



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: Conception Des Ouvrages Hydrauliques

THEME :

Etude de l'évacuateur de crues et des ouvrages annexes du
barrage Guenitra (w.Skikda)

Présenté par :

Zaouali Ahmed Amine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Hadj Sadok Ahmed	Professeur	Président
Zaibak Issam	M.A.A	Examineur
Bouziane Mamar	M.A.A	Examineur
Bensalah Mohmed Draïdi	M.C.B	Promoteur

Session 2023

REMERCIEMENT

En premier lieu, je souhaite exprimer ma gratitude envers le divin qui a éclairé mon chemin, m'a accordé la force, la sagesse, et la détermination nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Il est difficile de mettre en mots l'étendue de ma reconnaissance envers mon promoteur, Mr. M.D. BENSALAH, pour l'aide précieuse qu'il m'a apportée tout au long de la réalisation de ce projet.

J'adresse toute ma reconnaissance à mes enseignants et professeurs qui m'ont guidé tout au long de mon parcours d'ingénieur, ainsi qu'à l'ensemble des membres du jury qui ont l'honneur d'évaluer ce travail.

Je tiens également à remercier chaleureusement l'ensemble du personnel de l'ANBT pour leurs précieux conseils et orientations.

ملخص

هدف هذه الدراسة هو تصميم جهاز تصريف السيول للسد جونيتراف في ولاية سكيكدة، الذي يمتلك سعة تخزين تبلغ 43.15 مليون متر مكعب. الهدف الرئيسي هو مراقبة أقصى مستويات المياه في الأوضاع العادية وأثناء الأزمات مع ضمان سلامة سكان المناطق الواقعة في المنطقة المنحدرة. لتحقيق ذلك، تضمنت الدراسة تحليل ملامح منطقة تجميع المياه وجيولوجيا الموقع وعلم المناخ. تم حساب معدل التدفق اللازم بمقدار 1491 متر مكعب في الثانية. تم النظر في اثنين من الخيارات لأجهزة تصريف السيول، وتم اختيار الخيار الأول، الذي يكلف أقل. هذا المشروع ضروري لضمان سلامة سكان المنطقة الواقعة في المنطقة المنحدرة من السد جونيتراف، ويجب أن يتم اختيار البديل لجهاز تصريف السيول وفقاً لمعايير صارمة، بما في ذلك التكلفة والامتثال لمعايير السلامة

Résumé

L'objectif de cette étude est de concevoir un évacuateur de crue pour le barrage de Guenitra à Skikda, qui a une capacité de 43,15 millions de mètres cubes. L'objectif principal est de contrôler les niveaux d'eau maximums en conditions normales et de crise tout en assurant la sécurité des habitants en aval. Pour y parvenir, l'étude a impliqué l'analyse des caractéristiques du bassin versant, la géologie du site, et l'hydrologie. Le débit de dimensionnement nécessaire a été calculé à 1491 mètres cubes par seconde. Deux options d'évacuateurs de crue ont été envisagées, et la première, moins coûteuse, a été sélectionnée. Ce projet est essentiel pour la sécurité des résidents en aval