12
1.2. L'objectif du barrage .....	12
1.3. Localisation de l'ouvrage .....	12
1.4. Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité .....	13
2. Synthèse des études préliminaires .....	14
2.1. Généralités .....	14
2.2. Etudes topographiques .....	14
2.3. Etude géologique et géotechnique .....	14
2.3.1. Géologie régionale.....	15
2.3.2. Caractéristiques hydrogéologiques .....	15
2.3.3. Sismicité.....	15
2.3.4. Matériaux de construction .....	16
2.3.5. Reconnaissance in situ.....	17
2.3.6. Essai de laboratoire.....	17
2.4. L'étude hydrologique.....	19
2.4.1. Généralités .....	19
2.4.2. Caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude .....	19
2.4.3. Etude des crues .....	20
2.4.4. Les caractéristiques hydrologiques du bassin versant.....	21
3. Recommandations de l'étude d'impact.....	22
4. Synthèse de l'analyse des variantes.....	23
Conclusion .....	24
CHAPITRE II: ETUDE HYDROLOGIQUE	
Introduction .....	25
1. Les paramètres hydrologiques tirés à partir de l'étude de faisabilité.....	25
2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	25
3.1. Paramètres de forme .....	25
3.1.1. Indice de compacité de Gravelius "Kc" .....	25
3.1.2. Coefficient d'allongement .....	26
3.1.3. Rectangle équivalent .....	26
3.2. Paramètres du relief .....	27
3.2.1. Courbe hypsométrique.....	27
3.2.2. Altitude moyenne du bassin versant.....	31
3.2.3. Altitude médiane du bassin versant .....	31

3.2.4. Pente moyenne du bassin versant .....	31
3.2.5. Indice de pente .....	32
4. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant .....	33
4.1. Le chevelu hydrographique .....	33
4.2. Profil en long de l'Oued .....	35
4.3. Densité de drainage .....	35
4.4. Le coefficient de torrentialité Ct .....	36
4.5. Temps de concentration .....	36
4.6. Vitesse de ruissellement .....	37
5. Caractéristiques climatiques .....	38
5.1. La température .....	38
5.2. Vitesse du vent .....	39
5.3. Le Sirocco .....	39
5.4. La pluviométrie .....	40
5.4.1. Pluie moyenne annuelle .....	40
5.4.2. Pluies maximales journalières .....	40
5.4.3. Pluies de courte durée I.D.F (courbes : Intensité-Durée-Fréquence) .....	44
6. Evaluation des apports liquides .....	48
6.1. Apports moyens interannuels .....	48
6.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen .....	50
5.2.1. Calcul du coefficient de variation .....	51
5.2.2. Les apports fréquents .....	53
6.3. Les apports solides .....	54
6.4. Etude des crues .....	55
6.4.1. Détermination des débits maximum de la crue : .....	55
6.4.2. Hydrogramme de crue .....	58
6.4.3. Choix de la crue de projet .....	61
7. Régularisation de l'écoulement .....	63
7.1. Courbes caractéristiques de la retenue .....	63
7.2. Détermination de la garantie de la restitution .....	65
7.3. Calcul du volume mort .....	66
7.4. Calcul du volume utile .....	66
Conclusio .....	72

### CHAPITRE III: LAMINAGE DES CRUES

1. Généralités .....	73
2. La méthode de Hildenblat .....	73
3. Méthode de Kotchérine .....	78
3.1. Données initiales .....	78

3.2. Calcul du débit déversant pour différents valeurs de $h_d$ et $b$ .....	78
4. Méthode « step by step » .....	83
4.1. Données de base .....	83
4.2. Principe de la méthode .....	83
Conclusion .....	92

#### CHAPITRE IV: CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE

1. Généralités .....	93
2. Choix du type de l'évacuateur de crues .....	94
3. Choix de la rive favorable.....	94
4. Evacuateur latéral à entonnement frontal .....	95
4.1. Dimensionnement et calcul hydraulique .....	95
4.2. Calcul de la hauteur des murs bajoyers .....	111
4.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier .....	112
5. Evacuateur latéral à entonnement latéral.....	113
5.1. Dimensionnement et calcul hydraulique .....	113
5.2. Calcul de la hauteur des murs bajoyers .....	117
5.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier .....	118
6. Choix de la variante la plus favorable.....	119
Conclusion.....	120

#### CHAPITRE V: CALCUL DE GENIE CIVIL

Introduction.....	121
1. Principes du calcul génie civil.....	121
1.1. Calcul de stabilité .....	121
1.2. Ferrailage des éléments .....	124
2. Compositions du béton et contrôle de qualité.....	128
3. Recommandations.....	129
4. Les engins à utiliser.....	130
5. Les résultats de calcul.....	130
5.1. Pré-dimensionnement .....	130
5.2. Calcul de stabilité .....	132
5.3. Calcul de ferrailage .....	133
Conclusion .....	134

#### CHAPITRE VI: DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

1. Hypothèse de l'avant-métré et devis estimatif .....	135
2. Devis quantitatif et estimatif .....	136
CONCLUSION GENERALE.....	137
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	138

## LISTE DES TABLEAUX

- Tableau N°I.01 : Les essais de laboratoire réalisés.  
Tableau N°I.02: Conditions du remblai (argile limoneux).  
Tableau N°I.03: Conditions de la fondation.  
Tableau N°I.04: Les stations pluviométriques dans la zone étendue de l'Oued Rabta.  
Tableau N°I.05: Pluies journalières maximales.
- Tableau N°II.01 : Les paramètres hydrologiques tirés à partir de l'étude de faisabilité.  
Tableau N°II.02 : La répartition des surfaces en fonction des cotes.  
Tableau N°II.03 : Evaluation de la pente moyenne.  
Tableau N°II.04 : Détermination de la pente de Roche  $I_p$ .  
Tableau N°II.05 : Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.  
Tableau N°II.06 : Récapitulatif du temps de concentration.  
Tableau N°II.07: Caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin versant.  
Tableau N°II.08 : Relevés des températures en °C.  
Tableau N°II.09 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents.  
Tableau N°II.10 : Nombre de jours de sirocco.  
Tableau N°II.11 : Coordonnées et code de la station Ain El Hammam.  
Tableau N°II.12 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations.  
Tableau N°II.13 : Les caractéristiques pluviographiques de la région.  
Tableau N°II.14: Résultats de l'ajustement à la loi Log normale :  
Tableau N°II.15 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.  
Tableau N°II.16 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel.  
Tableau N°II.17 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.  
Tableau N°II.18 : Pluies de courte durée (mm).  
Tableau N°II.19 : Intensité des pluies  $I_t$  (mm/h).  
Tableau N°II.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.  
Tableau N°II.21 : Apports fréquents.  
Tableau N°II.22 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.  
Tableau N°II.23 : Les résultats de calcul du débit maximum de la crue.  
Tableau N°II.24 : Les débits maximum trouvés par la méthode de Mallet-Gautier.  
Tableau N°II.25 : Les débits maximum trouvés dans l'étude de faisabilité.  
Tableau N°II.26 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.  
Tableau N°II.27 : Crue de projet recommandée  
Tableau N°II.28: Caractéristiques topographiques de la retenue.
- Tableau N°III.01 : Volumes et débits déversant.  
Tableau N°III.02 : Laminage des crues dans la retenue (méthode de Hildenblat).  
Tableau N°III.03 : Calcul du débit déversant pour différents valeurs de  $h_d$  et  $b$ .  
Tableau N°III.04 : Les  $q_{\max p\%}$  et  $h_d$  pour les différents valeurs de  $b$ .  
Tableau N°III.05 : Les  $q_{\max p\%}$  et  $V$  pour les différentes valeurs de  $b$ .  
Tableau N°III.06 : Calcul de débit laminé pour  $b=20m$
- Tableau N°IV.01 : Les coordonnées du profil de déversoir.  
Tableau N°IV.02: Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement.  
Tableau N°IV.03 : Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.  
Tableau N°IV.04 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier.
- Tableau N°V.01 : Ferrailage du chenal d'écoulement.  
Tableau N°V.02 : Ferrailage du coursier.  
Tableau N°V.03 : Ferrailage du bassin de dissipation.

## LISTE DES FIGURES

- Figure N°I.01 : Carte zonage sismique du territoire national-RPA99.  
Figure N°I.02 : Les paramètres relatifs à la détermination du temps de base de l'hydrogramme.
- Figure N°II.01: Rectangle équivalent.  
Figure N°II.02 : Bassin versant d'Oued Rabta en courbe de niveau.  
Figure N°II.03 : Courbe hypsométrique.  
Figure N°II.04 : Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Rabta.  
Figure N°II.06 : Températures mensuelles du bassin de l'Oued Rabta.  
Figure N°II.07 : Ajustement à la loi Log-Normale (Maximum de vraisemblance).  
Figure N°II.08 : Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance).  
Figure N°II.09 : Comparaison entre les deux ajustements.  
Figure N°II.10 : Courbes des pluies à courte durées.  
Figure N°II.11 : Courbes des intensités fréquentielles.  
Figure N°II.12: Répartition mensuelle des apports.  
Figure N°II.13: Hydrogrammes de crue pour les différents périodes de retour.  
Figure N°II.14: Hydrogrammes de crue (1000 ans).  
Figure N°II.15-a: La courbe capacité –hauteur.  
Figure N°II.15-b: La courbe surface –hauteur.  
Figure N°II.16 : Graphique d'exploitation.  
Figure N°II.17 : Graphique d'exploitation en tenir compte des pertes.
- Figure N°III.01 : Courbe des débits déversant.  
Figure N°III.02: Hydrogramme sortant et entrant.  
Figure N°III.03 : Schémas de calcul par la méthode de Kotchérine.  
Figure N°III.04 : Laminage des crues pour différents largeur du déversoir.  
Figure N°III.05 : Laminage des crues (méthode de Kotcherine) ,  $V=f(Q,q)$ .  
Figure N°III.06 : Laminage des crues par la méthode <step by step> pour  $b=20$  m.  
Figure N°III.07 : Laminage des crues par la méthode <step by step> pour  $b=30$  m.  
Figure N°III.08 : Laminage des crues par la méthode <step by step> pour  $b=40$  m.  
Figure N°III.09 : Laminage des crues par la méthode <step by step> pour  $b=50$  m.
- Figure N°IV.01 : Profil en long du barrage.  
Figure N°IV.02 : Profil en long de l'évacuateur de crues.  
Figure N°IV.03: Les paramètres du profil d'un déversoir  
Figure N°IV.04: Profil Creager du déversoir.  
Figure N°IV.05 : Formes du seuil en plan.  
Figure N°IV.07 : Schéma d'un convergent.  
Figure N°IV.08 : Schéma de calcul de la ligne d'eau dans le coursier.  
Figure N°IV.09 : La ligne d'eau dans le coursier.  
Figure N°IV.10 : Schéma de calcul d'un évacuateur de crues.
- Figure N°V.01 : Les charges exercées sur l'évacuateur de crues.  
Figure N°V.02: Schéma du diagramme des contraintes créer.  
Figure N°V.03 : Diagramme des contraintes.  
Figure N°V.04 : Diagramme des contraintes qui s'exercent sur la base du radier.  
Figure N°V.05 : Pré-dimensionnement de l'évacuateur de crue.

## **LISTE DES ANNEXES**

Annexe N°I.01 : Situation géographique.

Annexe N°I.02 : La carte géologique.

Annexe N°I.03 : Courbe Pluies-Durée-Période de retour.

Annexe N°I.04 : Hydrogramme de crue.

Annexe N°II.01 : Précipitation moyenne mensuelle de la station de LARBAA MAKOUDA.

Annexe N°IV.01 : La vitesse d'approche admissible en fonction du type de sol.

Annexe N°IV.02 : Les pentes de talus d'un canal trapézoïdal en fonction du type du matériau.

Annexe N°IV.03 : Quelques valeurs de n coefficient de Manning.

Annexe N°IV.04 : Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier.

Annexe N°IV.05 : Abaque de calcul d'un évacuateur latéral ( $L_1/L_0 = 0.25$ ).

Annexe N°IV.06 : Abaque de calcul d'un évacuateur latéral ( $L_1/L_0 = 0.50$ ).

Annexe N°IV.07 : Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type I (USBR).

Annexe N°IV.08 : Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type III (USBR).

Annexe N°IV.09 : Vue en plan et profil d'un évacuateur frontal.

Annexe N°IV.10 : Vue en plan et profil d'un évacuateur latéral.

Annexe N°V.01 : Les appareils des essais de contrôle de la qualité du béton.

Annexe N°V.02 : Les engins à utiliser pour les travaux de terrassement, bétonnage, etc.

## **LISTE DES PLANCHES**

Planche N°01 : Coupe géologique.

Planche N°02 : Vue en plan de l'aménagement.

Planche N°03 : Vue en plan et profil de l'évacuateur latéral à entonnement frontal.

Planche N°04 : Vue en plan et profil de l'évacuateur latéral à entonnement latéral.

Planche N°05 : Profil en long de l'évacuateur de crue.

Planche N°06 : Représentation des aciers.

## INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une matière nécessaire pour la vie des êtres vivants. Le manque de cette matière pose un problème majeur dans le monde. Ce manque est dû à plusieurs facteurs : la croissance démographique qui a engendré une grande demande en eau potable, le changement climatique, le réchauffement de la terre, la mauvaise gestion des ressources disponibles...etc. Il devient très difficile de trouver une source d'eau permanente qui nous assure la quantité suffisante. Parmi les solutions à adopter, la mobilisation des ressources en eau par l'édification des barrages.

La science qui s'intéresse dans le domaine des barrages appelé l'hydraulique, c'est une partie de la mécanique qui a pour objet la direction et la conduite de l'eau. C'est la science qui se préoccupe des ressources en eau pour les différents buts d'économie et lutte contre les effets nuisibles de l'eau en adoptant des techniques de projection des ouvrages. L'hydraulique étudie aussi les méthodes d'utilisation des ressources en eau pour des besoins de l'économie en édifiant les ouvrages hydrauliques tels que les barrages.

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à en retenir l'eau par la création d'un lac artificiel. Les barrages existent probablement depuis la préhistoire (réserve d'eau potable, d'irrigation, viviers, piscicultures).

Le plus ancien barrage connu, d'une longueur de 115 m, fut construit dans la vallée de Garawi en Égypte vers 3000 av. J.-C. Maintenant, les techniques de réalisation des barrages sont très développées. Le barrage des trois gorges situé au Chine est le plus grand barrage dans le monde avec une longueur de crête de 2 335 m, une capacité de retenue normale de 39.3 milliards  $m^3$  et une production d'électricité de 18 200 mégawatts contre 14 000 mégawatts pour le barrage d'Itaipu entre le Brésil et le Paraguay.

En Algérie, il existe 59 barrages en exploitation avec une capacité totale de stockage de 5.81 milliards de  $m^3$ , 11 barrages en étude de faisabilité, 10 barrages en étude d'avant projet détaillé et 8 barrages en réalisation. Le plus grand barrage en Algérie est de Beni Haroun situé dans la wilaya de Mila avec une capacité de stockage de 960 millions  $m^3$ . L'état d'Algérie a dépensé beaucoup d'argent pour recouvrir la demande de l'eau.

Le gouvernement d'Algérie est en train d'accélérer l'avancement dans le domaine de l'hydraulique pour pallier au manque d'eau et assurer la quantité nécessaire à l'alimentation en eau potable, l'alimentation de l'industrie et l'irrigation des terres agricoles.

Le barrage de Bounachi sur Oued Rabta dans la Willaya de Tizi Ouzou est en phase d'étude, tel que l'étude de faisabilité a été déjà réalisée par un bureau d'étude Belgrade appelé ENERGOPROJEKT HIDROINZENJERING portugais appelé COBA.

D'après cette étude, le barrage de Bounachi est en terre avec : un masque amont en béton comme étanchié, un évacuateur de crues de surface et une conduite de vidange de fond.

Notre travail consiste à effectuer l'étude de l'avant projet détaillé de l'évacuateur de crues de ce barrage dont l'étude de faisabilité existe déjà comme donnée. Nous devons compléter l'étude hydrologique en utilisant une nouvelle série de précipitation.

Le calcul du laminage de crues n'est pas fait dans l'étude d'avant projet sommaire, d'où on doit le calculer d'une manière détaillée en suivant plusieurs méthode de calcul : Méthode de Kotcherine, méthode de Hildenblat et la méthode STEP BY STEP pour que nous puissions comparer les résultats trouvés par les trois méthodes.

Connaissant le débit maximum laminé, la largeur du déversoir et la charge déversante trouvées par le calcul de laminage, nous calculons les dimensions des sections d'écoulement des différents éléments de l'évacuateur de crues. Nous calculons aussi les caractéristiques de l'écoulement : le tirant d'eau et la vitesse d'écoulement le long de l'évacuateur de crues.

Une fois que nous calculons les dimensions des différents composantes, nous passons aux calculs du génie civil : calcul des épaisseurs des murs bajoyers et les radiers, calcul de stabilité et calcul de ferrailage.

Enfin, nous terminons par un calcul du devis estimatif et quantitatif de l'évacuateur de crues qui nous permettra d'évaluer les coûts des différentes ouvrages constituant l'aménagement.

# MEMOIRE DE SYNTHESE DE L'ETUDE DE FAISABILITE

## 1. Introduction :

### 1.1. Généralité :

Le barrage de Bounachi se situ sur Oued Rabta ; willaya de Tizi Ouzou est parmi les ouvrages qui sont en étude, dont l'étude d'avant projet sommaire (APS) a été faite par un bureau portugais appelé COBA et l'étude de faisabilité a été faite par un bureau d'étude Belgrade appelé Energoprojekt Hidroinzenjering. Le but de notre travail sera l'étude d'avant projet détaillé (APD) du barrage Bounachi en complétant les recherches conduites au stade des études de faisabilité.

Le présent mémoire de synthèse fait partie de l'étude d'APD du barrage. Il a pour objectif la description générale de l'aménagement et la présentation d'un exposé justificatif et descriptif de la solution adoptée.

### 1.2. L'objectif du barrage :

Les besoins en eau potable et en eau destinée à l'irrigation des surfaces agricoles du littoral de l'Algérie démontrent au fil des années un accroissement important. C'est le cas de la région: la Grande Kabylie. La satisfaction de ces besoins en eau accroissant sera possible par la mobilisation de nouvelles ressources à savoir la construction des nouveaux barrages, telle que le barrage Zaouïa à Makouda et le barrage Bounachi à Larbaa Nait Irathen sur Oued Rabta.

L'Oued Rabta, l'un des cours d'eau de la wilaya de Tizi Ouzou est identifié comme une ressource potentielle sur lequel sera crée par la construction d'un barrage une retenue qui servira à la mobilisation des potentialités hydrologiques de ce cours d'eau.

Les eaux du barrage de Bounachi sont destinées vers l'irrigation des terres agricole de la région. La majorité des terres agricoles à l'aval du site du barrage sont cultivables, parmi les cultures agricoles pratiquées les céréales (blé, orge, avoine), les cultures maraîchères, vignes et les arbres fruitiers.

### 1.3. Localisation de l'ouvrage :

Le barrage de Bounachi sera construit sur Oued Rabta. Le bassin versant de l'Oued Rabta se trouve dans la Wilaya de Tizi Ouzou à environ 20 km à l'Est de la ville du même nom et à environ 130 km à l'Est de la ville d'Alger. Au niveau du découpage du territoire de l'Algérie du nord, le bassin versant de l'Oued Rabta se situ dans la partie Est du bassin versant 2. L'emplacement du barrage projeté sera situé sur un bief du cours d'eau considéré à l'Ouest de la localité de Maila. Comme il est indiqué sur les cartes d'état major de FORT NATIONAL à l'échelle 1/50000eme, feuilles n°48, les coordonnées Lambert du site de barrage sont :

$$X = 637,70 \text{ Km}$$

$$Y = 378,40 \text{ Km}$$

$$Z = 130,00 \text{ m N.G.A}$$

#### 1.4. Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité :

a)- La digue : Le barrage de Bounachi est en enrochement à écran en béton, donc l'étanchéité est assurée par un écran en béton en amont d'une épaisseur de 0.3 à 0.6 m. La pente du talus amont est 1/1.5 et la pente du talus aval est de l'ordre 1/1.5 avec une berme large de 5.0 m calée à la cote 155.00. Une zone de transition est prévue entre l'écran en béton et la recharge en matériaux alluviaux ; constituée de deux couches de 4 m d'épaisseur chacune. Ces couches seront aussi exécutées en matériaux graveleux de granulométrie appropriée.

b)- L'évacuateur de crue : L'évacuateur de crue est latéral sur la rive gauche ; dimensionnée pour évacuer une crue centennale avec un débit de  $340 \text{ m}^3/\text{s}$ . L'évacuateur est équipé de deux vannes segment ; chaque vanne a les dimensions : 6.5 x 5.5m. L'évacuateur de crue est prolongé par un coursier de 200 m de longueur dont la largeur est variable. Le coursier se termine par un bassin d'amortissement de 20 m de largeur et 41,0 m de longueur. Depuis ce bassin d'amortissement, l'eau est dirigée, par un canal en forme de trapèze non revêtu, vers le lit de l'oued.

c)- L'évacuateur de crue de secours : C'est un ouvrage sert à augmenter le débit à évacuer. Il est placé sur la rive droite. Il est dimensionné pour un débit de  $258 \text{ m}^3/\text{s}$ . Le débit total à évacuer peut arriver donc jusqu'à  $598 \text{ m}^3/\text{s}$  si les évacuateurs sont au même temps en fonctionnement. L'évacuateur de crue de secours est construit sur une plate-forme d'une largeur de 150m et constitué de trois pertuis de largeur de 50m. Trois digues fusibles sont établies dont la cote de la crête est callées à des niveaux différents sur les trois pertuis.

d)- La galerie de dérivation : Pendant la construction du barrage, une galerie doit être prévue pour dériver les eaux de l'oued et évacuer les crues de chantier. C'est un ouvrage fermé en béton armé en forme de trapèze, de 5,50 m de largeur et 8,25 m de hauteur. Elle est dimensionnée pour le débit de  $246 \text{ m}^3/\text{s}$  ce qui correspond à une période de retour de 20 ans.

e)- La vidange de fond : Après l'achèvement de la construction du barrage, la galerie de dérivation va se transformé à une galerie de vidange de fond. C'est une réduction de la section transversale de la galerie aux dimensions 2,5 x 4,0 m dans la zone de la chambre des vannes. La chambre des vannes de la vidange de fond sera située à environ 20 m à l'amont de la crête du barrage.

f)- La prise d'eau : Comme les eaux du barrage sont destinées pour l'irrigation des terres agricoles, donc la prise d'eau est une conduite posée dans la paroi de la galerie de dérivation. La conduite est raccordée à la galerie de dérivation à une distance de 6,00 m à l'amont de la chambre des vannes. Cette conduite a un diamètre normal de 700 mm.

## **2. Synthèse des études préliminaires :**

### **2.1. Généralités :**

Dans ce chapitre, nous exposons le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité : l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

Dans l'étude topographique, nous trouvons trois points : la topographie du bassin versant, de la vallée de la rivière, du site du barrage et de la retenue. Pour l'étude géologique et géotechnique, un programme de reconnaissance géologique complémentaire doit être lancé dans cette étude. En fin, pour l'étude hydrologique, nous montrons les caractéristiques physiques du bassin versant, les apports et les crues.

### **2.2. Etudes topographiques :**

Le bassin versant de l'Oued Rabta se trouve dans la wilaya de Tizi ouzou à environ 20 km à l'Est de la ville du même nom. Au niveau du découpage du territoire de l'Algérie du nord, le bassin versant de l'Oued Rabta se situe dans la partie Est du bassin versant 2, à environ 130 km à l'Est de la capitale. L'emplacement du barrage projeté sera situé sur un bief du cours d'eau considéré à l'Ouest de la localité de Mekla.

Le site du barrage de Bounachi est prévu sur l'Oued Rabta à l'Ouest de la localité de Mekla. Les surfaces utiles agricoles dans la plaine se trouvent dans la partie aval du cours d'eau, avant son confluent dans l'Oued SEBAOU qui se jette dans la méditerranée.

L'Oued Rabta coule sur une longueur de presque 20 km à travers le bassin versant de forme allongée, ce dernier et symétriquement représente de part et d'autre du cours d'eau et il est entouré de monts d'une hauteur de 150m à un peu plus de 1200m.

Les documents topographiques ci –dessous nous ont été disponibles :

- Carte topographique au 1/50.000 (feuille FORT NATIONAL),
- Carte topographique au 1/5000 de la cuvette de la retenue,
- Carte topographique au 1/1000 du site du barrage.

Dans l'étude de faisabilité, deux sites ont été proposés, l'un se trouve sur le cours inférieur à environ 3 km à l'amont du confluent. Ce site est le plus aval possible, Parce que la vallée s'élargit à l'aval avec le terrain qui descend sur le flanc droit et l'autre à environ 600 m à l'amont du site n°1 et a les mêmes caractéristiques géologique et morphologique que le premier mais il n'y a pas de contraintes significatives.

Le deuxième site du barrage est estimé comme le plus favorable à l'évacuation des débits de crue.

### **2.3. Etude géologique et géotechnique :**

Le but de cette étude est d'identifier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe de barrage et de savoir les principales caractéristiques géologiques telles que la perméabilité, le degré de consolidation, le tassement et l'histoire géologique le long de l'axe du barrage pour déterminer par la suite le régime de traitement de fondation à suivre. D'un autre côté, l'étude géologique et géotechnique nous a permis de localiser la zone d'emprunt des matériaux de construction.

### 2.3.1. Géologie régionale:

#### a)- Lithologie et stratigraphie :

-Terrains azoïques:

L'étude géologique faite dans la faisabilité a montré que le terrain azoïque de la région de l'Oued Rebta se compose de : Schistes, Calcaires, cristallins bleuâtres, Schistes micacés, Schistes granulitisés (Gneiss), Calcaires cristallins, Micaschistes et Micaschistes granulitisés (Gneiss).

- Terrains sédimentaires :

Les terrains sédimentaires se compose des Poudingues, des Marnes du Cartennien, des Argiles sahéliennes, marnes argileuses bleues, occupant la partie basse des collines de la rive gauche du Sebaou, des Alluvions anciennes de plateaux, témoins du passage des anciens torrents, des Alluvions anciennes (niveaux élevés): d'une altitude relative de 50 à 100 mètres et des alluvions anciennes (niveaux moyens): dominant de 30 à 50 mètres la vallée du Sebaou.

#### b)- Tectonique :

Le massif paléozoïque (Sahel d'Alger, Grande Kabylie, Kabylie Colloa) est bien déterminé dans la région du barrage.

Ce massif est constitué de roches métamorphiques et magmatiques. Les plissements ont eu lieu au cours des cycles orogéniques hercynien – calédonien, alors que pendant le Tertiaire et le Quaternaire, il a acquis les formes actuelles du relief. Au niveau de ce massif se situe la localité de Bounachi.

### 2.3.2. Caractéristiques hydrogéologiques :

Au point de vue de l'hydrogéologie, il est important de signaler une épaisseur significative des alluvions actuelles avec un coefficient de filtration important. Autres ensembles rocheux peuvent être considérés comme faiblement aquifères.

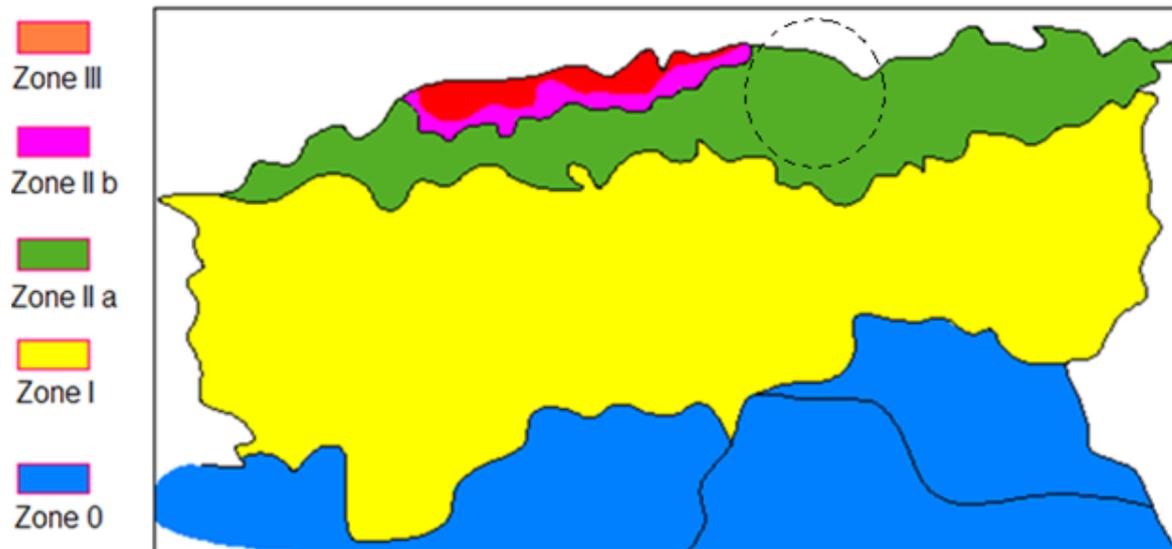
La circulation de l'eau souterraine se fait le long des fissures dans la masse rocheuse marneuse. Bien que les marnes renferment un très haut pourcentage de carbonate, le processus de certifications n'est pas trop développé le long des fissures ce qui montre une faible circulation de l'eau. Des essais de perméabilité effectués dans les sondages font apparaître la faible perméabilité en rives du futur barrage de l'ordre de (0,5-2,5) Lugeons.

Dans le lit de l'oued, les résultats obtenus sont différents. Aussi est-il que dans le sondage S-1 sur toute sa profondeur et S-2 jusqu'à 14 mètres, la perméabilité atteint quelques dizaines Lugeons.

### 2.3.3. Sismicité :

A partir de la Carte d'intensité des séismes maximums survenus en Algérie de 1716 à 1989 selon CRAAG 1994, la localité de Bounachi appartient à la zone II-a niveau de sismicité modérée, et cela d'après la carte du zonage sismique du territoire national (RPA99-Version 2003), Sur la carte suivante il est défini 4 zones sismiques classées comme suite :

- 1)- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- 2)- Zone 1 : sismicité faible ;
- 3)- Zone 2 : sismicité moyenne ;
- 4)- Zone 3 : sismicité élevée.



**Figure N°1.01** : Carte zonage sismique du territoire national-RPA99.

#### 2.3.4. Matériaux de construction:

##### a)- Zone d'emprunt des argiles :

Argile de moyenne à très grande plasticité dans les Alluvions anciennes- niveaux inférieurs et Alluvions anciennes -niveaux moyens ;

Cailloux argileux peu à moyennement plastiques renfermant des fragments de marnes et de graviers, en bordure de deux rives et dans les alluvions actuelles ou en prolongement des cônes de déjection occupant une surface totale supérieure à 200 000 m<sup>2</sup>, de 1-3 m d'épaisseur.

##### b)- Zone d'emprunt des matériaux pour filtres :

Les Alluvions actuelles du lit de l'Oued Rabta sont représentées sur toute la longueur de la cuvette de la retenue. Il s'agit de graviers grossiers qui passent aux cailloux (en fonction de la granulométrie) de 2 à 30 cm de dimensions, puis de gravillons des dimensions extrêmes de 0.5 à 0.8 m, d'une épaisseur dans le lit près de 10 m et d'un recouvrement par endroits qui est formé de sables fins d'une épaisseur voisine de 0.5 m. Du point de vue minéralogique et pétrographique, ces alluvions actuelles sont liées aux magmatites, métamorphites et pegmatites.

##### c)-Zones d'emprunt pour la recharge en enrochements

Les matériaux les plus favorables dont l'emplacement est le plus proche sont les suivants: Pegmatite, granulite et Micaschistes.

Ils constituent la partie la plus amont de la cuvette de retenue où débute les gorges de la vallée de l'Oued Rabta.

Les matériaux constituent un tonnage supérieur à la demande.

##### d)- Zones d'emprunt pour les agrégats pour béton:

Les zones d'emprunt optimales pour l'exploitation des agrégats pour béton sont les Alluvions actuelles-Oued Rabta, le Pegmatite et granulite qui peuvent fournir les agrégats pour béton appropriés au moyen de procédé de concassage et de tamisage des fractions.

### 2.3.5. Reconnaissance in situ :

Dans la zone du site du barrage 8 sondages de reconnaissance verticaux carottés de profondeurs de 35 à 60 m chacune (totalisant 375 m) ont été exécutés :

2 sondages de reconnaissance dans le lit de l'oued suivant l'axe du barrage de 45 m de profondeur, recoupant les alluvions actuelles et les marnes (cartenniennes) plus compactes et désagrégées jusqu'aux argiles sous-jacentes ;

4 sondages en rive gauche recoupant les alluvions anciennes (niveaux inférieur) et les marnes (cartenniennes) plus compactes désagrégées jusqu'aux argiles ;

2 sondages de reconnaissance en rive droite de 45 et 60 m de profondeur chacune recoupant les q<sup>2</sup>-Alluvions anciennes (niveaux moyens) et les marnes (cartenniennes) plus compactes et désagrégées jusqu'aux argiles.

La coupe géologique est représentée sur la planche N°01.

### 2.3.6. Essai de laboratoire :

Plusieurs essais géotechniques ont été effectués pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques du sol de la zone d'emprunt, de la cuvette et le long de l'axe du barrage.

Ces essais ont été réalisés par laboratoire des essais géotechniques de la société nationale Hydrotechnique à Alger.

Le tableau suivant résume les différents essais réalisés sur les différents types de sol (argile, matériaux graveleux et pierres).

**Tableau N°1.01** : Les essais de laboratoire réalisés.

Les essais	Argile				Sable-gravier		Pierres
	Arg-1	Arg-2	Arg-3	Arg-4	Pour filtre	Pour béton	
	Nombre d'essais						
Analyse granulométrique	9	3	3	4	5	5	-
Limite d'Aterberg	9	3	3	4	-	-	-
Poids spécifique	9	3	3	4	-	-	2
Teneur en eau naturel	9	3	3	4	-	-	-
Densité humide	9	3	3	4	-	-	2
Perméabilité	9	3	3	4	-	-	-
Essai Proctor	9	3	3	4	-	-	-
Essai de cisaillement	9	3	3	4	-	-	-
Essai oedométrique	9	3	3	4	-	-	-
Essais triaxiaux	9	3	3	4	-	-	-
Teneur en matière organique	9	3	3	4	-	-	-
Teneur en CaCO <sub>3</sub>	9	3	3	4	-	-	-
Porosité	-	-	-	-	-	-	2
Los Angles	-	-	-	-	-	-	2

Les tableaux suivants nous donnent un récapitulatif des paramètres géotechniques pris en considération dans notre étude de faisabilité (conditions du remblai et fondation).

**Tableau N°1.02:** Conditions du remblai (argile limoneuse).

Caractéristiques		Indice	Valeur	Unité
Paramètres physiques	Teneur en eau	W	13.18	%
	Poids spécifique des grains solides	$\gamma_s$	2.65	t/m <sup>3</sup>
	Poids spécifique humide	$\gamma_h$	1.8	t/m <sup>3</sup>
	Poids spécifique saturé	$\gamma_{sat}$	1.996	t/m <sup>3</sup>
	Densité sèche	$\gamma_d$	1.6	t/m <sup>3</sup>
Paramètres mécaniques	Angle de frottement (partie sèche)	$\Phi_1$	20.83°	degré
	Angle de frottement (partie humide)	$\Phi_2$	15.83°	degré
	Angle de frottement (partie saturée)	$\Phi_3$	15.00°	degré
	Cohésion (partie sèche)	C1	1	t/m <sup>2</sup>
	Cohésion (partie humide)	C2	1.3	t/m <sup>2</sup>
	Cohésion (partie saturée)	C <sub>3</sub>	1.5	t/m <sup>2</sup>
	Indice de plasticité	I <sub>p</sub>	35.54	-
	Perméabilité	k	1,09 10 <sup>-7</sup>	cm/s

**Tableau N°1.03:** Conditions de la fondation.

Caractéristiques		Indice	Valeur	Unité
Paramètres physiques	Teneur en eau	W	15,70	%
	Poids spécifique des grains solides	$\gamma_s$	2,67	t/m <sup>3</sup>
	Poids spécifique humide	$\gamma_h$	1,96	t/m <sup>3</sup>
	Poids spécifique saturé	$\gamma_{sat}$	2,066	t/m <sup>3</sup>
	Densité sèche	$\gamma_d$	1,63	t/m <sup>3</sup>
Paramètres mécaniques	Angle de frottement (partie sèche)	$\Phi_1$	28	degré
	Angle de frottement (partie humide)	$\Phi_2$	16	degré
	Angle de frottement (partie saturée)	$\Phi_3$	15	degré
	Cohésion (partie sèche)	C1	4,7	t/m <sup>2</sup>
	Cohésion (partie humide)	C2	5,1	t/m <sup>2</sup>
	Indice de plasticité	I <sub>p</sub>	16,77	-
	Perméabilité	k	5,7.10 <sup>-7</sup>	cm/s

## 2.4. L'étude hydrologique:

### 2.4.1. Généralités:

Dans ce présent chapitre, on fait le résumé de l'étude hydrologique de site du barrage de Bounachi élaboré lors de l'étude de faisabilité.

Par la suite on présente les caractéristiques du bassin versant de l'Oued Rebta au site du barrage. On fait l'estimation des apports mensuels, on détermine les débits des crues de l'Oued Rabta pour chaque période de retour.

### 2.4.2. Caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude :

#### a)- Généralités :

Selon les données disponibles, dans le bassin versant de l'Oued Rabta, il n'existe pas de stations pluviométriques appartenant au réseau permanent de stations d'observations. Néanmoins, dans la zone étendue ou dans la majeure partie du bassin versant de l'Oued Sebou, sont disponibles les données pluviométriques fournies par 12 stations pluviométriques dont 5 entourent le bassin versant de l'Oued Rabta.

**Tableau N°1.04:** Principaux Les stations pluviométriques dans la zone étendue de l'Oued Rabta.

N°	Code stations	Nom de la station	Altitude (m)	Coordonnées Lambert	
				x	y
1	02 08 03	El Azaieb Mizrana	350	630.50	396.00
2	02 09 09	Tigma Pepiniere	950	660.25	382.95
3	02 15 01	Tigzirt N'Boubhir	220	650.90	372.10
4	02 15 03	Djemaa Saharidj	450	641.7	377.15
5	02 15 04	Ezzazge ecole	430	649.40	384.00
6	02 16 01	Aghribs	630	643.55	393.15
7	02 17 01	Ouadhias	400	625.30	362.50
8	02 17 03	Ain El Hammam	1200	644.15	364.50
9	02 17 05	L'Arbaa Nait Irathem	1004	634.30	3711.75
10	02 17 12	Beni Yenni	760	635.00	365.25
11	02 18 01	Bouassem	650	371.50	650.00
12	02 18 06	Tizi Ouzou G.R.H.A.	164	620.10	380.05

#### b)- Analyse des pluies maximales journalières:

La station de Ain El Hammam a été choisi comme une station de référence, parce qu'elle se situe immédiatement à la limite la plus amont du bassin versant étudié, c'est à dire à la plus haute cote, de façon que les plus grandes quantités de pluie y soient enregistrées.

Les pluies journalières maximales pour les périodes de retour caractéristiques sont représentées dans le tableau suivant.

**Tableau N°1.05:** Pluies journalières maximales pour les périodes de retour caractéristiques à la station météorologique de Ain El Hammam (02.17.03).

Nom de la station	Code de la station	Pluies journalières maximales [mm] pour les périodes de retour (an)					
		10	20	50	100	1,000	10,000
Ain El Hammam	02.17.03	123	144	170	189	254	319

Source : ANRH.

**c)- Analyse des pluies maximales de durée inférieure à 24<sup>h</sup> :**

Les pluies de durée inférieure à 24<sup>h</sup> sont importants dans le calcul des crues. L'analyse de ces pluies est basé sur la réalisation des courbes Intensité-Durée-Période de retour à partir de l'équation suivante :

$$\frac{P_t(T)}{P_{j \max}} = 0.1946 \times t^{0.515} \dots\dots\dots(I.01)$$

Avec :

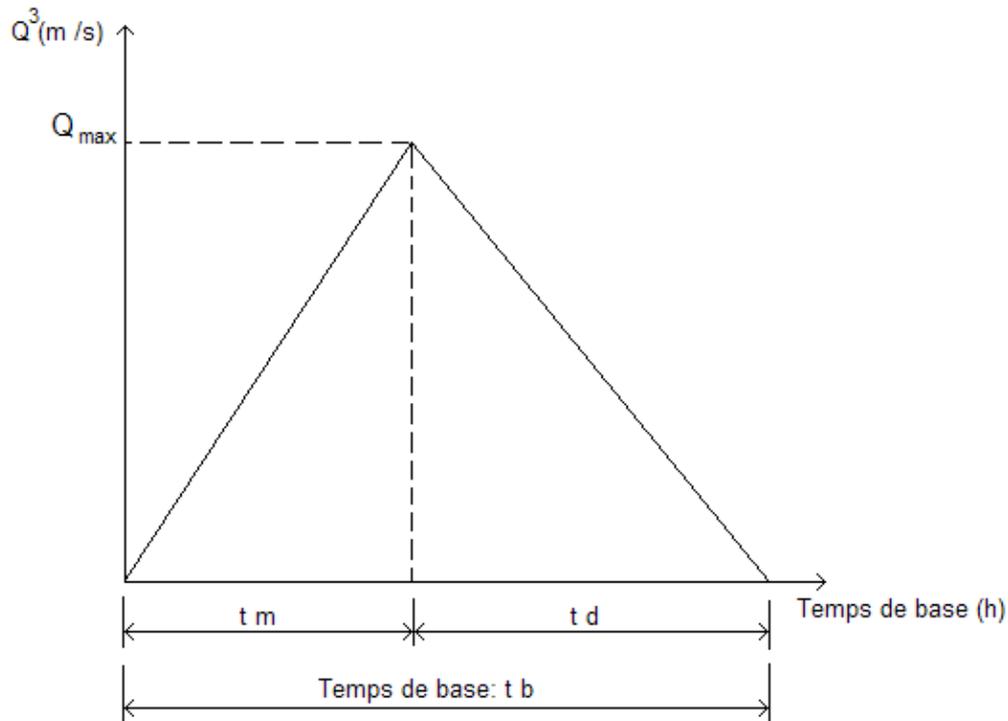
- P<sub>t</sub>(T) : pluies de durée t (< 24<sup>h</sup>) (mm/t)
- P<sub>jmax</sub>(T) : pluies journalières maximales (mm/24h)
- T : période de retour (an)

Ces courbes ; figurant en annexe N°I.03, sont tracées pour les périodes de retour caractéristiques 10, 20, 50, 100, 1000 et 10 000 ans.

**2.4.3. Etude des crues :**

Le bassin versant de l'Oued Rabta n'a pas fait l'objet de mesures hydrologiques jusqu'à l'heure actuelle. A cet effet, afin de déterminer les crues au site du barrage de Bounachi, il est appliqué l'hydrogramme synthétique unitaire, utilisé largement en pratique hydrologique actuelle pour les cas analogues.

La figure N°I.02 donne des principales grandeurs utilisées pour la détermination du temps de base de l'hydrogramme.



**Figure N°I.02 :** Principaux paramètres relatifs à la détermination du temps de base de l'hydrogramme.

Les temps caractéristiques représentés dans cette figure peuvent être en relation avec la géométrie d'un bassin versant.

**Tableau N°1.06:** Principaux éléments géométriques du bassin versant de l'Oued Rabta jusqu'au site du barrage de Bounachi.

Cours d'eau	Site	A (km <sup>2</sup> )	L <sub>s</sub> (km)	L <sub>c</sub> (km)	H <sub>max</sub> (m)	H <sub>o</sub> (m)	H <sub>u</sub> (m)	S <sub>1</sub> (%)	S <sub>2</sub> (%)
Oued Rabta	Bounachi	62.0	16.4	7.4	1232	145	805	4.02	66.3

Avec :

- A -Superficie du bassin versant étudié jusqu'au site du barrage;
- L<sub>s</sub> -Longueur du cours d'eau principal (talweg) ;
- L<sub>c</sub> -Distance séparant le centre de gravité du bassin versant.
- H<sub>max</sub> -Altitude maximale des cours d'eau principale;
- H<sub>o</sub> -Altitude du site;
- H<sub>u</sub> -Altitude moyenne du bassin versant;
- S<sub>1</sub> -Pente maximale du cours d'eau;

Les hydrogrammes de crue pour les périodes de retour caractéristiques au site du futur barrage de Bounachi sur l'oued Rabta sont figurés en annexe N°I.04.

#### 2.4.4. Les caractéristiques hydrologiques du bassin versant :

Les caractéristiques du bassin versant au site du barrage de Bounachi sont données dans le tableau suivant.

**Tableau N°1.07:** Les caractéristiques du bassin versant.

CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT	LES VALEURS
<b>Caractéristiques géométriques</b>	
Superficie du bassin	62 km <sup>2</sup>
Périmètre	40.6 km
Longueur du thalweg principal	16.4 km
Longueur maximum du bassin	15.0 km
Longueur du rectangle équivalent	12.9 km
Largeur du rectangle équivalent	4.8 km
Altitude moyen	668 m
Altitude maximum	1232 m
Indice de compacité de Gravelius	1.44
Pente moyenne (suivant la grille 2x2 km)	0.34
<b>Caractéristiques hydrauliques</b>	
Apport moyen annuel	24.88 Hm <sup>3</sup>
Débit fictif instantané	0.789 m <sup>3</sup> /s
Débit spécifique moyen	12.73 l/s/ km <sup>2</sup>
Lame d'eau écoulée	401 mm.
Pluie moyenne équivalente	967 mm.
Coefficient de ruissellement moyen	0.415
Déficit d'écoulement moyen	566 mm.
Apport decennnal sec	14.88 Hm <sup>3</sup>
Apport decennnal humide	36.49 Hm <sup>3</sup>
Crue de chantier (T=20 ans)	246 m <sup>3</sup> /s
Crue de projet (T=1000 ans)	473 m <sup>3</sup> /s

### 3. Recommandations de l'étude d'impact:

La mise en oeuvre d'aménagement comportant des ouvrages importants comme les barrages, ne fait pas sans interactions notables avec les milieux naturel et humain. Leur construction modifie localement l'environnement et change les habitudes de vie parfois séculaires des riverains.

Le but de l'étude d'impact est de :

- Connaître l'état initial du milieu et situer le projet dans ce contexte.
- Analyser les conséquences.
- Prévoir des mesures compensatoires et les intégrer à la conception et au financement du projet.
- Débattre de la pertinence du projet au regard des différentes contraintes ou alternatives et énoncer des recommandations afin d'assurer le suivi du projet et en contrôler l'évolution.

Les effets du barrage et des aménagements qu'il commande devront être recherchés non seulement sur le court terme, mais aussi à plus longue échéance. Les conséquences immédiates du projet sont souvent plus faciles à cerner, sans oublier les problèmes qui peuvent survenir parfois plusieurs années après la fin du chantier.

La réalisation du barrage et la création de la retenue de Bounachi auront des effets suivants sur l'environnement:

- La retenue submergera les terres cultivables à l'amont du barrage dans la zone tout près des alluvions.
- Par la création de la retenue, la station de pompage actuelle sur la rive gauche de l'Oued Rabta, ainsi qu'un nombre plus important des habitations situées à une altitude moins élevée seront menacées.

Les effets de la création de la retenue sur la flore et la faune seront minimums.

La qualité de l'eau du cours d'eau et dans la retenue sera menacée par des localités existantes situées à l'amont. Selon les informations obtenues pendant la visite du site, les eaux prélevées dans les alluvions de l'Oued Rabta sont utilisées pour l'alimentation en eau après un procédé de traitement approprié avec du chlore. Ce fait montre que la qualité des eaux de surface est relativement bonne et que les eaux de la retenue auront cette même qualité. Il est à espérer que les eaux pourront être utilisées, sans traitement préalable, pour les besoins d'irrigation.

#### 4. Synthèse de l'analyse des variantes :

Les trois types de barrages ont été étudiés pour le site du barrage et la cote normale de retenue choisis: Il s'agit des types de barrage mentionnés ci-après :

- Barrage en enrochements à noyau central d'argile ;
- Barrage en enrochements à écran en béton ;
- Barrage en béton compacté roulé.

Principaux indices technico-économique des trois variantes du barrage de Bounachi sont représentées dans le tableau suivant.

**Tableau N°1.08:** Les paramètres technico-économiques des trois variantes.

Paramètres	Variante I	Variante II	Variante III
	Barrage à noyau central d'argile	Barrage à écran en béton	Barrage en béton compacté roulé
Cote de la crête du barrage (m)	175	175	174
Cote normale de retenue (m)	172	172	172
Volume de la retenue	23	23	23
Volume utile de la retenue	19.7	19.7	19.7
Coûts d'investissement (US\$)	32 714 005	33 574 915	48 953 322
Planning de construction	3 années	2 années	2 années

Sur la base du coût d'investissement, il est constaté que les deux variantes pour le barrage en enrochements sont plus favorables à celle pour le barrage en béton compacté roulé.

La solution avec barrage en enrochements à écran en béton a été choisie à cause de la durée de construction la plus courte.

Pour l'évacuateur de crue, une seule variante a été choisie ; c'est un système de deux types d'évacuateurs de crue fonctionne au même temps : un évacuateur avec vanne dimensionné pour évacuer un débit de 340 m<sup>3</sup>/s et un autre évacuateur secours dimensionné pour un débit de 258 m<sup>3</sup>/s.

## Conclusion:

Le mémoire de synthèse est un document très important dans l'étude d'avant projet détaillé d'un barrage (APD). Il résume les études préliminaires faites pendant l'avant projet sommaire (APS) tel que l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

L'étude hydrologique a été faite à partir d'estimation des paramètres hydrologiques significatifs. Les débits moyens mensuels et annuels ont été calculés sur la base des données appropriées et des expériences acquises sur le bassin versant de l'Oued Aissi, alors que les crues ont été évaluées par la méthode de l'hydrogramme unitaire synthétique.

La série des pluies utilisée dans le calcul hydrologique pour l'étude de faisabilité est courte et ancienne (1949/1986) tel que les résultats trouvées ne représente pas la réalité. Dans notre travail, les calculs de l'étude hydrologique sont complétés en utilisant une nouvelle série de précipitation (1986/2007).

Pour le choix de la variante du barrage, trois types de variante ont été proposée : un barrage en enrochement avec un noyau central en argile, une autre variante d'un barrage en enrochement à écran en béton et la troisième variante est un barrage en béton compacté au rouleau (BCR). Après l'étude technico-économique la variante choisie est : un barrage en enrochement avec un masque en béton en amont.

Pour l'évacuateur des crues, une seule variante a été étudiée : un ouvrage latéral à seule vannée de capacité d'évacuation d'un débit de  $340 \text{ m}^3/\text{s}$  et un système d'évacuation fusible qui se compose de trois digues en terre d'une capacité de  $258 \text{ m}^3/\text{s}$ . Donc le débit maximum à évacuer devient  $598 \text{ m}^3/\text{s}$  avec le fonctionnement des deux ouvrages en parallèle.

L'étude d'une seule variante pour l'ouvrage d'évacuation des crues est insuffisante parce qu'on risque de dimensionner un ouvrage très coûteux, par ailleurs dans le cas où on rencontre une difficulté de calcul hydraulique ou de calcul de la stabilité des radiers; les conséquences seront néfastes pour l'étude, c'est la raison pour laquelle nous proposons d'étudier d'autres variantes.

La topographie et la géologie des deux rives nous permettent de construire un évacuateur latéral et l'étude technico-économique de choix de la variante de l'évacuateur de crue pour l'avant projet détaillé sera faite entre deux variantes : un évacuateur latéral à entonnement frontal et un autre à entonnement latéral.

# L'ETUDE HYDROLOGIQUE

## Introduction :

L'étude hydrologique faite dans la faisabilité se compose des points suivant :

- Les caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude.
- Le bilan d'eau
- L'étude des crues
- Les caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

Dans le présent chapitre, nous allons refaire les calculs hydrologiques en se basant sur une nouvelle série pluviométrique plus longue que celle utilisée dans l'étude de faisabilité.

Plusieurs paramètres seront utilisés directement à partir des résultats de l'étude de faisabilité telle que les caractéristiques morphométriques du bassin versant ... etc.

## 1. Les paramètres hydrologiques tirés à partir de l'étude de faisabilité :

**Tableau II.01** : Les paramètres hydrologiques tirés à partir de l'étude de faisabilité.

Paramètres	Valeurs
Superficie du bassin versant	62 Km <sup>2</sup>
Périmètres du bassin versant	40.6 Km
Longueur du talweg principale	16.4 Km
Longueur maximum du bassin	15.0 Km

## 2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant:

L'utilisation des différents types de paramètres morphométriques a pour but la qualification des facteurs caractéristiques de milieu physique d'un bassin versant.

Les principaux paramètres morphométriques qui agissent sur la variation du régime hydraulique sont :

- Le profil en long,
- La densité de drainage.

### 3.1. Paramètres de forme :

#### 3.1.1. Indice de compacité de Gravelius "Kc" :

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin.

Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme de bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux seront courts. Elle sera allongée dans le cas contraire.

$$Kc = \frac{\text{Périmètre } P \text{ du bassin versant}}{\text{Périmètre } P' \text{ du cercle de même superficie}} \dots\dots\dots (II.01)$$

$$\text{On a: } A = \pi \times R^2 \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

Avec:

S= la surface du bassin versant en (Km<sup>2</sup>).

R= rayon (km).

On a aussi:  $P'=2\pi R \Rightarrow P'=2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} = 2\sqrt{\pi \times S}$

$Kc = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\sqrt{\pi \times S}} \Rightarrow Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$

Application numérique:

$Kc = 0.28 \frac{40.6}{\sqrt{62}} = 1.44$

$Kc = 1.44$

$Kc > 1.12$  alors notre bassin est allongé.

**3.1.2. Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :  $Ca = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots$ (II.02)

Avec :

- L : la longueur du talweg principal.      L = 16.4 Km
- S : la superficie du bassin versant.      S = 62 Km<sup>2</sup>

Application numérique :

$Ca = \frac{16.4^2}{62}$

$Ca = 4.34$

**3.1.3. Rectangle équivalent :**

C'est une notion introduite il y a quelques années pour pouvoir comparer les bassins versants entre eux du point de vue d'influence de la forme sur l'écoulement. Nous supposons que l'écoulement sur un bassin donné est le même que sur un rectangle de même superficie, ayant le même indice de GRAVELIUS, la même répartition hypsométrique et la même distribution des sols, de la végétation, de même densité de drainage, etc. ...

C'est une transformation purement géométrique, le bassin versant devient un rectangle du même périmètre, les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés du rectangle.

La longueur (L) :

$L = \frac{Kc \times \sqrt{S}}{1.12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2} \right] \dots\dots\dots$ (II.03)

La largeur (I) :

$I = \frac{Kc \times \sqrt{S}}{1.12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2} \right] \dots\dots\dots$ (II.04)

Avec:

- L : Longueur du rectangle équivalent (Km).
- I : Largeur du rectangle équivalent (Km).
- S : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).
- Kc : Indice de compacité de GRAVILIUS.

Application numérique :

$$L = \frac{1.44 \times \sqrt{62}}{1.12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{1.44} \right)^2} \right] = 16.55 \text{ Km.} \quad \boxed{L = 16.55 \text{ Km}}$$

$$l = \frac{1.518 \times \sqrt{61.08}}{1.12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{1.518} \right)^2} \right] = 3.75 \text{ Km.} \quad \boxed{l = 3.75 \text{ Km}}$$

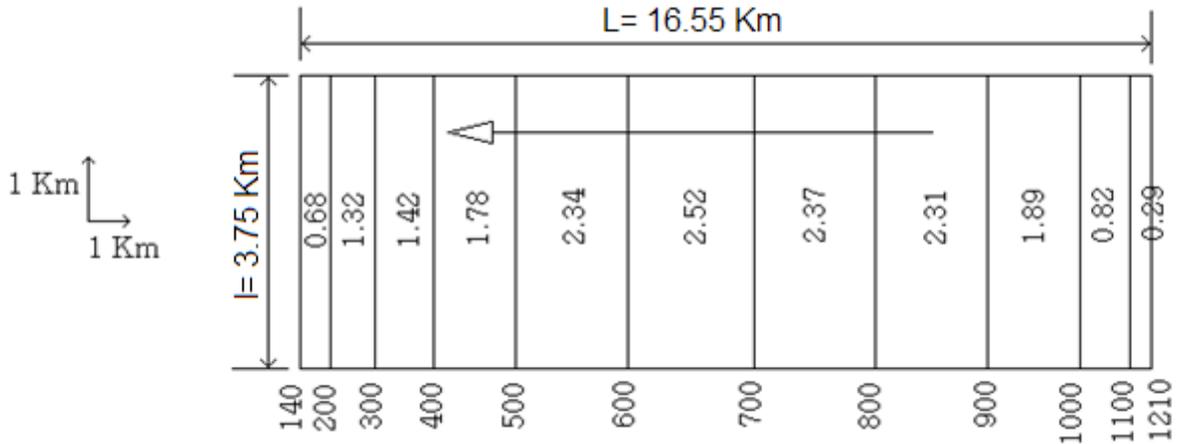


Figure N° II.01: Rectangle équivalent

### 3.2. Paramètres du relief :

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

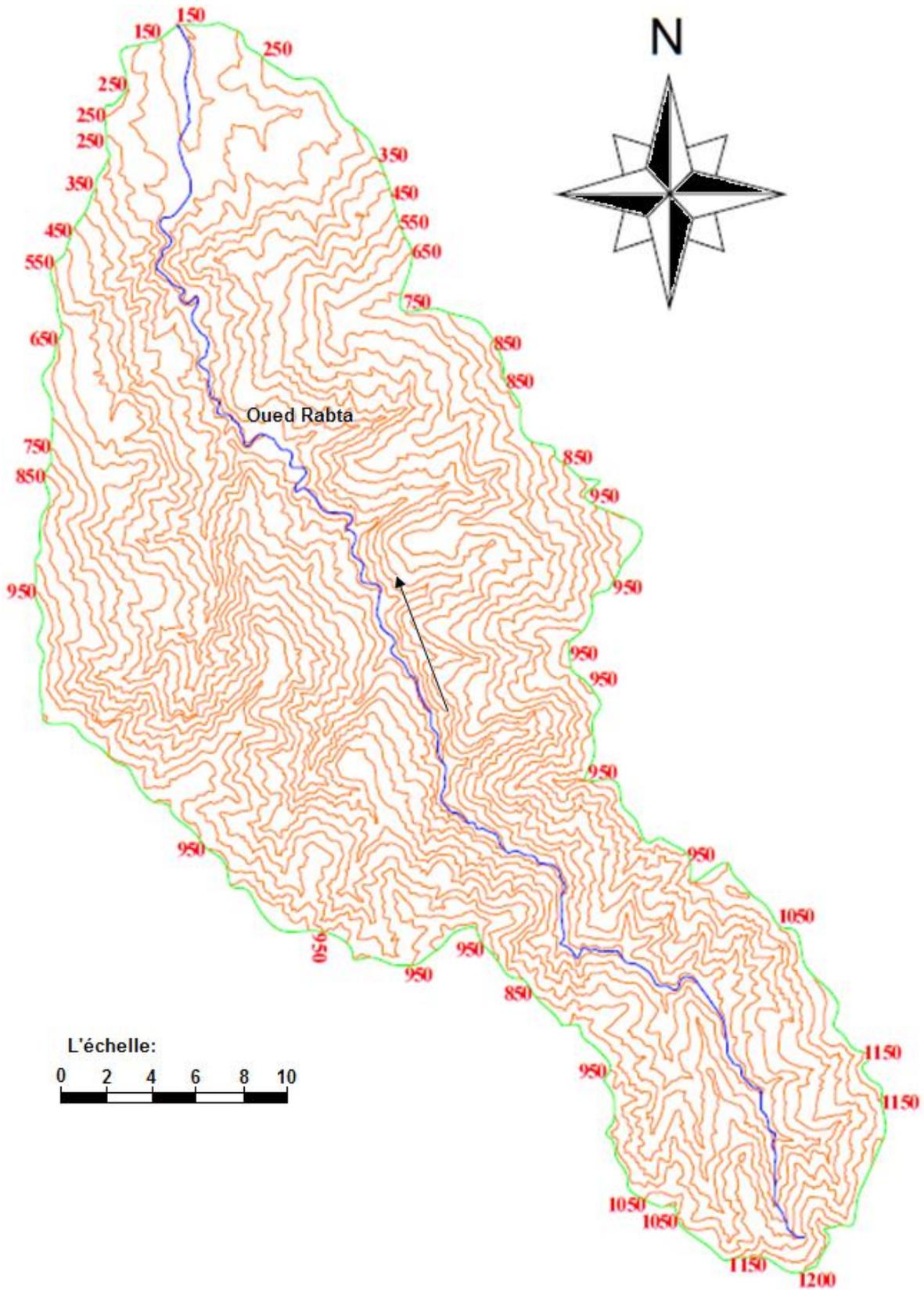
Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

Notre but recherché est la détermination de la classe de relief.

#### 3.2.1. Courbe hypsométrique :

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes.

Le bassin de l'Oued Rabta en courbes de niveau est donné dans la figure N°II.2.



**Figure N°II.02 :** Bassin versant d'Oued Rabta en courbe de niveau.

Le tableau suivant donne la répartition hypsométrique du bassin.

**Tableau N°II.02** : La répartition des surfaces en fonction des cotes.

Altitudes (m.NGA)	Hi(m)	Surfaces			
		Partielles		Cumulées	
		Si (Km <sup>2</sup> )	Si (%)	Si (Km <sup>2</sup> )	Si (%)
1210-1100	1155	1.02	1.69	1.02	1.69
1100-1000	1050	2.82	4.62	3.84	6.31
1000-900	950	6.52	10.67	10.36	16.98
900-800	850	7.96	13.02	18.32	30.00
800-700	750	8.17	13.37	26.49	43.37
700-600	650	8.65	14.16	35.14	57.53
600-500	550	8.06	13.20	43.2	70.37
500-400	450	6.13	10.04	49.33	80.77
400-300	350	4.87	7.97	54.2	88.74
300-200	250	4.54	7.43	58.74	96.17
200-130	165	2.34	3.83	61.08	100.00
Somme		61.08	100.00		

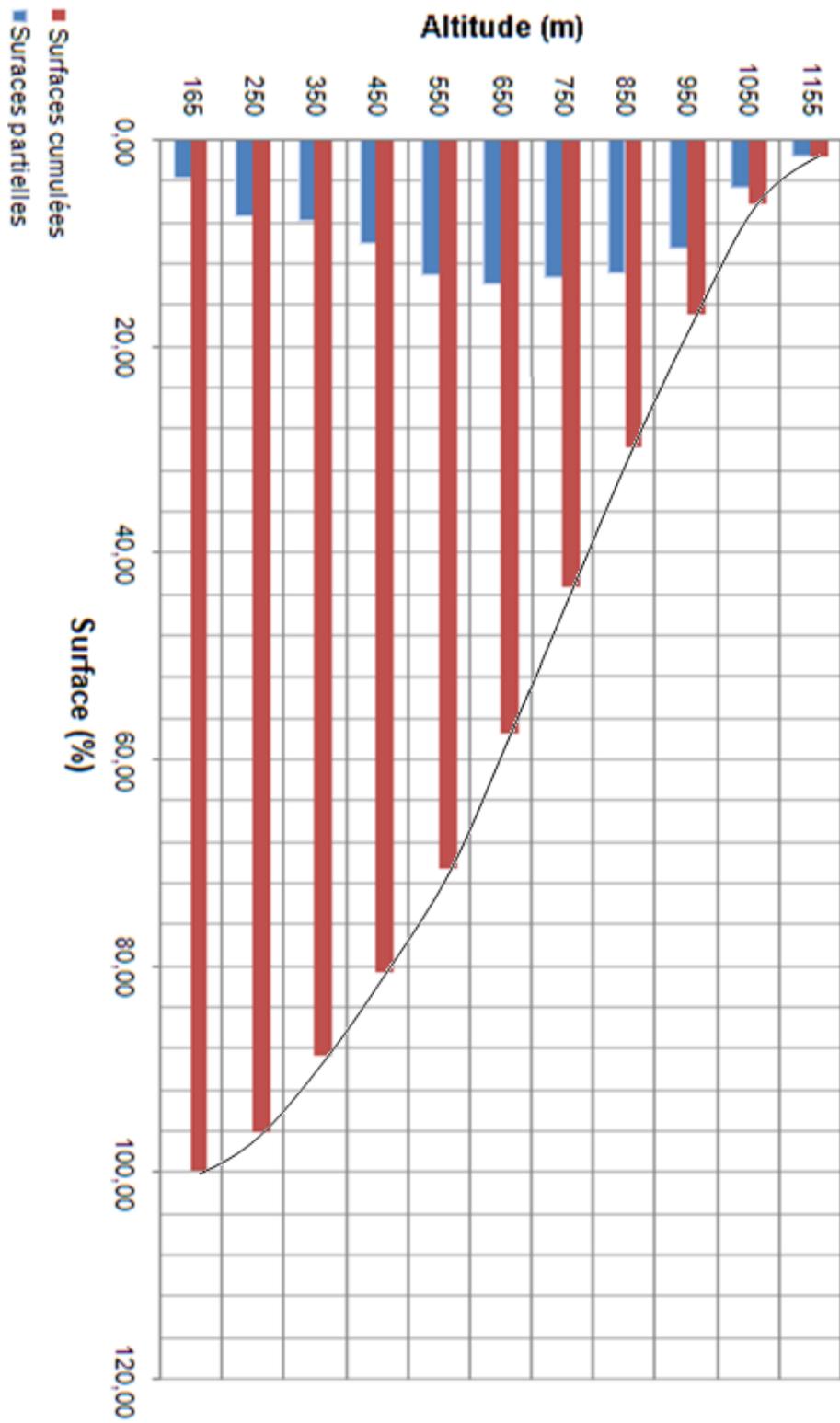


Figure N°II.3 : Courbe hypsométrique.

**3.2.2. Altitude moyenne du bassin versant :**

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \times H_i}{S} \dots\dots\dots (II.05)$$

Avec :

- $S_i$  : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km<sup>2</sup>),
  - $H_i$  : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveau consécutives n-1 et n en (m),
  - $S$  : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).
- Application numérique :

$H_{moy} = 642.87 \text{ m}$
------------------------------

**3.2.3. Altitude médiane du bassin versant :**

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%. C'est l'altitude médiane.

$H_{50\%} = 700 \text{ Km}$
-----------------------------

**3.2.4. Pente moyenne du bassin versant :**

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1+L_2+L_3+\dots+0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots (II.06)$$

Avec :

- $\Delta H$  : dénivelés entre deux courbes de niveaux successives (m).
- $L_1, L_2, \dots, L_n$ : les longueurs des courbes de niveaux (Km).
- $S$  : superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

Les résultats des mesures sont logés dans le tableau suivant.

**Tableau N°II.3 :** Evaluation de la pente moyenne.

N°	Courbe de niveau (m.NGA)	$\Delta H$ (m)	Longueur (m)
1	200	100	11.25
2	300		17.99
3	400		26.06
4	500		32.76
5	600		38.85
6	700		39.19
7	800		43.52
8	900		40.51
9	1000		17.53
10	1100		5.81
11	1200		0.94

Application numérique :

$I_m = 439.28 \text{ m/Km}$
-----------------------------

**Remarque :**

La pente moyenne du bassin versant est très importante. Elle va provoquer un écoulement rapide et une montée rapide des crues par la suite.

**3.2.5. Indice de pente :**

- Indice de pente globale  $I_g$  :

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisons les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant.

L'indice de pente global sera :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (II.07)$$

Avec :

- L : longueur du rectangle équivalent
  - $H_{5\%} = 1300 \text{ m}$
  - $H_{95\%} = 740 \text{ m}$
  - $L = 16.55 \text{ km}$
- }  $\Rightarrow I_g = 3.384\%$

$I_g = 3.384 \%$

- Indice de pente moyenne  $I_{pm}$  :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (II.08)$$

$\Rightarrow I_{pm} = 6,52 \%$ .

$I_{pm} = 6.52 \%$

- Indice de pente de ROCHE  $I_p$  :

$I_p$  est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau  $H_i$  et  $H_{i-1}$ . Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (II.09)$$

Avec :

- L : longueur de rectangle équivalent (m).
- $A_i$  : surface partielle ( % ) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives  $H_i$  et  $H_{i+1}$ .

**Tableau N°II.04 :** Détermination de la pente de Roche  $I_p$ .

$H_i - H_{i-1}$	$D_i = H_i - H_{i-1}$	$S_i \text{ (Km}^2\text{)}$	$A_i = S_i / S \text{ (}\% \text{)}$	$\sqrt{A_i \times D_i}$
1210-1200	10	0.16	0.26	1.62
1200-1100	100	0.86	1.43	11.87
1100-1000	100	2.82	4.62	21.49
1000-900	100	6.52	10.67	32.67
900-800	100	7.96	13.02	36.10
800-700	100	8.17	13.37	36.57
700-600	100	8.65	14.16	37.63
600-500	100	8.06	13.2	36.33
500-400	100	6.13	10.04	31.68
400-300	100	4.87	7.97	28.24
300-200	100	4.54	7.43	27.26
200-130	70	2.34	3.83	16.38
<b>Somme</b>		<b>61.08</b>	<b>100.00</b>	<b>317.83</b>

Application numérique :

$I_p = 2.47$

Pour la classification du relief, celle d'ORSTOM sera prise comme référence, elle est donnée dans le tableau suivant.

**Tableau N°II.05** : Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.

Relief		Valeur de $I_g$
1	Très faible	$I_g < 0.002$
2	Faible	$0.002 > I_g > 0.005$
3	Assez faible	$0.005 > I_g > 0.01$
4	Modéré	$0.01 > I_g > 0.02$
5	Assez modéré	$0.02 > I_g > 0.05$
6	Fort	$0.05 > I_g > 0.1$
7	Très fort	$0.1 < I_g$

$I_g = 0,034$ , donc le relief du bassin versant de l'Oued Rabta est Assez modéré.

#### 4. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

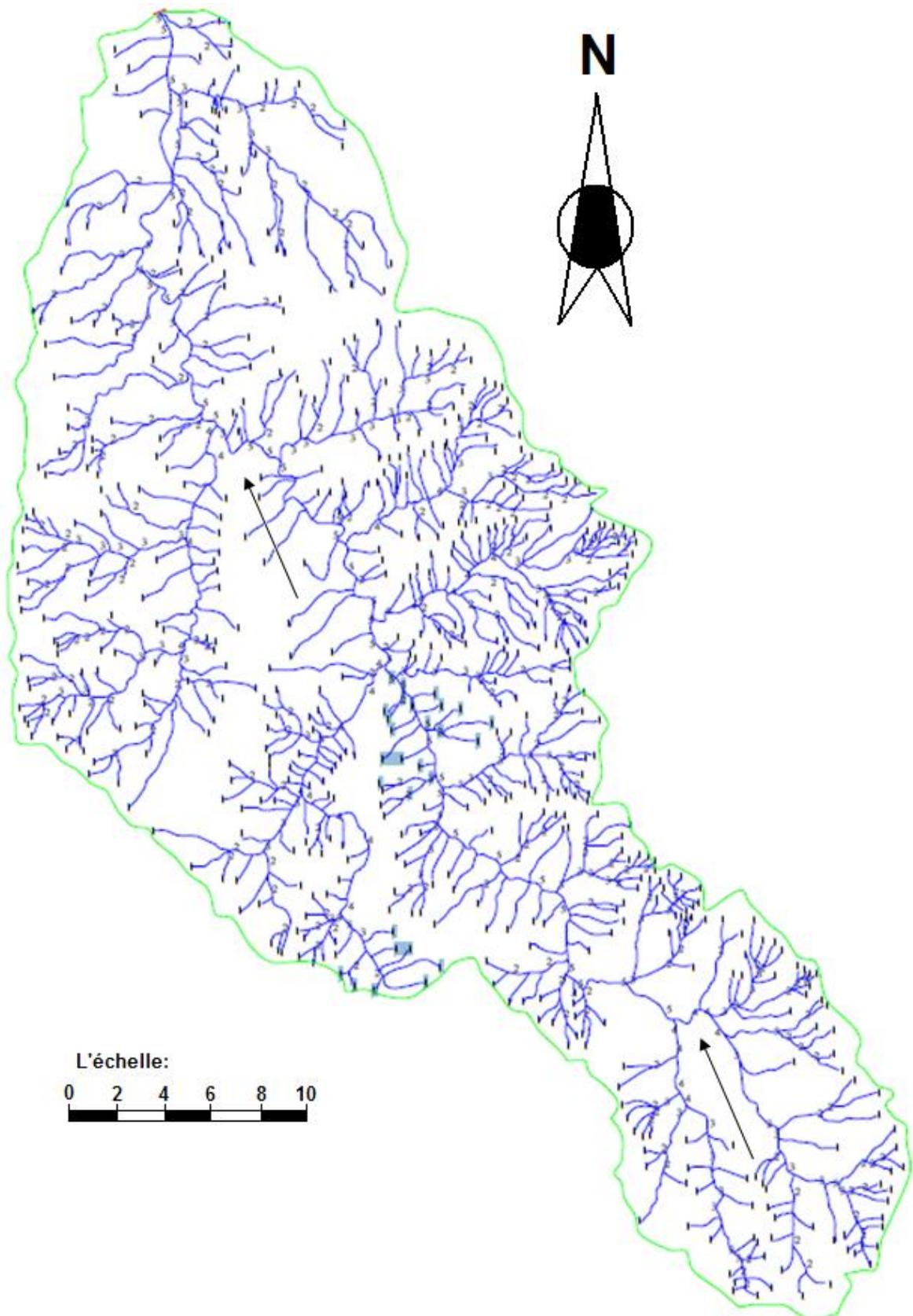
##### 4.1. Le chevelu hydrographique :

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est celle de Schum. Nous avons deux types du réseau : subdentritic et dentritic.

Dans cette classification de Schum est considéré d'ordre (x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x).

Dans notre bassin versant de l'Oued Rabta, le cours d'eau principal est de l'ordre 5.

Le réseau hydrographique est représenté dans la figure II.04.

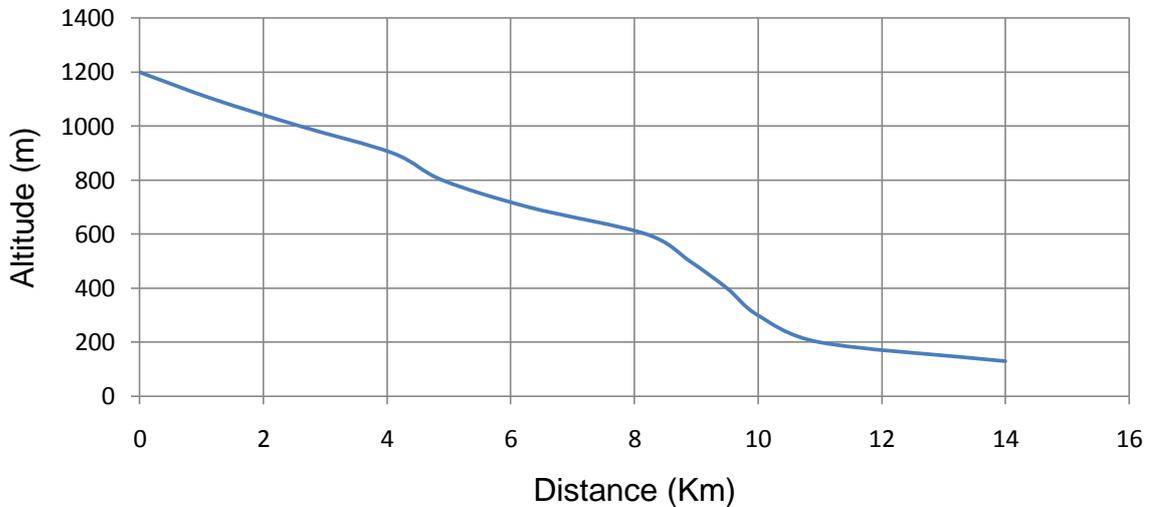


**Figure N°II.04** : Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Rabta.

**4.2. Profil en long de l'Oued :**

L'Oued Rabta présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques légères ruptures en pente que l'on peut expliquer autrement que par des captures ou par des seuils rocheux particulièrement résistant à l'érosion.

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/25000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire.



**Figure II.05:** Profil en long du cours d'eau principale

**Pente moyenne du cours d'eau principal I<sub>c</sub> :**

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots(II.10)$$

Avec :

ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

ΔL : distance entre ces deux points (km).

Application numérique:

$I_c = 4.86 \%$
-----------------

**4.3. Densité de drainage :**

Elle est définie pour un bassin versant donné de surface « S », comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en Km/Km<sup>2</sup>.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots(II.11)$$

Avec :

∑<sub>i=1</sub><sup>n</sup> L<sub>i</sub>: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km)

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

∑<sub>i=1</sub><sup>n</sup> L<sub>i</sub>: = 277,644 Km.

Application numérique :

$D_d = 4.546 \text{ Km/Km}^2$
-------------------------------

**4.4. Le coefficient de torrentialité Ct :**

$$C_t = F_1 \times D_d \dots\dots\dots(II.12)$$

Avec :

$$F_1 = N_1/S$$

$D_d$ : la densité de drainage.

$N$  : Nombre des talwegs d'ordre 1.  $N=583$ .

$S$  : Surface du bassin versant.

$F_1$  : densité de talwegs élémentaires.

Application numérique :

$$C_t = 43,4.$$

$C_t = 43.4$
--------------

**4.5. Temps de concentration :**

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire considéré.

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

- La formule de Giandotti (sud Italie 1937) :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(II.13)$$

Avec :

$L_p$  : Longueur du cours d'eau principal (Km)

$S$  : La superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

$H_{moy}$  : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA)

$H_{min}$  : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

Application numérique :  $T_c = 3,37$  Heures

$T_c = 3.37$ Heurs
--------------------

- Formule de L'A.N.R.H. (Sogreah 1986/89) :

Une formule a été développée par Sogreah sur demande de l'ANRH, elle est vérifiée et recommandée pour les petits bassins versants de l'Algérie, s'écrit :

$$T_c = 3 \left( \frac{S L_{c.e}}{(10 I_c)^{3/2}} \right)^{1/4} \dots\dots\dots(II.14)$$

Avec :

$T_c$  : Temps de concentration, en h,

$S$  : Superficie du bassin versant, en Km<sup>2</sup>,

$L_{c.e}$  : Longueur du talweg principal, en Km,

$I_c$  pente du talweg principal, en %.

Application numérique :

$T_c = 10.17$ Heurs
---------------------

- La formule de KIRPICH :

$$T_c = 0.6615(L_p)^{0.77} \times I_g^{0.385} \dots\dots\dots(II.15)$$

Application numérique :

$T_c = 10.29$ Heurs
---------------------

- Formule Anonyme :

$$T_c = \left[ \frac{\sqrt{S \times L}}{\sqrt{I_g}} \right]^{0.75} \dots\dots\dots(II.16)$$

Application numérique :

$$T_c = 9.32 \text{ Heurs}$$

Formules	Temps de concentration (heurs)
Formule de Giandotti	3.37
Formule de l'ANRH	10.17
Formule de Kirpich	10.29
Formule de Anonyme	9.32

**Tableau N°II.06** : Récapitulatif du temps de concentration.

**Commentaire :**

La superficie bassin versant de l'Oued Rabta est de 61,08 Km<sup>2</sup>. Et comme la formule de l'ANRH est développé pour les petits bassins versant en Algérie donc on adopte le temps de concentration Tc=10,17 heurs.

**4.6. Vitesse de ruissellement :**

La vitesse de propagation moyenne dans le bassin versant est :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots(II.17)$$

Avec :

L<sub>p</sub> : Longueur du cours d'eau principal (Km)

T<sub>c</sub> : Temps de concentration (h).

Application numérique : V<sub>r</sub> = 1.93 Km/h.

$$V_r = 1.93 \text{ Km/h}$$

**Tableau N°II.07:** Tableau récapitulatif des caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km <sup>2</sup>	61,08
Périmètre		P	Km	42,36
Longueur du thalweg principal		L	Km	19,88
Pente du thalweg principal		l	%	4,86
Indice de compacité		Kc	-	1,518
Coefficient d'allongement		Ca	-	6,47
Rectangle équivalent	longueur	Lr	Km	17,74
	largeur	Ir	Km	3,44
Altitudes	maximale	H <sub>max</sub>	m	1210
	moyenne	H <sub>moy</sub>	m	671
	médiane	H <sub>med</sub>	m	700
	minimale	H <sub>min</sub>	m	140
Pente moyenne de B. V		lm	m/Km	439,28
Indice de pente globale		Ig	%	3.157
Indice de pente moyenne		lm	%	6,09
Indice de pente de M Roche		Ip	-	2.39
Densité de drainage		D <sub>d</sub>	Km/Km <sup>2</sup>	4,55
Coefficient de torrencialité		Ct	-	43,4
Temps de concentration		T <sub>c</sub>	h	10.29
Vitesse de ruissellement		V <sub>r</sub>	Km/H	1.93

## 5. Caractéristiques climatiques :

Pour la zone étudiée, la station la plus représentative qui dispose des enregistrements est celle de Tizi Ouzou (code.021703) appartenant au réseau O.N.M.

Les données climatiques considérées concernent essentiellement les précipitations, les températures et d'autres phénomènes climatiques (vent, insolation, humidité, grêle, neige, orage, etc.)

### 5.1. La température :

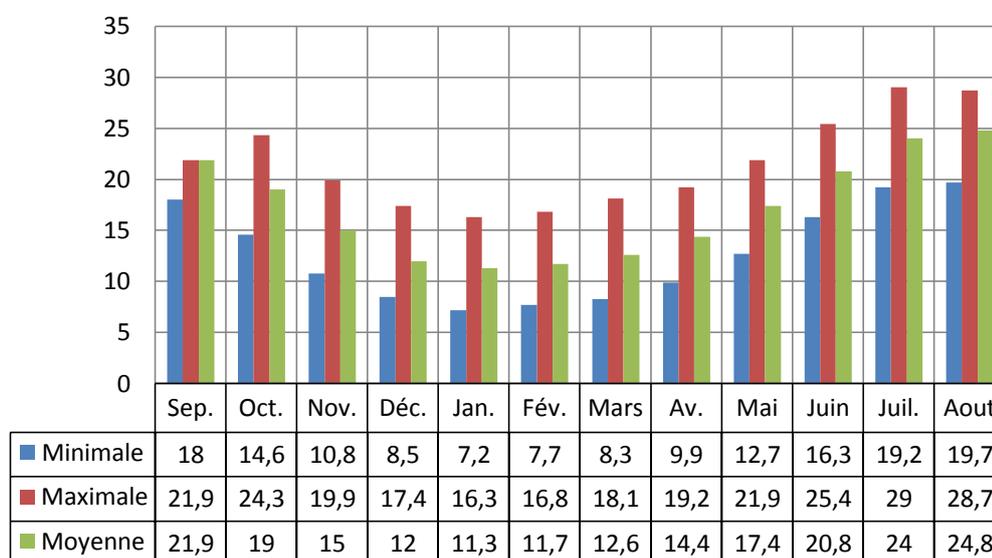
Le climat est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques apportent des pluies souvent substantielles surtout sur les reliefs, suivies d'une période chaude. La température moyenne annuelle au niveau de la station de Tizi Ouzou est de 18°C.

**Tableau N°II.08** : Relevés des températures en °C.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne Annuelle
Minimale	18.0	14.6	10.8	8.5	7.2	7.7	8.3	9.9	12.7	16.3	19.2	19.7	12.7
Maximale	21.9	24.3	19.9	17.4	16.3	16.8	18.1	19.2	21.9	25.4	29.0	28.7	22.0
Moyenne	21.9	19.0	15.0	12.0	11.3	11.7	12.6	14.4	17.4	20.8	24.0	24.8	17.1

Source : ANRH

### Température mensuelle



**Figure N°II.06** : Températures mensuelles du bassin de l'Oued Rabta.

#### 5.2. Vitesse du vent :

La vitesse moyenne des vents est considérée comme « modérée » (2,6 m/s). A Tizi Ouzou les vents les plus forts soufflent à la fin de l'automne et du printemps sur la direction Est-Ouest.

**Tableau N°II.09** : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents.

Mois	Jan.	Fév.	Mars.	Av.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	$V_{moy}$
Vitesse (m/s)	2.7	2.7	2.9	2.8	2.5	2.3	2.3	2.3	2.2	2.5	2.9	3.0	2.6

Source : ONM

#### 5.3. Le Sirocco :

Le sirocco a une fréquence maximale pendant l'été, spécialement en juillet et août. Il se manifeste comme une chaleur forte qui produit la sécheresse de la végétation.

Le nombre des jours de sirocco, est donné pour la station de Tizi Ouzou dans le tableau suivant.

**Tableau N°II.10** : Nombre de jours de sirocco.

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	$N_{total}$
Nombre de jours	0.0	0.3	1.3	1.5	2.4	4.0	8.5	8.8	5.2	3.6	1.6	0.2	37.3

Source : ONM.

**5.4. La pluviométrie :**

Les précipitations moyennes interannuelles  $P_{moy.inter}$  représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie. On dispose une série d'observations pluviométriques à la station de Ain El Hammam située à proximité du bassin versant. Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 31 années allant de 1986 à 2007.

**Tableau N°II.11 :** Coordonnées et code de la station Ain El Hammam.

Code	Station	X (Km)	Y (Km)	Z (m)
2-17-03	Ain El Hammam	644.15	364.5	1200

Source : A.N.R.H.

**5.4.1. Pluie moyenne annuelle :**

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le Tableau suivant.

**Tableau N°II.12 :** Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Annuelle
$P_m$ (mm)	43.96	77.94	109.2	141.58	118.31	106.34	96.95	88.14	56.84	21.22	18.04	20.98	899.5
$P_m$ (%)	4.88	8.66	12.14	15.74	13.15	11.82	10.79	9.8	6.32	2.36	2.01	2.33	100

Source : A.N.R.H.

Les caractéristiques des pluies de courte durée qui sont nécessaires pour l'estimation des caractéristiques pluviométriques pour différentes durées et différentes fréquences sont tirées de l'étude généralisée des données de L'ANRH.

**Tableau N°II.13 :** Les caractéristiques pluviographiques de la région.

Pluie moyenne Annuelle (mm)	Pluie moyenne max. journalière (mm)	Exposant climatique (b)
899.5	75.79	0.47

Source : A.N.R.H.

**5.4.2. Pluies maximales journalières :**

Les pluies maximales journalières ( $P_{maxj}$ ) de fréquences (ou période de retour) rares sont génératrices de crues exceptionnelles contre les quelles il faut prémunir les ouvrages.

**Ajustement des pluies maximales journalières :**

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel HYFRAN. On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel et Galton en utilisant le logiciel HYFRAN, avec une comparaison des deux graphiques des droites de régression obtenues par les deux ajustements d'après laquelle nous avons constaté que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton (Voir Figure II.07).

Les caractéristiques des échantillons, le test d'adéquation des deux lois ainsi que l'homogénéité sont calculés directement à partir du logiciel et sont les suivants :

**Test d'adéquation : Test de Pearson III ou du  $\chi^2$ .**

- Hypothèses

$H_0$  : L'échantillon provient d'une loi Log-normale

$H_1$  : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log-normale

- Résultats :

Résultats de la statistique :  $P(\chi^2) = 7,76 \% > 5 \%$  donc l'ajustement est satisfaisant.

p-valuep = 0.8806

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 08

- Conclusion :

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5 %.

-Paramètres du logiciel :

T : Période de retour.

q : Fréquence.

$X_t$  : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

**- Ajustement à la loi Log-normale (Maximum de vraisemblance) :**

Paramètres d'ajustement à la loi Log-normale :

$$\overline{\text{Log}P_{\max j}} = \frac{\sum(\log P_{j \max} - \overline{\log P_{j \max}})^2}{N} \dots\dots\dots(\text{II.18})$$

$$\text{Log}P_{\max j} = \overline{\log P_{j \max}} - \sigma_{\log} U_{P\%} \dots\dots\dots(\text{II.19})$$

L'équation de la droite d'ajustement.

Avec :  $U_{p\%}$  : variable de Gauss pour différentes fréquences.

**Résultats de l'ajustement**

Nombre d'observations: n = 34

Paramètres : Mu : 4,27737 Sigma : 0,320754

Quantiles :

q = F(X) : probabilité au non dépassement.

$T = \frac{1}{(1-q)}$  : Période de retour.

**Tableau N°II.14:** Résultats de l'ajustement à la loi Log normale :

T	q	$X_T$	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10 000	0.9999	238	37.2	165	311
2 000	0.9995	207	29.2	150	264
1 000	0.9990	194	26.0	143	245
200	0.9950	165	19.0	127	202
100	0.9900	152	16.3	120	184
50	0.9800	139	13.6	112	166
20	0.9500	122	10.4	102	143
10	0.9000	109	8.12	92.8	125
5	0.8000	94.4	6.06	82.5	106
3	0.6667	82.7	4.76	73.4	92.0
2	0.5000	72.1	3.96	64.3	79.8

**Tableau N°II.15 :** Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	38.5
Maximum	Aucun	143
Moyenne	75.9	75.8
Ecart-type	25.0	25.1
Médiane	72.1	73.3
Coefficient de variation (Cv)	0.329	0.331
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.02	0.871
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.92	3.00

**- Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance) :**

C'est la loi à double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières afin de déterminer les valeurs fréquentielles.

La fonction de répartition de la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(X_i) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \dots\dots\dots (II.20)$$

Avec :

F(x) : Fréquence au non dépassement.

$\alpha, x_0$  : des coefficients d'ajustement,

Si on pose  $Y = \alpha(x - x_0)$

Avec Y : variable réduite de Gumbel

La loi de Gumbel s'écrira alors :

$$F(X_i) = e^{-e^{-Y}} \dots\dots\dots (II.21)$$

On trouve que  $X = \frac{1}{\alpha}Y + X_0$  avec : X est la précipitation maximale journalière.

$$Y_i = -[\ln(-\ln F(X_i))]$$

Résultats de l'ajustement :

Nombre d'observations: n = 34

Paramètres : u : 64,2498  $\alpha$ : 19,6504

Quantiles :

q = F(X) : Probabilité au non-dépassement

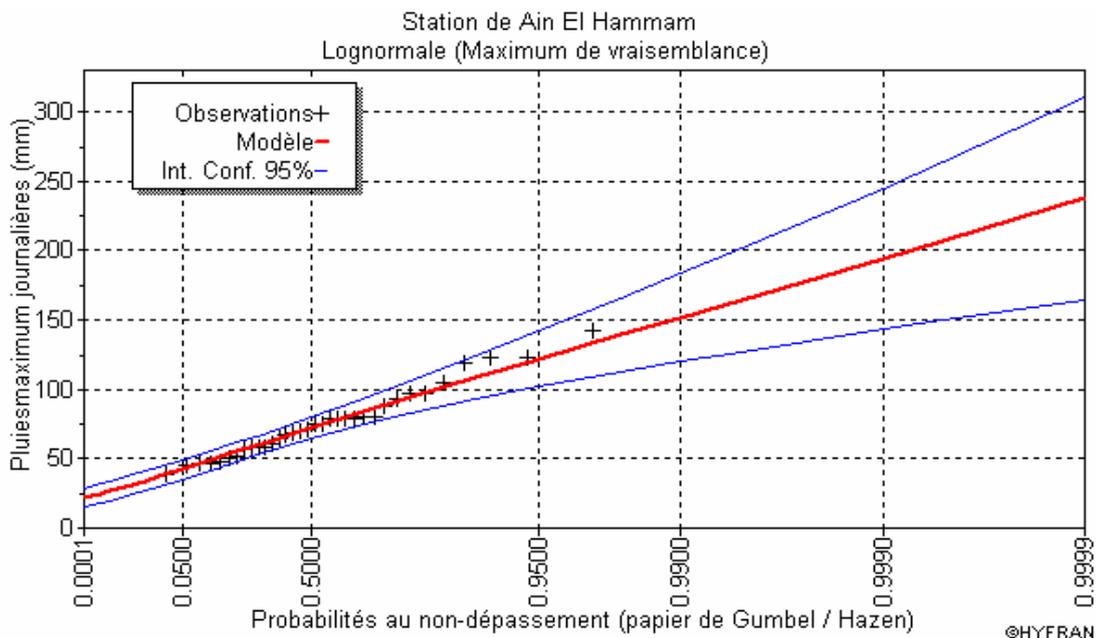
$$T = \frac{1}{(1-q)} : \text{Période de retour}$$

**Tableau N°II.16 :** Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel.

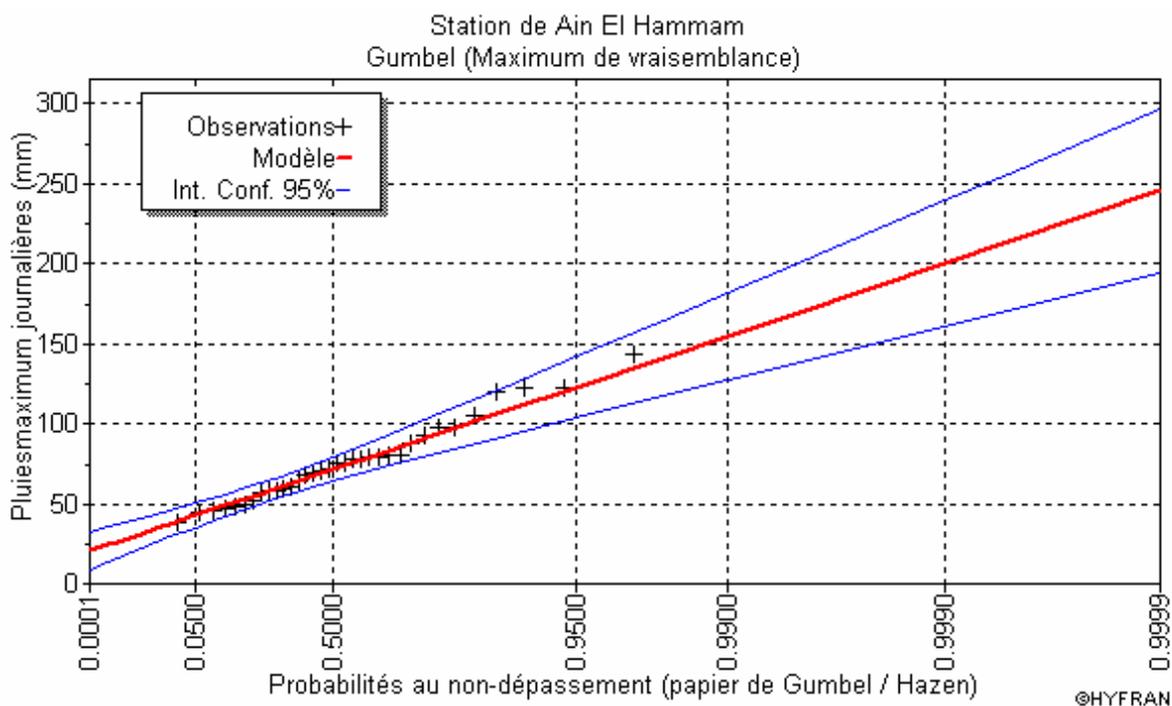
T	q	X <sub>T</sub>	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10 000	0.9999	245	26.1	194	296
2 000	0.9995	214	21.8	171	256
1 000	0.9990	200	19.9	161	239
200	0.9950	168	15.7	138	199
100	0.9900	155	13.9	127	182
50	0.9800	141	12.0	117	165
20	0.9500	123	9.66	104	142
10	0.9000	108	7.87	93.0	124
5	0.8000	93.7	6.11	81.8	106
3	0.6667	82.0	4.85	72.5	91.5
2	0.5000	71.5	3.94	63.7	79.2

**Tableau N°II.17** : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

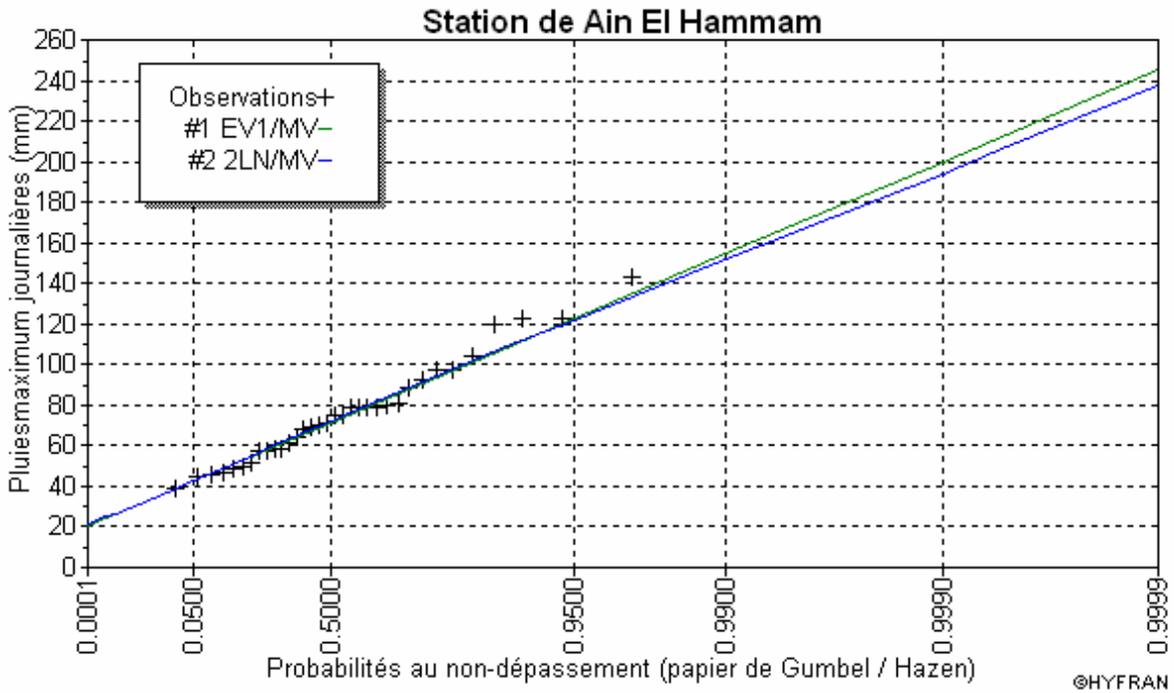
Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	38.5
Maximum	Aucun	143
Moyenne	75.9	75.8
Ecart-type	25.0	25.1
Médiane	72.1	73.3
Coefficient de variation (Cv)	0.329	0.331
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.02	0.871
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.92	3.00



**Figure N°II.07** : Ajustement à la loi Log-Normale (Maximum de vraisemblance).



**Figure N° II.08** : Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance).



**Figure N°II.09 :** Comparaison entre les deux ajustements.

**Commentaire :**

Les deux droites sont presque superposées, d’où les deux lois nous donnent le même ajustement et celle de Galton est à considérer.

**5.4.3. Pluies de courte durée I.D.F (courbes : Intensité-Durée-Fréquence) :**

La pluie d’une durée (t) pour une telle fréquence est donnée par la formule de Montana :

$$P_{(t)} \% = P_j \% \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (II.22)$$

Avec :

- $P_{(t)}$  : Pluie d’une durée (t) pour une fréquence voulue (mm).
- $P_j$  : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).
- t : Durée de la pluie (heures).
- b : Exposant climatique (donnée)

Cet exposant dépend de la position géographique, déterminé à partir de la carte des iso-lignes de l’exposant climatique établi par K.Body en Mai 1981.

On prend pour notre site :  $b = 0,47$

$$P_{(t)} \% = P_j \% \left(\frac{t}{24}\right)^{0.47} \dots\dots\dots (II.23)$$

L’intensité des pluies est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{P_t}{t} \dots\dots\dots (II.24)$$

La pluie et l’intensité de pluie d’un pas de temps voulu pour une fréquence voulue sont données dans le tableau ; page suivante.

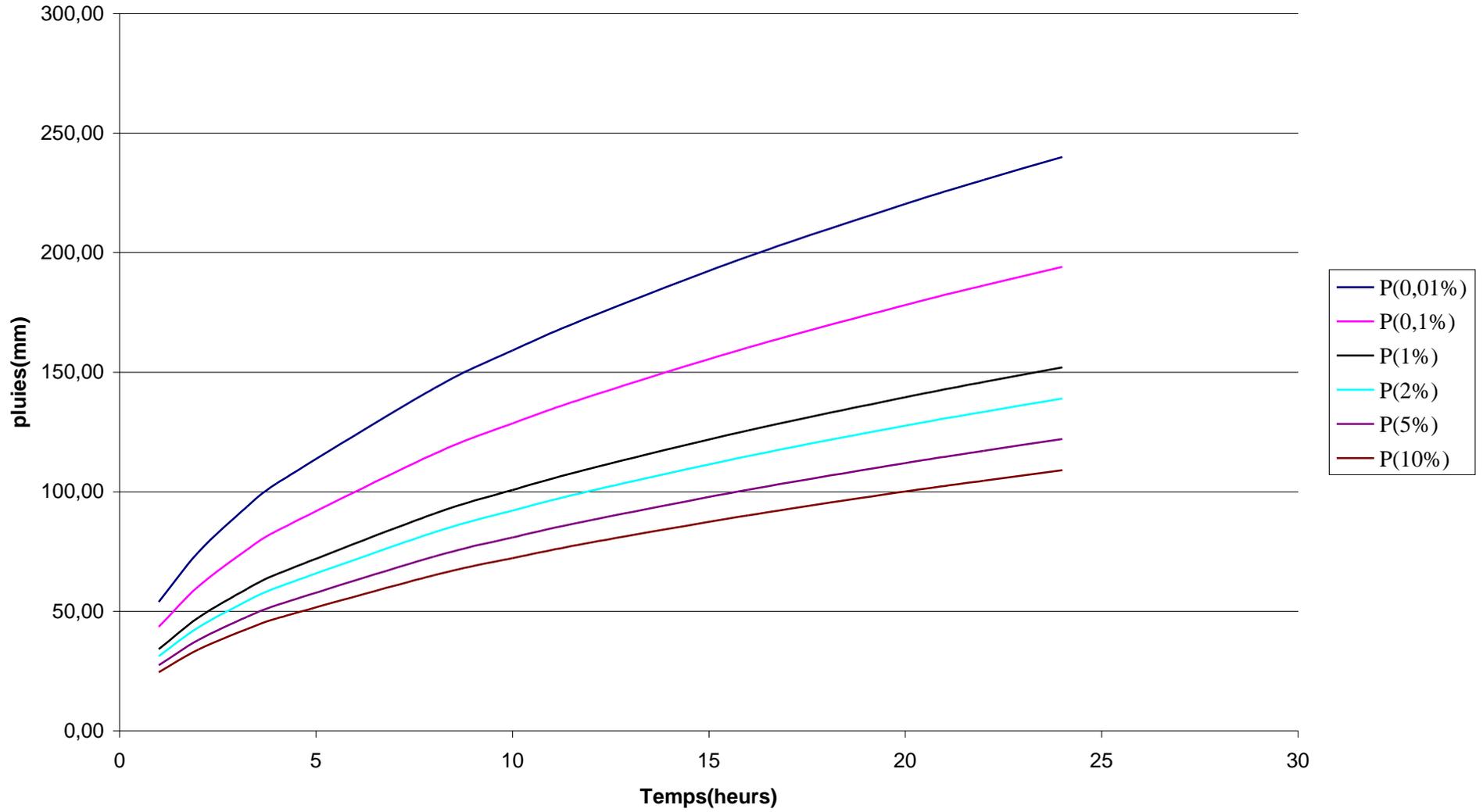
**Tableau N°II.18** : Pluies de courte durée (mm).

Fréquence	Période de retour	Temps														
		1	2	3.23	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
10	10	24.48	33.90	42.47	46.96	52.15	56.81	65.01	72.23	78.69	84.61	90.09	95.21	100.05	104.63	109.00
5	20	27.39	37.94	47.53	52.56	58.37	63.59	72.80	80.85	88.08	94.70	100.83	106.57	111.98	117.11	122.00
2	50	31.21	43.23	54.16	59.88	66.50	72.45	82.94	92.11	100.35	107.89	114.88	121.42	127.58	133.43	139.00
1	100	34.13	47.27	59.22	65.48	72.72	79.23	90.70	100.73	109.75	117.98	125.63	132.78	139.52	145.91	152.00
0.1	1000	43.56	60.34	75.58	83.57	92.82	101.12	115.76	128.56	140.06	150.59	160.34	169.47	178.07	186.23	194.00
0.01	10000	53.44	74.02	92.73	102.53	113.87	124.05	142.01	157.72	171.83	184.74	196.70	207.90	218.46	228.46	238.00

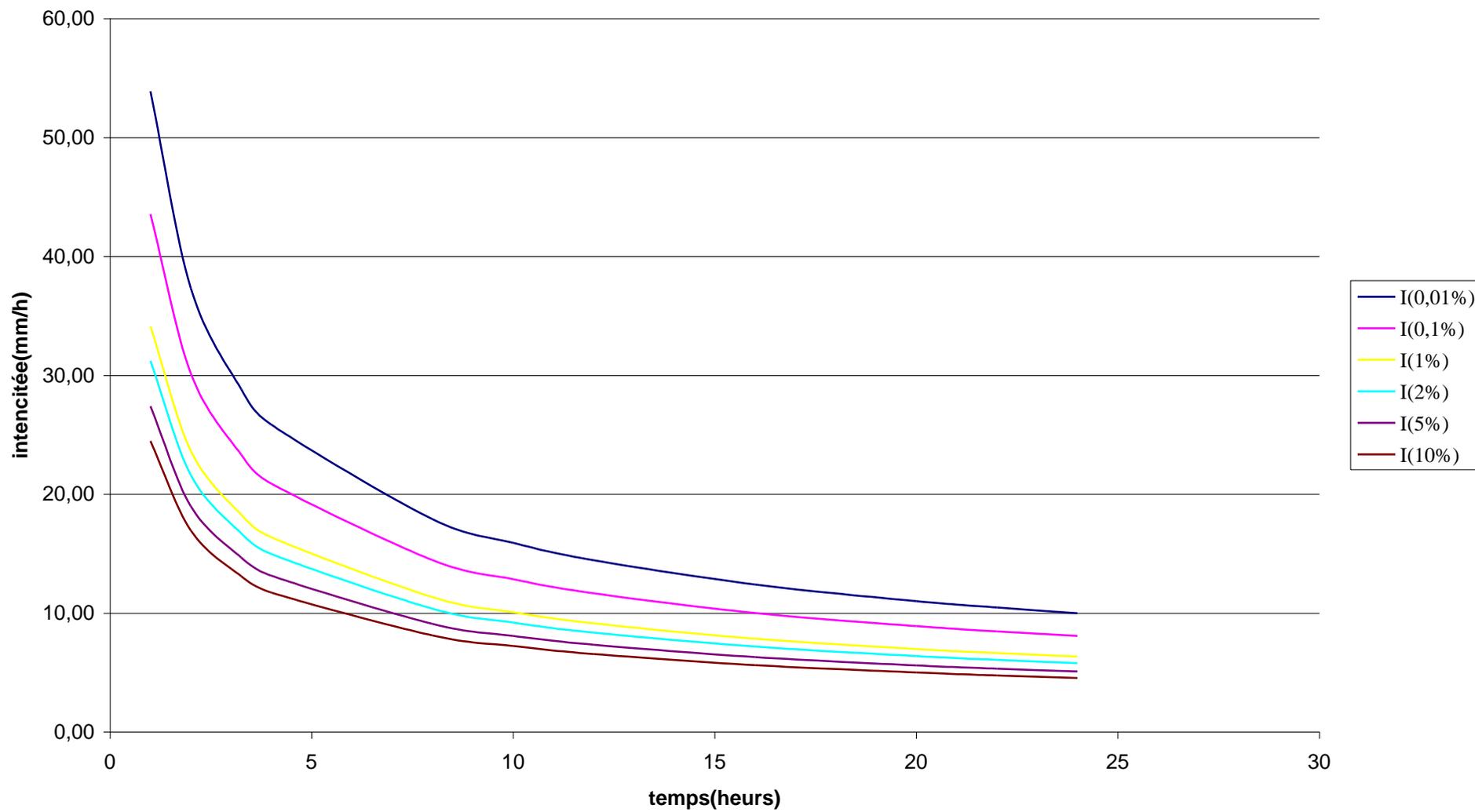
**Tableau N°II.19** : Intensité des pluies  $I_t$  (mm/h).

Fréquence	Période de retour	Temps														
		1	2	3.23	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
10	10	24.48	16.95	13.15	11.74	10.43	9.47	8.13	7.22	6.56	6.04	5.63	5.29	5.00	4.76	4.54
5	20	27.39	18.97	14.72	13.14	11.67	10.60	9.10	8.08	7.34	6.76	6.30	5.92	5.60	5.32	5.08
2	50	31.21	21.62	16.77	14.97	13.30	12.08	10.37	9.21	8.36	7.71	7.18	6.75	6.38	6.07	5.79
1	100	34.13	23.64	18.33	16.37	14.54	13.20	11.34	10.07	9.14	8.43	7.85	7.38	6.98	6.63	6.33
0.1	1000	43.56	30.17	23.40	20.89	18.56	16.85	14.47	12.89	11.67	10.76	10.02	9.41	8.90	8.46	8.08
0.01	10000	53.44	37.01	28.71	25.63	22.77	20.68	17.75	15.77	14.32	13.20	12.29	11.55	10.92	10.38	9.92

**Figure N°II.10** : Courbes des pluies à courte durées.



**Figure N°II.11** : Courbes des intensités fréquentielles.



**6. Evaluation des apports liquides:**

L'Oued Rabta étant dépourvu de station hydrométrique, de plus, l'analyse du réseau d'observation de la région d'étude et ses environs nous ne permis pas de mettre en évidence une station hydrométrique analogue dont le bassin versant serait géo morphologiquement similaire au bassin versant d l'Oued, l'analogie proprement dite ne peut donc être effectuée.

Pour cela, l'estimation des paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement des ouvrages est faite suivant l'approche par les formules empiriques.

**6.1. Apports moyens interannuels:**

**6.1.1. Formule de SAMIE:**

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (II.25)$$

$$L_e = P^2(293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (II.26)$$

Avec :

$L_e$  : lame d'eau écoulée (mm).

$P$  : précipitation moyenne (m).

$S$ : la superficie en  $Km^2$  du bassin versant.

**6.1.2. Formule de DERY II:**

$$A = 0.513 \cdot P^{2.683} \cdot Dd \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II.27)$$

Avec :

$A$ :apport moyen interannuel (en  $hm^3$ ).

$P$  : précipitation moyenne (m).

$S$ : superficie (en  $Km^2$ ).

**6.1.3. Formule de MEDINGER:**

$$L_e = 1.024 (P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (II.28)$$

$P$  : précipitation moyenne (m).

$L_e$ : lame d'eau écoulée (mm).

$$A = L_e \cdot S$$

**6.1.4. Formule de CHAUMONT:**

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante:

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots (II.29)$$

$P$  : précipitation moyenne (m).

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P \cdot C_e \quad A = L_e \cdot S$$

**6.1.5. Formule de TURC:**

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots\dots\dots (II.30)$$

Avec:

$$L = 300 + 25T_0 + 0.05 (T_0)^3 \dots\dots\dots (II.31)$$

$T_0$ : température moyenne dans la zone d'étude.

$$A = L_e \cdot S$$

**6.1.6. Formule de l'ANRH:**

L'apport moyen interannuel est donnée par:

$$A_0 = 0.915 \cdot P^{-2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II.32)$$

$P$  : précipitation moyenne (m).

$S$ : superficie (en Km<sup>2</sup>).

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

Formule	Apport moyen A (hm <sup>3</sup> )
SAMIE	13,83
DERY II	56,69
MEDINGER	25.96
CHAUMONT	16,35
TURC	21.88
ANRH	39,27

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de MEDINGER qui est la plus utilisée en Algérie sur tout pour les petits bassins versant.

Donc :

$A = 25.96 \text{ Mm}^3$
--------------------------

**6.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen:**

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport interannuelle a été établit sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'oued.

Cette technique d'adoption de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'oued concerné.

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \dots\dots\dots (II.33)$$

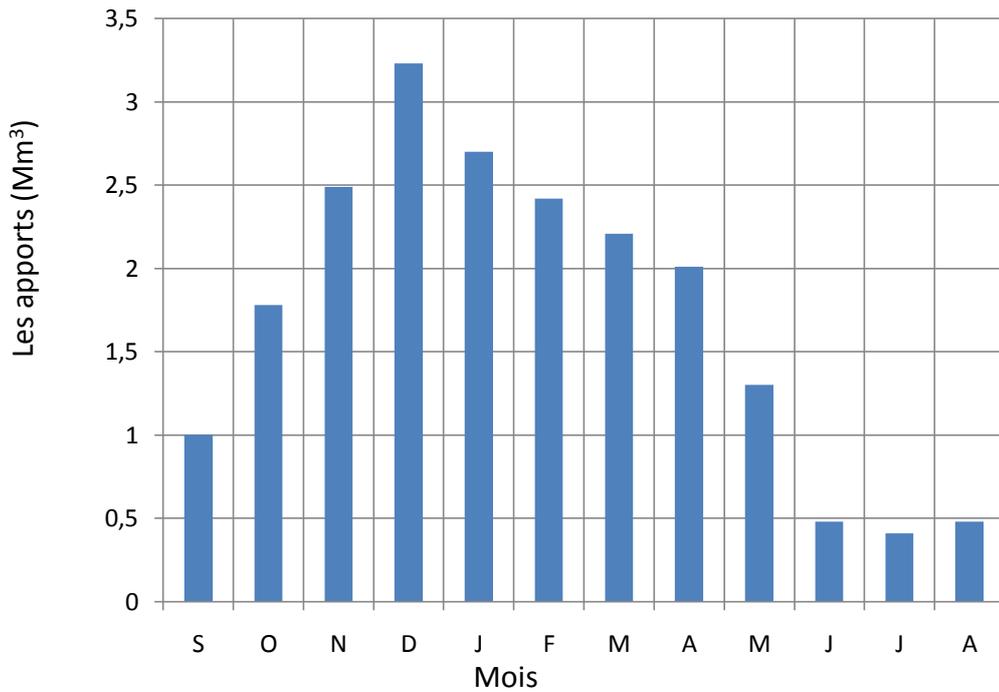
Avec :

- $C_e$ : coefficient d'écoulement.
- $P_m$ : pluie mensuelle.
- $L_e$ : lame écoulée.
- $P$ : pluie moyenne annuelle.
- $S$ : surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).
- $Q_m$ : apport liquide mensuel (hm<sup>3</sup>).

La répartition est donnée par le tableau suivant et la figure N°II.12.

**Tableau N°II.20** : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

Mois	P mens	A (%)	A(M m <sup>3</sup> )
Septembre	43,96	4,89	1,00
Octobre	77,94	8,66	1,78
Novembre	109,2	12,14	2,49
Décembre	141,58	15,74	3,23
Janvier	118,31	13,15	2,70
Février	106,34	11,82	2,42
Mars	96,95	10,79	2,21
Avril	88,14	9,8	2,01
Mai	56,84	6,32	1,30
Juin	21,22	2,36	0,48
Juillet	18,04	2,01	0,41
Août	20,98	2,33	0,48
Total	899,5	100	20,51



**Figure N°II.12:** Répartition mensuelle des apports

**5.2.1. Calcul du coefficient de variation:**

**a). Caractéristiques de l'écoulement :**

• **Module de l'écoulement :**

Il est donné par la relation suivante :

$$M_e = A_{\text{moy}} / T \dots\dots\dots (II.34)$$

Avec :

$A_{\text{moy}}$  : Apport moyen annuel = 25,96 Mm<sup>3</sup>

T : Temps d'une année en secondes T = 31,536.106 s

Application numérique :

$$M_e = 823.18 \text{ l/s}$$

• **Module de l'écoulement relatif (spécifique) :**

On a :  $M_0 = M_e / S \dots\dots\dots (II.35)$

Avec :

$M_e$  : Module de l'écoulement (l/s)

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

Application numérique :

$$M_0 = 13.281 \text{ l/s/Km}^2$$

• **Lame d'eau écoulée :**

$$L_e = A_{\text{moy}} / S_{\text{BV}} \dots\dots\dots (\text{II.36})$$

Application numérique :  $L_e = 418.71 \text{ mm}$

• **Coefficient de variation**

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation  $C_v$ , estimé dans notre cas, à défaut d'information hydrométriques, par des formules empiriques:

- **Formule de Padoun:**

$$C_v = K \cdot \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \quad \text{Avec: } 0.25 < K < 1, \text{ on prend } K=0.7.$$

$M_0$ : débit ou module spécifique (l/s/Km<sup>2</sup>).

- **Formule de Sokolovski-Chevelev:**

$$C_v = 0.78 - 0.291 \text{ Log} (M_0) - 0.063 \text{ Log} (S + 1) \dots\dots\dots (\text{II.37})$$

Avec :

S: superficie du bassin versant.

$M_0$ : débit ou module spécifique en (l/s/Km<sup>2</sup>).

- **Formule d'Ugiprovodkhoz:**

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} \dots\dots\dots (\text{II.38})$$

$M_0$ : débit ou module spécifique en (l/s/Km<sup>2</sup>).

- **Formule d'Antonov:**

$$C_v = \frac{0.78}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (\text{II.39})$$

Les différentes valeurs de  $C_v$  sont données par le tableau suivant:

Formules	$C_v$
PADOUN	0.36
SOKOLOVSKY-CHEVELEV	0.38
UGIPROVODKHOZ	0.51
ANTONOV	0.4
Moyenne	0.41

La valeur de  $C_v = 0.40$  obtenue par la formule de ANTONOV est finalement adoptée.

$C_v = 0.40$

**5.2.2. Les apports fréquentiels:**

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation:

$$A_{(\%) } = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v+1))^{1/2}} \dots\dots\dots (II.40)$$

Avec :

A%: apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant:

**Tableau N°II.21** : Apports fréquentiels.

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (hm <sup>3</sup> )
1.25	80	-0,84145	17,474
10	10	1,28229	39,351
20	5	1,64308	45,170
50	2	2,05046	52,781
100	1	2,32723	58,671
1000	0,1	3,15954	80,650

- **Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%**

**Tableau N°II.22** : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.

Mois	A 80% (%)	A 80% (m <sup>3</sup> )
Septembre	4,89	0,77
Octobre	8,66	1,36
Novembre	12,14	1,95
Décembre	15,74	2,45
Janvier	13,15	2,07
Février	11,82	1,86
Mars	10,79	1,7
Avril	9,8	1,54
Mai	6,32	0,99
Juin	2,36	0,37
Juillet	2,01	0,32
Août	2,33	0,37
Total	100	17.47

**6.3. Les apports solides:**

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement du barrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

Pour cela on doit calculer les apports solides durant une année de service du barrage et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued RABTA nous opterons pour un calcul empirique en utilisant les formules suivantes :

**6.3.1. Formule de Tixeront:**

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en (t/Km<sup>2</sup>/An), elle est exprimée par:

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (II.41)$$

Ou:  $E_s$ : apport solide moyen annuel en suspension (t/Km<sup>2</sup>/An).

$L_e$  : lame d'eau écoulée. ( $L_e = 418.71$  mm)

$\alpha$  : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant ( $\alpha = 350$ ).

Pour une lame d'eau écoulée égal à un mm, on obtient une valeur d'un t/Km<sup>2</sup>/An pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \dots\dots\dots (II.42)$$

Avec :

$S$ : superficie du bassin versant en Km<sup>2</sup>.

$E_s = 830,95$  (t/Km<sup>2</sup>/An).

D'où :  $A_s = 51519,2$  t/An.

Le volume des solides est égal à:

$$V_s = A_s / \gamma_s \dots\dots\dots (II.43)$$

On a :  $\gamma_s = 1.2$  t/m<sup>3</sup>.

Application numérique :

$$V_s = 33346.13 \text{ m}^3/\text{An}$$

**6.3.2. Formule de Sogreah:**

$$E_s = \alpha \cdot P^{0.15}$$

Avec :

$\alpha$  : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant : ( $\alpha = 350$ ).

$P$ : pluie moyenne annuelle en (mm).

Application numérique:

$E_s = 970,88$  t/Km<sup>2</sup>/An.

$A_s = 60194,93$  t/An.

D'où :  $V_s = 40129.95 \text{ m}^3/\text{An}$

Formule	Apport solide (m <sup>3</sup> /an)
Tixeront	33346.13
Sogreah	40129,95

Les valeurs finalement adoptées sont celle obtenue par la formule de Tixeront.

**6.4. Etude des crues:**

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme.

La détermination de ce hydrogramme ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maxima probables, et nous procéderons pour la construction de ces hydrogramme de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique

Les paramètres définissant une crue est :

- 1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2- Le volume de la crue.
- 3- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- 4- Le temps de base.

**6.4.1. Détermination des débits maximum de la crue :**

**a). Formule de Giandotti:**

$$Q_{max\%} = \frac{170.S.(H_{moy} - H_{min})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{tc} \dots\dots\dots (II.44)$$

*Q<sub>max (%)</sub>*: débit maximum de crue en m<sup>3</sup>/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

*S*: superficie du bassin versant en Km<sup>2</sup>.

*L*: longueur du talweg principal=16.4 Km

*H<sub>moy</sub>, H<sub>min</sub>*: altitudes moyennes et minimales (en m).

$$\begin{cases} H_{moy} = 671 \text{ m.} \\ H_{min} = 140 \text{ m.} \end{cases}$$

*P<sub>tc</sub>*: pluies de courte durée.

**b). Formule de Sokolovsky:**

$$Q_{\max\%} = \frac{0.28.S.\alpha.P_{ct}.f}{T_c} \dots\dots\dots (II.45)$$

*S*: superficie du bassin versant en Km<sup>2</sup>.

*P<sub>ct</sub>*: pluies de courte durée en mm.

*T<sub>c</sub>*: temps de concentration en heurs.

*α*: coefficient de ruissellement du bassin versant (0.6 < α < 0.8

*f*: coefficient de forme de l'hydrogramme de crue *f* = 1.04.

**c). Formule de Mallet-Gauthier:**

$$Q_{\max\%} = 2k \text{Log}(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \text{Log}T - \text{Log}S} \dots\dots\dots (II.46)$$

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

*L<sub>p</sub>*: longueur du talweg principal (Km).

*A*: coefficient régional pris égal à 20.

*k*: constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal a 2.

*P*: précipitation moyenne interannuelle.

*T*: période de retour en années.

**d). Formule de Turazza:**

$$Q_{\max\%} = \frac{C.S.I_t}{3.6.T_c} \dots\dots\dots (II.47)$$

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

*T<sub>c</sub>*: temps de concentration.

*I<sub>t</sub>*: intensité des pluies fréquentielles (en mm/h).

*C* : coefficient de ruissellement de la crue considérée ;

$$\begin{cases} C=0.6 \text{ pour } P= 10\% \\ C=0.7 \text{ pour } P= 1 \% \\ C=0.8 \text{ pour } P= 0.1 \% \end{cases}$$

**e). Formule d'Alexeev:**

$$Q_{\max\%} = 0.34P_{tc}^{4/3} \dots\dots\dots (II.48)$$

$P_{tc}$ : pluies de courte durée.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau N°II.23 :** Les résultats de calcul du débit maximum de la crue.

Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
Giandotti	111,53	124,82	142,23	155,52	198,48	243,52
Sokolovsky	416,38	336,55	263,69	241,1364	211,65	189,09
Mallet-Gautier	245,40	287,79	335,72	367,85	458,71	534,33
Alexeev	50,57	58,77	69,93	78,78	109,07	144,86
Turazza	112,81	138,96	172,67	220,26	321,30	447,18

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont représentées dans le tableau suivant et sont celle de Mallet-Gautier, car il utilise plusieurs paramètres.

**Tableau N°II.24 :** Les débits maximum trouvés par la méthode de Mallet-Gautier.

Période de retour	10	20	50	100	1000	10 000
Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1	0.01
$Q_{\max}$ (m <sup>3</sup> /s)	245,40	287,79	335,72	367,85	458,71	534,33

**Remarque :**

Le bureau d'étude de BELGRADE (ENERGOPROJEKT HIDROINZENJERING) qui a fait l'étude de faisabilité a trouvé les  $Q_{\max}$  pour différentes périodes de retour suivantes :

**Tableau N°II.25 :** Les débits maximum trouvés dans l'étude de faisabilité.

Période de retour	10	20	50	100	1000	10 000
Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1	0.01
$Q_{\max}$ (m <sup>3</sup> /s)	192	246	298	340	473	598

**6.4.2. Hydrogramme de crue:**

La forme des crues (temps de montée et de décrue) assimile l'Hydrogramme de crue a deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

$$Q_t = Q_{\max\%} \left( \frac{t}{t_m} \right)^n$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{\max\%} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (II.49)$$

Avec :

$Q_{\max\%}$ : débit maximum de fréquence donnée.

$Q_t$ : débit instantané au moment (t).

$t_m, t_d$ : temps de montée et de décrue.

m, n: puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits

$$\begin{cases} m=3. \\ n=2. \end{cases}$$

Temps de base:

$$t_b = t_m + t_d$$

On considère généralement que:  $t_d = 2 t_m$ , et  $t_m = t_c$  (pour des petits bassins).

On a donc:

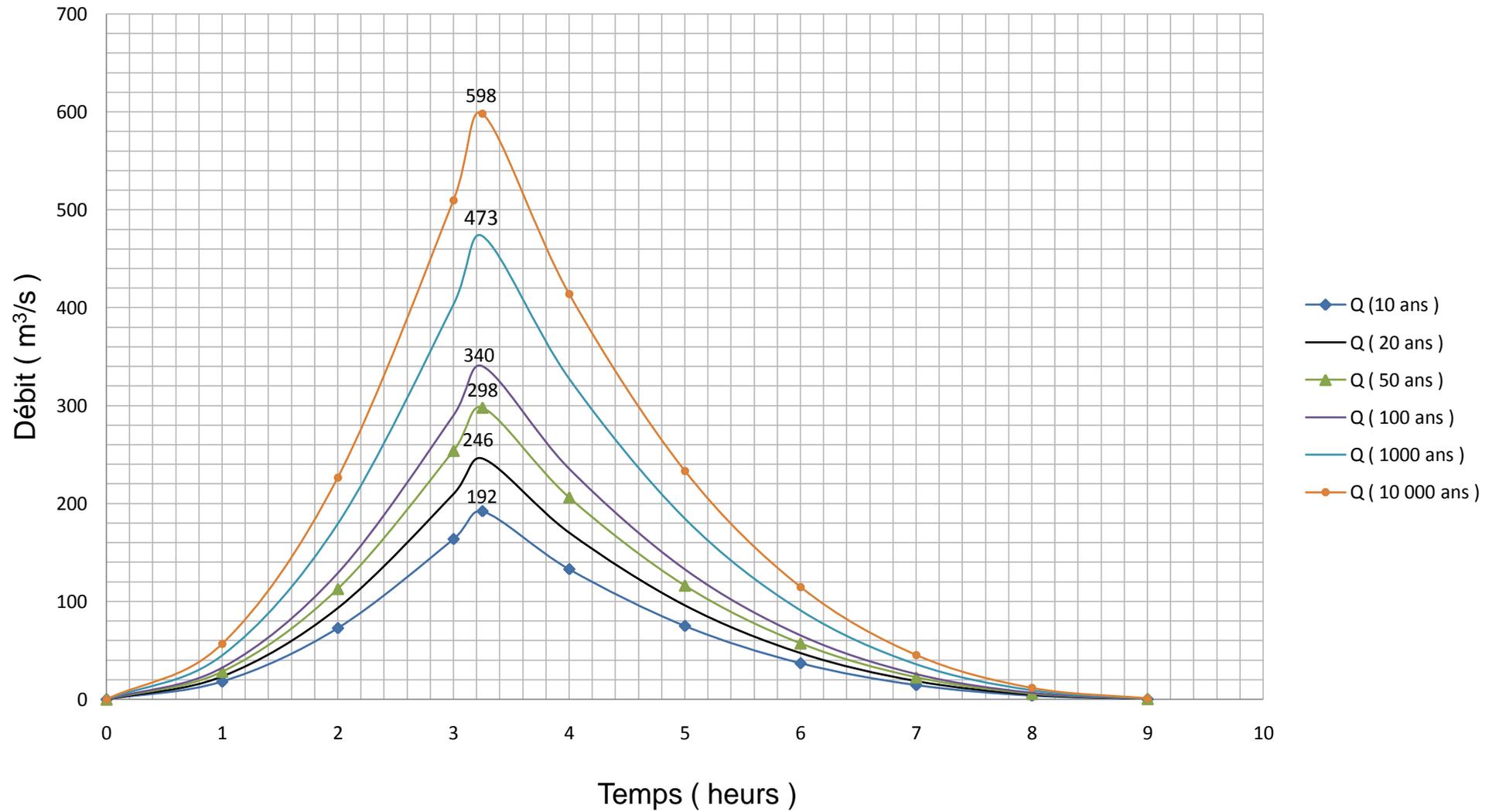
$$\begin{cases} t_m = t_c = 3,25 \text{ h} \\ t_d = 2 t_m = 6.5 \text{ h} \\ t_b = t_m + t_d = 9,75 \text{ h} \end{cases}$$

Pour construire l'hydrogramme des crues de l'Oued Rabta, nous avons utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 10%, 5% , 2% , 1% , 0.1%, 0.01%, les résultats obtenus ainsi que l'hydrogramme de crues sont exposées dans le tableau et la figure suivantes.

**Tableau N°II.26** : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.

Temps (h)	Q (10 ans)	Q (20 ans)	Q (50 ans)	Q (100 ans)	Q (1000 ans)	Q (10000 ans)
(h)	(m <sup>3</sup> /s)					
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	1,14	1,46	1,76	2,01	2,80	3,54
0,50	4,54	5,82	7,05	8,05	11,20	14,15
0,75	10,22	13,10	15,87	18,11	25,19	31,85
1,00	18,18	23,29	28,21	32,19	44,78	56,62
1,25	28,40	36,39	44,08	50,30	69,97	88,46
1,50	40,90	52,40	63,48	72,43	100,76	127,38
1,75	55,67	71,33	86,40	98,58	137,14	173,38
2,00	72,71	93,16	112,85	128,76	179,12	226,46
2,10	80,16	102,71	124,42	141,96	197,48	249,67
2,25	92,02	117,91	142,83	162,96	226,70	286,62
2,50	113,61	145,56	176,33	201,18	279,88	353,85
2,75	137,47	176,13	213,36	243,43	338,66	428,15
3,00	163,60	209,61	253,92	289,70	403,03	509,54
<b>3,25</b>	<b>192,00</b>	<b>246,00</b>	<b>298,00</b>	<b>340,00</b>	<b>473,00</b>	<b>598,00</b>
3,50	170,69	218,69	264,92	302,26	420,50	531,62
3,75	151,01	193,49	234,39	267,42	372,03	470,34
4,00	132,91	170,29	206,29	235,37	327,43	413,97
4,25	116,32	149,03	180,54	205,98	286,56	362,28
4,50	101,17	129,62	157,02	179,15	249,23	315,09
4,75	87,39	111,97	135,64	154,76	215,29	272,19
5,00	74,93	96,00	116,29	132,68	184,59	233,37
5,25	63,71	81,63	98,88	112,82	156,95	198,43
5,50	53,67	68,76	83,30	95,04	132,22	167,16
5,75	44,74	57,33	69,45	79,24	110,23	139,36
6,00	36,87	47,24	57,22	65,29	90,83	114,83
6,25	29,98	38,41	46,52	53,08	73,85	93,36
6,50	24,00	30,75	37,25	42,50	59,13	74,75
6,75	18,88	24,19	29,30	33,43	46,50	58,79
7,00	14,54	18,63	22,57	25,75	35,82	45,29
7,25	10,92	14,00	16,95	19,34	26,91	34,02
7,50	7,96	10,20	12,36	14,10	19,62	24,80
7,75	5,59	7,17	8,68	9,90	13,78	17,42
8,00	3,75	4,80	5,82	6,64	9,23	11,67
8,25	2,36	3,02	3,66	4,18	5,81	7,35
8,50	1,37	1,75	2,12	2,42	3,36	4,25
8,75	0,70	0,90	1,09	1,24	1,72	2,18
9,00	0,29	0,38	0,46	0,52	0,73	0,92
9,25	0,09	0,11	0,14	0,15	0,22	0,27
9,50	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03
9,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Figure N°II.13:** Hydrogrammes de crues pour les différents périodes de retour



### 6.4.3. Choix de la crue de projet:

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval.

Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.

Dans ce contexte, nous sommes amenés à faire un choix car il est évident que nous ne pourrions jamais protéger un ouvrage contre toutes les crues pouvant survenir, notre choix est porté sur une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

Dans notre cas, nous allons opter pour la crue 1000 ans voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui sont très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB), (les difficultés géologiques et géotechniques sont compliquées, et que le risque en aval est élevé) et vue l'importance du présent ouvrage, ainsi que la crue 1000 ans est la plus recommandée dans de cas pareils.

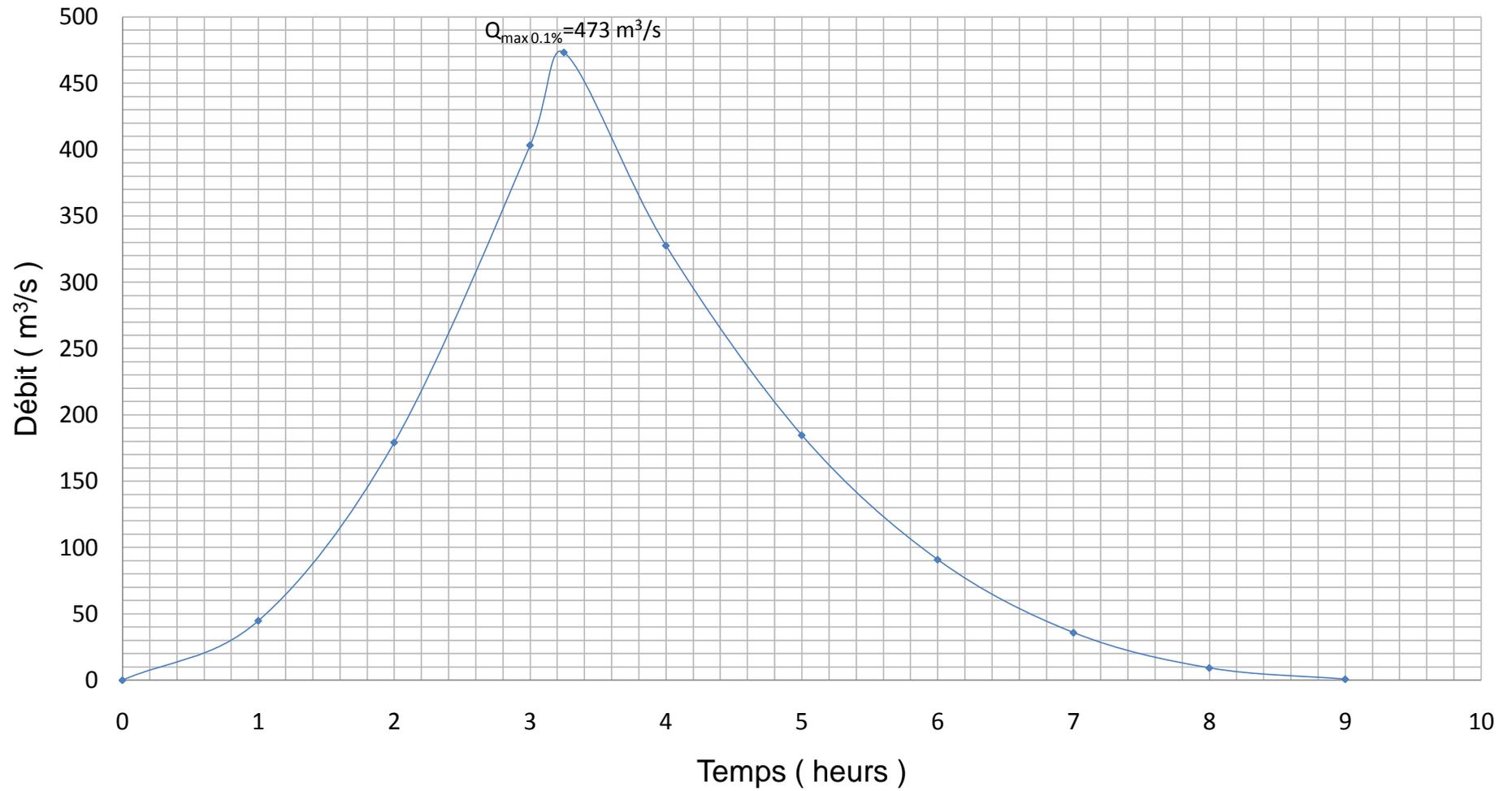
**Tableau N°II.27** : Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandée de probabilité de dépassement annuelle
Elevés - Perte de vie -Dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles -Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1% (T = 1000 ans)

$$Q_{0.1\%} = 473 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'hydrogramme de la crue de projet ( $Q_{0.1\%}$ ) est donné dans la figure N°II.14 (voir la page suivante).

**Figure N°II.14:** Hydrogramme de crue ( 1000 ans )

## 7. Régularisation de l'écoulement :

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieur à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les calculs de la régularisation annuelle sont fondés sur le bilan hydrique du barrage pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume du barrage le plus grand de point de vu capacité. Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions garanties sont les outils de base pour les calculs. Le choix de la garantie de calcul est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir du barrage. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie.

Pour ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base suivantes :

- Les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant du dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- Les besoins en eau des utilisateurs.

### 7.1. Courbes caractéristiques de la retenue :

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par une simple lecture de la courbe de connaître la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude et la surface inondée aussi.

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \dots\dots\dots(\text{II.50})$$

Avec :

- $S_i$  : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_i$  en  $m^2$
- $S_{i+1}$  : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_{i+1}$  en  $m^2$
- $\Delta H$  : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives
- $\Delta V_i$  : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives ( $m^3$ )

Le Tableau suivant donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

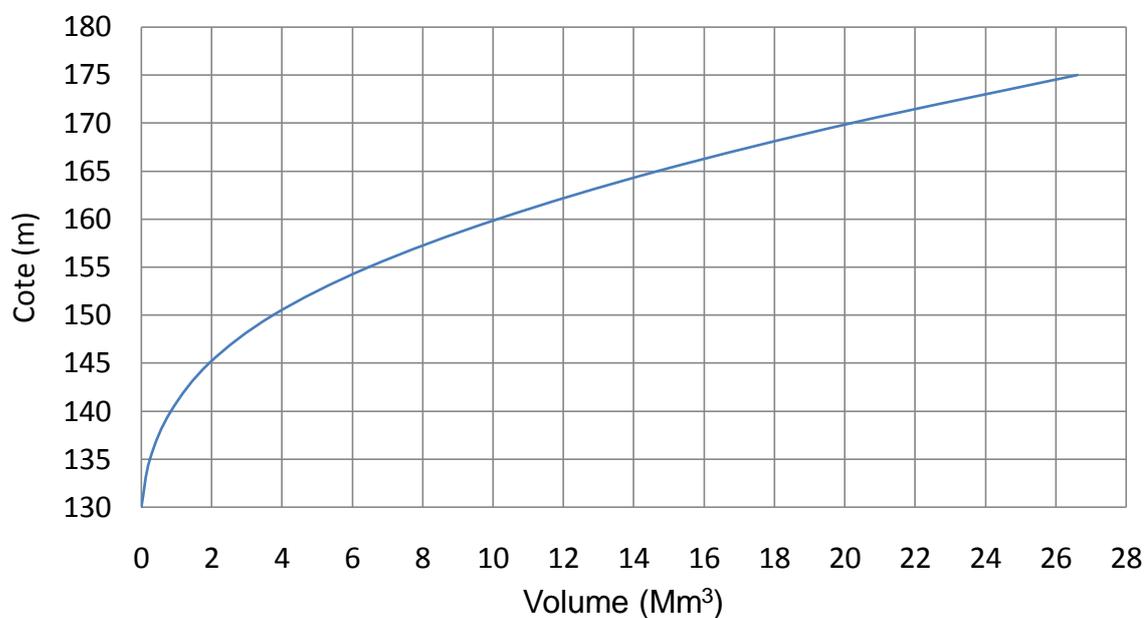
- courbe capacité-hauteur :  $H=f(V)$ .
- courbe surface-hauteur :  $H=f(S)$ .

**Tableau II.28:** Caractéristiques topographiques de la retenue.

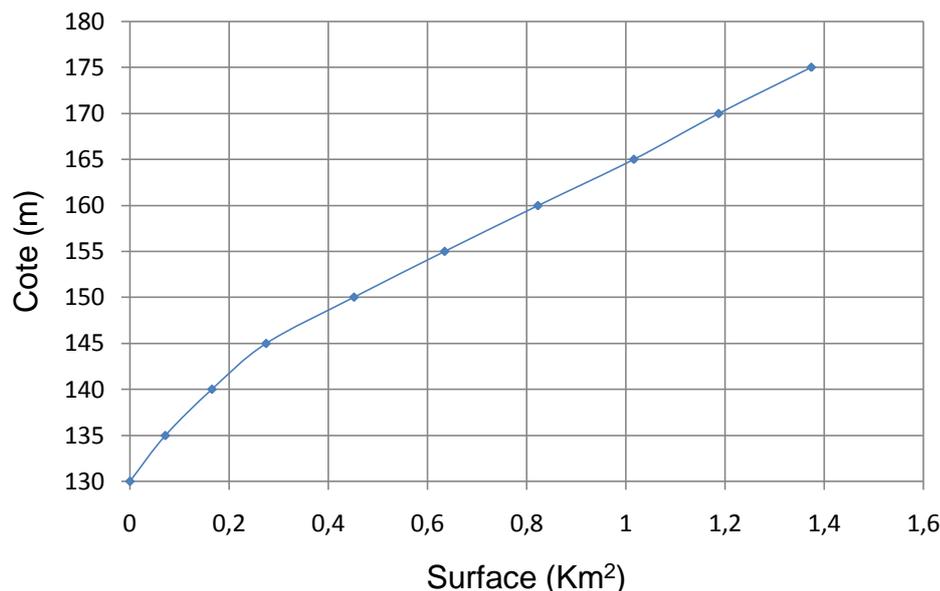
Cote (m)	H (m)	S (Km <sup>2</sup> )				V (Hm <sup>3</sup> )	h <sub>m</sub> (m)
			S <sub>moy</sub> (Km <sup>2</sup> )	ΔH (m)	ΔV (Hm <sup>3</sup> )		
130	0	0.000				0.000	0.00
135	5	0.071	0.035	5	0.237	0.237	3.34
140	10	0.165	0.118	5	0.590	0.827	5.01
145	15	0.275	0.220	5	1.100	1.927	7.01
150	20	0.452	0.363	5	1.818	3.745	8.29
155	25	0.635	0.543	5	2.718	6.463	10.18
160	30	0.823	0.729	5	3.645	10.108	12.28
165	35	1.016	0.919	5	4.598	14.707	14.48
170	40	1.187	1.101	5	5.508	20.214	17.03
175	45	1.374	1.280	5	6.402	26.616	19.37

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} S_1 \Delta H = \frac{2}{3} \times 0.071 \times 5 = 0.237 \text{ Hm}^3$$

La courbe capacité-hauteur est représentée dans la figure suivante.



**Figure N°II.15.a:** La courbe capacité-hauteur



**Figure N°II.15.b:** Courbe Surface-hauteur

### 7.2. Détermination de la garantie de la restitution :

Les barrages destinés pour l'irrigation ont une garantie de restitution généralement égale à  $P = 80\%$  qui répond à une marge de risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influant directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture.

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. La question posée consiste à déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irriguant. Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle soit à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : avril, mai, juin, juillet, août et septembre, durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation. Les restitutions mensuelles exprimées en  $m^3$  pour une surface irriguée de 500 ha, figurent dans le tableau suivant.

**Tableau N°II.29 :** Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation

Mois	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S
Besoins en eau ( $m^3/ha$ )	0	0	0	0	0	0	1000	3720	4560	8240	6560	4540

### 7.3. Calcul du volume mort :

Les valeurs finalement adoptée pour le débit solide déposé au niveau de l'exutoire (t/Km<sup>2</sup>/An) soit un taux d'envasement égal à 6608.8 (t/An). Le volume mort est déterminé

pour une durée de 15 Ans, d'où :  $V_m = 15 \cdot V_s$

Avec :  $V_s$  est l'envasement annuel en m<sup>3</sup>/An.

Par une application numérique, on obtient :

$$V_m = 3.30 \text{ Mm}^3$$

### 7.4. Calcul du volume utile :

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- L'apport annuel A<sub>80%</sub>.
- La consommation U<sub>80%</sub>.
- Le volume mort de la retenue.

#### 7.4.1. Répartition annuelle de l'apport 80%:

Le calcul de la répartition annuelle de l'apport 80 % se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \dots\dots\dots (II.51)$$

Avec :

$Q_m$ : apport liquide mensuel en hm<sup>3</sup>.

$P_m$ : pluie mensuelle (mm).

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

$C_e$ : coefficient d'écoulement.

Le coefficient d'écoulement est calculé par la relation suivante :

$$C_e = \frac{L_e}{P} \dots\dots\dots (II.52)$$

Avec :  $L_e$ : lame écoulée.

$P$ : pluie moyenne annuelle.

Les résultats de calculs sont donnés par le tableau suivant:

**Tableau N°II.30:** Répartition annuelle de l'apport 80%.

Mois	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	Total
A <sub>80%</sub> (%)	8.63	12.38	15.56	13.14	11.81	10.79	9.78	6.29	2.35	2.03	2.35	4.89	100.00
A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	1.36	1.95	2.45	2.07	1.86	1.70	1.54	0.99	0.37	0.32	0.37	0.77	15.75

**7.4.2. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :**

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- L'apport annuel  $A_{80\%}$ .
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau" :

- Détermination de la période à bonne hydraulicité,
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique,
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " $V_s$ " et " $V_d$ ",
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile,
- Détermination du volume à évacuer  $S$ .

Les calculs sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau N°II.31** : Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes.

Mois	$W_{80\%}$ ( $Mm^3$ )	$U_{80\%}$ ( $Mm^3$ )	W-U ( $Mm^3$ )	1 <sup>ère</sup> consigne		
				$V_{rf}$ ( $Mm^3$ )	$V_{ri}$ ( $Mm^3$ )	S ( $m^3$ )
Octobre	1.36	0.0	+1.36	2.15	2.15	0
				3.51	3.51	0
Novembre	1.95	0.0	+1.95	5.46	5.46	0
				7.91	7.91	0
Décembre	2.45	0.0	+2.45	9.98	9.98	0
				11.84	11.84	0
Janvier	2.07	0.0	+2.07	13.54	13.54	0.09
				14.58	13.34	1.01
Février	1.86	0.0	+1.86	12.47	12.47	0
				10.56	10.56	0
Mars	1.70	0.0	+1.70	6.76	6.76	0
				3.85	3.85	0
Avril	1.54	0.50	+1.04	2.35	2.15	0.20
Mai	0.99	1.86	-0.87			
Juin	0.37	2.28	-1.91			
Juillet	0.32	4.12	-3.80			
Aout	0.37	3.28	-2.91			
Septembre	0.77	2.27	-1.50			
<b>Total</b>	15.75	14.31	0.77			1.30

$$\left. \begin{array}{l} V_s = 12,43 \text{ Mm}^3 \\ V_d = 10,99 \text{ Mm}^3 \end{array} \right\} V_s > V_d \text{ Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.}$$

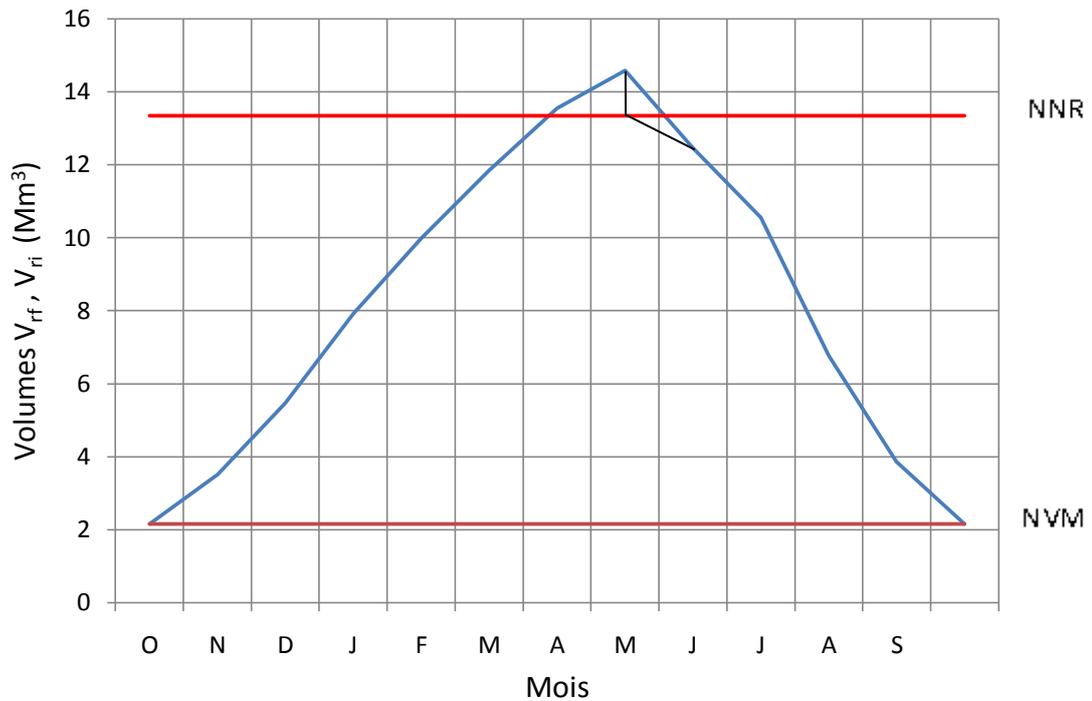
D'où :  $V_u = V_d$  Alors :  $V_u = 10,99 \text{ M m}^3$

Le volume de la retenue normale sera :  $V_{NNR} = V_u + V_m$

D'où :

$$V_{NNR} = 13.14 \text{ Mm}^3$$

Le graphique d'exploitation est représenté dans la figure suivante :



**Figure N°II.16 :** Graphique d'exploitation.

**7.4.3. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :**

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

➤ **Pertes par évaporation :**

Le tableau suivant montre l'évaporation mensuelle en mm.

**Tableau II.32 :** Evaporation mensuelle.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Evaporation (mm)	120	82	56	37	38	46	61	84	93	118	152	167	1054

Source : ANRH.

Le volume mensuel des pertes par évaporation est :

$$V_{Em} = E_C \times S_{moy} \dots\dots\dots(II.53)$$

Avec :

$E_C$  : Evaporation mensuelle de la surface du plan d'eau en mm.

$S_{moy}$  : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen.

Cette surface est déterminée sur les courbes topographiques. On calcule  $V_{moy}$  et on cherche  $S_{moy}$  correspondant sur la courbe  $S = f(V)$ .

$$V_{moy} = \frac{V_{rfi} + V_{rf}}{2} \dots\dots\dots(II.54)$$

➤ **Pertes par infiltration:**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est :

$$V_{inf.mens} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(II.55)$$

Avec  $\delta$ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

Les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau suivant :

**Tableau N°II.33** : Valeurs du coefficient  $\delta$ .

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	% du volume moyen	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0.5 à 1.0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1.0 à 1.5
Sol à forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1.5 à 3.0

Dans notre cas, on a un sol peu perméable (sol à faible perméabilité) alors on opte pour  $\delta=0,75$ . Le calcul des pertes est représenté dans le tableau ci après.

**Tableau N°II.34** : Les pertes par évaporation et par infiltration.

Pertes par évaporation et infiltration						
Mois	$V_{\text{moy}}$ ( $\text{Mm}^3$ )	$S_{\text{moy}}$ ( $\text{km}^2$ )	$E_c$ (mm)	$V_{\text{evp}}$ ( $\text{Mm}^3$ )	$V_{\text{inf}}$ ( $\text{Mm}^3$ )	P ( $\text{Mm}^3$ )
Octobre	2.83	0.364	82	0.030	0.021	0.051
Novembre	4.485	0.510	56	0.029	0.034	0.062
Décembre	6.685	0.648	37	0.024	0.050	0.074
Janvier	8.945	0.767	38	0.029	0.067	0.096
Février	10.91	0.861	46	0.040	0.082	0.121
Mars	12.69	0.939	61	0.057	0.095	0.152
Avril	13.86	0.985	84	0.083	0.104	0.187
Mai	13.23	0.960	93	0.089	0.099	0.189
Juin	11.32	0.879	118	0.104	0.085	0.189
Juillet	8.46	0.742	152	0.113	0.063	0.176
Août	5.11	0.553	167	0.092	0.038	0.131
Septembre	2.9	0.371	120	0.045	0.022	0.066

Les calculs sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau N°II.35** : Calcul du volume utile en tenir compte des pertes.

Mois	W <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	P (Mm <sup>3</sup> )	W-(U+P) (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne		
					V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (m <sup>3</sup> )
Octobre	1.36	0	0.028	+1.34	2.15	2.15	0
					3.49	3.49	0
Novembre	1.95	0	0.038	+1.93	5.42	5.42	0
					7.85	7.85	0
Décembre	2.45	0	0.043	+2.43	9.90	9.90	0
					11.75	11.75	0
Janvier	2.07	0	0.048	+2.06	13.43	13.34	0.09
					14.35	13.34	1.01
Février	1.86	0	0.057	+1.84	12.43	12.43	0
					10.48	10.48	0
Mars	1.70	0	0.069	+1.68	6.63	6.63	0
					3.68	3.68	0
Avril	1.54	0.5	0.082	+1.01	2.15	2.15	0
Mai	0.99	1.86	0.139	-0.91			
Juin	0.37	2.28	0.091	-1.95			
Juillet	0.32	4.12	0.074	-3.84			
Aout	0.37	3.28	0.063	-2.95			
Septembre	0.77	2.27	0.042	-1.53			
<b>Total</b>	15.75	14.31	0.774				1.10

$$\left. \begin{aligned} V'_S &= 12.29 \text{ Mm}^3 \\ V'_d &= 11.19 \text{ Mm}^3 \end{aligned} \right\}$$

D'ou :  $V'_u = V'_d = 11.19 \text{ Mm}^3$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V'_{NNR} = 13.34 \text{ Mm}^3$$

➤ **Estimation de l'erreur :**

On a :  $\zeta = \frac{V'_u + V_u}{V'_u} \times 100 \dots\dots\dots (II.56)$

$$1\% < \zeta < 2\%$$

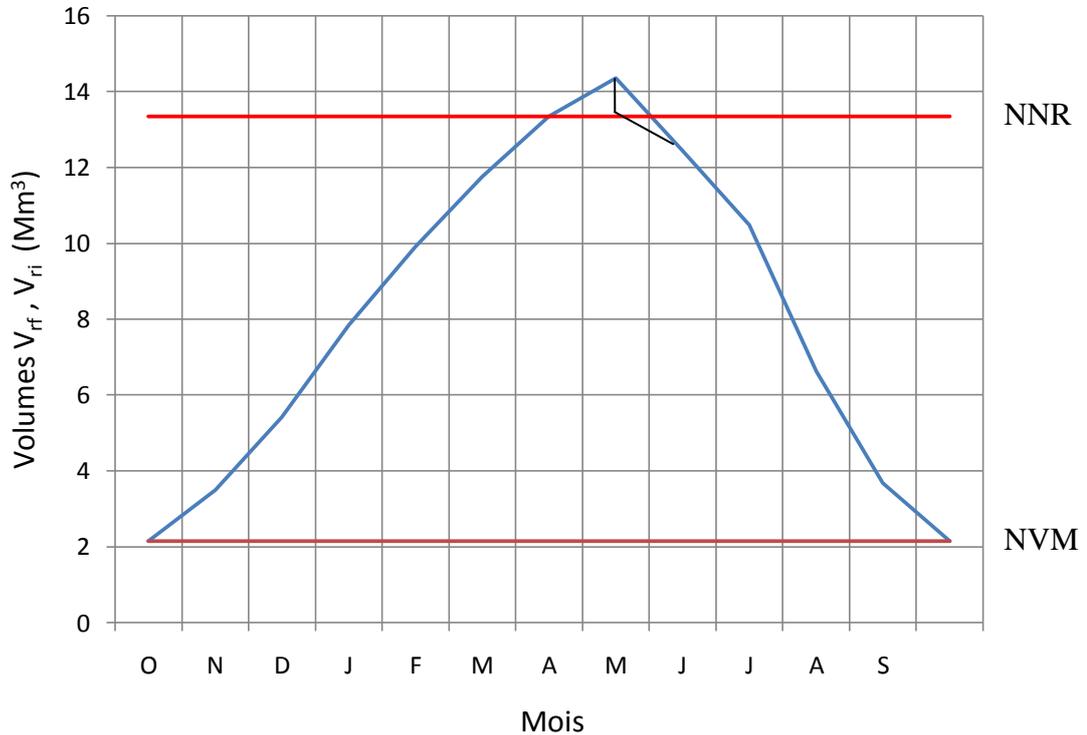
Donc on admet :

Le volume utile :  $V_u = 11,19 \text{ Mm}^3$

Le volume normal de la retenue est :  $V_{\text{NNR}} = 13,34 \text{ Mm}^3$

La cote au niveau normal de la retenue est  $\text{NNR} = 163,6\text{m}$

La cote au niveau du volume mort est  $\text{NVM} = 145,8 \text{ m}$



**Figure N°II.17** : Graphique d'exploitation en tenir compte des pertes.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, on a déterminé les différents paramètres hydrologiques : La cote du niveau normal de la retenue, la cote du niveau du volume mort, le volume utile, le volume mort et le volume normale de la retenue.

Ces résultats sont représentées dans le tableau suivant :

NVM (m)	145.8 m
NNR (m)	163.6 m
Volume mort	$2.15 \text{ Mm}^3$
Volume utile	$11.19 \text{ Mm}^3$
Volume normal de la retenue	$13.34 \text{ Mm}^3$

Ces résultats nous aident pour la détermination de la hauteur du barrage en ajoutant la hauteur réservée pour le volume forcé et une revanche de sécurité. Ils permettent aussi de calculer la ligne d'eau dans l'évacuateur de crues connaissant la cote normale de la retenue, la largeur du seuil et la charge déversant déterminée par le calcul de laminage des crues. Le calcul de laminage de crues se fait après le choix de la crue de projet.

# LAMINAGE DES CRUES

## 1. Généralités :

L'étude de laminage consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue (le niveau du volume forcé), la hauteur d'eau maximale déversant par l'évacuateur de crue et sa variation dans le temps tout au long du passage de la crue.

L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durées diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximal correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

Donc, le calcul de laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter globale de l'aménagement, Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue Cette relation peut être formulée comme suite :

$$Q \times dt = q \times dt + S \times dh \dots \dots \dots (III.01)$$

Avec :

Q: le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

S : la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulé à l'instant -t- est :

$$Q - q = S \times \frac{dh}{dt} \dots \dots \dots (III.02)$$

Avec:

$\frac{dh}{dt}$  : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de laminage des crues entre autres : Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, step by step,... Nous traitons dans ce travail les méthodes de Hildenblat, Kotchérine, Blackmore et step by step.

## 2. La méthode de Hildenblat :

Pour faire le laminage des crues par cette méthode, on doit avoir les données suivantes :

- Hydrogramme de crue fréquentiel :  $Q_p = f(t)$ .
- Courbe des volumes d'eau dans la retenue :  $V = f(H)$ .
- Courbe des variations d'eau dans la retenue au dessus du niveau normal de la retenue.

Le débit maximum déversé (q) peut être donné par la formule de Kotchérine améliorée par Sokolovsky pour les hydrogrammes à une pointe ou triangulaire :

$$q_{\max} \% = 0.85 Q_p \% \left(1 - \frac{V_f}{V_{cp} \%}\right) \dots \dots \dots (III.03)$$

Avec :

$V_{cp} \%$  : Volume de la crue de probabilité P%.

$V_f$  : Volume déversant de sécurité ou volume forcé.

D'après Kotcherine, le volume forcé est donné par la formule :

$$V_f = (0.05 \div 0.2) V_{cp} \% \dots \dots \dots (III.04)$$

Le volume de la crue est égal au produit de chaque débit Q par l'intervalle de temps

1h=3600s :

$$V_{cp} \% = (44.7 + 179.1 + 403 + 327.4 + 184.6 + 90.8 + 35.8 + 9.2 + 0.7) \times 3600 = 5.81$$

D'où :  $V_{cp} \% = 5.81 \text{ Mm}^3$

Donc le volume forcé sera :

$$V_f = 0.2 \times 5.81 = 1.16 \text{ Mm}^3 \quad \boxed{V_f = 1.16 \text{ Mm}^3}$$

Maintenant on a les valeurs des paramètres  $V_f$ ,  $V_{cp\%}$ , et  $Q_{p\%}$ , on peut calculer le débit maximum à évacuer  $q_{\max p\%}$ .

Application numérique :

$$q_{\max p\%} = 0.85 \times 473 \times \left(1 - \frac{1.16}{5.81}\right) = 321.78 \text{ m/s}$$

$$\boxed{q_{\max p\%} = 321.78 \text{ m/s}}$$

Le volume au dessous de la cote NPHE est :

$$V_{NPHE} = V_{NVM} + V_{NNR} + V_f$$

Application numérique :

$$V_{NPHE} = 2.15 + 11.19 = 13.34 \text{ Mm}^3$$

$$\boxed{V_{NPHE} = 13.34 \text{ Mm}^3}$$

Le niveau des plus hautes eaux est tiré à partir de la courbe capacité hauteur :

$$NPHE = 130 + 36 = 166 \text{ m.}$$

La charge maximale déversant  $h_d$

$$h_d = NPHE - NNR = 166 - 163.6 = 2.4 \text{ m}$$

$$\boxed{h_d = 2.40 \text{ m}}$$

La largeur du déversoir de l'évacuateur de crue de surface est calculée par la formule suivante :

$$q = m b h_d^{3/2} \sqrt{2g} \dots\dots\dots (III.05)$$

Avec :

$m$  : Coefficient de débit dépendant du type de déversoir

$b$  : Largeur du déversoir

$h_d$  : Charge sur le déversoir.

$$D'où : b = \frac{q_{\max p\%}}{m h_d^{3/2} \sqrt{2g}} \dots\dots\dots (III.06)$$

Application numérique :

$$b = \frac{321.78}{0.49 \times 2.4^{3/2} \times \sqrt{2 \times 9.81}} = 39.86 \text{ m}$$

On prend :  $\boxed{h_d = 2.40 \text{ m}}$

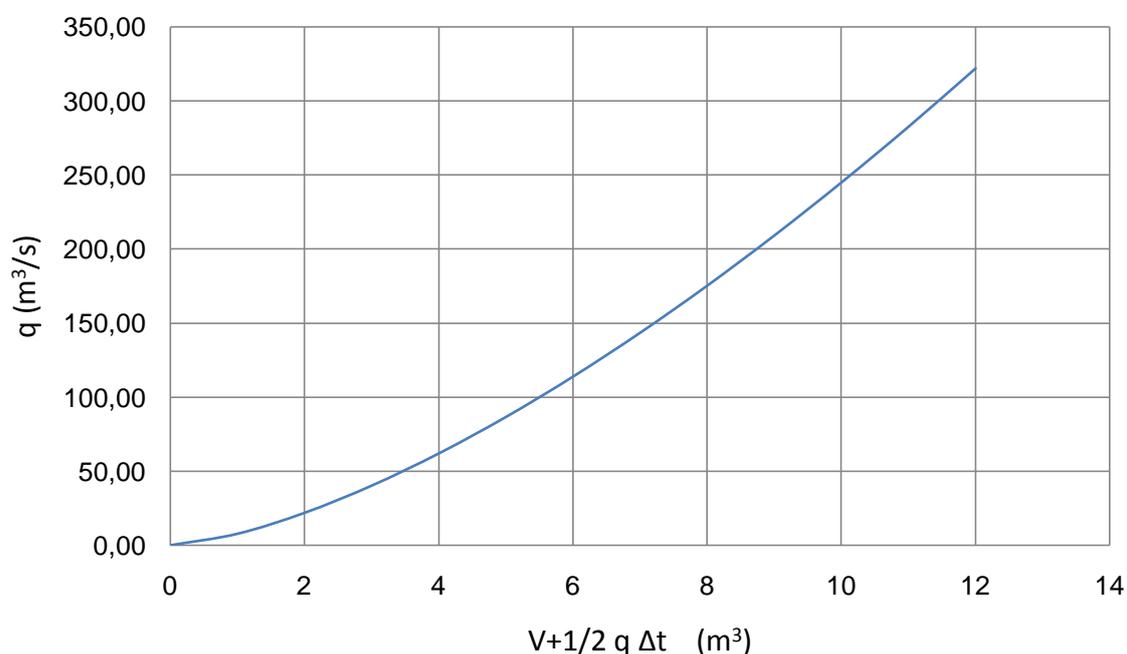
Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessous du déversoir est calculée et tracée :

$$q = f(V + \frac{1}{2} q \Delta t) \dots\dots\dots (III.07)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau N°III.01** : Volumes et débits déversant.

1	2	3	4	5	6
Cote (m)	$h_d$ (m)	$q$ ( $m^3/s$ )	$\frac{1}{2}q \Delta t$ ( $m^3$ )	V ( $m^3$ )	$V + \frac{1}{2}q \Delta t$ ( $m^3$ )
163.6	0.0	0,00	0,00	13,34	13,34
163.8	0.2	7,74	13931,87	13,4	13,41
164.0	0.4	21,89	39405,27	13,45	13,49
164.2	0.6	40,22	72392,10	13,5	13,57
164.4	0.8	61,92	111454,93	13,55	13,66
164.6	1.0	86,54	155763,01	13,6	13,76
164.8	1.2	113,75	204755,79	13,8	14,00
165.0	1.4	143,35	258021,79	14	14,26
165.2	1.6	175,13	315242,16	14,5	14,82
165.4	1.8	208,98	376160,41	14,9	15,28
165.6	2.0	244,76	440564,31	15,3	15,74
165.8	2.2	282,37	508274,53	15,7	16,21
166.0	2.4	321,74	579136,83	16	16,58



**Figure N°III.01**: Courbe des débits déversants

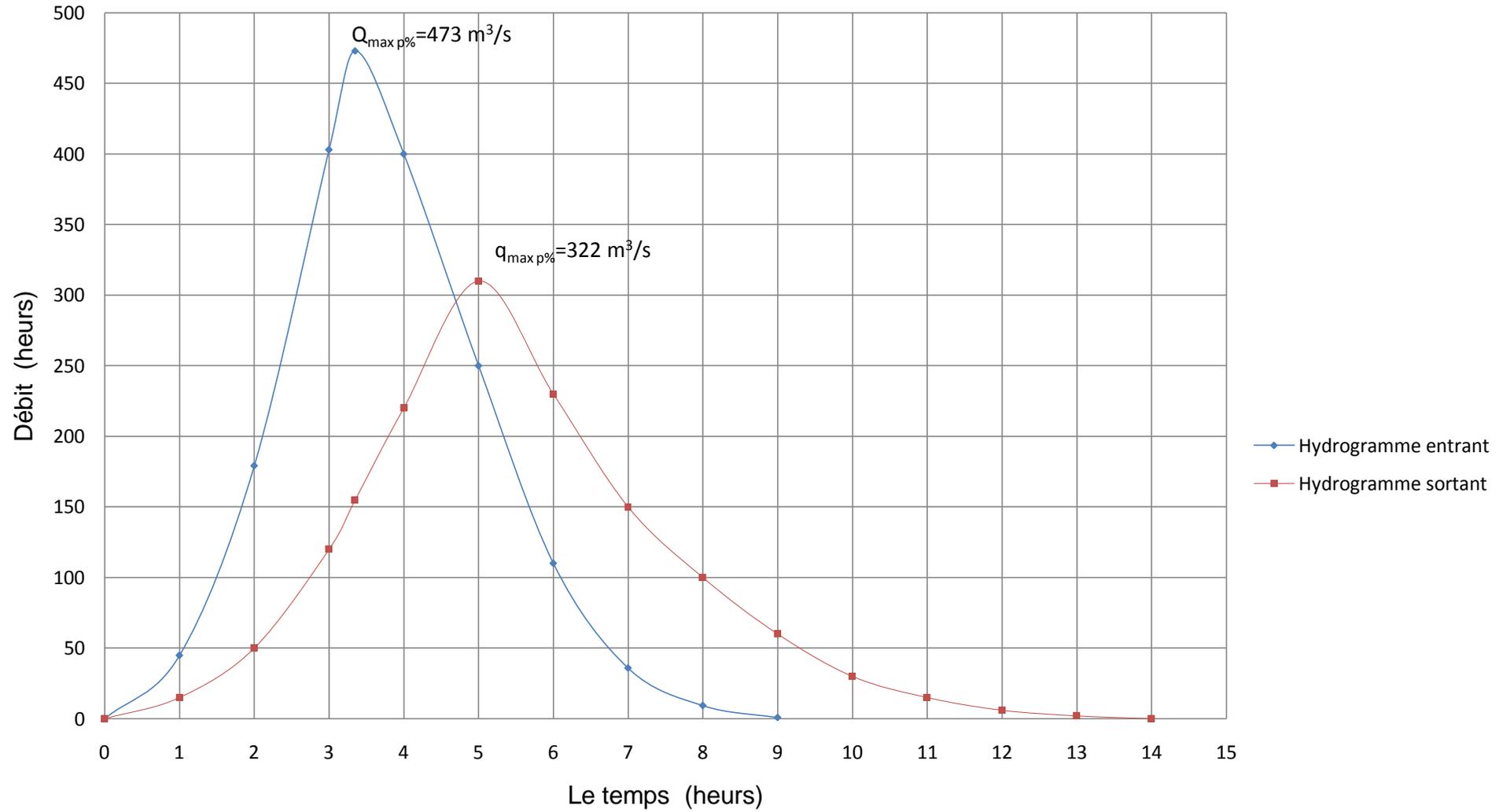
Disposant de courbes suivantes, on procède au laminage proprement dit :

$$\begin{cases} Q=f(t) \\ V=f(H) \\ q = f\left(V + \frac{1}{2}q \times \Delta t\right) \end{cases}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau N°III.02** : Laminage des crues dans la retenue (méthode de Hildenblat).

Temps (h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	$\bar{Q}$ (m <sup>3</sup> /s)	$\bar{Q} - q$ (m <sup>3</sup> /s)	$(\bar{Q} - q) \times \Delta t$ (m <sup>3</sup> )	$V + 1/2 q \times \Delta t$ (m <sup>3</sup> )	q (m <sup>3</sup> /s)
0	0.00	22,39	22,39	80604	13340000	0
1	44.78	111,95	109,95	395820	13420604	2
2	179.12	291,075	231,075	831870	13816424	60
3	403.03	365,23	195,23	702828	14648294	170
4	327.43	256,01	46,01	165636	15351122	210
5	184.59	137,71	-112,29	-404244	15516758	250
6	90.83	63,325	-116,675	-420030	15112514	180
7	35.82	22,525	-147,475	-530910	14692484	170
8	9.23	4,98	-115,02	-414072	14161574	120
9	0.73	0,365	-59,635	-214686	13747502	60
10	0.00	0	-30	-108000	13532816	30
11	0.00	0	-15	-54000	13424816	15
12	0.00	0	-6	-21600	13370816	6
13	0.00	0	-2	-7200	13349216	2
14	0.00	0	0	0	13342016	0
15	0.00					



**Figure N°III.02:** Hydrogramme sortant et entrant.

**3. Méthode de Kotchérine :**

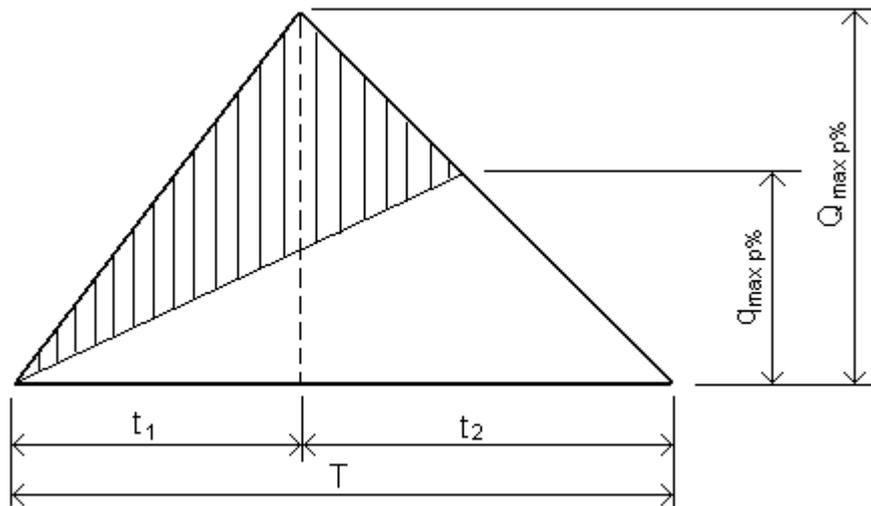
La méthode de Kotchirine est un procédé grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

- L'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
- Les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
- Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

**3.1. Données initiales :**

$g$ (m <sup>2</sup> /s)	9.81
$Q_{0.1\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	473.00
$V_{cr}$ (Mm <sup>3</sup> )	5.81
$m$	0.49

Le schéma de calcul de la méthode de Kotcherine est représenté dans la figure suivante :



**Figure N°III.03:** Schéma de calcul par la méthode de Kotcherine (forme triangulaire )

**3.2. Calcul du débit déversant pour différents valeurs de  $h_d$  et  $b$  :**

Le procédé de calcul consiste à :

- Donner des différentes valeurs des lames d'eau  $h_d$ ,
- Définir la cote PHE pour chaque lame,
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur ; on détermine le volume  $V_{PHE}$  relatif à chaque PHE,
- Définir le volume en charge pour chaque lame,
- Déterminer le volume de la crue pour l'hydrogramme ayant une forme triangulaire :  

$$V_f = 0.5 \times Q_{\max p\%} \times T \dots\dots\dots(III.08)$$
- A l'aide de la formule  $q_{\max p\%} = Q_{\max p\%} \times (1 - \frac{V_f}{V_{cr}})$  .....(III.09)  
 Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame  $h_d$ .

Les calculs sont présentés dans le tableau qui suit.

**Tableau N°III.03** : Calcul du débit déversant pour différents valeurs de  $h_d$  et b.

$h_d$ (m)	PHE (m)	$V_{PHE}$ (Mm <sup>3</sup> )	$V_f$ (Mm <sup>3</sup> )	$q_{\max p\%} = Q_{\max p\%} \times \left(1 - \frac{V_f}{V_{cr}}\right)$ (m <sup>3</sup> /s)	$q_{\max p\%} = m \times b \times \sqrt{2 \times g} \times h_d^{3/2}$ (m <sup>3</sup> /s)				
					b en (m)				
					20	30	40	50	60
0.4	164.0	14.0	0,96	394,85	10,98	16,47	21,96	27,45	32,94
0.8	164.8	14.4	1,16	378,56	31,06	46,59	62,12	77,65	93,18
1.2	165.2	14.8	1,36	362,28	57,06	85,59	114,12	142,66	171,19
1.6	165.6	15.2	1,56	346,00	87,85	131,78	175,71	219,63	263,56
2.0	166.0	15.6	1,86	321,57	122,78	184,17	245,56	306,95	368,33
2.4	166.4	16.0	2,06	305,29	161,40	242,09	322,79	403,49	484,19

Après la détermination du débit de crues correspondant à chaque lame  $h_d$ , on suit le procédé suivant :

Construire le graphe débit à évacuer en fonction de la lame d'eau déversante  $h_d=f(q_{\max p\%})$

Définir les débits véhiculés à travers le déversoir pour chaque lame  $h_d$ , en se donnant différents largeurs de déversoir  $b$  à l'aide de la formule :

$$q_{\max p\%} = m \times b \times \sqrt{2 \times g} \times h_d^{3/2} \dots\dots\dots(III.10)$$

Construire les courbes relations capacité d'évacuation du déversoir :  $q_{\max} = f(b, h_d)$

L'intersection de la courbe  $q_{\max} = f(h_d)$  avec les courbes  $q_{\max} = f(b, h_d)$ , donne les valeurs inconnues suivantes :  $q_{\max}$  et  $h_d$  relatives à chaque largeur de déversoir  $b$ .

Les résultats tirés à partir de ces courbes sont résumés dans le tableau N°III.04 et la figure N°III.04.

**Tableau N°III.04** : Les  $q_{\max p\%}$  et  $h_d$  pour les différents valeurs de  $b$ .

b	35	40	45	50	55
$h_d$	2.58	2.40	2.23	2.18	1.96
$q_{\max 0.1\%}$	315	320	328	330	334

**Remarque :**

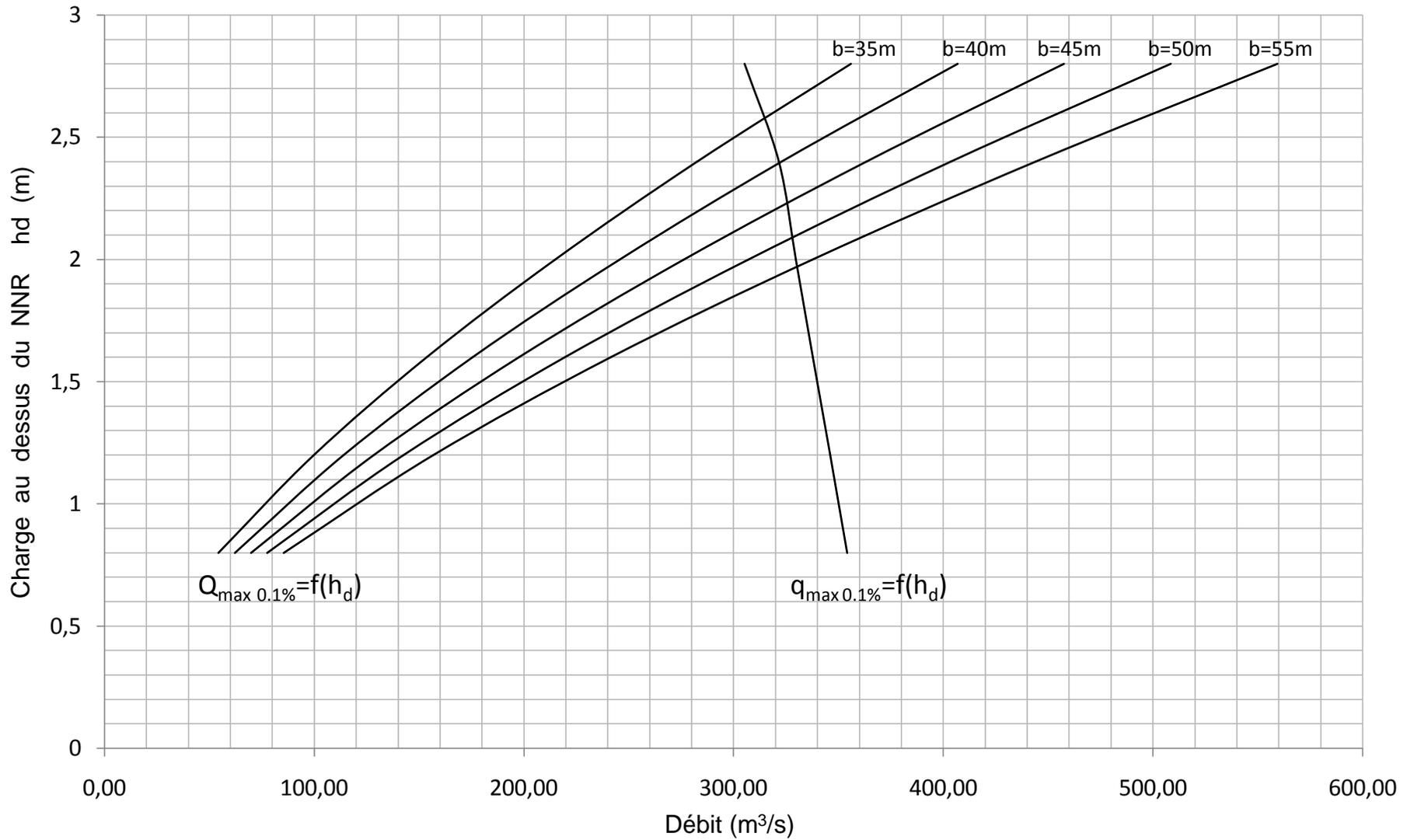
D'après les résultats du tableau N°III.03, nous pouvons tracer la courbe  $V=f(Q,q)$  : le volume d'eau dans la retenue en fonction des débits entrant et sortant (déverser par l'évacuateur de surface). Ces courbes nous permettent de déterminer la largeur du déversoir connaissant le volume de la retenue, le débit de la crue entrant et le débit sortant.

Ces courbes sont représentées dans la figure N°III.05.

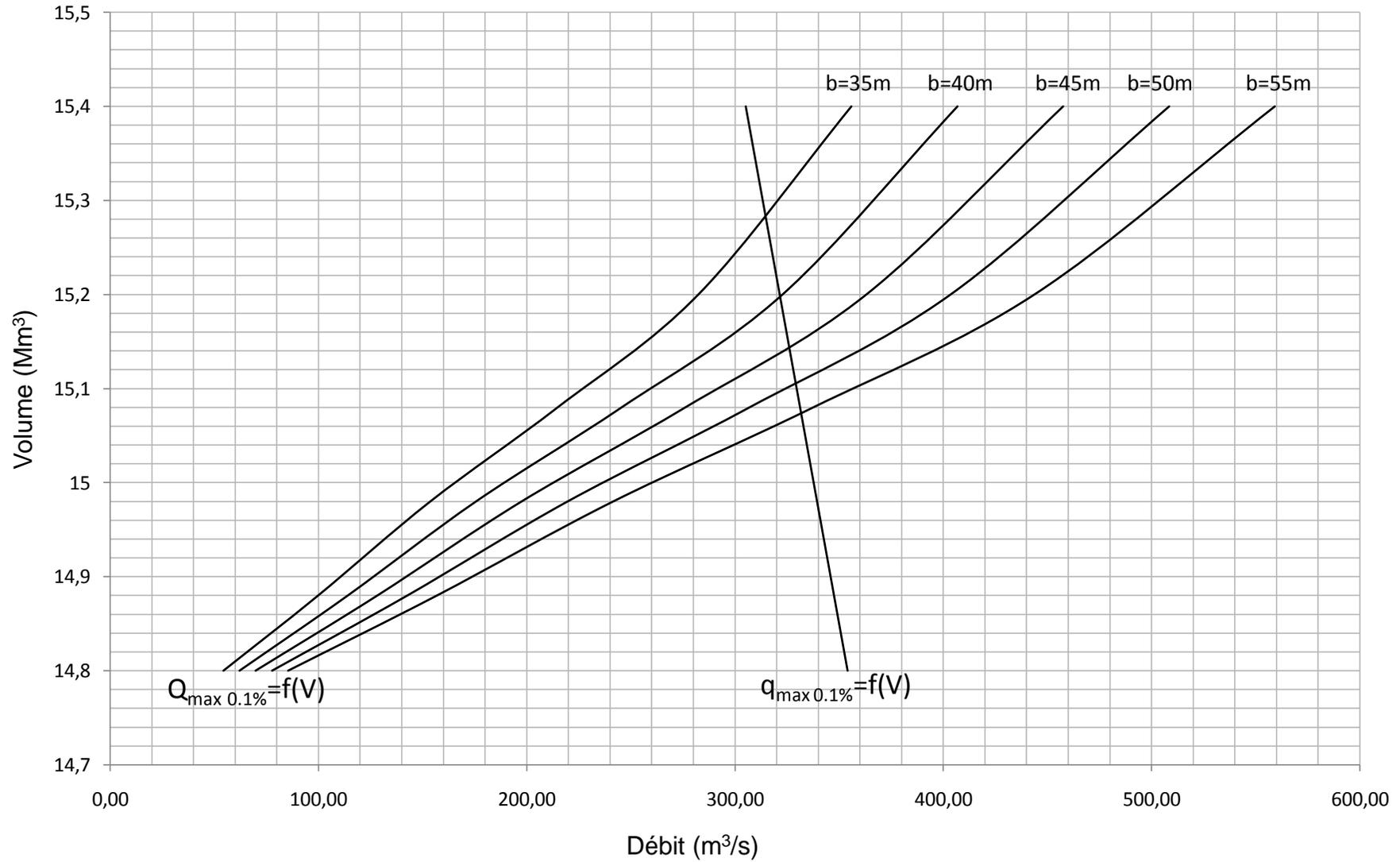
Les résultats tirés à partir de ces courbes sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau N°III.05** : Les  $q_{\max p\%}$  et  $V$  pour les différentes valeurs de  $b$ .

b	35	40	45	50	55
V	2.58	2.40	2.24	2.10	1.97
$q_{\max p\%}$	315	323	326	3.29	3.32



**Figure N°III.04:** Laminage des crues pour différents largeurs du déversoir :  $h_d = f(Q, q)$



**Figure N°III.05:** Laminage des crues (Méthode de Kotcherine);  $V=f(Q,q)$ .

**4. Méthode « step by step » :**

**4.1. Données de base :**

Le principe de calcul du laminage des crues par cette méthode est basé sur la connaissance de :

- Le niveau normal de retenue ;
- L'hydrogramme des crues (entrant) ;
- La courbe des volumes d'eau dans la retenue (courbe hauteur-capacité) ;

**4.2. Principe de la méthode :**

Le temps de base est divisé en une série de pas de temps  $\Delta t$  à chaque instant (t), on détermine les paramètres suivant :

- Débit de crue à partir de l'hydrogramme de crue;
- Volume d'eau entrant pendant le temps  $\Delta t$  :

$$V_{ent} = \frac{Q_{e1} + Q_{e2}}{2} \times \Delta t \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec :

- $Q_{e1}$  : Débit initial en  $m^3/s$  ;
- $Q_{e2}$  : Débit après l'intervalle de temps (t) en  $m^3/s$  ;
- $\Delta t$  : Intervalle de temps.

- La cote du plan d'eau;
- La charge sur le déversoir : La différence entre les côtes du plan d'eau à l'instant (t) et le niveau normale de la retenue (NNR).
- Le débit sortant qui est donné par la formule suivante :

$$Q_{sortie} = m \times b \times \sqrt{2 \times g} \times h^{3/2}$$

Avec :

- m : Coefficient de débit;
- b : Largeur de déversoir en m ;
- h : Hauteur d'eau sur le déversoir en m.

- Le volume sortant :

$$V_{sortant} = q_{0.1\%} \times \Delta t \dots\dots\dots (III.12)$$

Avec :

- $q_{0.1\%}$  : Débit à évacuer en  $m^3/s$  ;
- $\Delta t$  : le pas de temps en heurs.

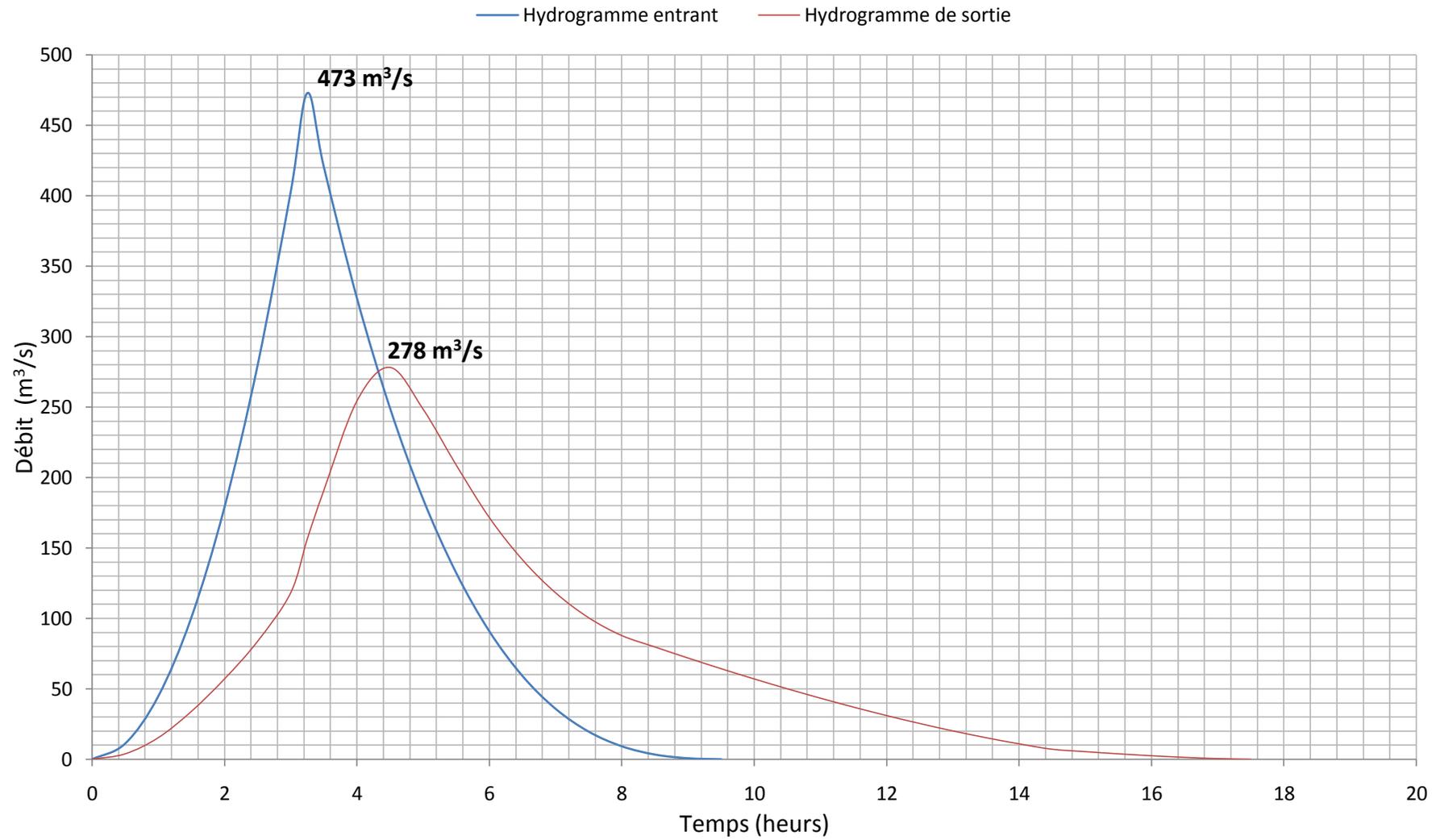
- Le volume dans la retenue :

$$(V_{retenue})_i = (V_{retenue})_{i-1} + (V_{ent})_i - (V_{sort})_{i-t} \dots\dots\dots (III.13)$$

Les tableaux suivants représentent les différents débits laminés pour des différentes largeurs du déversoir.

**Tableau N°III.06** : Calcul de débit laminé pour b=20m

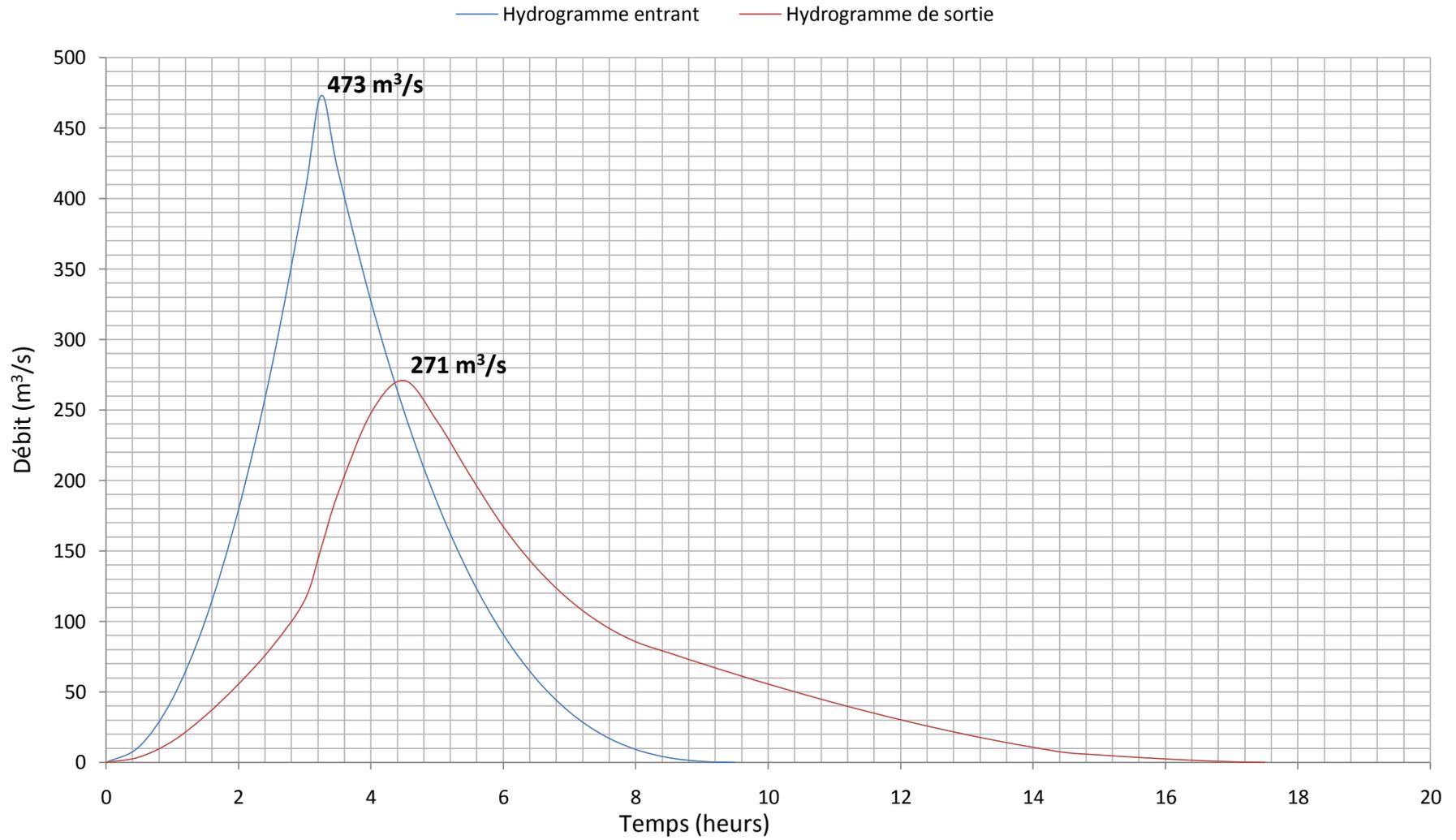
Temps (heurs)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>ent</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>Tot</sub> (m <sup>3</sup> )	Cote (m)	H (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>déve</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0							
		5,60	10080,00	13350080	163,80	0,20	3,88	6988,65
0.5	11,2							
		27,99	50382,00	13390382	164,10	0,50	15,35	27625,05
1.0	44,78							
		72,77	130986,00	13470986	164,45	0,85	34,02	61231,72
1.5	100,76							
		139,94	251892,00	13591892	164,80	1,20	57,06	102711,71
2.0	179,12							
		229,50	413100,00	13753100	165,15	1,55	83,77	150780,66
2.5	279,88							
		341,46	614619,00	13954619	165,55	1,95	118,20	212764,91
3.0	403,03							
		438,02	788427,00	14128427	165,95	2,35	156,38	281481,51
3.25	473							
		446,75	804150,00	14144150	166,45	2,85	208,85	375937,26
3.5	420,5							
		373,92	673056,00	14013056	166,85	3,25	254,33	457797,19
4.0	327,34							
		288,29	518913,00	13858913	167,05	3,45	278,17	500699,00
4.5	249,23							
		216,91	390438,00	13730438	166,80	3,20	248,49	447273,38
5.0	184,59							
		158,41	285129,00	13625129	166,45	2,85	208,85	375937,26
5.5	132,22							
		111,53	200745,00	13540745	166,10	2,50	171,59	308857,46
6.0	90,83							
		74,98	134964,00	13474964	165,80	2,20	141,65	254965,90
6.5	59,13							
		47,48	85455,00	13425455	165,55	1,95	118,20	212764,91
7.0	35,82							
		27,72	49896,00	13389896	165,35	1,75	100,49	180886,08
7.5	19,62							
		14,43	25965,00	13365965	165,20	1,60	87,85	158135,02
8.0	9,23							
		6,30	11331,00	13351331	165,10	1,50	79,75	143543,98
8.5	3,36							
		2,05	3681,00	13343681	165,00	1,40	71,91	129431,55
9.0	0,73							
		0,37	657,00	13340657	164,90	1,30	64,34	115814,55
9.5	0							



**Figure N°III.06:** Laminage des crues par la méthode Step By Step (b=20m).

**Tableau III.07** : Calcul de débit laminé pour b=30m

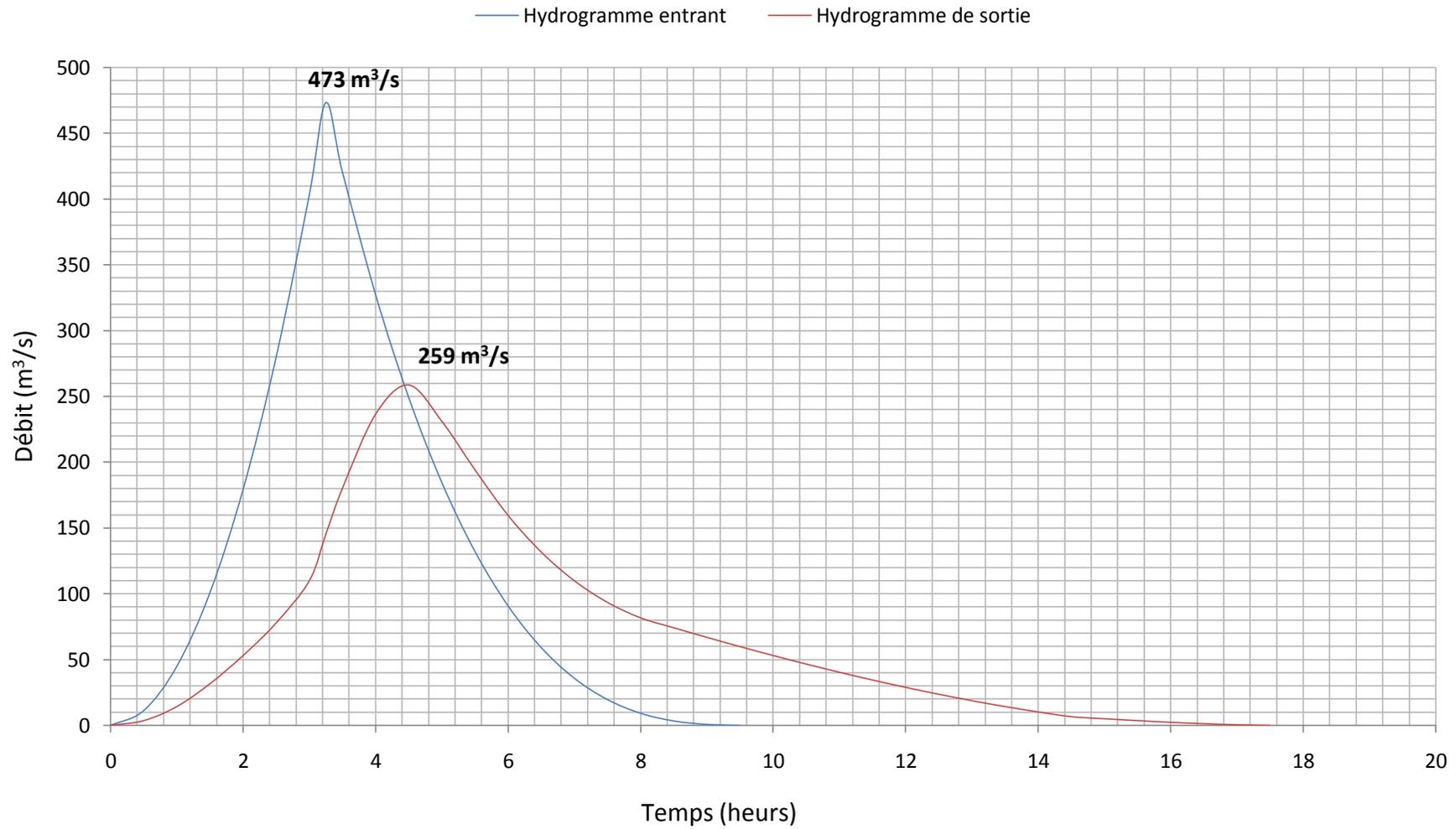
Temps (heurs)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>ent</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>Tot</sub> (m <sup>3</sup> )	Cote (m)	H (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>déve</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0							
		5,60	10080,00	13350080	163,75	0,15	3,78	6808,89
0.5	11,2							
		27,99	50382,00	13390382	163,98	0,375	14,95	26914,50
1.0	44,78							
		72,77	130986,00	13470986	164,24	0,6375	33,14	59656,75
1.5	100,76							
		139,94	251892,00	13591892	164,50	0,9	55,59	100069,82
2.0	179,12							
		229,50	413100,00	13753100	164,76	1,1625	81,61	146902,36
2.5	279,88							
		341,46	614619,00	13954619	165,06	1,4625	115,16	207292,29
3.0	403,03							
		438,02	788427,00	14128427	165,36	1,7625	152,36	274241,41
3.25	473							
		446,75	804150,00	14144150	165,74	2,1375	203,48	366267,62
3.5	420,5							
		373,92	673056,00	14013056	166,04	2,4375	247,79	446022,00
4.0	327,34							
		288,29	518913,00	13858913	166,19	2,5875	271,01	487820,31
4.5	249,23							
		216,91	390438,00	13730438	166,00	2,4	242,09	435768,87
5.0	184,59							
		158,41	285129,00	13625129	165,74	2,1375	203,48	366267,62
5.5	132,22							
		111,53	200745,00	13540745	165,48	1,875	167,17	300913,21
6.0	90,83							
		74,98	134964,00	13474964	165,25	1,65	138,00	248407,82
6.5	59,13							
		47,48	85455,00	13425455	165,06	1,4625	115,16	207292,29
7.0	35,82							
		27,72	49896,00	13389896	164,91	1,3125	97,91	176233,44
7.5	19,62							
		14,43	25965,00	13365965	164,80	1,2	85,59	154067,56
8.0	9,23							
		6,30	11331,00	13351331	164,73	1,125	77,70	139851,82
8.5	3,36							
		2,05	3681,00	13343681	164,65	1,05	70,06	126102,38
9.0	0,73							
		0,37	657,00	13340657	164,58	0,975	62,69	112835,63
9.5	0							



**Figure N°III.07:** Laminage des crues par la méthode Step By Step (b=30m).

**Tableau III.08** : Calcul de débit laminé pour b=40m

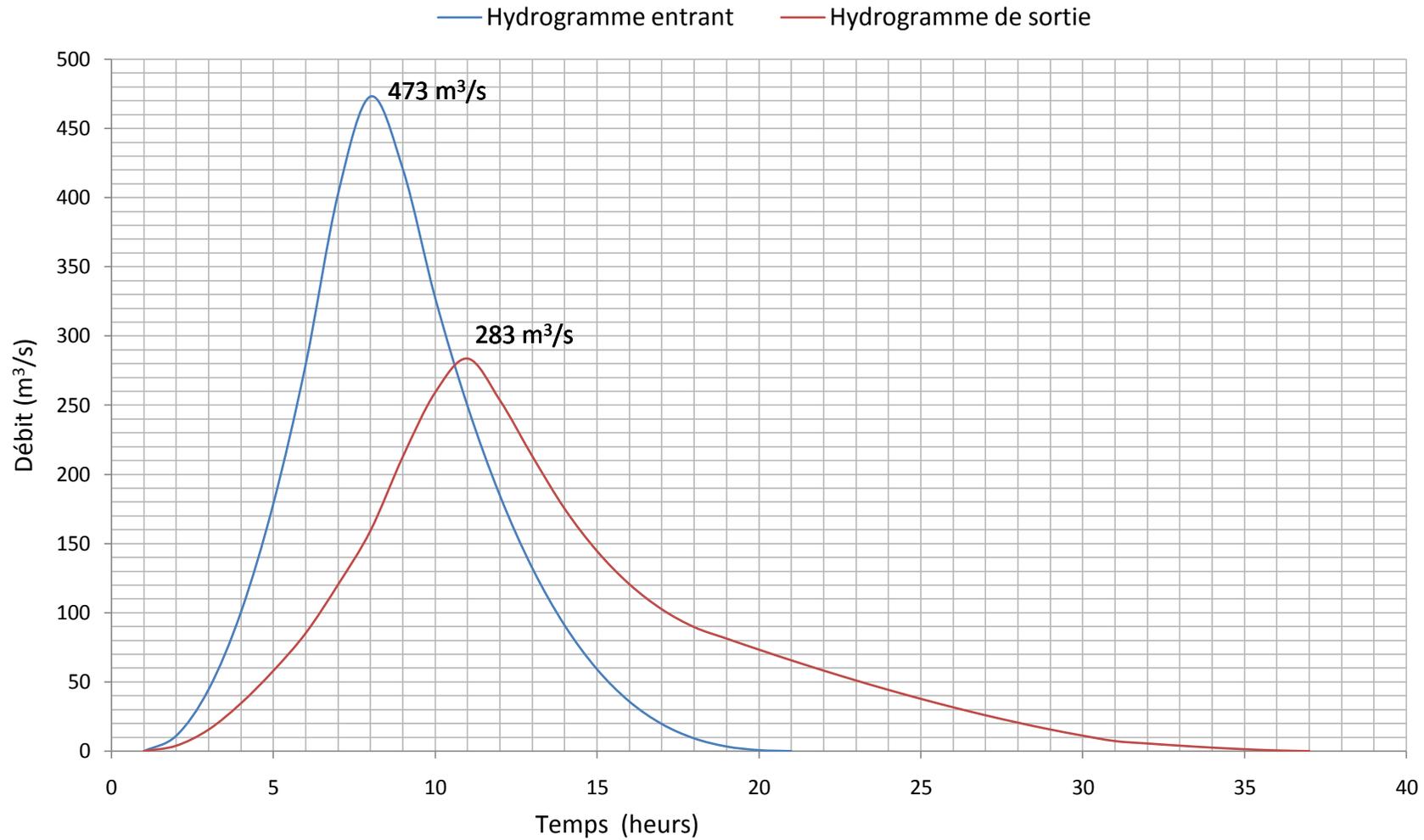
Temps (heurs)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>ent</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>Tot</sub> (m <sup>3</sup> )	Cote (m)	H (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>déve</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0							
		5,60	10080,00	13350080	163,72	0,12	3,61	6496,06
0.5	11,2							
		27,99	50382,00	13390382	163,90	0,3	14,27	25677,93
1.0	44,78							
		72,77	130986,00	13470986	164,11	0,51	31,62	56915,87
1.5	100,76							
		139,94	251892,00	13591892	164,32	0,72	53,04	95472,18
2.0	179,12							
		229,50	413100,00	13753100	164,53	0,93	77,86	140153,03
2.5	279,88							
		341,46	614619,00	13954619	164,77	1,17	109,87	197768,39
3.0	403,03							
		438,02	788427,00	14128427	165,01	1,41	145,36	261641,57
3.25	473							
		446,75	804150,00	14144150	165,31	1,71	194,13	349439,70
3.5	420,5							
		373,92	673056,00	14013056	165,55	1,95	236,41	425529,82
4.0	327,34							
		288,29	518913,00	13858913	165,67	2,07	258,56	465407,73
4.5	249,23							
		216,91	390438,00	13730438	165,52	1,92	230,97	415747,76
5.0	184,59							
		158,41	285129,00	13625129	165,31	1,71	194,13	349439,70
5.5	132,22							
		111,53	200745,00	13540745	165,10	1,5	159,49	287087,95
6.0	90,83							
		74,98	134964,00	13474964	164,92	1,32	131,66	236994,89
6.5	59,13							
		47,48	85455,00	13425455	164,77	1,17	109,87	197768,39
7.0	35,82							
		27,72	49896,00	13389896	164,65	1,05	93,41	168136,51
7.5	19,62							
		14,43	25965,00	13365965	164,56	0,96	81,66	146989,03
8.0	9,23							
		6,30	11331,00	13351331	164,50	0,9	74,13	133426,42
8.5	3,36							
		2,05	3681,00	13343681	164,44	0,84	66,84	120308,69
9.0	0,73							
		0,37	657,00	13340657	164,38	0,78	59,81	107651,47
9.5	0							



**Figure N°III.08:** Laminage des crues par la méthode Step By Step (b=40m).

**Tableau III.09** : Calcul de débit laminé pour b=50m

Temps (heurs)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>ent</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>Tot</sub> (m <sup>3</sup> )	Cote (m)	H (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>déve</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0							
		5,60	10080,00	13350080	163,71	0,11	3,96	7126,51
0.5	11,2							
		27,99	50382,00	13390382	163,88	0,275	15,65	28170,02
1.0	44,78							
		72,77	130986,00	13470986	164,07	0,4675	34,69	62439,66
1.5	100,76							
		139,94	251892,00	13591892	164,26	0,66	58,19	104737,93
2.0	179,12							
		229,50	413100,00	13753100	164,45	0,8525	85,42	153755,15
2.5	279,88							
		341,46	614619,00	13954619	164,67	1,0725	120,53	216962,18
3.0	403,03							
		438,02	788427,00	14128427	164,89	1,2925	159,46	287034,38
3.25	473							
		446,75	804150,00	14144150	165,17	1,5675	212,97	383353,48
3.5	420,5							
		373,92	673056,00	14013056	165,39	1,7875	259,35	466828,29
4.0	327,34							
		288,29	518913,00	13858913	165,50	1,8975	283,65	510576,44
4.5	249,23							
		216,91	390438,00	13730438	165,36	1,76	253,39	456096,87
5.0	184,59							
		158,41	285129,00	13625129	165,17	1,5675	212,97	383353,48
5.5	132,22							
		111,53	200745,00	13540745	164,98	1,375	174,97	314950,38
6.0	90,83							
		74,98	134964,00	13474964	164,81	1,21	144,44	259995,69
6.5	59,13							
		47,48	85455,00	13425455	164,67	1,0725	120,53	216962,18
7.0	35,82							
		27,72	49896,00	13389896	164,56	0,9625	102,47	184454,48
7.5	19,62							
		14,43	25965,00	13365965	164,48	0,88	89,59	161254,60
8.0	9,23							
		6,30	11331,00	13351331	164,43	0,825	81,32	146375,71
8.5	3,36							
		2,05	3681,00	13343681	164,37	0,77	73,32	131984,88
9.0	0,73							
		0,37	657,00	13340657	164,32	0,715	65,61	118099,25
9.5	0							



**Figure N°III.09** : Laminage des crues par la méthode Step by Step. (b=50m).

## CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons calculé le laminage de crues pour déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue donc la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue, le débit maximal déverser par l'évacuateur de surface pour des différents largeur du déversoir.

Nous avons suivi trois méthodes qui sont les suivant :

- La méthode grapho-analytique de Hildenblat ;
- La méthode de Kotcherine ;
- La méthode pas à pas ou Step By Step.

Pour la méthode de Hildenblat, on a trouvé comme résultat une largeur d'évacuateur de crue de 40 m, un débit maximal de 322 m<sup>3</sup>/s et une charge d'eau au dessus de la cote normale de retenue de 2.4 m.

Pour la méthode de Kotcherine, les débits maximaux à évacuer et les charges pour des différentes largeurs de l'évacuateur de crue sont représentées dans le tableau suivant :

b	35	40	45	50	55
h <sub>d</sub>	2.58	2.40	2.23	2.18	1.96
q <sub>max 0.1%</sub>	315	320	328	330	334

En fin, les résultats trouvés par la méthode Step by Step sont représenté aussi dans un tableau le suivant :

b	20	30	40	50
h <sub>d</sub>	3.45	2.59	2.07	1.9
q <sub>max 0.1%</sub>	278	271	258	283

Les résultats trouvés par les trois méthodes sont plus ou moins proche entre eux, le montre la comparaison ci-dessous pour une largeur de l'évacuateur des crues b=40m :

	Hildenblat	Kotcherine	Step by Step
b	40	40	40
h <sub>d</sub>	2.4	2.4	2.07
q <sub>max 0.1%</sub>	322	320	258

Les résultats qu'on va utilisés pour les calculs du dimensionnement de l'évacuateur des crues sont celle de la méthode de Kotcherine parce qu'elle est la plus utilisée en Algérie sur tous pour les petits bassins versant.

# CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE

## 1. Généralités :

L'évacuateur de crue est un ouvrage vital pour la sécurité du barrage notamment en remblai, le but à atteindre par un évacuateur de crue est de conduire le débit de crue dans le lit de la rivière à la fois le plus économiquement et le plus sûrement possible.

La classification des évacuateurs de crues est faite suivants différents critères :

### 1. Le type de fonctionnement hydraulique :

- Evacuateur de surface.
- Evacuateur en charge.
  - a. Evacuateur de crues en puits.
  - b. Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
  - c. Evacuateur siphon à faible charge et fort débit.

### 2. L'emplacement par rapport à la digue :

- Evacuateur central.
- Evacuateur latéral.
  - a. Evacuateur latéral à entonnement frontal.
  - b. Evacuateur latéral à entonnement latéral.

Le choix du type de l'évacuateur de crues dépend essentiellement des conditions topographiques, géologiques et économiques.

L'évacuateur de surface est placé selon les cas sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central). Il est constitué en général d'un seuil déversant ou un déversoir latéral ou frontal suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au lit du cours d'eau. Cette solution présente un avantage considérable : en cas de forte crue dépassant le débit de la crue de projet, les aboutissements et affouillements éventuels n'atteindront pas le barrage et seront en général limités.

Dans l'évacuateur en charge l'eau transitée vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire appelé tulipe.

Le présent chapitre est pour choisir la variante de l'évacuateur la plus répondeur aux conditions topographiques et géologiques de l'axe de l'évacuateur, puis nous allons procéder au calcul de la ligne d'eau passante par les différentes composantes de l'ouvrage en se basant sur les résultats du calcul de laminage de crues :

- Le débit maximal à évacuer pour une période de retour égal à 1000 ans :  
 $q_{\max 0.1\%} = 320 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- La charge maximale déversant :  $h_d = 2.4 \text{ m}$ .
- La largeur du déversoir :  $b=40 \text{ m}$ .

## 2. Choix du type de l'évacuateur de crues :

Le débit maximum à évacuer est très important ( $q_{\max, 0.1\%}=320 \text{ m}^3/\text{s}$ ) alors que la variante évacuateur en puits et dalot sous digue est déconseillée à cause du :

- Risque de saturation ;
- Capacité de débit limité pour cette variante ;
- Réajustement impossible ;
- La rive doit être rocheuse et ce n'est pas le cas de notre barrage ;
- L'assurance de la liaison digue-conduite est difficile.

On ne peut pas avoir un évacuateur de crues sur digue à cause de :

- L'ouvrage sur digue est instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier;
- Un ouvrage coûteux par les précautions à prendre au niveau du coursier, bassin de dissipation et au pied du barrage ;
- Déformation et déplacement dues aux tassements.
- L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de 32m est un ouvrage instable (risque de déplacement).

On peut installer un petit barrage déversoir en béton dont la partie aval est parfaitement profilée (profil Creager) et muni à son pied d'un dispositif dissipateur du type bec déviateur ou bassin. Cette solution est coûteuse et de point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage en terre et le déversoir en béton sont délicates à réaliser.

La variante de l'évacuateur latérale sur un des deux rives est la plus répondu aux différents critères de choix du type de l'évacuateur :

- Un dispositif sûr et efficace,
- Facile à calculer et à réaliser en coté de digue,
- Moins coûteux qu'un barrage déversoir en béton
- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement,

### Remarque :

Les deux types d'entonnement (latéral et frontal) sont possibles de point de vue géologique et technique pour cela on va faire le calcul hydraulique des deux variantes pour pouvoir de dire à la fin quelle est la variante la plus favorable ?

## 3. Choix de la rive favorable :

Il se trouve que la rive gauche est mieux favorable que la rive droite parce que la pente du versant est douce ce qui diminue le volume du terrassement et diminue les dimensions du coursier et l'ouvrage de dissipation (la largeur et la longueur).

La rive droite a un versant à forte pente, d'où un évacuateur latéral sur cette rive conduit à :

- Un volume de déblai important ;
- Un coursier à forte pente favorise l'érosion et la vibration des murs bajoyers.

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral sur la rive gauche.

#### 4. Evacuateur latéral à entonnement frontal :

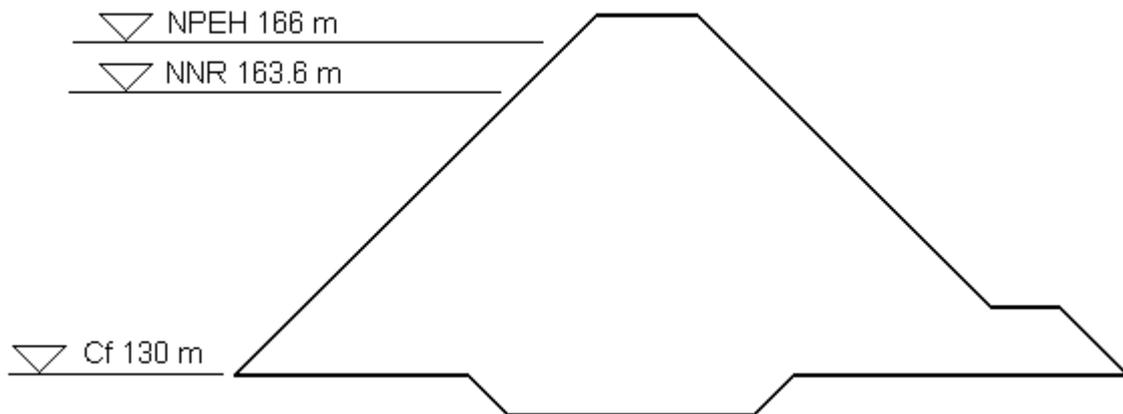
##### 4.1. Dimensionnement et calcul hydraulique :

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal constitué en général des éléments suivants :

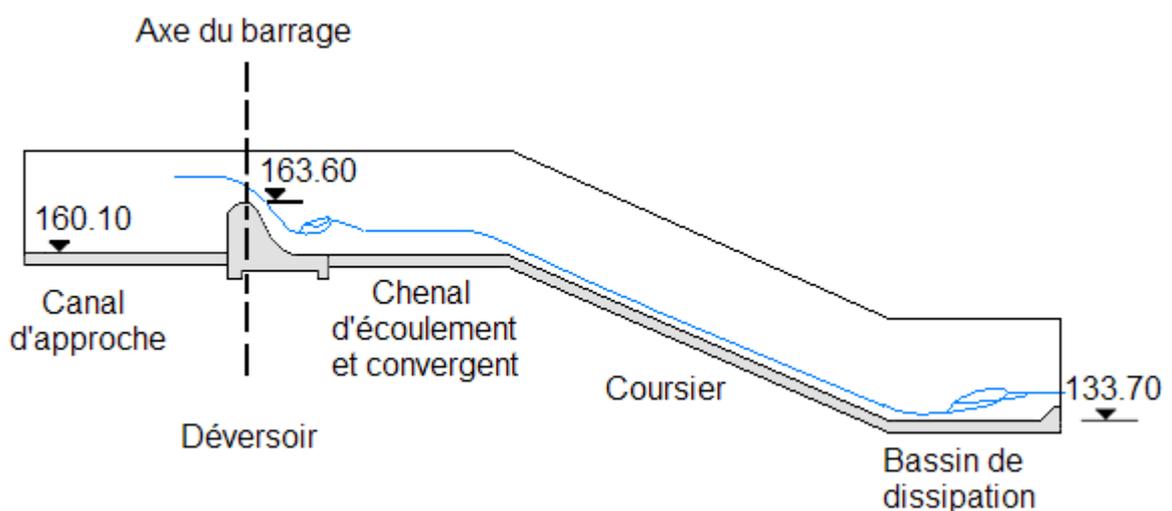
- Canal d'approche ;
- Déversoir ;
- Chenal d'écoulement ;
- Convergent ;
- Coursier ;
- Bassin de dissipation.

Pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crues, on est besoins des données suivantes :

- Le débit maximum à évacuer :  $Q_{\max 0.1\%} = 320 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Profil en long du barrage : Le barrage de Bounachi est en terre. Le profil en long est représenté dans la figure N°IV.01.
- Profil en long de l'évacuateur de crues représenté dans la figure N°IV.02.



**Figure N°IV.01** : Profil en long du barrage.



**Figure N°IV.02** : Profil en long de l'évacuateur de crues.

#### 4.1.1. Canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif permet de guider l'écoulement calmement vers le seuil du déversoir.

La vitesse d'approche ( $V_a$ ) doit être calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche.  $V_a$  est le rapport entre le débit à évacuer et la section du canal :

$$V_a = \frac{Q_{\max 0.1\%}}{S_c} \dots\dots\dots(IV.01)$$

Avec :

$V_a$  : La vitesse d'approche en m/s ;

$Q_{\max 0.1\%}$  : Le débit maximal à évacué = 320 m<sup>3</sup>/s ;

$S_c$  : La section du canal (une section rectangulaire) =  $b \cdot h + m \cdot h^2$

$b$  : Largeur du déversoir en m ;

$$h = H + P = 2.4 + 3.5 = 5.9 \text{ m} \text{ (P est la hauteur de pelle et H est la charge). } \frac{P}{H} = 1.4 \text{ (}^1\text{)}$$

Application numérique :

$$V_a = \frac{320}{40 \times 5.9 + 1 \times 2.4^2} = 1.32 \text{ m/s}$$

$V_a < V_{adm}$  Avec  $V_{adm} = 3.7 \text{ m/s}$  pour les roches sédimentaires, conglomérant et marnes ; voir l'annexe N°IV.01 (<sup>2</sup>).

$V_a = 1.32 \text{ m/s}$
--------------------------

D'où, pas de risque d'affouillement et d'érosion.

- Calcul de la pente de talus du canal d'approche :

La pente du talus est fonction du type de matériau du sol. Dans notre cas, le canal est en terre avec protection en enrochement ; d'où  $m_1 = 1$  (tirer à partir du tableau représenté en annexe N°IV.02).

Le talus  $m_2$  est supposé égal à 1 (c'est un talus temporaire).

#### 4.1.2. Le déversoir :

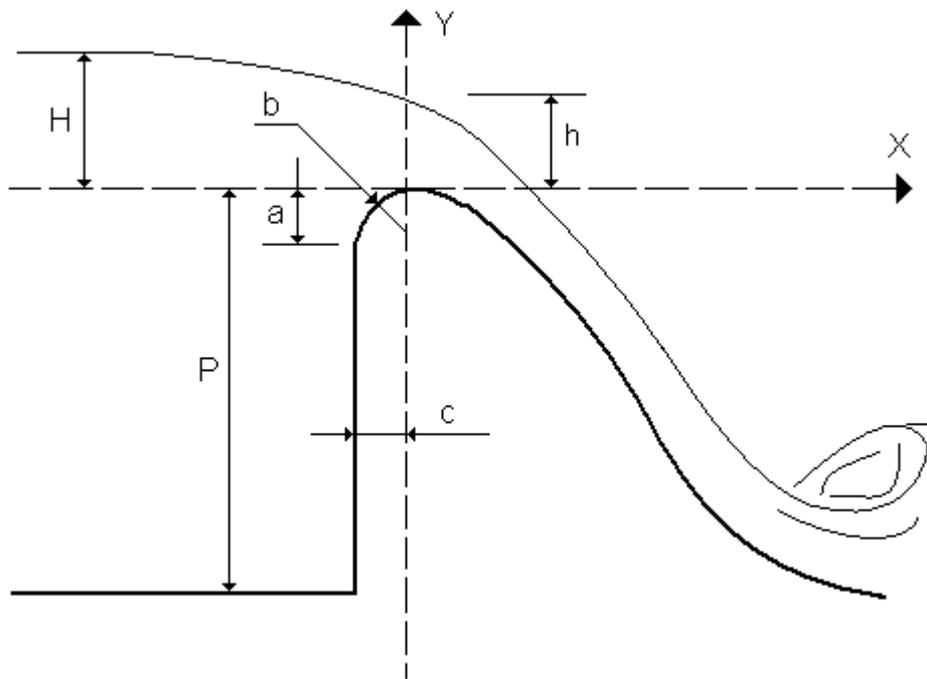
Le déversoir à pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionner en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme.

On adopte à un déversoir à profil Creager qui à l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

La figure suivante montre les différents paramètres du profil normal du déversoir.

(<sup>1</sup>) Design of Small Dams ; 1987.Figure 9.23.

(<sup>2</sup>) Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004.page25.



**Figure N° IV.03:** Les paramètres du profil d'un déversoir

On a:

$$\begin{cases} a = 0.12 \times H = 0.12 \times 2.4 = 0.29 \text{ m} \\ b = 0.4 \times H = 0.4 \times 2.4 = 0.96 \text{ m} \\ c = 0.3 \times H = 0.3 \times 2.4 = 0.72 \text{ m} \end{cases}$$

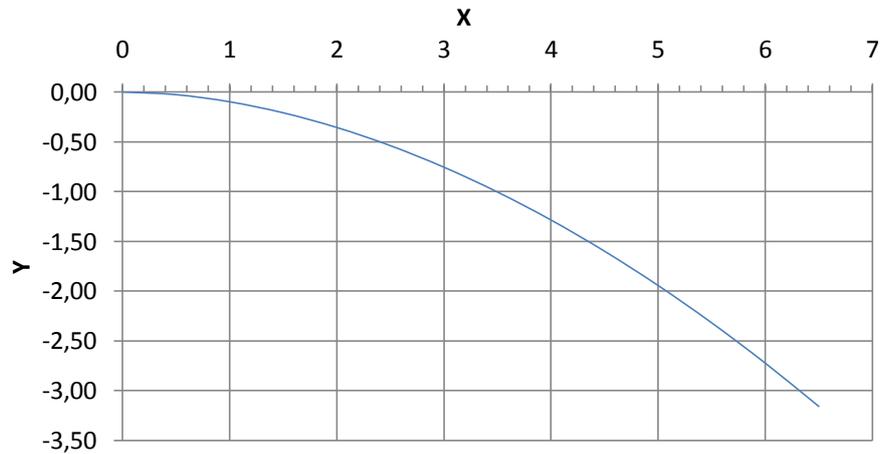
Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression du Creager suivante :

$$y = -\frac{(x^{1.85})}{2 \times H^{1.85}} \dots \dots \dots (IV.02)$$

Les résultats du calcul des coordonnées (x,y) sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau N°IV.01 :** Les coordonnées du profil de déversoir.

X	Y
0.0	-0.00
0.5	-0.03
1.0	-0.10
1.5	-0.21
2.0	-0.36
2.5	-0.54
3.0	-0.76
3.5	-1.00
4.0	-1.29
4.5	-1.60
5.0	-1.94
5.5	-2.32
6.0	-2.72
6.5	-3.16
7.0	-3.62



**Figure N°IV.04:** Profil Creager du déversoir.

– Calcul hydraulique : seuil en dénoyé :

Soit la formule générale du débit :

$$Q = \mu \times L \times \sqrt{2g} \times h^{3/2} \dots\dots\dots(IV.03)$$

Avec : Q : Le débit maximum déversant en m<sup>3</sup>/s.

μ : Coefficient de débit.

L : La largeur du déversoir en m.

h : La charge déversant en m.

On a: H = 2.40 m

Avec:

$$H = h + \alpha \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(IV.04)$$

α : Coefficient de Coriolis= (1 ÷ 1.1) , on prend α= 1 pour simplifier les calculs.

On prend aussi: h=2.0 m, puis on va préciser cette valeur de (h) par les calculs suivants.

Le coefficient de débit pour les seuils normaux (profil Creager, profil Scimeni) varie de 0.45

(C=1.99) à 0.49 (C=2.17) ; avec C est le coefficient de Chézy. <sup>(3)</sup>

Pour notre cas, on prend un coefficient de débit : μ = 0,49.

D'où :

$$b = \frac{Q}{\mu \times \sqrt{2g} \times h^{3/2}} = \frac{320}{0.49 \times \sqrt{19.62} \times 2^{3/2}} = 52.13 \text{ m} \approx 52.2 \text{ m}$$

On a arrondis la valeur de b à 55 m pour diminuer la lame d'eau déversant.

$$D'où : h = \left( \frac{Q}{\mu \times b \times \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left( \frac{320}{0.49 \times 55 \times \sqrt{19.62}} \right)^{2/3} = 1,90 \text{ m}$$

<sup>(3)</sup> Techniques des barrages en aménagement rural, 1974. Page : 176.

La vitesse de l'écoulement :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b \times h} = \frac{320}{55 \times 1,9} = 3.062 \text{ m/s}$$

$$\text{D'où : } \alpha \frac{V^2}{2g} = 1 \times \frac{3.062^2}{19.62} = 0.478 \text{ m}$$

$$H_{\text{seuil}} = h + \alpha \frac{V^2}{2g} = 1.9 + 0.478 = 2.378 \text{ m}$$

$$\text{La cote du plan d'eau : } Z_{p,e} = \text{NNR} + H_{\text{seuil}} = 163.6 + 2.378 = 165.97 \text{ m}$$

$Z_{p,e} < NPHE \Rightarrow$  Le calcul qu'on a fait est acceptable.

**Remarque :**

L'installation d'un évacuateur de crues à entonnement frontal sur la rive gauche avec un déversoir rectiligne de longueur de 40 m va créer un volume de terrassement important et un talus instable de côté rive. Nous pouvons éviter ce problème en installant un déversoir avec une forme non rectiligne pour obtenir un chenal dont la largeur est acceptable, en gardant la même longueur du seuil déversant.

Le comportement de l'ouvrage doit être vérifié par un model réduit, parce que on aura un changement des caractéristiques de l'écoulement dans le chenal.

Il existe plusieurs formes spéciales du seuil déversant en plan, la figure suivante nous montre quelques types.

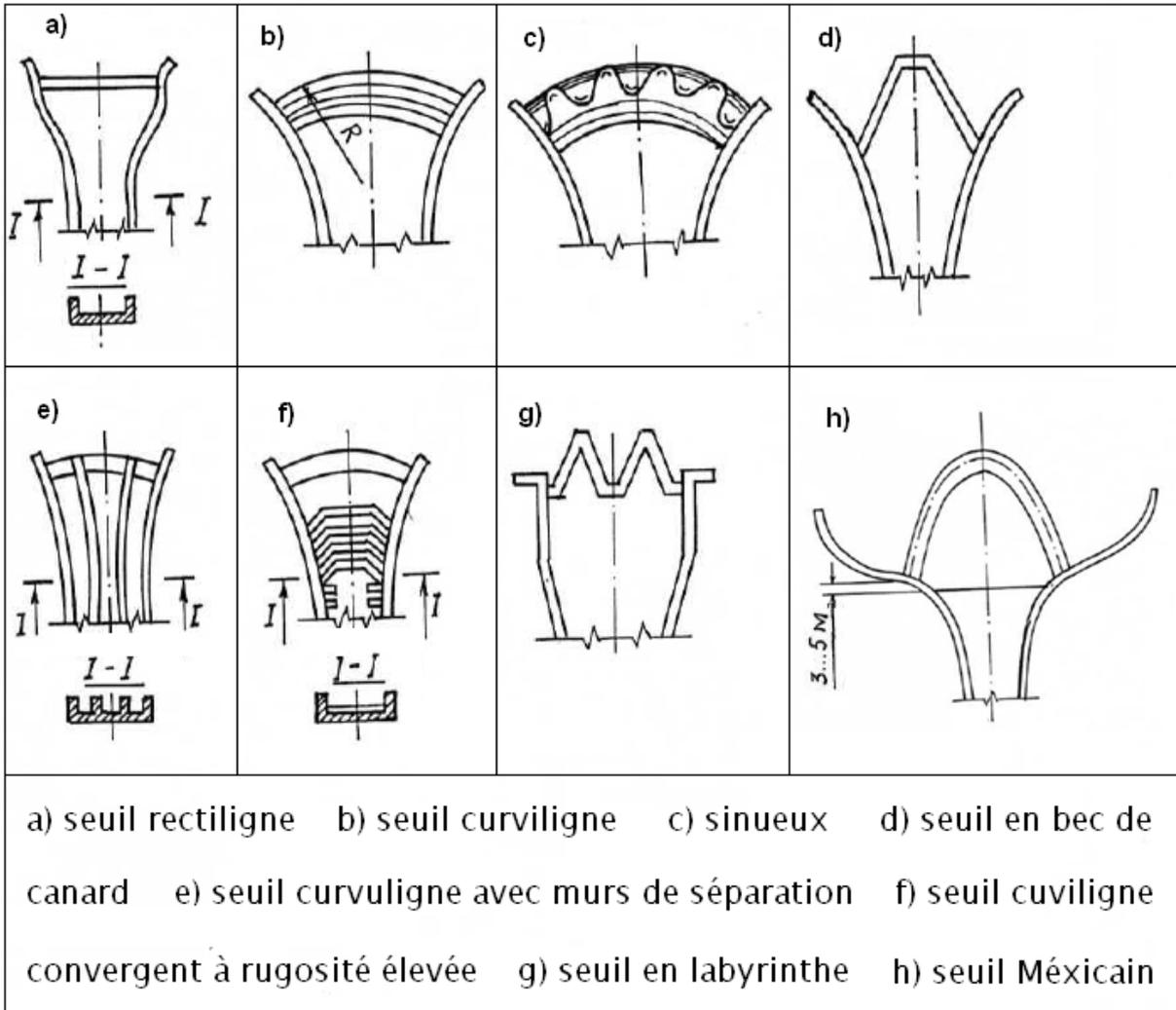


Figure N° IV.05 : Formes du seuil en plan <sup>(4)</sup>

Les calculs hydrauliques se feront en acceptant un déversoir frontal rectiligne parce les moyens d'étudier le comportement de l'ouvrage par un model réduit sont restreint.

**4.1.3. Chenal d'écoulement :**

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieur à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire. Dans notre cas, le chenal a une largeur de 40 m, une pente de 0.1% et une longueur déterminée topographiquement de 20 m.

- La profondeur critique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \times \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots (IV.05)$$

Avec :

- Q : Le débit maximum à évacuer en m<sup>3</sup>/s ;
- b : La largeur du déversoir en m.

<sup>(4)</sup> Constructions Hydrauliques (III), 1991. Par : Med Hireche.

Application numérique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \times \left(\frac{320}{40}\right)^2} = 1.87 \text{ m}$$

$$h_c = 1.87 \text{ m}$$

- La pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning suivante :

$$Q = K \times S \times R_H^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots(IV.06)$$

Avec :

$R_H$  : rayon hydraulique en m ;

$I$  : pente en m/m ;

$S$  : section mouillée en  $m^2$  ;

$K$  : coefficient de Manning – Strickler : ce coefficient dépend de la nature des parois.

$K = 20$  à  $40$  Pour des canaux rocheux en mauvais état.

$K = 80$  à  $100$  Pour le béton lisse et fonte revêtue. <sup>(5)</sup>

On prend :  $K = 80 \text{ m}^{1/3}/s$

Pour une section rectangulaire :

$$I_{cr} = \left[ \frac{Q \times (b + (2 \times h_c)^{2/3})}{K \times (b \times h_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(IV.07)$$

Application numérique :

$$I_{cr} = \left[ \frac{320 \times (40 + 2 \times 1.87)^{2/3}}{80 \times (40 \times 1.87)^{5/3}} \right]^2 = 0.0014 \text{ m/m}$$

$$I_{cr} = 0.0014 \text{ m/m}$$

$I = 0.001 \text{ m/m} < I_{cr} = 0.014 \text{ m/m} \Rightarrow$  La condition de la pente pour le chenal d'écoulement est vérifiée.

- La profondeur normale ( $h_n$ ):

La profondeur normale  $h_n$  est la profondeur qui apparaît pour le débit  $Q$  et la pente  $I$  du chenal si l'écoulement était uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$Q = S \times C \times \sqrt{R \times I} \dots\dots\dots(IV.08)$$

Avec :

$S$  : Section du chenal d'écoulement en  $m^2$ .

$C$  : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en  $\frac{m^{1/2}}{s}$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \dots\dots\dots(IV.09)$$

$n$  : Coefficient de rugosité de Manning en  $\frac{s}{m^{1/2}}$ .

<sup>(5)</sup> Hydrologie de surface (Eléments d'hydraulique générale), 2003. Par : J.P.Laborde. Page : 30.

Le tableau représenté en annexe N°IV.03 donne quelques valeurs de n en fonction du type du canal. On prend :  $n = 0.013 \text{ s/m}^{0.5}$  (béton).

R : Rayon hydraulique en m.

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2 h_n + b} \dots\dots\dots (IV.10)$$

P : Le périmètre mouillé en m.

b : La largeur du chenal d'écoulement en m.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \times I^{1/2} (b \times h_n)^{5/3} (2h_n + b)^{-2/3} \dots\dots\dots (IV.11)$$

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant.

**Tableau N°IV.02:** Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement.

Q (m <sup>3</sup> /s)	h <sub>n</sub> (m)
289,89	2,00
301,62	2,05
313,50	2,10
<b>320,71</b>	<b>2,13</b>
325,55	2,15
337,76	2,20

D'où :  $h_n = 2.13 \text{ m}$

$$\boxed{h_n = 2.13 \text{ m}}$$

$h_n = 2.13 \text{ m} > h_c = 1.87 \text{ m} \Rightarrow$  La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est fluvial.

**4.1.4. Calcul du convergent :**

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier.

Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

Le convergent doit être dimensionné de telle sorte que la condition suivante est vérifiée :

$$tg(\alpha) < \frac{1}{3F} \dots\dots\dots (IV.12)$$

**a. La longueur du convergent:**

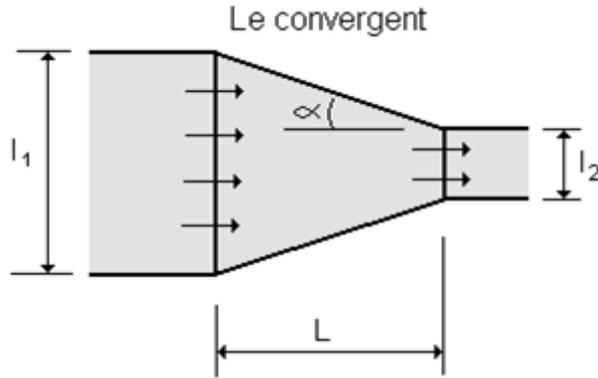
La longueur du convergent est estimée par la formule <sup>(6)</sup> suivante :

$$L = 1.6(l_1 - l_2) \dots\dots\dots (IV.13)$$

Avec :

$l_1$  : La largeur au plafond du bief amont en m.

$l_2$  : La largeur au plafond de la section de contrôle en m, c'est la largeur du coursier au même temps.



**Figure N° IV.07 :** Schéma d'un convergent

La largeur finale du convergent se calcul par la formule <sup>(7)</sup> suivante :

$$l_2 = 0.7 \sqrt{\frac{Q^2}{gP^3}} \dots\dots\dots (IV.14)$$

$$P = \left( h + \frac{Q^2}{18.46 b^2 h^2} \right) - H \dots\dots\dots (IV.15)$$

Avec :

$P$  : Hauteur des parements des eaux en aval (m)

$g$  : Accélération de la gravité ( $m/s^2$ ).

Application numérique :

$$P = 2.13 + \frac{320^2}{18.46 \times 40^2 \times 2.13^2} - 2.4 = 0.49$$

$$l_2 = 0.07 \sqrt{\frac{320^2}{9.81 \times 0.49^3}} = 20.85 \approx 21 \text{ m}$$

$$L = 1.6 (40 - 21) = 30.4 \approx 30.5 \text{ m}$$

$$\boxed{L = 30.5 \text{ m}}$$

On revient à la condition (formule IV.12) :

$$tg(\alpha) = \frac{(l_1 - l_2)/2}{L} = \frac{(40 - 21)/2}{30.5} = 0.31$$

<sup>(6)</sup> Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004.page33.

<sup>(7)</sup> Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004.page33.

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} \dots\dots\dots (IV.15)$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement en m/s.
- g : l'accélération de la pesanteur =  $9.81 \text{ m/s}^2$ .
- h : Le tirant d'eau en m.

Application numérique :

$$V = \frac{Q}{l_1 \times h} = \frac{320}{40 \times 2.13} = 3.76 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{3.76}{\sqrt{9.81 \times 2.13}} = 0.82$$

$$\frac{1}{3 \times F} = \frac{1}{3 \times 0.82} = 0.41$$

D'où :  $tg(\alpha) = 0.31 < \frac{1}{3F} = 0.41 \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

**b. La profondeur à la fin du convergent :**

La section d'écoulement intermédiaire entre le convergent et le coursier est une section de contrôle. Le tirant d'eau dans cette section égale à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement du fluvial à l'écoulement torrentiel.

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique (IV.05) ; on aura :

$$h = h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \times \left(\frac{320}{21}\right)^2} = 2.87 \text{ m} \quad \boxed{y_c = 2.87 \text{ m}}$$

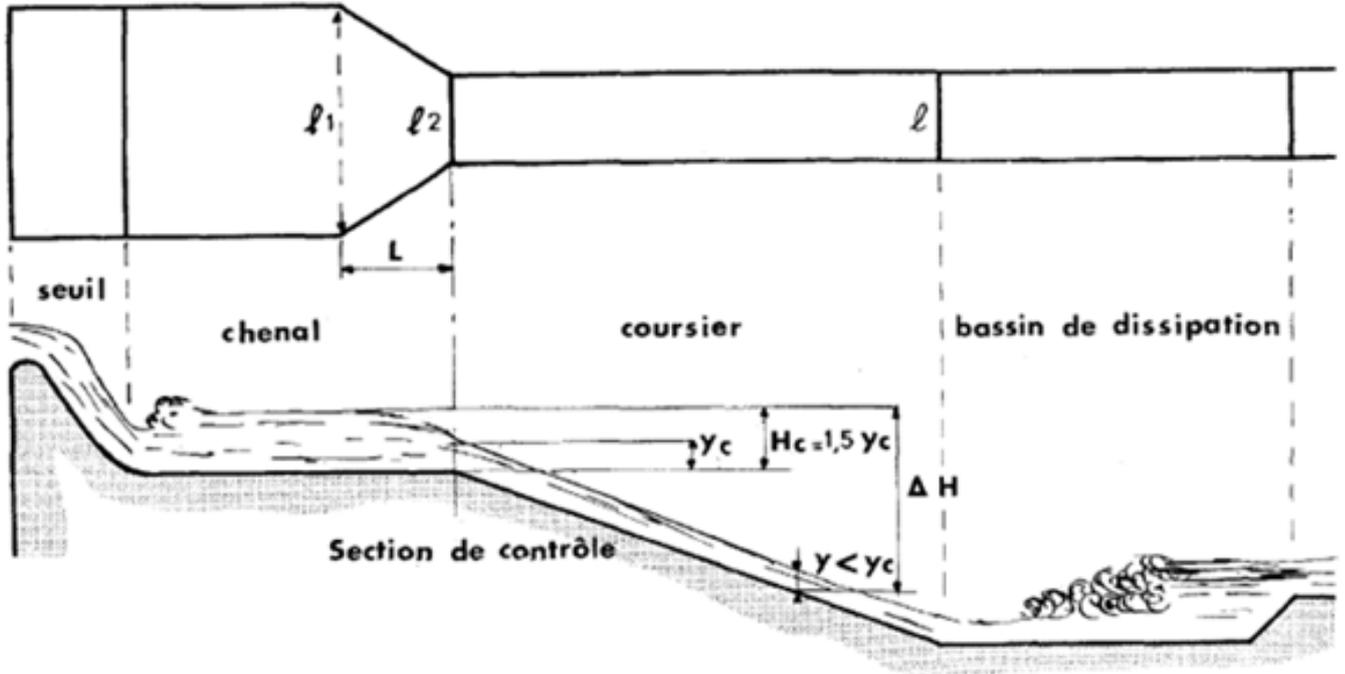
**c. La vitesse à la sortie du convergent :**

$$V = \frac{Q}{l_2 \times h} = \frac{320}{21 \times 2.87} = 5.31 \text{ m/s} \quad \boxed{V = 5.31 \text{ m/s}}$$

**4.1.5. Coursier :**

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

– Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :



**Figure N° IV.08** : Schéma de calcul de la ligne d'eau dans le coursier <sup>(8)</sup>.

A : est la section de contrôle (la section entre le convergent et le coursier), le tirant d'eau est égal à la hauteur critique ( $h_c$ ) .

Le long du coursier, il devient inférieur à  $h_c$ . Il s'estime à partir de l'abaque donné en annexe N°IV.04. C'est un graphe qui donne  $y/H_s$  rapport du tirant d'eau à l'énergie spécifique en fonction de l'expression :

$$\frac{Q}{\sqrt{2g} \times l \times H_s^{3/2}} \dots \dots \dots (IV.19)$$

Avec :

- $Q$  : Le débit à évacuer en  $m^3/s$ .
- $l$  : La largeur du coursier en m.
- $H_s$  : L'énergie spécifique en m.

Les données initiales pour le calcul de la ligne d'eau sont présentées dans le tableau suivant.

**Tableau N°IV.03** : Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.

$Q (m^3/s)$	Strickler	$I (m/m)$	$h_n (m)$	$h_c (m)$	$L (m)$
320	80	0.15	2.87	2.87	190

<sup>(8)</sup> Technique des barrages en aménagement rural, 1974. Page : 181.

Le procédé de calcul de la ligne d'eau consiste à :

- a) Choisir un pas de distance  $\Delta x$  ;
- b) Calculer  $\Delta H$  la dénivelée du fond par rapport à  $h_c$  considéré comme niveau de référence.

$$\Delta H = I \cdot \Delta x \dots\dots\dots(\text{IV.20})$$

Avec :

$I$  : La pente ;

$\Delta x$  : Pas de distance ;

- c) Calculer  $H_S$  ; l'énergie spécifique pour chaque section de calcul ;

$$H_S = \Delta H - j \dots\dots\dots(\text{IV.21})$$

Avec :  $j$  est la perte de charge.

La perte de charge peut être estimée de la façon suivante :

- Si la longueur du coursier est inférieure à 5 fois  $\Delta H$ , prendre  $j = 0.1 \Delta H$  .
- Si non (ce qui le cas le plus courant), prendre  $j = 0.2 \Delta H$  constitue une bonne approximation. <sup>(9)</sup>

- d) Calculer le coefficient  $\eta$  donné par la formule suivante :

$$\eta = \frac{m \times H_S}{l} \dots\dots\dots(\text{IV.22})$$

Dans notre cas ce coefficient est nul car la section du coursier est rectangulaire ( $m = 0$ )

- e) Calculer le paramètre :  $\frac{Q}{\sqrt{2g} \times l \times H_S^{3/2}}$  ;
- f) Connaissant ce paramètre et le coefficient  $\eta = 0$  , tirer à partir de l'abaque donné en annexe (N° IV.04) le rapport  $\frac{Y}{H_S}$  .
- g) Refaire le même procédé jusqu'on arrive à la dernière section intermédiaire entre le coursier et le bassin de dissipation.

Les résultats des calculs de la ligne d'eau dans le coursier sont présentés dans le tableau suivant et la représentation graphique est sur la figure N°IV.09.

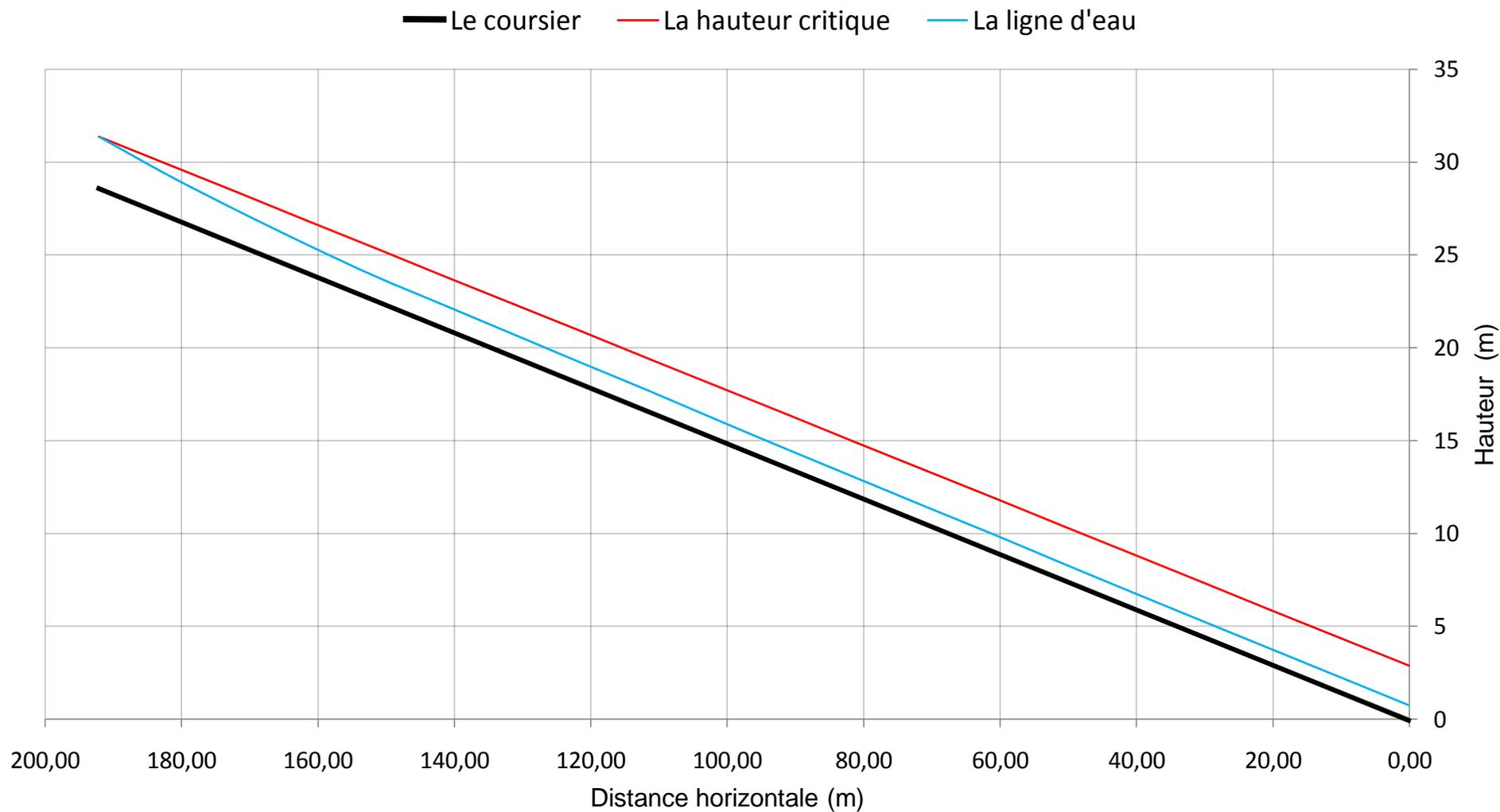
---

<sup>(9)</sup> Technique des barrages en aménagement rural, 1974. Page : 181.

**Tableau N°IV.04** : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

L (m)	$\Delta x$ (m)	$\Delta H$ (m)	$5 \times \Delta H$ (m)	Test	j (m)	$H_s$ (m)	A	$h/H_s$	h (m)
0	-	2,87	-	Si $L < 5 \times \Delta H$ $\Rightarrow j = 0,1. \Delta H$	-	-	-	-	2.87
10	10	4,37	21,85		0,437	3,933	0,463	0,650	2,56
20	10	5,87	29,35		0,587	5,283	0,297	0,380	2,01
30	10	7,37	36,85		0,737	6,633	0,211	0,240	1,59
40	10	8,87	44,35		0,887	7,983	0,160	0,170	1,36
50	10	10,37	51,85		1,037	9,333	0,127	0,140	1,31
60	10	11,87	59,35	Si $L > 5 \times \Delta H$ $\Rightarrow j = 0,2. \Delta H$	2,374	9,496	0,123	0,130	1,23
70	10	13,37	66,85		2,674	10,696	0,103	0,110	1,18
80	10	14,87	74,35		2,974	11,896	0,088	0,095	1,13
90	10	16,37	81,85		3,274	13,096	0,076	0,080	1,05
100	10	17,87	89,35		3,574	14,296	0,067	0,070	1,00
110	10	19,37	96,85		3,874	15,496	0,059	0,062	0,96
120	10	20,87	104,35		4,174	16,696	0,053	0,055	0,92
130	10	22,37	111,85		4,474	17,896	0,048	0,050	0,89
140	10	23,87	119,35		4,774	19,096	0,043	0,044	0,84
150	10	25,37	126,85		5,074	20,296	0,040	0,040	0,81
160	10	26,87	134,35		5,374	21,496	0,036	0,037	0,80
170	10	28,37	141,85		5,674	22,696	0,033	0,034	0,77
180	10	29,87	149,35		5,974	23,896	0,031	0,032	0,76
190	10	31,37	156,85		6,274	25,096	0,029	0,030	0,75

Avec :  $A = \frac{Q}{\sqrt{2g} \times l \times H_s^{3/2}}$



**Figure N°IV.09:** La ligne d'eau dans le coursier

- Calcul de la vitesse et le nombre de Froude à la sortie du coursier :

$$\begin{cases} V = \frac{Q}{S} = \frac{320}{21 \times 0.75} = 20.32 \text{ m/s} \\ F = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} = \frac{20.32}{\sqrt{9.81 \times 0.75}} = 7.5 \end{cases}$$

#### 4.1.6. Bassin de dissipation :

L'énergie de l'eau arrivée avec une vitesse d'écoulement importante doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement, donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial.

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation = 20.32 m/s > 15 m/s et le nombre de Froude = 7.5 > 4.5 . Donc, d'après les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » : le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type III. Le schéma de ce type de bassin, les abaques de calcul du tirant d'eau aval et la longueur du bassin sont représenté en annexe N°IV.08.

A partir de ces abaques, on tire les paramètres suivants :

$$\begin{cases} \frac{Y_2}{Y_1} = 10.2 \Rightarrow Y_2 = 10.2 \times 0.75 = 7.56 \text{ m} \\ \frac{L}{Y_2} = 4.2 \text{ D'où : } L = 7.56 \times 4.2 = 32.13 \text{ m} \end{cases}$$

$$Y_2 = 7.56 \text{ m}$$

$$L \approx 32 \text{ m}$$

Avec :

$Y_1$  : Tirant d'eau avant le ressaut.

$Y_2$  : Tirant d'eau après le ressaut.

$L$  : Longueur du ressaut.

- Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 0.75 \text{ m}$$

Avec :

$h_1$  : La hauteur du bloc de chute,

$a_1$  : L'épaisseur du bloc de chute,

$e_1$  : L'espacement entre deux blocs de chutes successives.

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{20}{0.75+0.75} = 14 \text{ blocs}$$

- Dimensionnement du seuil denté :

$$h_2 = 0.2 y_2 = 0.2 \times 7.56 = 1.51 \text{ m} \approx 1.5 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.15 y_2 = 0.15 \times 7.56 = 1.13 \text{ m} \approx 1.2 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.15 y_2 = 0.15 \times 7.56 \approx 1.2 \text{ m}$$

Avec :

$h_2$  : La hauteur du seuil denté,

$a_2$  : L'épaisseur du seuil denté,

$e_2$  : L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

$$\text{Le nombre des seuils dentés} = \frac{21}{1.2+1.2} = 9 \text{ seuils dentés}$$

**4.1.7. Canal de restitution :**

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

- La hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2\right) \times K \dots\dots\dots (IV.23)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \dots\dots\dots (IV.24) \\ \sigma = \frac{K \times m}{b} \dots\dots\dots (IV.25) \end{array} \right.$$

Application numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \sqrt[3]{\frac{320^2}{9.81 \times 21^2}} = 2.87 \\ \sigma = \frac{2.87 \times 1}{21} = 0.14 \end{array} \right.$$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0.14}{3} + 0.015 \times 0.14^2\right) \times 2.87 = 2.74 \text{ m} \quad \boxed{h_{cr} = 2.74 \text{ m}}$$

- Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \dots\dots\dots (IV.24)$$

Avec :

$$\begin{aligned} S_{cr} &= m \times h_{cr}^2 + b \times h_c \\ P_{cr} &= b + h_{cr} \times \sqrt{1 + m^2} \\ R_{cr} &= \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \\ C_{cr} &= \frac{1}{n} \times R_{cr}^{1/6} \end{aligned}$$

Application numérique :

$$\begin{aligned} S_{cr} &= 1 \times 2.74^2 + 21 \times 2.74 = 65 \text{ m}^2 \\ P_{cr} &= 21 + 2.74 \times \sqrt{1 + 1^2} = 24.87 \text{ m} \\ R_{cr} &= \frac{65.0}{24.87} = 2.61 \text{ m} \\ C_{cr} &= \frac{1}{0.023} \times 2.61^{1/6} = 51.02 \end{aligned}$$

$$D'où : I_{cr} = \frac{320^2}{65^2 \times 51.02^2 \times 2.61} = 0.0036 \text{ m/m} \quad \boxed{I_{cr} = 0.0036 \text{ m/m}}$$

- La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le CANALP, on a trouvé :  $h_n = 2.82 \text{ m}$ .

- Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} = \frac{320}{1 \times 2.82^2 + 21 \times 2.82} = 4.76 \text{ m/s} . \quad \boxed{V = 4.76 \text{ m/s}}$$

**Remarque :**

Le sol du canal est constitué par des blocs d'alluvions grossiers.

La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est :  $V_{adm} = (1.80 \div 2.20) \text{ m/s}$  .

Pour réduire la vitesse, on augmente la section d'écoulement ou on crée une perte de charge par des roches de dimensions entre 800 et 1000 mm.

**4.2. Calcul de la hauteur des murs bajoyers :**

Les murs bajoyers assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

**4.2.1. Chenal d'écoulement :**

La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement atteint la crête du barrage. D'après le calcul hydrologique, on a les valeurs suivantes :

Le niveau normale de la retenue :  $NNR = 163.6 \text{ m}$  .

Le niveau de la plus hautes eaux :  $NPHE = 166.0 \text{ m}$  .

Si on prend pour la revanche une valeur de  $R = 2.6 \text{ m}$  on aura :

$H = NPHE - NNR + R = 166.0 - 163.6 + 2.6 = 5.0 \text{ m}$   $H = 5.0 \text{ m}$

**4.2.2. Le coursier :**

- Hauteur du mur au début du coursier  $h_m$  :

$$h_m = h + r$$

Avec :

$h$  : Le tirant d'eau

$r$  : La revanche donnée par la formule suivante :

$r = 0.61 + 0.14 V^{1/3}$  .....(IV.25)

$V$  : est la vitesse d'écoulement au début du coursier.

Application numérique :

$V = \frac{Q}{S} = \frac{320}{10 \times 2.57} = 12.45 \text{ m/s}$

$r = 0.61 + 0.14 \times 12.45^{1/3} = 0.93 \approx 1.0 \text{ m}$

$h_m = 2.57 + 1.0 = 3.57 \approx 3.6 \text{ m}$   $h_m = 3.6 \text{ m}$

- Hauteur du mur à la fin du coursier :

$V = 20.13 \text{ m/s}$

$r = 0.61 + 0.14 \times 20.13^{1/3} = 0.99 \approx 1.0 \text{ m}$

$h_m = 1.59 + 1.0 = 2.59 \text{ m} \approx 2.6 \text{ m}$   $h_m = 2.6 \text{ m}$

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend une hauteur constante le long du coursier égale à 4 m.

**4.2.3. Le bassin de dissipation :**

$V = 15.24 \text{ m/s}$

$r = 0.61 + 0.14 \times 15.24^{1/3} = 0.69 \text{ m} \approx 0.7 \text{ m}$

$h_m = 6.32 + 0.7 = 7.02 \text{ m}$  On prend :  $h_m = 7.0 \text{ m}$

La vue en plan et le profil de l'évacuateur de crue à entonnement frontal sont représentés sur l'annexe N°IV.09.

**4.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier :**

**4.3.1. Vérification de l'apparition des vagues roulantes :**

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé. Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\begin{cases} \frac{b}{h} < (10 \div 12) \\ F^2 < 40 \end{cases}$$

Avec :

$b$  : Largeur du coursier,

$h$  : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

$F$  : Nombre de Froude.

$$\begin{cases} \frac{21}{2.78} = 7.55 < 10 \\ F^2 = 5.10^2 = 26.01 < 40 \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'existe pas un risque d'apparition des vagues roulantes.

**4.3.2. Le phénomène d'entraînement de l'air naturel :**

L'entraînement d'air dans l'écoulement conduit à un mélange air-eau et le gonflement de l'écoulement non aéré. Staub et Anderson ont démontré que l'aération de l'écoulement, commençait dans une zone, ou la couche limite atteignait la surface de l'eau, à partir d'une distance ( $D$ ) de l'amont. Des essais ainsi que des calculs, montrent que ( $D$ ), croît avec le débit spécifique ( $q$ ) pour une rugosité et une pente du radier du coursier  $i$  données. La position de  $D$  peut être exprimée par :

$$\frac{D}{n} = f \left( \left( \frac{q}{\sqrt{g \times n^3}} \right), i \right) \dots\dots\dots (IV.26)$$

Application numérique :

On a :  $q = \frac{320}{21} = 15.24 \text{ m}^3/s$  et  $n = 0.028$

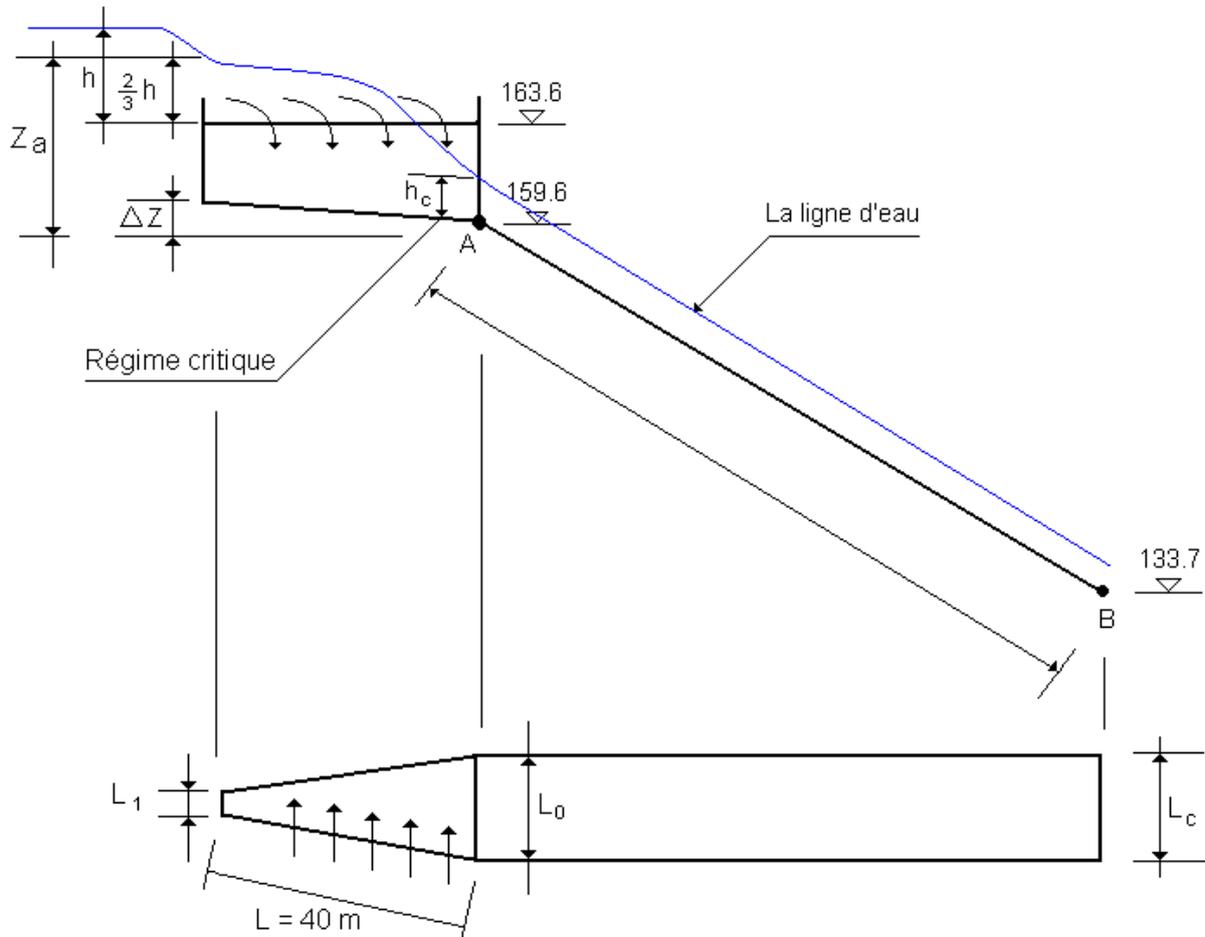
D'où :  $\frac{320}{\sqrt{9.81 \times 0.028^3}} = 21\ 806$

On a :  $i = 15 \%$  , on tire à partir de l'abaque (voir l'annexe N°IV.11) ; le rapport  $\frac{D}{n} = 17500$  ce qui donne une distance  $D = 17500 \times 0.028 = 490 \text{ m}$ .

Sachant que la longueur du coursier dans notre cas est de 190 m ce que veut dire il n'aura pas un entraînement de l'air naturel dans l'eau pendant le fonctionnement du coursier.

**5. Evacuateur latéral à entonnement latéral :**  
**5.1. Dimensionnement et calcul hydraulique :**

L'évacuateur de crues de surface à entonnement latéral se constitue en général d'un déversoir latéral, un coursier et un bassin de dissipation. Pour le calcul hydraulique, on est besoins des données représentées sur la figure suivante.



**Figure N°IV.10 :** Schéma de calcul d'un évacuateur de crues.

$h_c$  : est la profondeur critique, c'est la ou on a un changement de pente.

On prend directement en fonction de la topographie les paramètres suivants :

$$\begin{cases} L_1 = 10 \text{ m} \\ L_0 = 20 \text{ m} \\ L_c = 20 \text{ m} \end{cases}$$

Et on calcul les rapports :

$$\frac{L_0}{L_c} = 1 \quad \text{et} \quad \frac{L_1}{L_0} = \frac{6}{10} = 0.5$$

- **Calcul  $y_A$  (le tirant d'eau au point A) :**

$$y_A = y_c$$

On a la formule du nombre de Froude pour le régime critique :

$$F^2 = \frac{Q^2 \times B}{g \times S^3} = 1 \dots\dots\dots (IV.27)$$

La section d'écoulement est rectangulaire.

Pour une section rectangulaire, on a :

$$\begin{cases} S = y_c \cdot L_0 \dots\dots\dots (IV.28) \\ B = L_0 + 2y_c \dots\dots\dots (IV.29) \end{cases}$$

En remplaçant ces deux paramètres dans la formule (IV.27), on aura :

$$\frac{(L_0+2y_c)Q^2}{g(y_c \cdot L_0)^3} = 1 \dots\dots\dots (IV.30)$$

Application numérique :

$\frac{(20+2y_c)320^2}{9.81(20y_c)^3} = 1 \Rightarrow$  La résolution de cette équation se fait par itération, les résultats trouvés sont représentées dans le tableau suivant.

**Tableau N°IV.05** : Calcul de la profondeur critique

$y_c$	$\frac{(20 + 2y_c)320^2}{9.81(20y_c)^3}$
3	1,26
3,1	1,15
3,2	1,05
3,25	1,01
3,3	0,97
3,4	0,89
3,5	0,82

D'où :  $y_A = 3.25 \text{ m}$

- **Calcul la charge spécifique au point A :**

$$H_{S.C} = y_c + \frac{v_c^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.31)$$

$$H_{S.C} = y_c + \frac{Q^2}{2gS^2} = y_c + \frac{Q^2}{2g(y_c \cdot L_0)^2}$$

Application numérique :

$$H_{S.C} = 3.25 + \frac{320^2}{19.62(3.25 \times 20)^2} = 4.48 \text{ m}$$

$H_{S.C} = 4.48 \text{ m}$

- Calcul les paramètres  $y'_c$  et  $L'_c$  :

$$y'_c = \frac{2}{3} H_{S.C} = \frac{2}{3} \times 4.48 = 2.99 \text{ m}$$

$$L'_c = \frac{0.59 Q}{H_{S.C}^{3/2}} = \frac{0.59 \times 320}{4.48^{3/2}} = 19.91 \text{ m}$$

- Calcul de U :

$$U = \frac{m \cdot y_c'}{L_c'} = \frac{0 \times 4.2.99}{19.91} = 0 \text{ (Section rectangulaire)}$$

- Calcul de  $Z_a$  :

On impose  $Z_a$  de façon que la condition  $Z_a < PE - C_A$  soit vérifiée.

Avec :

$PE$  : La cote du plan d'eau.

$C_A$  : La cote du point A.

$$PE - C_A = NNR + \frac{2}{3}h - C_A = 163.6 + \frac{2}{3} \times 2.4 - 159.6 = 5.6 \text{ m}$$

On prend :  $Z_a = 5.0 \text{ m}$  (raison de sécurité).

$$\boxed{Z_a = 5.0 \text{ m}}$$

- Calcul de  $\Delta Z$  :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_a}{y_c} = \frac{5}{2.99} = 1.67 \\ U = 0. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir de l'abaque (annexe IV.06) on tire le rapport: } \frac{\Delta Z}{y_c} = 0.35$$

$$\Rightarrow \Delta Z = 0.35 \times 2.99 = 1.05 \text{ m}$$

$$\boxed{\Delta Z = 1.05 \text{ m}}$$

- **Calcul du tirant d'eau au point B :**

La perte de charge est estimée égale à 20% de la charge totale :  $j = 0.2 \Delta H$

Donc, la charge spécifique au point B s'exprime par :

$$H_S(B) = 0.8[H_S(A) + Z_A - Z_B] \dots\dots\dots(\text{IV.32})$$

Application numérique :

$$H_S(B) = 0.8[4.48 + 159.6 - 133.7] = 24.30 \text{ m}$$

$$H_S(B) = 24.30 \text{ m} \xrightarrow{\text{Abaque (annexe IV.06)}} y_B = 1.12 \text{ m}$$

$$\boxed{y_B = 1.12 \text{ m}}$$

Connaissant le débit, la largeur du coursier et le tirant d'eau, on peut calculer la vitesse d'écoulement à la sortie du coursier et le nombre de Froude :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{Q}{S_B} = \frac{Q}{y_B \cdot L_c} = \frac{320}{1.12 \times 20} = 14.29 \text{ m/s} \\ F = \frac{V}{\sqrt{g \times h_2}} = \frac{14.29}{\sqrt{9.81 \times 1.12}} = 4.31 \end{array} \right.$$

- **Choix du bassin de dissipation :**

On a :

$$\left. \begin{array}{l} 2.5 < F = 4.31 < 4.5 \\ V = 14.29 \text{ m/s} \end{array} \right\} \text{ D'après les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » on choisi un bassin de type I.}$$

- **Calcul le tirant d'eau aval  $y_2$  :**

Connaissant le nombre de Froude, on tire à partir de l'abaque (voir l'annexe N°IV.03), le rapport :

$$\frac{y_2}{y_1} = 5.20 \Rightarrow y_2 = 5.6 \times y_1 = 5.6 \times 1.12 = 6.27 \text{ m}$$

$$\boxed{y_2 = 6.27 \text{ m}}$$

- Longueur du bassin :

$$\frac{L}{y_2} = 5.85 \Rightarrow L = 5.85 \times y_2 = 5.8 \times 6.27 = 36.68 \text{ m}$$

$$\boxed{L = 36.7 \text{ m}}$$

On prend :

- **Calcul des dimensions des blocs de chute :**

$$\text{La hauteur} = 2 \cdot y_1 = 2 \times 1.12 = 2.24 \text{ m}$$

$$\text{La longueur} = 2 \cdot y_1 = 2.24 \text{ m}$$

$$\text{L'épaisseur} = y_1 = 1.12 \text{ m} \approx 1.12 \text{ m}$$

$$\text{L'espacement} = y_1 \approx 1.12 \text{ m}$$

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{20}{2.24} = 8.93$$

Si on prend 9 blocs  $\Rightarrow 9 \times 2.24 = 20.16$  ; On aura un espacement de 0.5 m entre les deux blocs d'extrémité et le mur bajoyer.

- Le seuil terminal :

$$\text{La hauteur} = 1.25 \times y_1 = 1.25 \times 1.12 = 1.4 \text{ m}$$

- **Canal de restitution :**

Les dimensions et les paramètres hydrauliques du canal de restitution pour l'évacuateur de surface à entonnement latéral sont les même que celle à entonnement frontal calculé auparavant. On a trouvés les résultats représentées dans le tableau suivant.

**Tableau N°IV.06 :** Paramètres géométrique et hydraulique du canal de restitution.

La hauteur critique	2.82 m
La Pente critique	0.0069 m/m
La profondeur normale	2.15 m
Vitesse dans le canal	6.72 m/s

**5.2. Calcul de la hauteur des murs bajoyers :**

**5.2.1. Chenal d'écoulement :**

La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement est la même que celle trouvée pour l'évacuateur à entonnement frontal (voir le paragraphe 4.2.1). On a trouvé une hauteur de cinq mètres.

**5.2.2. Le coursier :**

- Hauteur du mur au début du coursier  $h_m$  :

Par une application numérique directe dans la formule (IV.25) :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{320}{20 \times 2.99} = 5,35 \text{ m/s}$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times 5.35^{1/3} = 0.85 \text{ m} \quad \text{on prend une revanche de } 1 \text{ m .}$$

$$h_m = 2.99 + 1.0 = 3.99 \approx 4 \text{ m}$$

$h_m = 4.0 \text{ m}$
-----------------------

- Hauteur du mur à la fin du coursier :

$$V = \frac{320}{20 \times 1.12} = 14.28 \text{ m/s}$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times 14.28^{1/3} = 0.95 \approx 1.0 \text{ m}$$

$$h_m = 1.12 + 1.0 = 2.12 \text{ m}$$

On prend une hauteur de :

$h_m = 2.5 \text{ m}$
-----------------------

Pour des raisons constructives, on divise le coursier en deux et on calcul la hauteur du mur au milieu.

On applique le théorème de Bernoulli entre la section (1) au point A et une section (2) se trouve à 90 m du même point.

$$Z_1 + h_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 + \alpha \frac{V_2^2}{2g} + \sum \Delta H_p \dots\dots\dots(IV.33)$$

Avec la perte de charge est estimée égale à :

$$\sum h_p = (0.05 \div 0.1) \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \dots\dots\dots(IV.34)$$

En remplaçant cette expression dans la formule (IV.33), on aura :

$$Z_1 + h_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 + \alpha \frac{V_2^2}{2g} + 0.1 \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g}$$

$$\Rightarrow (Z_1 - Z_2) + (h_1 - h_2) + 1.1 \alpha \left( \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right) = 0$$

Application numérique :

$$Z_1 - Z_2 = L \times I = 90 \times 0.15 = 13.5 \text{ m}$$

$$h_1 = 2.99 \text{ m}$$

$$1.1 \alpha \frac{V_1^2}{2g} = 1.1 \frac{Q^2}{2g(h_1 \times b)^2} = 1.1 \frac{320^2}{19.62 (2.99 \times 20)^2} = 1.6 \text{ m} \quad ; \text{ avec } \alpha = 1.$$

$$13.5 + 2.99 - h_2 + 1.6 - 1.1 \frac{320^2}{19.62 (h_2 \times 20)^2} = 0$$

$$\Rightarrow 18.09 - h_2 - \frac{14.35}{h_2^2} = 0$$

$$\Rightarrow h_2^3 - 18.09 h_2^2 + 14.35 = 0$$

Une équation de 3<sup>ième</sup> degré accepte trois racines. Pour facilité le calcul, on utilise l'Excel.  
Les résultats trouvés sont :

$$\begin{cases} h_2 = -1.528 \text{ m} \Rightarrow h_2 < 0 \text{ est impossible.} \\ h_2 = 1.95 \text{ m} \\ h_2 = 20.70 \text{ m} \Rightarrow h_2 > h_1 \text{ est impossible aussi.} \end{cases}$$

Alors le tirant d'eau dans cette section est  $h_2 = 1.95 \text{ m}$

D'où la hauteur du mur bajoyer devient :

$$V = \frac{320}{1.95 \times 20} = 8.20 \text{ m/s}$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times 8.20^{1/3} = 0.89 \text{ m} \approx 1.0 \text{ m}$$

$$h_m = 1.85 + 1.0 = 2.85 \text{ m}$$

Donc, le coursier est divisé en deux parties :

$$\begin{cases} L = (0 \div 90) \text{ m} \Rightarrow \text{La hauteur du mur bajoyer est } 4 \text{ m} \\ L = (90 \div 190) \text{ m} \Rightarrow \text{La hauteur du mur bajoyer est } 3 \text{ m} \end{cases}$$

### 5.2.3. Le bassin de dissipation :

$$V = 14.28 \text{ m/s}$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times 14.28^{1/3} \times 0.95 \approx 1 \text{ m}$$

$$h_m = 6.27 + 1.0 = 7.27 \text{ m} . \text{ On prend une hauteur de } 7.5 \text{ m.}$$

$$\boxed{h_m = 7.0 \text{ m}}$$

La vue en plan et le profil de cette variante sont représenté dans l'annexe N° IV.09.

## 5.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier :

### 5.3.1. Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\begin{cases} \frac{b}{h} < (10 \div 12) \\ F^2 < 40 \end{cases}$$

Avec :

$b$  : Largeur du coursier,

$h$  : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

$F$  : Nombre de Froude.

$$\begin{cases} \frac{20}{2.99} = 6.69 < 10 \\ F^2 = 4.3^2 = 18.5 < 40 \end{cases}$$

La première condition n'est pas vérifiée. C'est-à-dire, il y aura un risque d'apparition des vagues roulante mais il n'y aura pas un risque de débordement car le mur bajoyer dans le coursier est dimensionné avec un facteur de sécurité important.

### 5.3.2. Le phénomène d'entraînement de l'air naturel :

L'entraînement de l'air naturel dans l'eau pendant le fonctionnement du coursier est vérifié dans le premier cas (évacuateur latéral à entonnement frontal), parce que les paramètres qui ont une influence sur ce phénomène sont les même (le débit, la largeur du coursier et la pente).

## 6. Choix de la variante la plus favorable :

Le choix de la variante la plus favorable est basée sur plusieurs critères : le rendement de l'ouvrage, la stabilité, la difficulté et les exigences de réalisation et d'entretien, le cout et la durée de réalisation.

Les deux variantes calculées sont installées sur la rive gauche, c'est-à-dire qu'ont les même conditions topographique et géologique.

L'évacuateur latéral à entonnement latéral est facile à réaliser, peu volumineux, il donne un bon rendement mais il y a un risque de saturation si le débit évacué dépasse un peu le débit de dimensionnement.

Par contre, l'évacuateur latéral à entonnement frontal est un ouvrage très sur, facile à réaliser sur un barrage en béton, et facile à l'entretien mais il est difficile à réaliser sur un barrage en terre et difficile aussi à modifier.

Le tableau suivant représente une présentation des résultats trouvés par le calcul hydraulique

**Tableau N°IV.07** : Présentation des résultats de calcul hydraulique.

Les différentes dimensions		L'évacuateur latéral à entonnement frontal	L'évacuateur latéral à entonnement latéral
Déversoir			
	Largeur du seuil déversant	40 m	40 m
	Charge déversant	2.4 m	2.4 m
Chenal d'écoulement			
	Largeur	40 m	Varie de 10 à 20 m
	Longueur	20 m	40 m
Longueur du convergent		30.5 m	-
Coursier			
	Largeur	21 m	20 m
	Longueur	190 m	190 m
Bassin de dissipation			
	Type du bassin	Bassin à ressaut type III	Bassin à ressaut type I
	Longueur	32 m	36.7 m
	Largeur	21 m	20 m
Murs bajoyers			
	Chenal d'écoulement	5 m	5 m
	Convergent	Varie de 5 à 3.6 m	-
	Coursier	3.6 m pour (0÷90) m	4 m pour (0÷90) m
		2.6 m pour (90÷190) m	2.5 m pour (90÷190) m
	Bassin de dissipation	7 m	7 m

L'évacuateur latéral à entonnement frontal est déconseillé car il est :

- Difficile à réaliser surtout pour les barrages en terre.
- Un ouvrage coûteux par le volume du béton nécessaire pour le déversoir de profil Creager.
- Un volume de terrassement important pour l'installation du déversoir et le chenal d'écoulement à cause de la largeur de ce dernier qui égale à 40 m.

D'où, la variante choisie un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral parce que est le plus favorable pour un barrage en terre, donne un bon rendement, moins coûteux que le frontal de point de vue volume du béton et volume du terrassement.

### **CONCLUSION :**

Le barrage de Bounachi est en terre. Les barrages en terre sont protégés en générale par un évacuateur de crues latéral.

Dans ce chapitre, nous avons calculé deux types d'évacuateurs de crues possible sur la rive gauche : un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal et un autre à entonnement latéral.

Le premier se compose d'un canal d'approche, un déversoir type Creager d'une longueur de 40 m et une charge déversant de 2.4 m. La longueur du chenal d'écoulement est déterminée topographiquement. Elle est de 20 m. le tirant d'eau au niveau du chenal est de 2.13 m.

Un convergent est installé à la fin du chenal pour guider l'eau au coursier en diminuant la largeur jusqu'à 21 m à l'entrée du coursier. Le convergent a une longueur de 30.5 m. L'eau est dirigée vers le coursier avec une vitesse de 5.31 m/s et une hauteur d'eau de 2.87 m.

A la sortie du coursier, l'eau arrive avec une vitesse de 20.32 m/s et un tirant d'eau de 0.75 m. Le nombre de Froude calculé égal à 7,5. Le bassin de dissipation d'énergie à ressaut est installé de type III a une longueur de 32 m et une largeur même que celle du coursier (21 m).

La deuxième variante est l'évacuateur à entonnement latéral, le déversoir est rectiligne avec une longueur de 40 m. L'eau déversée est dirigée vers le coursier par un canal d'une section varie linéairement dont la largeur à la tête de l'évacuateur est de 10 m et égale à 20 m à l'entrée du coursier. L'écoulement dans le coursier commence avec un tirant d'eau de 3.25 m et de 1.12 à la fin. Le mur bajoyer au niveau du coursier est de 4 m pour les 90 m premier et de 2.5 m pour le reste du coursier.

L'eau à l'entrée du bassin de dissipation arrive avec une vitesse de 14.29 m/s et un nombre de Froude de 4,3. Le bassin est à ressaut de type I. Il a une longueur de 36.7 m.

Le choix de la variante est basé sur les dimensions trouvées. A l'aide de la comparaison faite entre les deux variantes ; représentée sur le tableau N°IV.08, nous constatons que la variante évacuateur latéral à entonnement latéral est la plus favorable.

Après le choix de la variante de l'évacuateur de crues, le calcul hydraulique et le dimensionnement de la variante choisie, il nous reste les calculs du génie civil : calcul de stabilité, le ferrailage, le coffrage et les quantités des matériaux nécessaires pour la construction (ciment, les armatures, les granulats, l'eau, les adjuvants, ...etc.).

# CALCUL DE GENIE CIVIL

## Introduction :

Dans le présent chapitre, nous allons calculer les armatures nécessaires pour l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différents charges exercées : la poussée des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau,

le poids propre de la structure,...etc. L'évacuateur de crues sera construit en béton armé. Le béton armé est constitué de béton et aciers.

Le béton est un matériau peu cher, qui résiste bien à la compression mais mal à la traction. L'acier est un matériau qui résiste aussi bien à la compression qu'à la traction mais plus cher que le béton. <sup>(10)</sup>

Le béton se compose de : l'eau, les granulats (sable et gravier), ciment et adjuvants qui sont des produits chimiques qui peuvent jouer différents rôles : ça pourra être des fluidifiant (il rend le fluide liquide), retardataire de prise (il retard le durcissement du béton) et accélérateurs de prise (il accélère le durcissement du béton). Il existe aussi des adjuvants appelées hydrofuges qui permettant au béton d'être imperméable.

Aujourd'hui, il est quasiment impossible de calculer un ouvrage manuellement, l'aide d'ordinateurs et de logiciels de calcul est devenue indispensable. Dans notre cas, on va utiliser un logiciel appelé SAP2000 (Structural Analysis System) version 6.11.

Nous sommes besoin dans notre calcul, les dimensions de différentes composantes de l'évacuateur calculées dans le chapitre IV (Choix et dimensionnement de l'évacuateur de crues). On est besoin aussi du bilan des charges exercées sur la structure.

### 1. Principes du calcul génie civil :

Le calcul de génie civil doit passée par le procédé suivant :

#### 1.1. Calcul de stabilité :

Avant de faire les calculs béton armé, il faudra vérifier la stabilité de l'ouvrage.

Il faudrait que ces trois stabilités soient vérifiées:

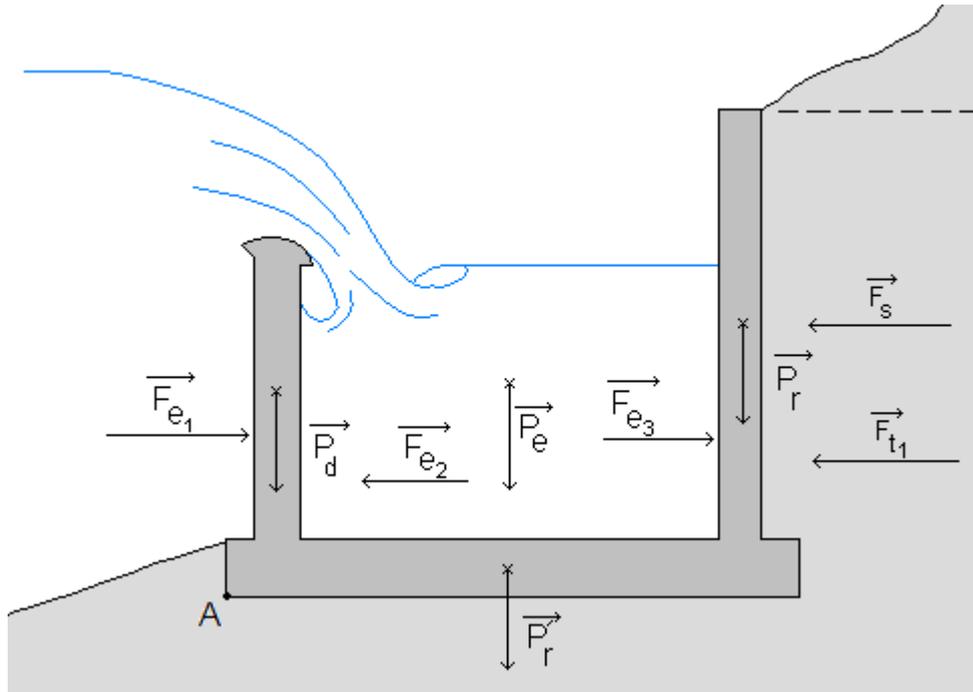
- Stabilité au renversement
- Stabilité au poinçonnement
- Stabilité au glissement

##### 1.1.1. Stabilité au renversement :

Le principe est de vérifié que l'ouvrage ne tourne pas autour de l'arête A (voir la figure ci-dessous) ; sous l'effet des forces horizontales.

---

<sup>(10)</sup> [http://fr.wikipedia.org/wiki/Béton\\_armé](http://fr.wikipedia.org/wiki/Béton_armé).



**Figure N°V.01** : Les charges exercées sur l'évacuateur de crues.

- **Les forces verticales :**

- $P_e$  : Poids de l'eau sur le radier.
- $P_d$  : Poids propre du seuil déversant.
- $P_r$  : Poids propre du rideau.
- $P'_r$  : Poids propre du radier.

- **Les forces horizontales :**

Le qui se trouve derrière le rideau crée une force horizontale qui a tendance à renverser l'ouvrage. Si l'ouvrage est en service (cas d'évacuation des eaux) ; des forces d'hydrodynamique s'exerce sur le rideau et le seuil déversant (dans les deux cotées) ont une résultante dirigées vers le sens inverse de celle de la poussée des terres, c'est-à-dire que la poussée de l'eau est une force stabilisatrice. D'où l'ouvrage subit d'un risque de renversement s'il n'y a pas de l'eau.

Les forces horizontales sont :

- $F_{e1}$  et  $F_{e2}$  : Poussée de l'eau sur le seuil déversant des deux cotées.
- $F_{e3}$  : Poussée de l'eau sur le rideau.
- $F_{t1}$  : Force résultante due à la poussée des terres égale à l'air du diagramme des pressions. Le centre d'application de cette force est le centre de gravité du triangle de pression.
- $F_s$  : Force due à la sur charge.

Le principe de la vérification de la stabilité au renversement est de vérifier que :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 3 \dots\dots\dots(V.01)$$

Avec :

3 : coefficient de sécurité donnée par le règlement B.A.E.L. (béton armé états limites).

$M_s$  : Moment stabilisateur.

$M_r$  : Moment renversant ; somme des moments des forces horizontales par rapport à A.

### 1.1.2. Stabilité au poinçonnement :

Le poinçonnement est le renversement de l'ouvrage autour d'un point G se trouve au centre de gravité de la base du radier.

- $\overline{\sigma_{sol}}$  : est la contrainte maximale que peut supposer le sol qui support la base du radier, ce paramètre se détermine par les essais in situ :
  - Pénétrromètre dynamique.
  - Pénétrromètre statique.
  - Pressiomètre.

Calcul des contraintes exercé par l'ouvrage sur le sol : sous l'effet des forces verticales et horizontales, il va créer des contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  à la base du radier.

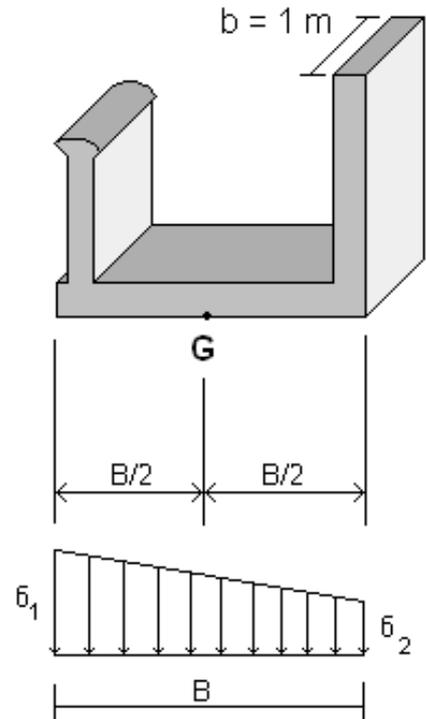
Le signe positif des moments le sens des aiguilles d'une montre.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \dots\dots\dots (V.02) \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \dots\dots\dots (V.03) \end{array} \right.$$

Avec :

- N : Somme des forces verticales.
- $M_G$  : Somme des moments des forces verticales et horizontales par rapport à G.
- b : Longueur transversale du radier (on prend 1m).
- B : Largeur du radier.
- $S = b \times B$  : Surface de la base du radier.



**Figure N°V.02:** schéma du diagramme des contraintes créer.

Les conditions qui doivent être vérifiées pour que l'ouvrage soit stable au poinçonnement sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \geq 0 \text{ bars} \dots\dots\dots (V.04) \\ \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \overline{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots (V.05) \end{array} \right.$$

### 1.1.3. Stabilité au glissement :

Le principe est de vérifier que sous l'action des forces existantes (horizontales et verticales) l'ouvrage ne glisse pas soit :

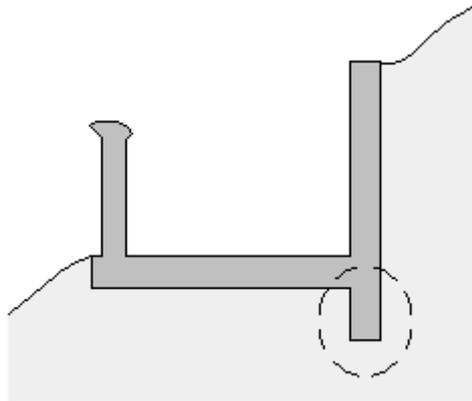
$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} \leq f \dots\dots\dots (V.06)$$

Avec :

- f : un coefficient de glissement sol/béton :  $0.4 \leq f \leq 0.6$ .
- $\sum F_H$  : La somme des forces horizontales.
- $\sum F_V$  : La somme des forces verticales.

**Remarque :**

Si cette condition n'est pas vérifiée, nous pouvons mettre une bèche sous le rideau comme le montre la figure suivante.



**1.1.4. Pré-dimensionnement :**

Le pré-dimensionnement permet de connaître à priori des dimensions des éléments de l'ouvrage celle-ci ne soit pas définitives, seuls les calculs nous donnent les dimensions définitives.

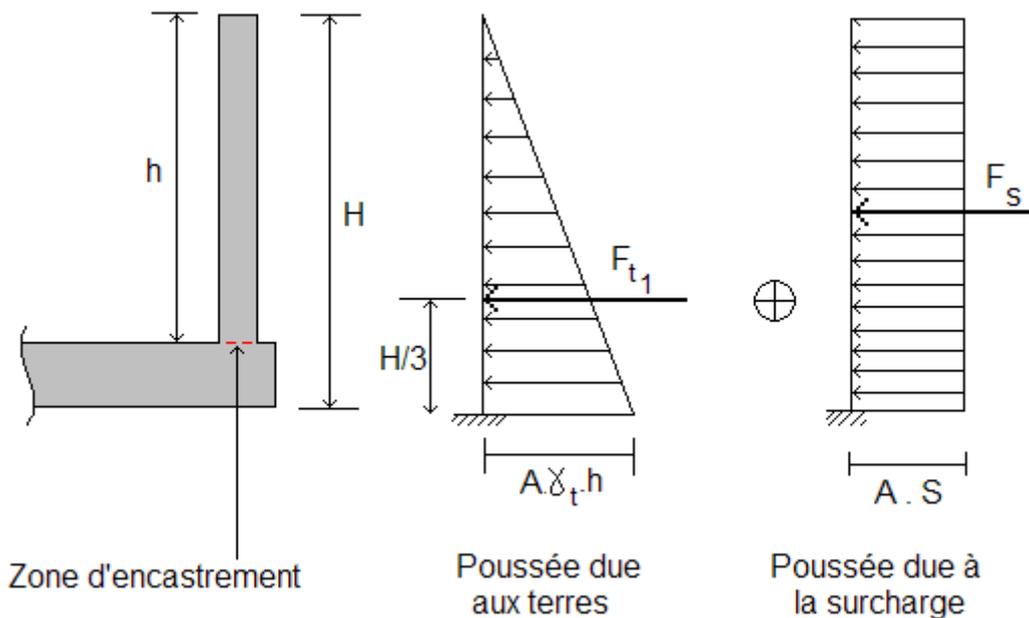
**1.2. Ferrailage des éléments :**

**1.2.1. Ferrailage du rideau :**

Le rideau est considéré comme une poutre encastrée dans le radier et soumise à :

- Poussées dues aux terres
- Poussée due à la surcharge
- Poussée hydrodynamique de l'eau.

Le calcul du ferrailage du rideau se fait pour le cas critique. C'est la où l'évacuateur est au repos (vide) c'est-à-dire que la force hydrodynamique est nulle.



**Figure N°V.03 :** Diagramme des contraintes.

$$A = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \dots\dots\dots(V.07)$$

$\varphi$  : L'angle de frottement interne.

$\gamma_t$  : Poids volumique des terres ( $t/m^3$ )

$S$  : Surcharge.

$h$  : hauteur du rideau à partir de la base du radier.

Soient :

$F_t$  : Force résultante due à la poussée des terres = aire d'un triangle

$$F_t = 1.35 A \gamma_t h \frac{h}{2} = 1.35 A \gamma_t \frac{h^2}{2} \dots\dots\dots(V.08)$$

$F_t$  est appliquée à  $\frac{h}{3}$  de la base de la radier.

$F_s$  : Force résultante due à la poussée de la surcharge = aire d'un rectangle

$$F_s = 1.5 A \times S \times h \dots\dots\dots(V.09)$$

$F_s$  est appliquée à  $\frac{h}{2}$  de la base du radier.

Le moment résultant égal à :

$$M = F_t \times \frac{h}{3} + F_s \times \frac{h}{2} \dots\dots\dots(V.10)$$

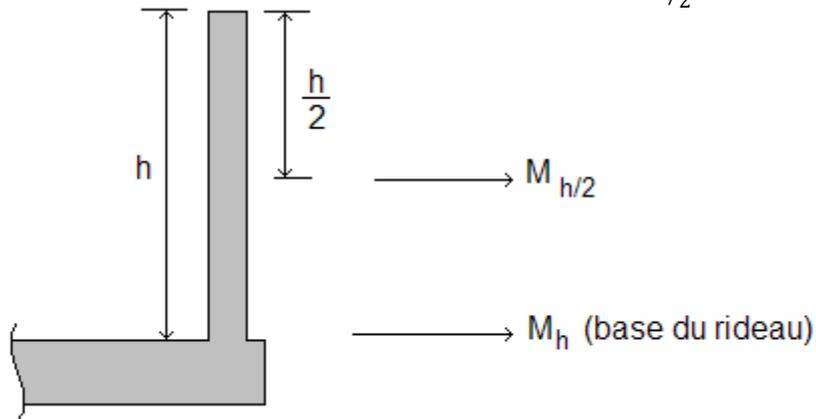
$M$  est le moment de  $F_s$  et  $F_t$  par rapport à la base du rideau (zone d'encastrement rideau-radier)

$$M = 1.35 A \gamma_t \frac{h^3}{6} + 1.5 A S \frac{h^2}{2} \dots\dots\dots(V.11)$$

On calcul les aciers à la base du rideau pour une section rectangulaire avec une longueur de 1m. L'enrobage des aciers est principal à 3 cm au minimum.

**Remarque :**

Pour économiser les aciers, nous calculerons le moment d'encastrement à la base du rideau et le moment à la moitié de la hauteur du rideau et nous supposerons que la partie du rideau qui se trouve au dessus de  $\frac{h}{2}$  est encadrée dans la partie qui se trouve au dessus ( $M_{h/2}$ ).



- Calcul des aciers :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} \times b \times d^2} \dots\dots\dots(V.12)$$

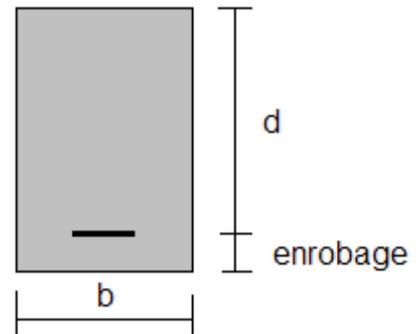
$\bar{\sigma}_{bc} = 142 \text{ bars}$  : Contrainte admissible du béton en compression.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \dots\dots\dots(V.13)$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \dots\dots\dots(V.14)$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} ; \text{ en } cm^2 \dots\dots\dots(V.15)$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \text{ en bars.}$$



$f_e$  : Limite élastique des aciers utilisés = 4000 bars pour les aciers tors.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour les aciers.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ dans les calculs pour les cas courantes.} \\ \gamma_s = 1 \text{ calculs dans les cas accidentels.} \end{array} \right.$$

- Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \text{ et } E_s = 2.1 \times 10^6 \dots\dots\dots(V.16) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_l = \frac{3.5}{1000 \varepsilon_l + 3.5} \dots\dots\dots(V.17) \end{array} \right.$$

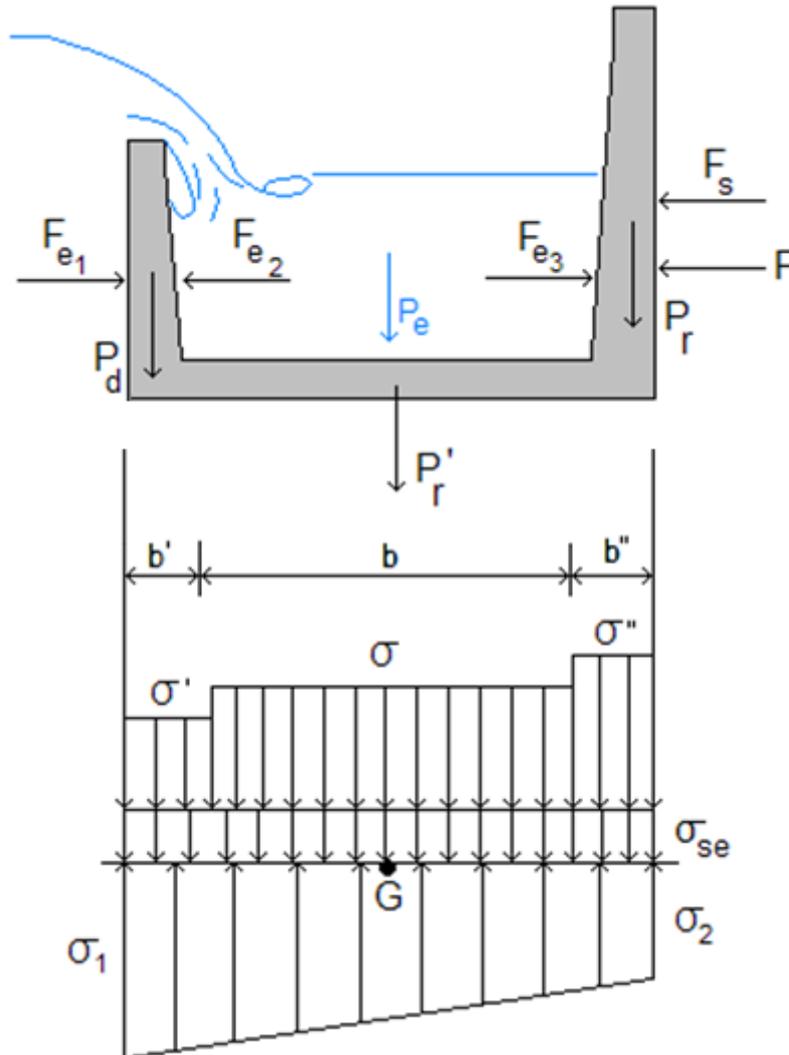
$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_l = 0.8 \alpha_l - 0.32 \alpha_l^2 \dots\dots\dots(V.18) \end{array} \right.$$

Si  $\mu < \mu_l \Rightarrow$  pas d'aciers comprimés.

Nous calculons le ferrailage du déversoir en suivant le même procédé du rideau sauf que les charges exercées sont différentes. Pour le déversoir, nous allons trois charges : le poids propre du déversoir et deux charges hydrodynamiques : la première s'exerce de l'extérieur vers l'intérieur ; c'est la poussée de l'eau déversée et l'autre s'exerce dans le sens contraire ; c'est la poussée de l'eau du chenal d'écoulement.

### 1.2.2. Ferrailage du radier :

Avant de calculer le ferrailage du radier, nous calculons les forces qui s'exercent sur la base du radier et les contraintes engendrées par la réaction des fondations.



**Figure N°V.04** : Diagramme des contraintes qui s'exercent sur la base du radier.

Les différentes charges verticales qui s'exercent sur le radier créent les contraintes  $\sigma, \sigma'$  et  $\sigma''$  (en appliquant les coefficients de sécurité, 1.35 pour les charges permanentes et 1.5 pour les surcharges).

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{1.5 P_e}{100 \times b} \\ \sigma' = \frac{1.35 P_d}{100 \times b'} \\ \sigma'' = \frac{1.35 P_r}{100 \times b''} \end{array} \right.$$

G : Centre de gravité de la semelle.

$\sigma_{se}$  : C'est la contrainte due au poids propre du radier.

$M_G$  : Moment des forces verticales et horizontales / G.

$$N = 1.35(P_d + P_r) + 1.5 P_e$$

A la base du radier s'exercera alors des contraintes ascendantes dues à la réaction du sol qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{100 B} + \frac{\sigma \times M'_G}{100 B^2} \dots\dots\dots(V.19) \\ \sigma_2 = \frac{N}{100 B} - \frac{\sigma \times M'_G}{100 B^2} \dots\dots\dots(V.20) \end{array} \right.$$

On calcul la force résultante, c'est l'air du diagramme des contrainte ascendant. On calcul le moment globale  $M_c$  du radier puis la section des aciers A.

On calcul les aciers minimum :

$$A_{min} = \frac{0.5}{100} \times S \dots\dots\dots(V.21)$$

La section des aciers à prendre en considération est :

$$A = \max[A_{min}, A_{calculé}] \dots\dots\dots (V.22)$$

Le coursier se compose d'un radier et deux murs bajoyer considéré comme des consoles encastrées dans la surface supérieure du radier. Le calcul des murs bajoyer se fait pour un cas critique : c'est la ou le coursier est au repos c'est-à-dire que pas de déversement et la poussée de l'eau est nulle, il reste que la poussée des terres. Le bassin de dissipation se ressemble au coursier.

Les blocs de chute sont considérés comme des consoles encastrées dans le radier du coursier. Les charges exercées sur un bloc de chute sont : le poids propre du bloc et la force hydrodynamique de l'eau. La section d'encastrement est subit à la traction du coté poussée de l'eau et à la compression de l'autres coté. D'où on aura une seule nappe des armatures verticales pour consolider les fibres qui ont en traction.

Le seuil terminal est aussi considérer comme une console encastrée dans le radier du bassin de dissipation. Elle subit aussi au poids propre du béton armé et la poussé de l'eau.

**2. Compositions du béton et contrôle de qualité :**

Le béton est constitué des éléments suivants dans des proportions bien étudié et cela suivant la nature des composants et de la destination, c'est-à-dire de la nature de l'ouvrage à réaliser.

L'évacuateur de crues est en contact avec l'eau douce d'une manière non permanente. Il est construit en béton armé dosé généralement à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment.

Les doses des différentes composantes du béton sont données :

- Ciment : 350 Kg/m<sup>3</sup> de béton.
- Gravier : 800 Kg/m<sup>3</sup> de béton.
- Sable : 400 Kg/m<sup>3</sup> de béton.
- Eau : 170 Kg/m<sup>3</sup> de béton.

Les essais physiques, chimiques et mécaniques qui doivent être effectuées avant et pendant la mise en œuvre du béton pour les différentes composantes sont :

- Béton :
  - Essai d'écrasement (Résistance à la compression).
  - Essai de la résistance à la traction.
  - Essai de perméabilité.
  - Essai d'affaissement (Cône d'Abrams).
- Gravier :
  - Essai de granulométrie par tamisage (Classification des granulats).
  - Essai de Los Angles (La dureté des graviers).
- Sable :
  - Essai de granulométrie par sédimentométrie.
  - Equivalent de sable.
- Eau :
  - Filtration (Le taux des matières en suspension).
  - Séchage (Le taux des sels).
  - Essai de l'acidité de l'eau.
  - Essai des sulfates en eau.
- Ciment :
  - Essai de prise (Temps de début de prise et de fin de prise).
  - Essai de fissurabilité.
  - Essai de retrait et de gonflement.
  - Essai d'écrasement (La résistance à la compression).
  - Essai de traction.

### 3. Recommandations :

- La résistance admissible du béton ne doit pas dépassée 250 bars pour la compression et 21 bars pour la traction.
- La température du béton au cours de réalisation ne doit pas dépassée 32 °C.
- L'eau pour le gâchage du béton doit être propre (pas acide), le pH ne doit pas être inférieur à 4.
- Les sulfates dans l'eau ne doivent pas dépasser 2 700 mg/l (SO<sub>4</sub>) et tous les sels 5 000 mg/l.
- Si le bétonnage se fait en été, on doit ajouter un adjuvant de type accélérateur de prise pour éviter la diminution du pourcentage de l'eau dans le béton par l'évaporation et l'apparition des fissures.
- Pour avoir une bonne température de l'eau pendant une période chaude on utilise des blocs de glace.
- L'accélérateur de prise peut être s'utiliser pendant une période froide pour ne pas donner le temps de transformation des gouttelettes d'eau à l'état solide qui devient des pores et des vides pendant les périodes chaudes qui va diminuer la résistance du béton par la suite.

- Le coffrage à utiliser est métallique parce qu'il a l'avantage de laisser une surface lisse après le décoffrage, en plus, un coffrage en bois absorbe une quantité d'eau et il ne peut pas assurer une bonne étanchéité ; c'est-à-dire on aura une perte de coulis de ciment.
- Le temps dans lequel le béton reste dans un malaxeur utilisé pour le transport ne doit pas dépasser 30 min.
- L'évacuateur de crue doit être réalisé sur une couche de béton de propreté de 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg de ciment/m<sup>3</sup> de béton. Le but de cette couche est d'éliminer la filtration de l'eau du béton lors de la mise en œuvre.
- Un système de drainage doit être prévu sous le radier de l'évacuateur de crue afin d'évacuation les eaux souterraines. C'est une conduite en PVC de 200 mm de diamètre protégée par un revêtement de sable de 0.1m et de gravier de classe 20/25.

#### **4. Les engins à utiliser :**

Les engins de terrassement :

- Pelle hydraulique sur chenilles : excavation et chargement des matériaux.
- Chargeur sur chenilles : chargement et remblayage des matériaux.
- Camions : transport des déblais.
- Niveleuse : pour assurer le nivellement des fondations de l'évacuateur de crues et la finition des talus.

Le bétonnage :

- Pompe à béton,
- Malaxeur : transport du béton de la centrale à béton à la pompe à béton.
- Centrale à béton : préparation du béton.
- Un compresseur : nettoyage du milieu la ou il va y avoir du béton.
- La grue : utiliser pour la mise en place du coffrage et le ferrailage.

#### **5. Les résultats de calcul :**

##### **5.1. Pré-dimensionnement :**

Les dimensions principales de l'évacuateur sont données par les calculs du chapitre précédant. On propose des épaisseurs pour le radier, le déversoir et le mur bajoyer puis, on vérifie la stabilité de l'ouvrage.

Si la stabilité de l'évacuateur de crues n'est pas vérifiée, on change les dimensions proposées et on refait les calculs.

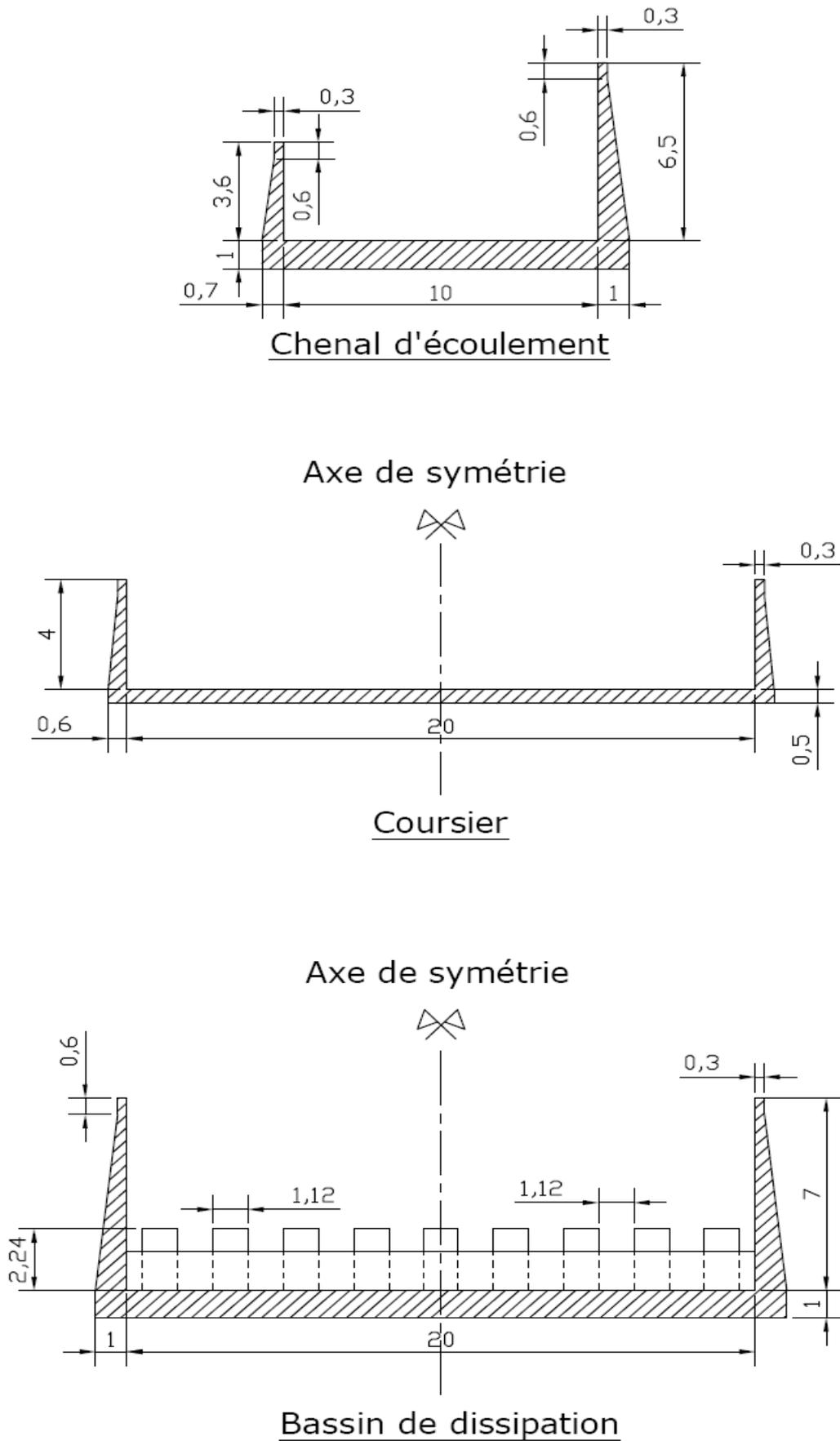


Figure N°V.05: Prédimensionnement de l'évacuateur de crues

## 5.2. Calcul de stabilité :

Le calcul de stabilité a été fait par le SAP2000 version 6.11.

### 5.2.1. Chenal d'écoulement :

- Stabilité au renversement :

$$M_S = 105.26 \text{ tm}$$

$$M_r = 27.45 \text{ tm}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 3.83 > 3$$

⇒ Le chenal d'écoulement est stable au renversement.

- Stabilité au poinçonnement :

$$N = 14\,650 \text{ kg}$$

$$M_G = 49\,352 \text{ kg.cm}$$

$$\sigma_1 = 0.61 \text{ kg/cm}^2 \geq 0$$

$$\sigma_2 = 0.47 \text{ kg/cm}^2 \geq 0$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.74 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Le chenal d'écoulement est stable au poinçonnement.}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$  est déterminé à l'aide des essais in situ : pénétromètre dynamique, pénétromètre statique.

- Stabilité au glissement :

$$\sum F_H = 4.86 \text{ t}$$

$$\sum F_V = 14.65 \text{ t}$$

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} = 0.33 \leq 0.5 \Rightarrow \text{Le chenal d'écoulement est stable au glissement.}$$

### 5.2.2. Coursier :

- Stabilité au renversement :

$$M_S = 126.59 \text{ tm}$$

$$M_r = 34.03 \text{ tm}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 3.72 > 3 \Rightarrow \text{Le coursier est stable au renversement.}$$

- Stabilité au poinçonnement :

$$N = 16\,241 \text{ kg}$$

$$M_G = 58\,592 \text{ kg.cm}$$

$$\sigma_1 = 0.71 \text{ kg/cm}^2 \geq 0$$

$$\sigma_2 = 0.54 \text{ kg/cm}^2 \geq 0$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.74 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Le coursier est stable au poinçonnement.}$$

- Stabilité au glissement :

$$\sum F_H = 3.98 \text{ t}$$

$$\sum F_V = 16.24 \text{ t}$$

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} = 0.24 \leq 0.5 \Rightarrow \text{Le coursier est stable au glissement.}$$

### 5.2.3. Bassin de dissipation :

- Stabilité au renversement :

$$M_S = 148.12 \text{ tm}$$

$$M_r = 43.26 \text{ tm}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 3.42 > 3 \Rightarrow \text{Le bassin de dissipation est stable au renversement.}$$

- Stabilité au poinçonnement :

$$N = 19\,430 \text{ kg}$$

$$M_G = 71\,142 \text{ kg.cm}$$

$$\sigma_1 = 0.68 \text{ kg/cm}^2 \geq 0$$

$$\sigma_2 = 0.59 \text{ kg/cm}^2 \geq 0$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.74 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Le bassin de dissipation est stable au poinçonnement.}$$

- Stabilité au glissement :

$$\sum F_H = 7.58 t$$

$$\sum F_V = 19.43 t$$

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} = 0.39 \leq 0.5 \Rightarrow \text{Le bassin de dissipation est stable au glissement.}$$

### 5.3. Calcul de ferrailage :

Les calculs du ferrailage ont été fait pat le SAP2000 version 6.11.

#### 5.3.1. Le chenal d'écoulement :

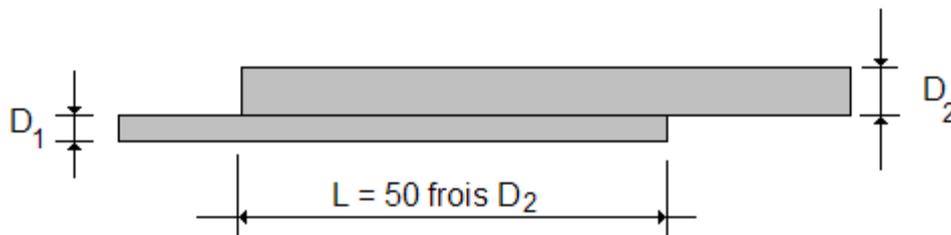
Les résultats des calculs sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau N°V.01** : Ferrailage du chenal d'écoulement.

		Radier	Mur bajoyer	Déversoir
Les aciers tendus ( $cm^2$ )		16.56	14.75	15.32
	Le diamètre ( $mm$ )	16	16	16
	Le nombre des barres / m	9	8	8
	L'espacement ( $cm$ )	11	12.5	12.5
Les aciers comprimés ( $cm^2$ )		12.87	Pas d'aciers comprimés	9.56
	Le diamètre ( $mm$ )	14		12
	Le nombre des barres / m	9		9
	L'espacement ( $cm$ )	11		11
Les aciers de répartition				
	Le diamètre ( $mm$ )	10	10	10
	L'espacement ( $cm$ )	20	20	20

#### Remarque :

- Le choix du diamètre des barres se fait d'une manière que l'espacement entre les barres ne sera pas inférieur à 10 cm pour que la pénétration des granulats du béton soit facile.
- L'enrobage : la distance entre les armatures et le coffrage est égale à 5 cm pour les constructions qui sont en contact avec l'eau.
- Si la longueur de barres utilisées dépasse la longueur normalisée (12 m) ; la continuité sera avec d'un autre barre dont la longueur d'entraînement est égal à 50 fois le diamètre du plus grand des deux diamètres (si les deux barres sont différents).



- Les armatures de répartition sont des barres posés perpendiculaire à celles trouvées par les calculs afin d'éviter la fissuration du béton. Généralement, ce sont des barres de 8 mm de diamètre espacés de 20 cm.
- Tout les armatures utilisées pour le ferrailage de l'évacuateur de crues sont de type acier tors parce qu'il résiste bien à la traction et il a une contrainte de rupture importante ( $f_e = 4000 bars$ ) par rapport au acier lisse ( $f_e = 2350 bars$ ).

### 5.3.2. Le coursier :

Les résultats des calculs sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau N°V.02** : Ferrailage du coursier.

		Radier	Mur bajoyer (rive gauche)	Mur bajoyer
Les aciers tendus ( $cm^2$ )		18.72	12.53	12.53
	Le diamètre ( $mm$ )	20	16	16
	Le nombre des barres / m	6	7	7
	L'espacement ( $cm$ )	17	14.5	14.5
Les aciers comprimés ( $cm^2$ )		14.62	Pas d'aciers comprimés	
	Le diamètre ( $mm$ )	16		
	Le nombre des barres / m	8		
	L'espacement ( $cm$ )	12.5		
Les aciers de répartition				
	Le diamètre ( $mm$ )	10	10	10
	L'espacement ( $cm$ )	20	20	20

### 5.3.3. Le bassin de dissipation :

Les résultats des calculs sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau N°V.03** : Ferrailage du bassin de dissipation.

		Radier	Mur bajoyer (rive gauche)	Mur bajoyer
Les aciers tendus ( $cm^2$ )		16.56	14.75	15.32
	Le diamètre ( $mm$ )	16	16	16
	Le nombre des barres / m	9	8	8
	L'espacement ( $cm$ )	11	12.5	12.5
Les aciers comprimés ( $cm^2$ )		15.43	Pas d'aciers comprimés	
	Le diamètre ( $mm$ )	14		
	Le nombre des barres / m	10		
	L'espacement ( $cm$ )	10		
Les aciers de répartition				
	Le diamètre ( $mm$ )	10	10	10
	L'espacement ( $cm$ )	20	20	20

### Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons vérifié la stabilité des différents éléments de l'évacuateur de crue en utilisant le SAP2000 Version 6.11. Nous avons trouvé que l'ouvrage est stable à différentes actions de mouvement :

- Stabilité au renversement,
- Stabilité au glissement,
- Stabilité au poinçonnement.

Nous avons calculé aussi le ferrailage de l'ouvrage en utilisant le même logiciel. Nous avons trouvé que les diamètres des barres à utiliser sont : 12, 14, 16 et 20 mm et nous avons pris un diamètre de 10 mm pour les aciers de répartition. Tous les aciers que nous avons besoin sont accessibles sur le marché.

La représentation des aciers est faite sur la planche N°06.

# AVANT-METRE ET DEVIS ESTIMATIF

## 1. Hypothèse de l'avant-métré et devis estimatif :

Le devis estimatif est un document présentant les prix des ouvrages à réaliser, détaillés dans les devis descriptif et quantitatif et le devis quantitatif est un document préparatoire à l'établissement du devis estimatif, présentant l'inventaire des matériaux et produits (détaillés dans le C.C.T.P.) à mettre en œuvre. <sup>(11)</sup>

L'avant-métré détaillé des ouvrages a été fait sur la base des plans d'APD dont la liste est donnée sous forme des tableaux.

Les prix adoptés pour le devis estimatif découlent principalement du marché de construction du barrage Bounachi achevé en 2005.

Le devis a toutefois du être complété par des prix qui n'existent pas dans le marché ci-dessus, à savoir :

- Excavation en terrain grippale en tranchée,
- Plus-value de transport pour les argiles de Mekla.

Le devis estimatif inclut les coûts suivants :

- Coûts des travaux de génie civil :
  - Excavation et soutènement
  - Remblais
  - Béton et armatures
  - Coffrages.
- Installation de chantier

Les estimations des coûts ont été majorées de 5% pour tenir compte des aléas et imprévus.

---

<sup>(11)</sup> <http://www.infociments.fr/glossaire>

**2. Devis quantitatif et estimatif :**

N°	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	Q	P.U	MONTANT
01	DEBLAIS :				
	Décapage terre végétale,	m <sup>3</sup>	48680	40	1 947 200.00
	Déblai en grande masse, Evacuation déblais excédentaire.	m <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	354690 400700	140 70	49 656 600.00 28 049 000.00
02	Drainage sous évacuateur en tuyau PVC (06 bars) perforé à 13, sable de carrière de 0.1m, gravier 20/25.	m <sup>3</sup>	1500	1 000	1 500 000.00
03	Béton de propreté pour le chenal d'écoulement et le bassin de dissipation dosé à 150 Kg/m <sup>3</sup> .	m <sup>3</sup>	1430	3 000	4 290 000.00
04	Béton armé dosé à 350 Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	8400	23 000	193 200 000.00
05	Enduit étanche mise en œuvre sur les parois d'une épaisseur de 2 cm en trois couches.	m <sup>2</sup>	7090	500	3545 000.00
06	Enduit en ciment.	m <sup>2</sup>	400	400	160 000.00
07	Couvre joint en bitume.	m <sup>2</sup>	1560	400	344 000.00
08	Joints type water-stop.	ml	2320	1 300	3 016 000.00
09	Fourniture, pose et mise en œuvre de pierres maçonnées pour radier.	m <sup>3</sup>	840	1 800	1 512 000.00
10	Fourniture, pose et mise en œuvre de pierres maçonnées pour canal d'évacuation.	m <sup>3</sup>	100	2 000	200 000.00
11	Forme de pente.	m <sup>3</sup>	250	5 000	1 250 000.00
12	Etanchéité multicouche.	m <sup>2</sup>	250	500	125 000.00
13	Point de nivellement.	-	2	3500	7 000.00
Total HT					293 444 800.00
TVA 17 %					49 885 616.00
Total TTC					343 330 416.00

## CONCLUSION GENERALE

La willaya de Tizi Ouzou est une région agricole et la construction des barrages comme celle de Bounachi sur Oued Rabta ; Daïra de Mekla favorise le développement du secteur de l'agriculture, assure l'amélioration de la production et maintient les populations rurales en leurs assurant de réelles possibilités de développement.

Dans le cadre de notre projet intitulé étude d'avant projet détaillé de l'évacuateur de crue du barrage de Bounachi, nous avons fait : une mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité (déjà réaliser), une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, une étude de choix et calcul hydraulique de l'évacuateur de crue de la variante choisie un calcul de génie civil et nous avons terminé par un devis estimatif et quantitatif.

D'après les résultats trouvés, le barrage de Bounachi est en terre avec un masque amont en béton comme un organe d'étanchéité. La hauteur du barrage est de 18 m. Le volume normale de la retenue est de  $13.34 \text{ Mm}^3$  et le volume mort est de  $2.15 \text{ Mm}^3$ .

Nous avons trouvé par une étude de choix de la crue de projet et une étude de laminage de crue :

- Une crue de projet avec une période de retour de 1000 ans.
- Un débit de crue de  $320 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Une largeur du seuil déversant de 40 m.

L'évacuateur de crue choisie est de type latéral à entonnement latérale. Il se compose d'un chenal d'écoulement d'une largeur varie linéairement de 10 à 20 m, un coursier d'une section rectangulaire, une longueur de 190 m et une largeur de 36.7 m.

Le béton à utiliser pour la construction de l'évacuateur de crue est dosé à  $350 \text{ Kg/m}^3$  de ciment. Il se compose de  $800 \text{ Kg/m}^3$  de graviers (8-15),  $400 \text{ Kg/m}^3$  de sable et  $170$  à  $190 \text{ l/m}^3$  de béton.

Les armatures à utiliser ont un diamètre de : 12, 14, 16 et 20 mm de diamètre (voir la représentation des aciers dans la planche N°06). Ce sont des barres de type acier tors ont une limite d'élasticité de 4000 bars.

Le coût de réalisation de l'évacuateur de crue donné par le devis quantitatif et estimatif est de 343 330 416.00 DA.

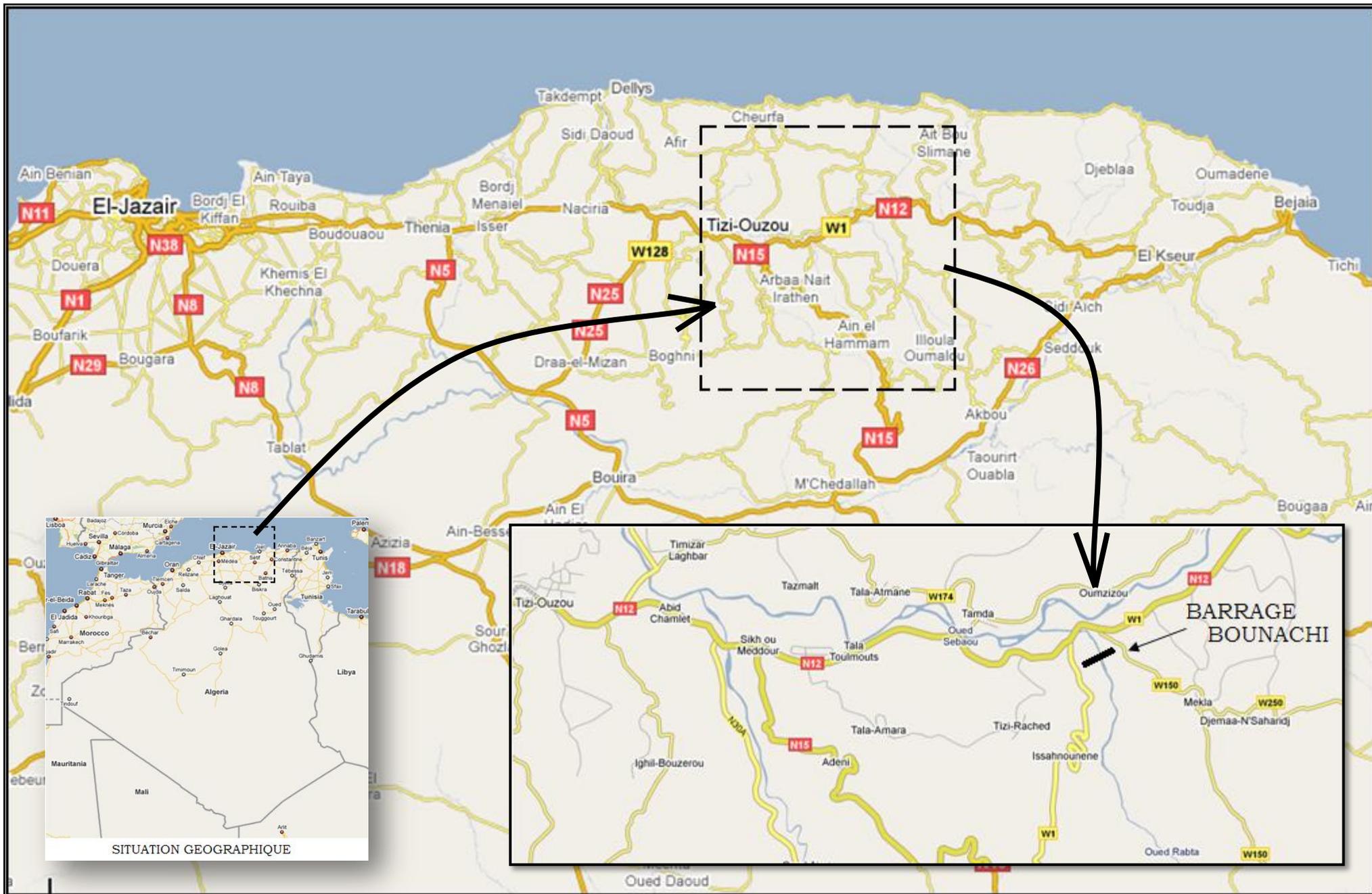
Pendant la réalisation, il peut y avoir des conditions spéciales peuvent augmenter le coût de réalisation de l'ouvrage à savoir :

- Des travaux supplémentaires qui peuvent ressortir ;
- Une élévation de coût des matériaux de construction.

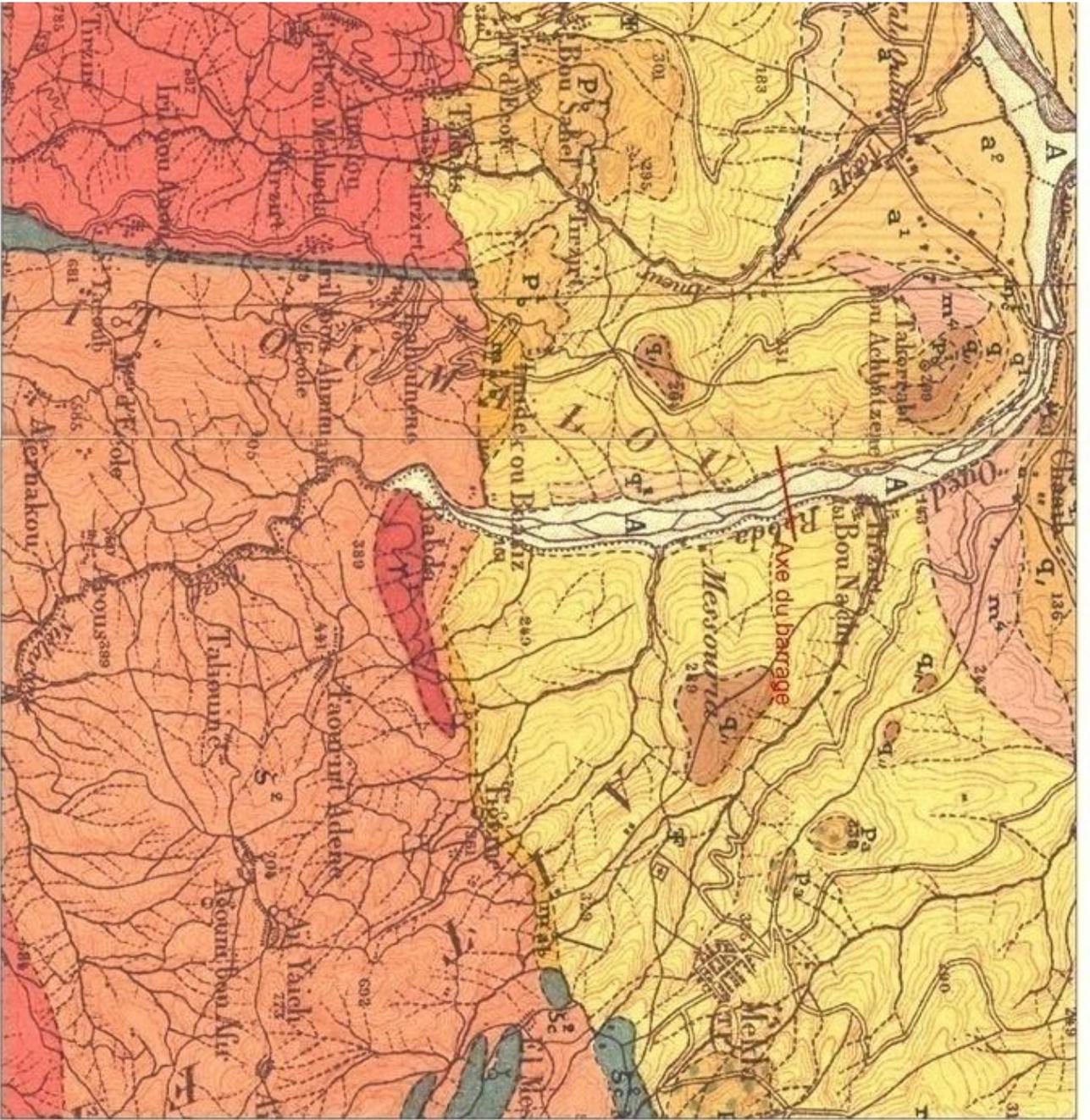
## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AGUSTIN Alvarez Garcia, 2004. Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs des crues. Agence Nationale des barrages et transferts (ANBT) et Tecnica Hidraulica.S.A. Alger.
- BEN HEBAL Souad, 2008. Etude de faisabilité d'un petit barrage sur Oued R'hob (Rebaia-Seghouane) W. de Média. Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.
- BENLAOUKLI B. et TOUAÏBIA B., 2004. Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. Blida.
- BIZOT E, 1956. Béton armé. Editions Eyrolles. Paris.
- DURAND Jean, 1999. Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Edition Centre de machinisme agricole du génie rural des eaux et des forêts (CEMAGREF). Paris.
- ENERGOPROJECTT HIDROINZENJERING, 2004. Etude de faisabilité du barrage de Bounachi sur Oued Rabta (W. Tizi Ouzou). Un bureau d'étude Allemand pour l'agence nationale des barrages et transferts (ANBT). Alger.
- GUERRIN A, 1986. Traité de béton armé Tome VII. Edition Dunod. Paris.
- HASSANE Mohammed, 1995. Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de Crue à entonnement frontal. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- HASSANE Mohammed, 1998. Formulaire de calcul des aménagements. Ecole nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- HASSANE Mohamed, 2004. Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- HIRECHE Mohammed, 1991. Constructions hydrotechniques (III). Edition I.N.E.S. Agronomie de Chleff-Direction des études-Département hydraulique. Chleff.
- KEDJOUR Nasr-Eddine, 2005. Le laboratoire du béton. Office des publications universitaires (Ben Aknoun). Alger.

- KEMOUGUETTE Said, 1995. Etude et conception de l'évacuateur de crues du barrage Sidi Hamadouche W. de Mascara. Mémoire de fin d'étude d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.
- LABORDE J.P., 2003. Hydrologie de surface. Edition de l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH) – Ministère des ressources en eau. Alger.
- LENCASTRE Armando, 1995. Hydraulique générale. Edition : Eyrolles et Safege. Université nouvelle-Lisbonne. Portugal.
- LUIS E. Rosete Gamboa, 2004. Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs de crues. Edition : L'agence nationale des barrages et transferts (ANBT)-Unité retenue collinaire et Tecnica-Hidraulica.S.A. Ingenieros consultores. Alger.
- MIHOUBI K., 1999. Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.
- SARI Ahmed, 2002. L'hydrologie de surface. Edition : Distribution Houma. Alger.
- SLAHDLI Namik, 2008. Etude de faisabilité du barrage de Bounachi sur l'Oued Rabta (W. Tizi Ouzou). Mémoire de fin d'étude d'un ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.
- RANALD V. Giles, 1997. Mécaniques des fluides et hydraulique. Une traduction de la 3<sup>e</sup> édition américaine de Schum's Outline of Theory and Problems of Fluids Mechanics and Hydraulics. New York.
- REMENIRAS G., 1999. L'hydrologie de l'ingénieur. Edition : Eyrolles. Paris.
- RICHARD O. Sinniger, 1989. Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de lausanne : volume 15 ; constructions hydrauliques. Edition Presses polytechniques Romandes. Suisse.
- ROLLEY René, 1974. Technique des barrages en aménagement rural. Ministère de l'agriculture-Direction de l'aménagement-Groupe de travail permanent pour les barrages en aménagement rural. France.
- TOUAÏBIA Bénina, 2004. Manuel pratique d'hydrologie. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.



ANNEXE N°.01 : SITUATION GEOGRAPHIQUE.



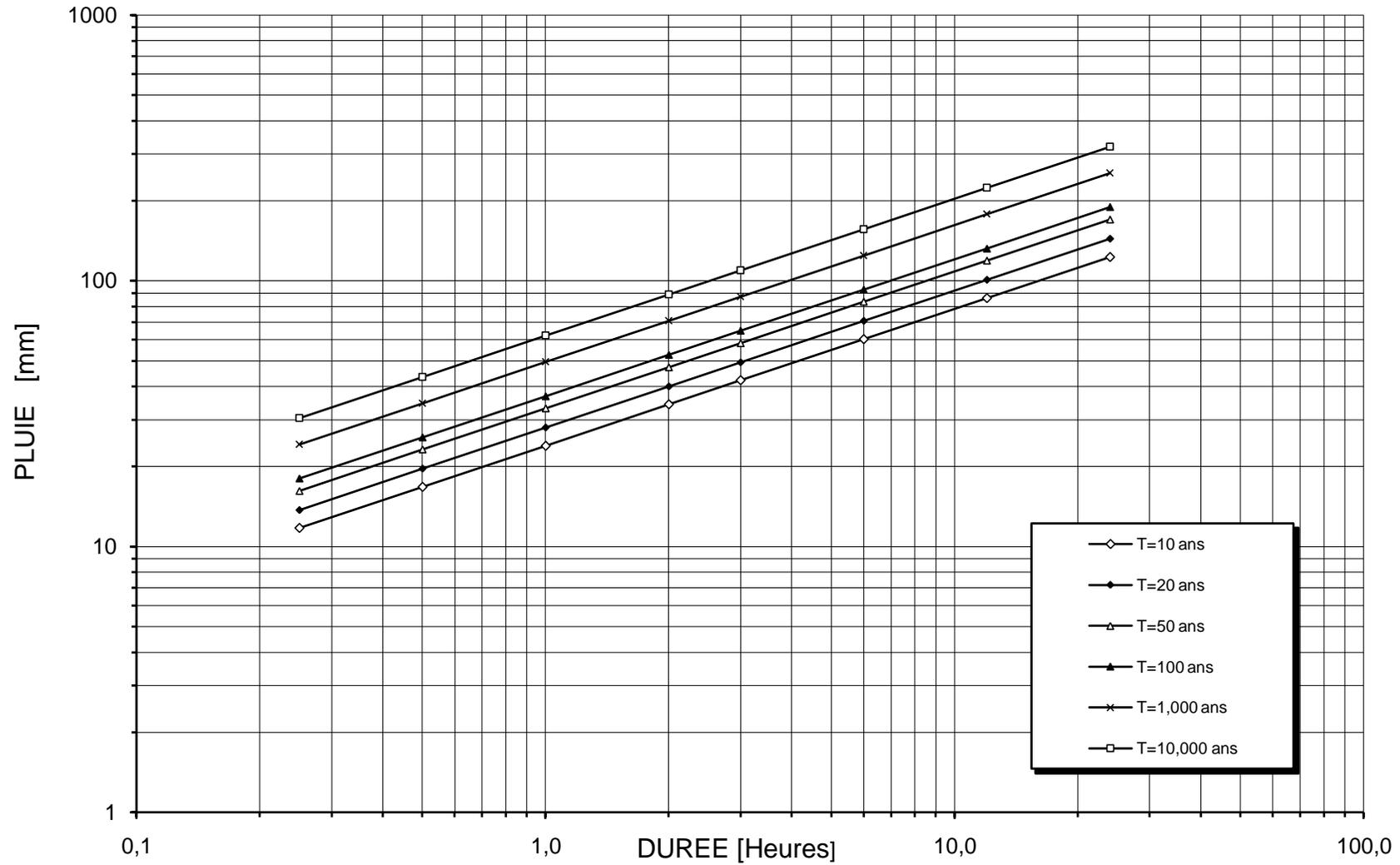
**LEGENDE:**

- Alluvions actuelles
- a<sup>1</sup> Alluvions récentes
- a<sup>2</sup> Terrasse inférieure
- Alluvions anciennes des vallées (Niveau inférieur)
- q<sup>1</sup> Alluvions anciennes (Niveaux moyens)
- q<sup>0</sup> Alluvions anciennes (Niveaux élevés)
- p<sup>1</sup> Alluvions anciennes de plateaux
- p<sup>2</sup> Cônes de dissection
- m<sup>4</sup> Argiles bleues sahéliennes
- m<sup>1</sup> Marnes du carbonifère
- m<sup>2,3,4</sup> Poudingues et grès Carbonifères
- S<sup>1</sup> Calcaires cristallins
- S<sup>1</sup> Micaschistes
- S<sup>2,3,4</sup> Micaschistes granitiques (Gneiss)
- Y<sup>1</sup> Pegmatite et granulite

**Annexe N°I.02 : La carte géologique**

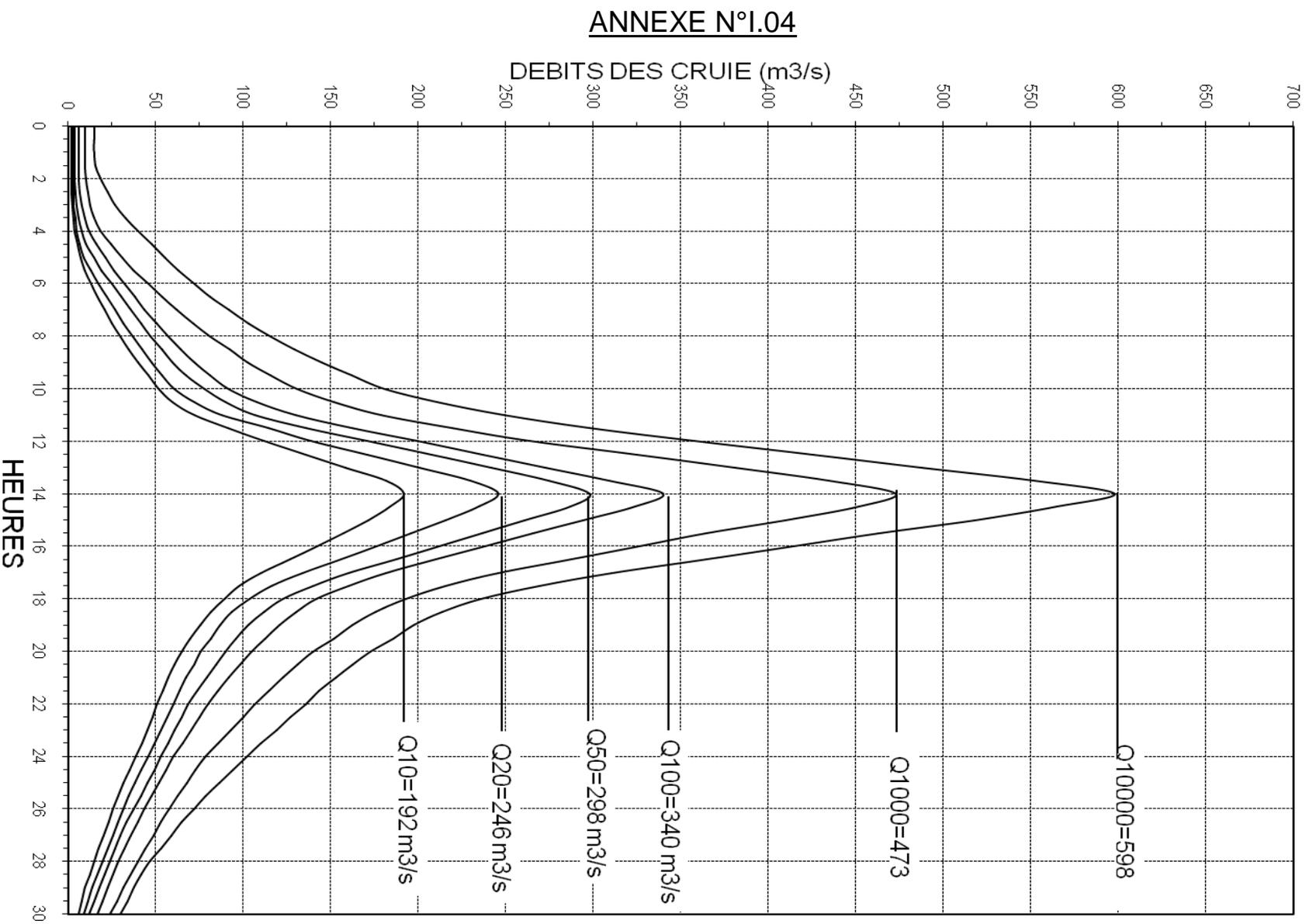
### ANNEXE N°1.03

#### COURBES PLUIES - DUREE - PERIODE DE RETOUR STATION DE AIN EL HAMMAM (02.17.03)



# HIDROGRAMMES DES CRUES DE PROJET

## Barrage. Bounachi



**Annexe N°II.01 : Précipitation moyenne mensuelle et annuelle de la station pluviométrique de AIN EL HAMMAM**

Code station : 02 17 03

Nom station : AIN EL HAMMAM

X : 644.15

Y : 364.5

Z : 1200

Les années	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juil.	aout	annuel
1986	22,6	70,3	127,6	268	162,6	218,5	54,9	14,1	7,3	11,9	0	4	961,8
1987	39,5	26,2	92,3	46,2	41,3	56	91	60,3	20,5	26,7	21,1	0	521,1
1988	37,9	6	93,8	268,2	70	33,1	41,3	82,5	1	13,2	0,5	13,3	660,8
1989	42,4	25,2	48,5	75,5	96,2	0	45	74,4	84,5	4	29,4	0	525,1
1990	1,2	50,3	45,9	267,9	125,4	171	97,4	46,2	10	1,8	0	14,8	831,9
1991	3,7	159,6	41,4	17,4	191,2	98,1	91,1	163,9	58,2	24,4	4,3	0	853,3
1992	6,2	82,9	101,1	269,6	53,5	104,7	27,4	120,4	37,4	0	0	7,1	810,3
1993	54,2	34,4	49,9	113,2	126,6	70,4	0	68	5,0	0	0	7,2	528,9
1994	79	70,1	24,1	129,5	353,5	69,6	136,2	32,9	3,0	16,4	0	29,3	943,6
1995	15,9	20,3	20,8	61	157,2	261,8	62,4	144,8	46,6	20,6	6	7,8	825,2
1996	34,2	89,1	58,7	65,7	64,9	17,2	20,7	93,3	17,1	4,1	1,7	10,9	477,6
1997	61,9	135,1	129,9	112,5	60,3	149,2	83,9	83,8	202	1	0	1,8	1021,4
1998	38,4	51,8	147,8	121,1	132,4	136,6	64,6	20,7	31,4	0	0	0	744,8
1999	22,7	21,5	172,8	263,4	27,5	3,8	7,1	37,5	43,8	5,2	0,4	1,1	606,8
2000	16,6	31,2	73,6	39,8	308,8	76,1	21,1	39,9	34,4	0	0	23,5	665
2001	26,1	1,1	90,9	88,1	92,4	48,4	53,2	44,8	19,1	0,3	16,1	11,6	492,1
2002	25	56	202,5	260,1	325,8	73,3	54,9	238,5	29,9	0	0	0	1266
2003	35	65,3	54,2	145,9	177,4	35,4	59,7	115,2	108,5	2,8	0	2,6	802
2004	45,4	26,1	107	173	145,8	129,2	32,1	69,2	1,3	0	1,1	0,5	730,7
2005	30,9	49,8	77,7	142,4	168,5	221,1	29,5	20,7	62,9	1,8	2,7	2,2	810,2
2006	32,5	32,6	4,5	175,2	12,8	45,4	285,1	213,9	18,5	8,9	4,2	1,4	835
2007	45,6	249,4	198,8	136,4	9,2	14,9	82,9	56,6	69,7	6,5	3,4	1,7	875,1

**Annexe N°IV.01** : La vitesse d'approche admissible en fonction du type de sol.

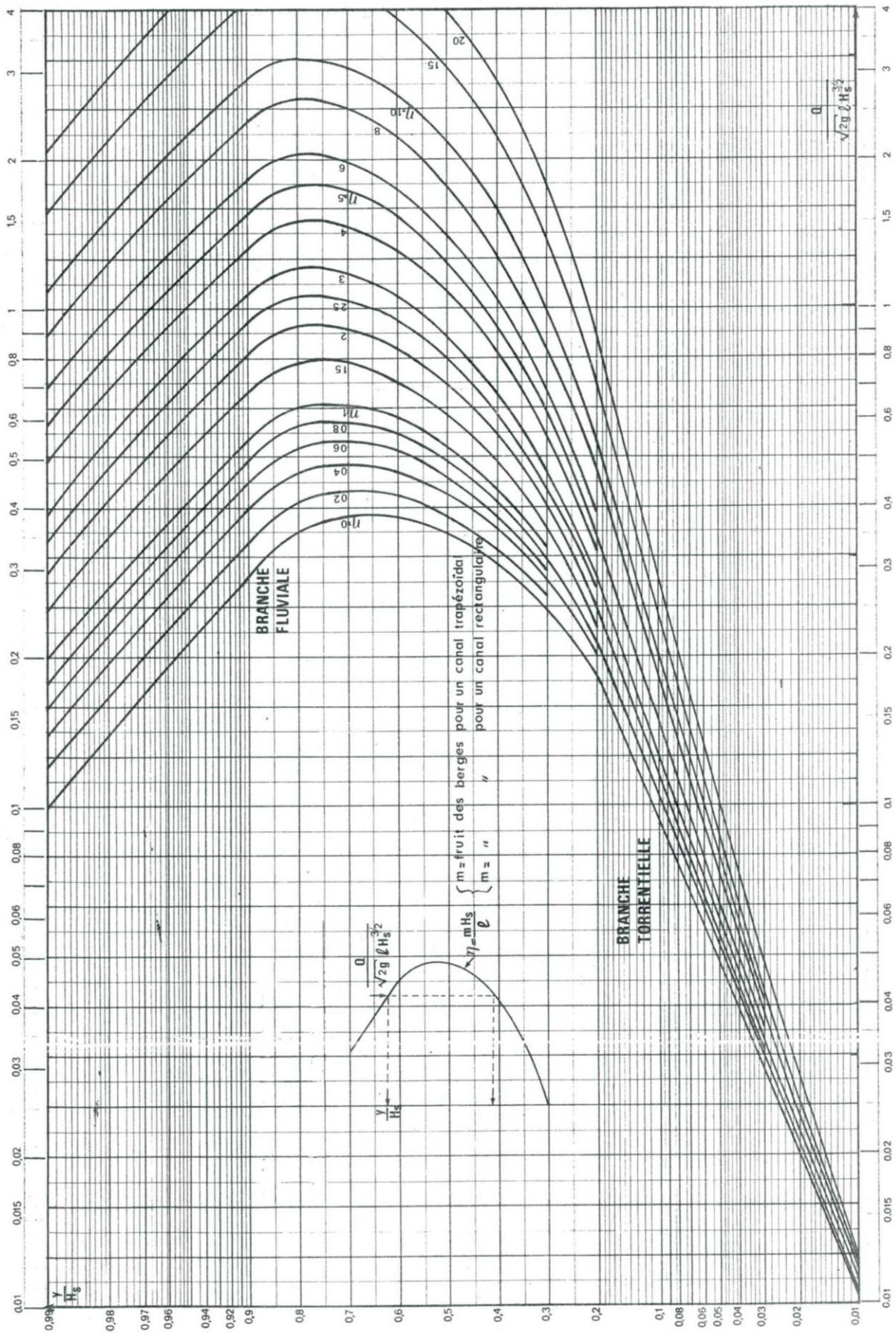
Types de sols	Diamètre $d_{50}$ (mm)	$V_{adm}$ (m/s) pour différents hauteurs (m)				
		(H+P)=0.4	(H+P)=1.0	(H+P)=2.0	(H+P)=3.0	(H+P) > 5.0
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70
Sable moyen	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85
Sable gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00
Gravier fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.0	0.90-1.10	1.00-1.20
Gravier moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.0-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45
Cailloux fin	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.0
Cailloux gros	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.0-2.45
Cailloux très gros	40-75	1.50-2.0	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30
Petite pierre	75-100	2.0-2.45	2.4-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80
Pierre moyenne	100-150	2.45-3.0	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40
Grosse pierre	150-200	3.0-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.0
Petite bloc	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.0-5.50
Moyenne bloc	300-400	-	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.0
Roches sédimentaires, conglomérats, marnes.		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire poreux et conglomérats compacts, grès calcifiés, etc.		2.50	3.0	3.40	3.70	
Grès dolomitiques, calcaires compacts non stratifiés, silices.		3.70	4.50	5.20	5.60	
Roches cristallines, marbres et granites.		16.0	20.0	23.0	25.0	
Diabases, basaltes et quartzites.		21.0	25.0	25.0	25.0	

**Annexe N°IV.02** : Les pentes de talus d'un canal trapézoïdale en fonction du type du matériau.

N°	Matériaux	Talus	
		m <sub>1</sub>	m <sub>2</sub>
1	Roche	0.25	0
2	Argile compactée ou terre recouvert d'une couche de béton	0.50 ÷ 1.0	0.75
3	Terre avec protection en enrochement, ou canal en terre	1.0	0.75
4	Argile consolidée	1.5	1.0
5	Sol sableux non consolidée	2.0	1.5
6	Sable limoneux ou argile non consolidée	3.0	2.0

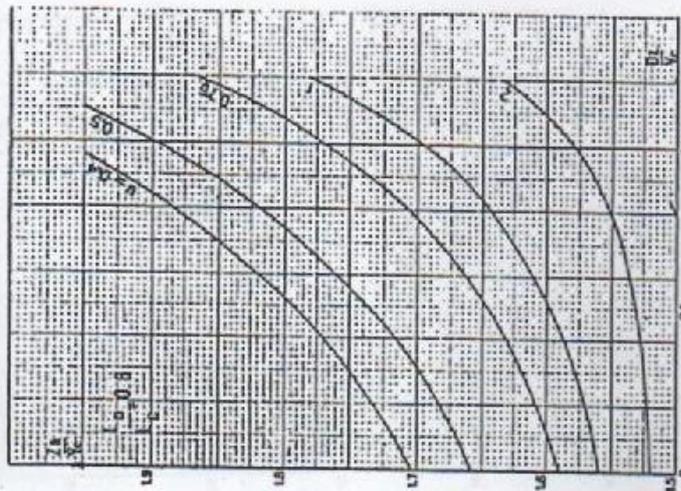
**Annexe N°IV.03** : Quelques valeurs de n coefficient de rugosité de Manning.

N°	Type du canal ouvert	n
1	Ciment très lisse, bois bien raboté	0.010
2	Bois raboté, rigoles de bois neuves, fonte revetue	0.012
3	Bon tuyau d'égout vitifié, bonne maçonnerie de brique, tuyau de béton moyen, bois non raboté, caniveaux de métal lisse	0.013
4	Tuyau d'égout de terre moyen et tuyau de fonte moyen, garniture de ciment moyenne.	0.015
5	Canaux à même la terre droits et en bon état	0.023
6	Canaux à même la terre, état moyen	0.027
7	Canaux découpés dans le roc	0.040
8	Rivières en bon état	0.030

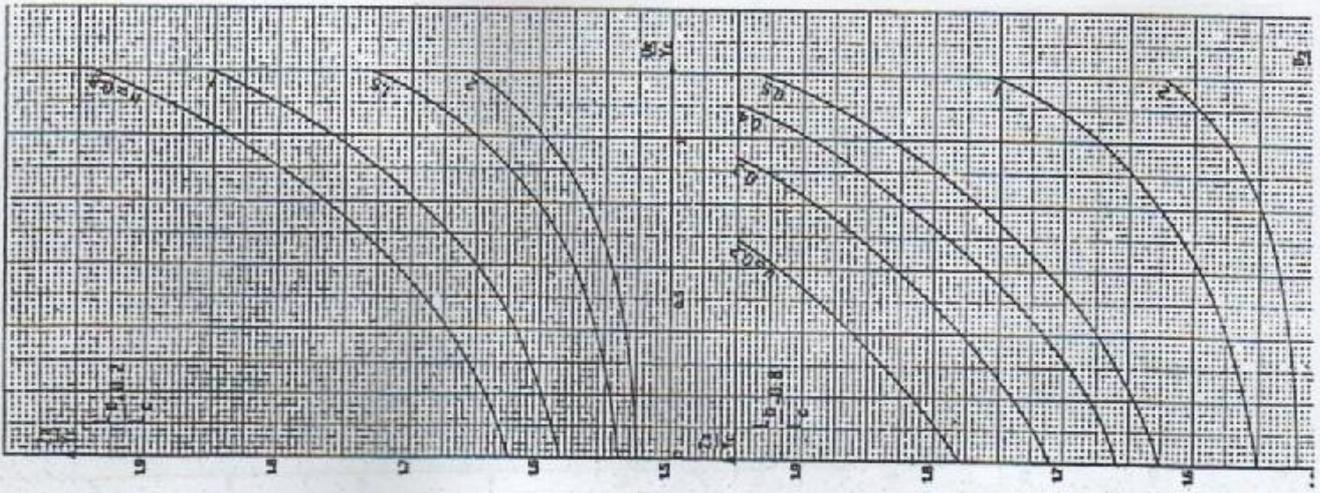
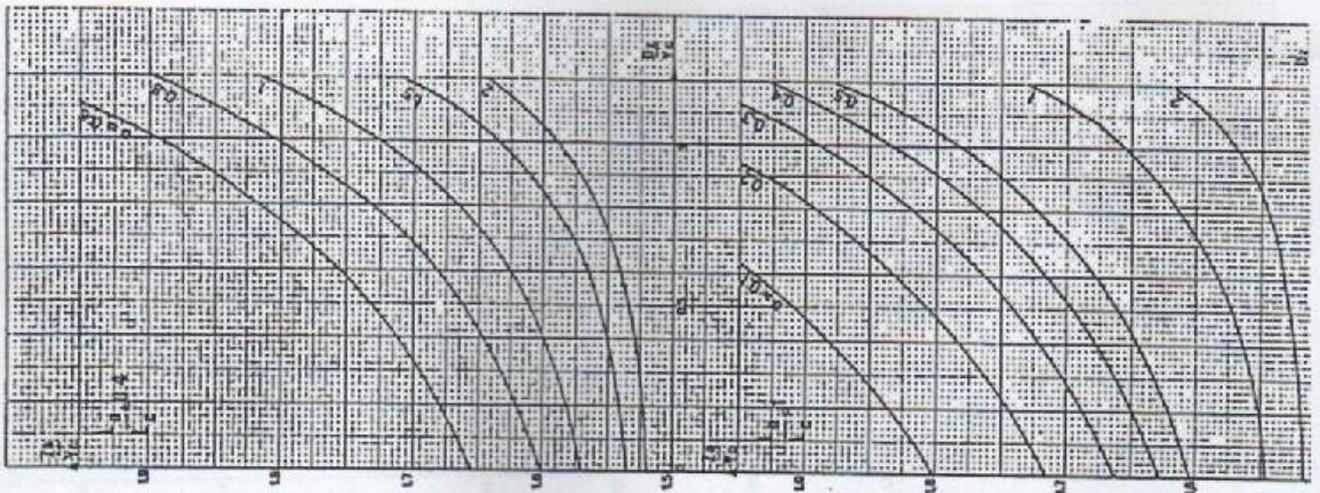
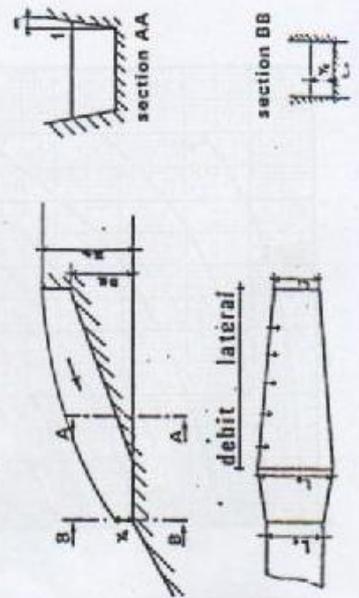


Annexe IV.04 : Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier.

# EVACUATEUR LATERAL $L_1/L_0 = 0.25$

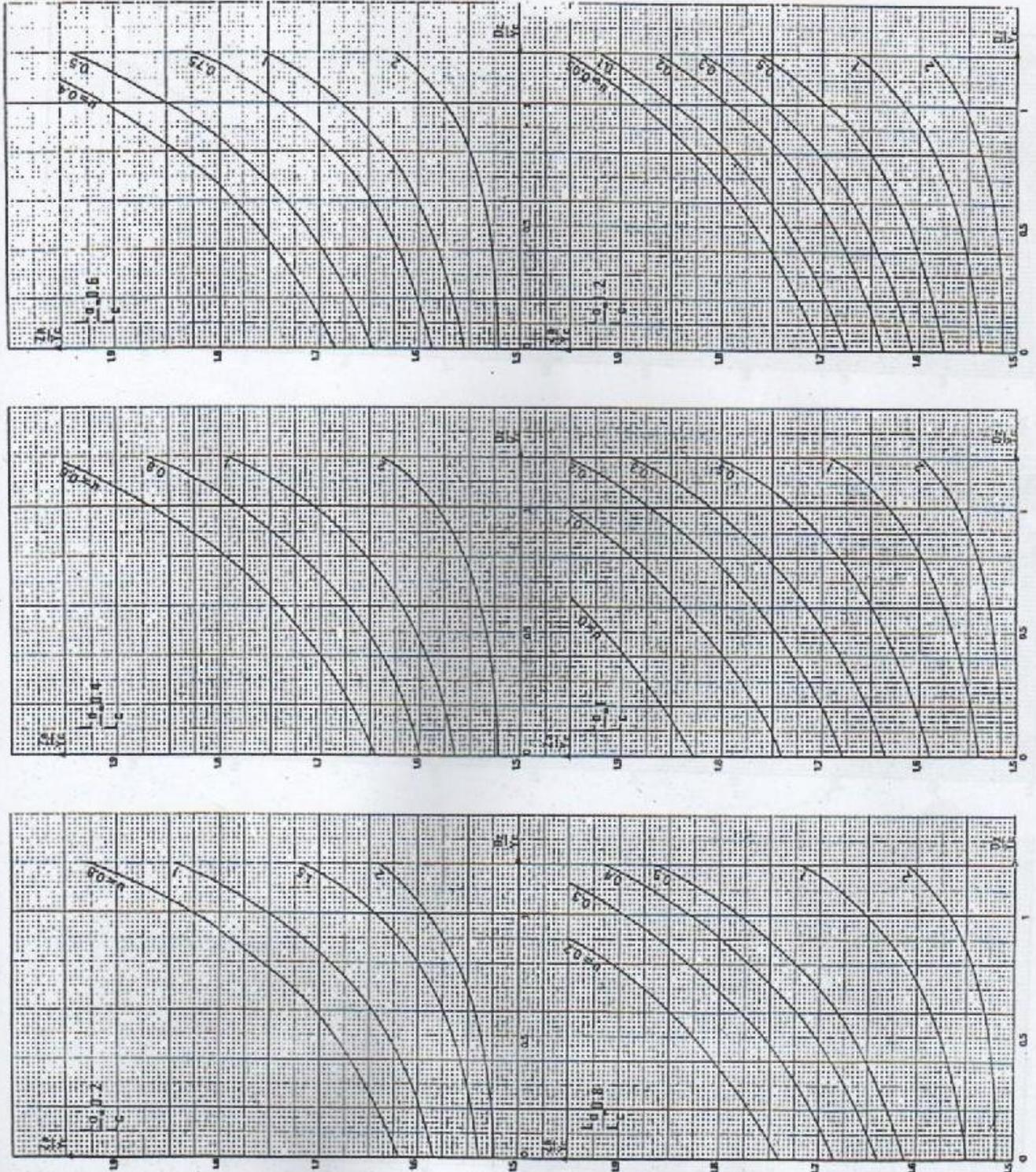


pour une section trapézoïdale  
 prouite l'énergie critique réelle  $H_{sc}$   
 puis  $\gamma_c = \frac{2}{3} H_{sc}$  et  $L_c = \frac{0.59 Q}{H_{sc}^{3/2}}$   
 $u \geq 1 - \frac{L_c}{L_0}$

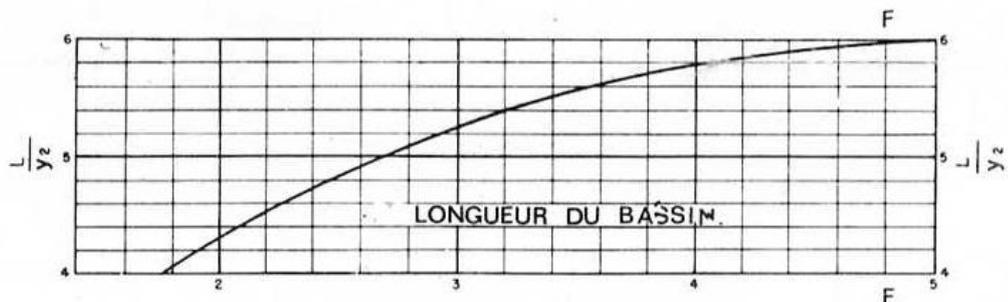
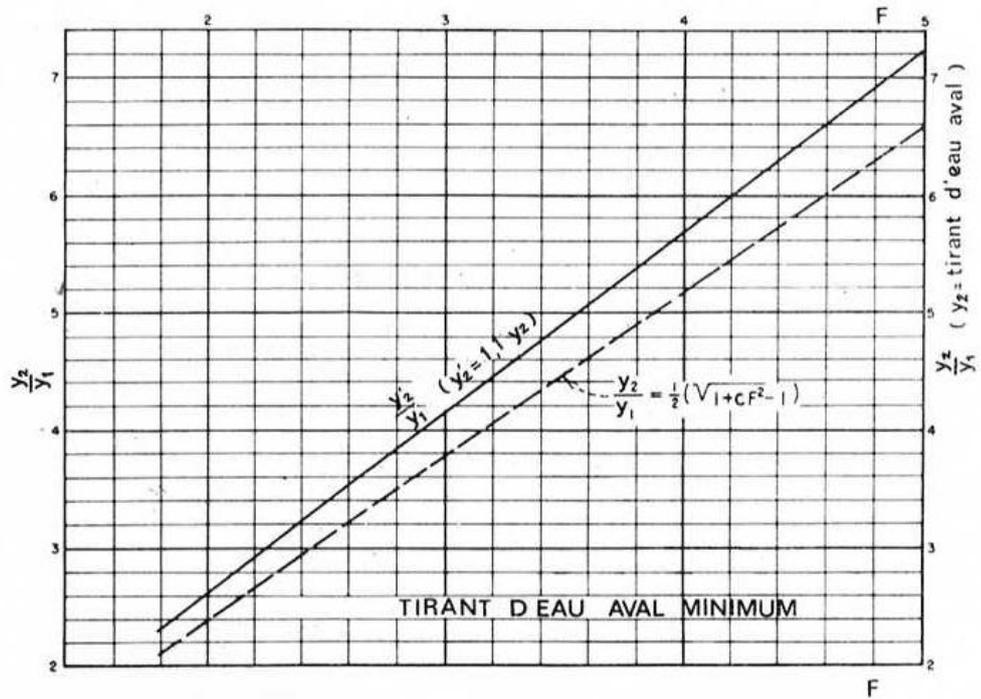
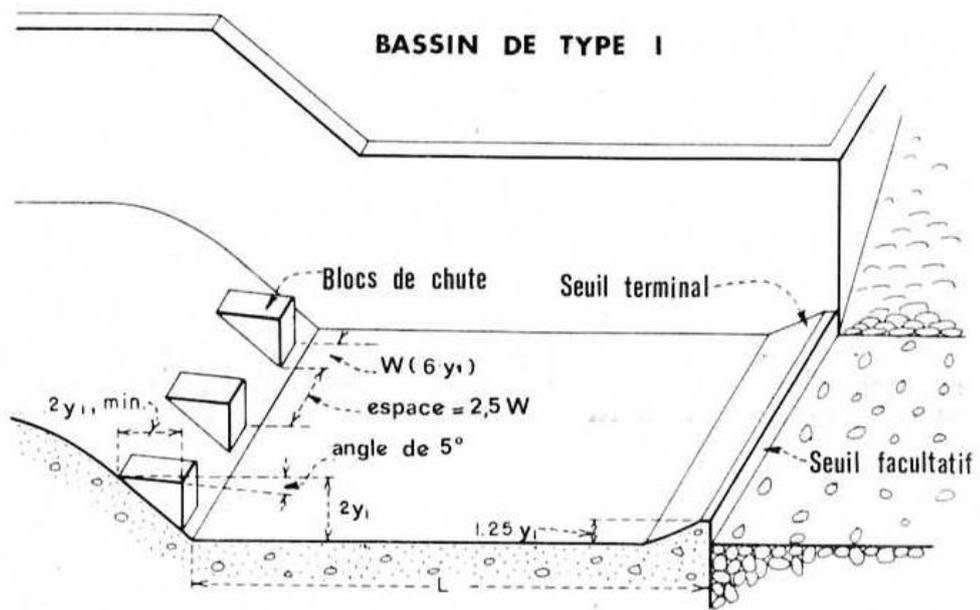


**Annexe N°IV.05:** Abaque de calcul hydraulique d'un évacuateur latéral ( $L_1/L_0 = 0.25$ ).

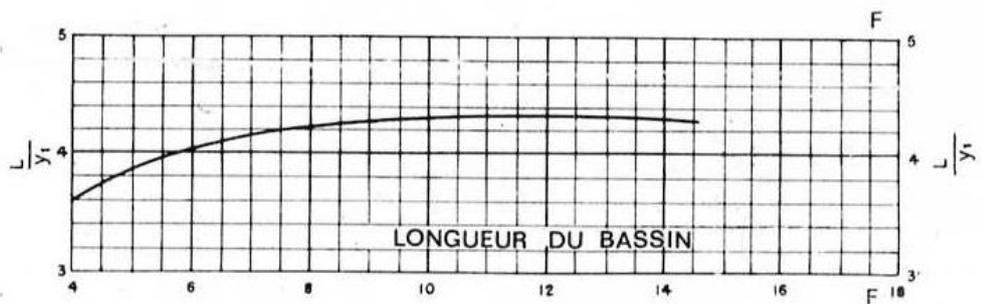
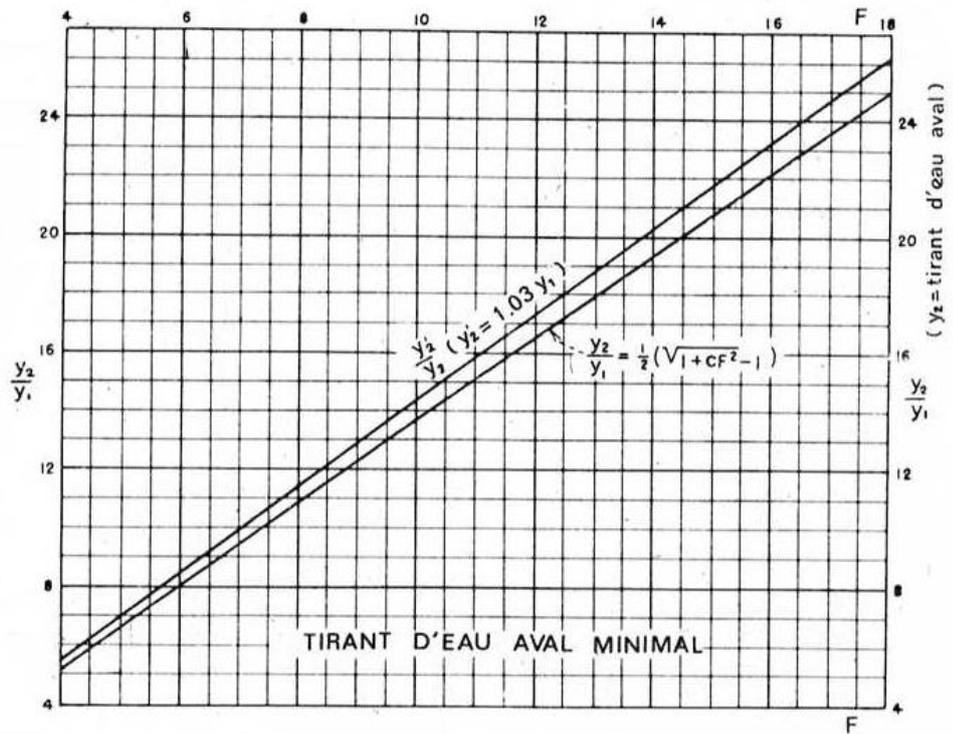
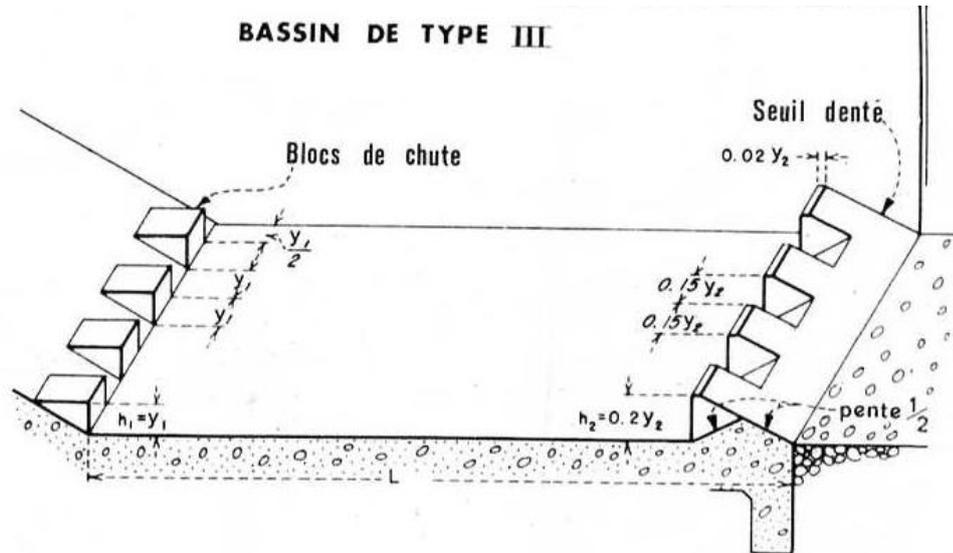
EVACUATEUR LATERAL  $L_1/L_0 = 0.5$



**Annexe N°IV.06:** Abaque de calcul hydraulique d'un évacuateur latéral.  
( $L_1/L_0 = 0.25$ ).

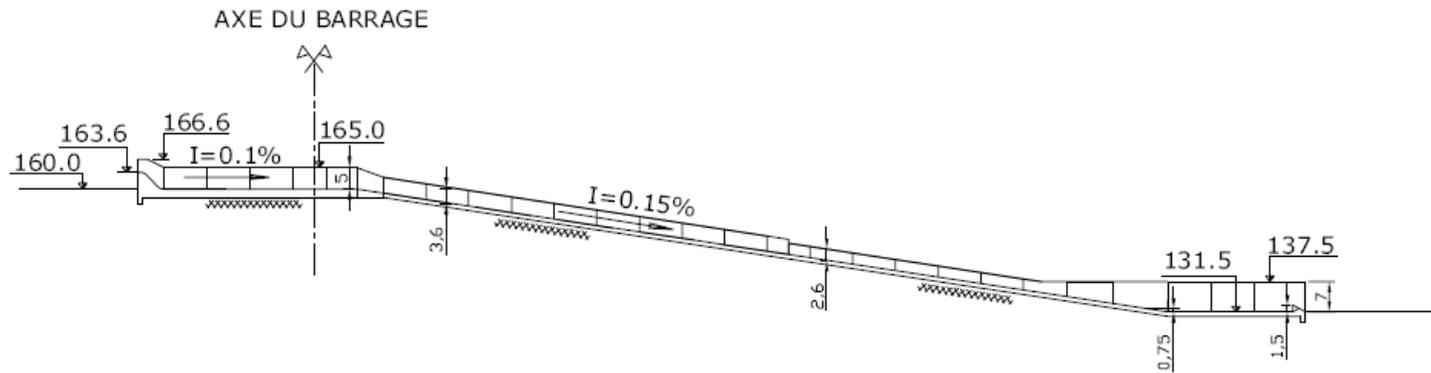


**Annexe IV.07** : Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type I (USBR). (Extrait de « DESIGN OF SMALL DAMS »).

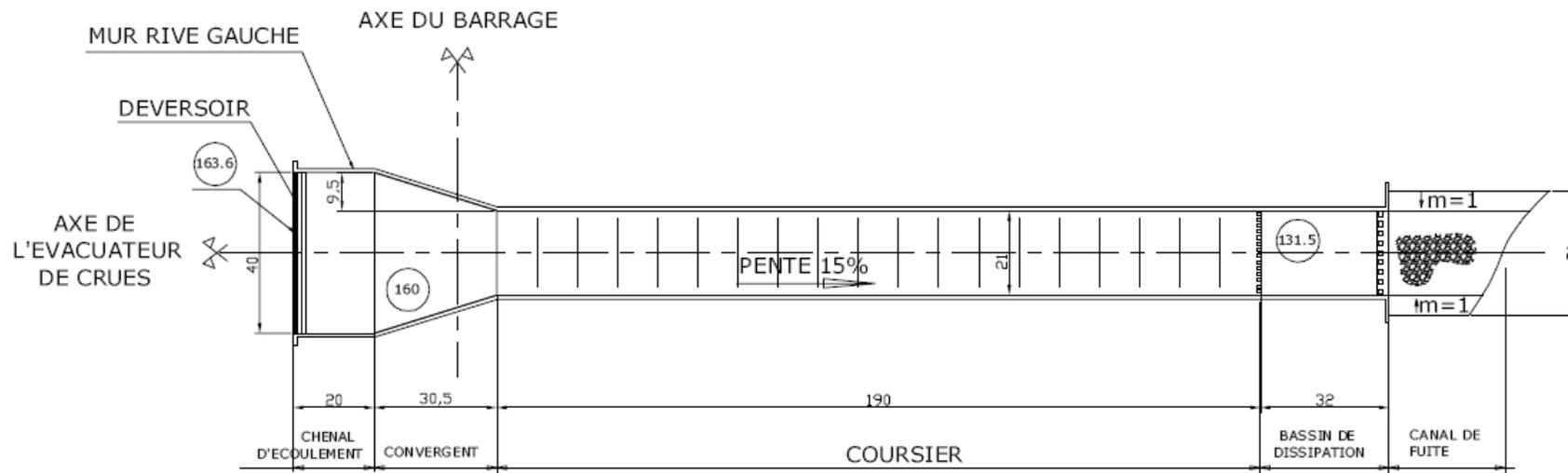


**Annexe IV.08:** Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type III (USBR). (Extrait de «DESIGN OF SMALL DAMS»).

## PROFIL



## PLAN

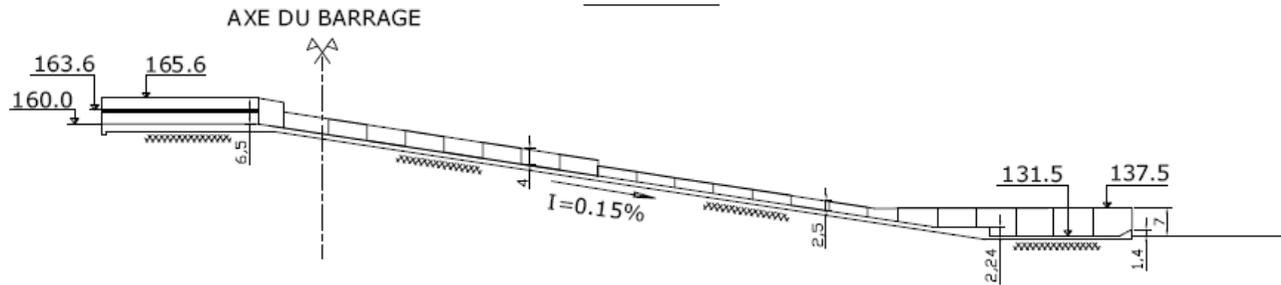


L'ECHELLE :  

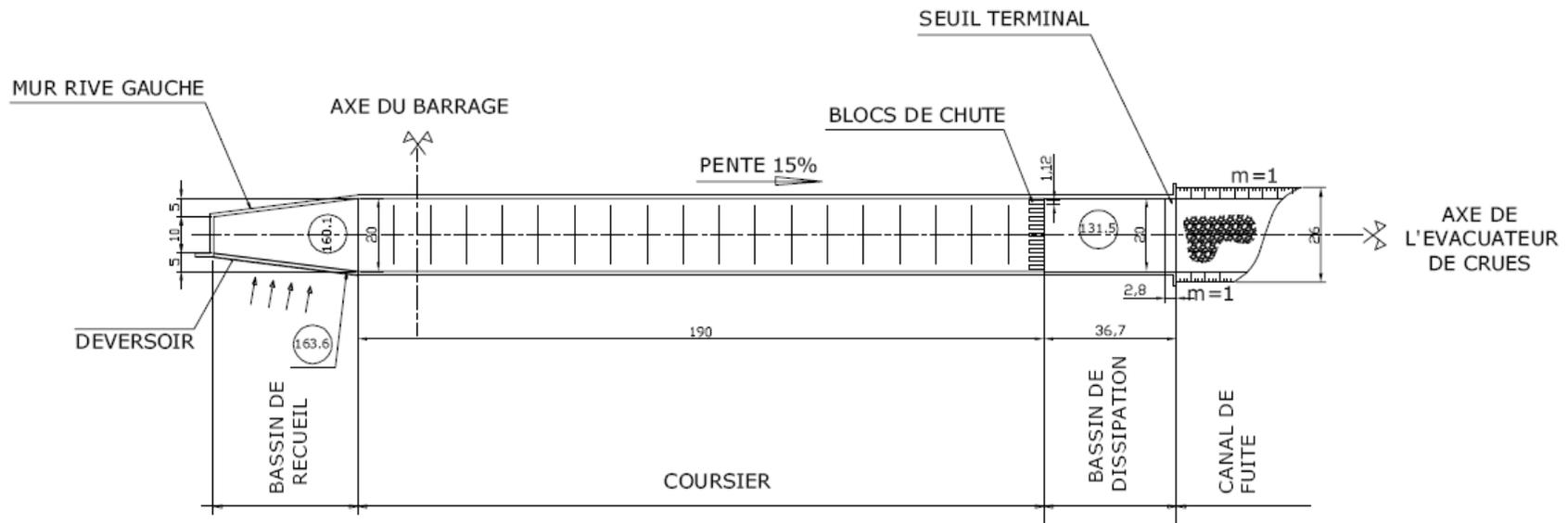
 0 10 20 m

**Annexe N°IV.08:** La variante évacuateur latéral à entonnement frontal  
 (Profil et Plan)

### PROFIL



### PLAN



L'ECHELLE :  
0 10 20 m

**Annexe N°IV.09:** La variante évacuateur latéral à entonnement latéral  
(Profil et Plan)

**Annexe N°V.01 : Les appareils des essais de contrôle de qualité de béton.**

Essai d'écrasement.



Essai Los Angeles.



Essai d'affaissement (cône d'Abrams)



Essai de perméabilité.



Ecrasement du ciment.



Temps de prise du ciment (appareil Vicat).



Equivalent de sable.



Granulométrie par tamisage



Thermomètre (la température du béton).



**Annexe N°V.02 : Les engins à utiliser pour les travaux d'excavation, bétonnage, etc.**

Pelle hydraulique sur chenilles.



Bulldozer.



Niveleuse.



Centrale à béton.



La grue.



Malaxeur.



Camions pour le transport du déblai.



Pompe à béton (Girafe).

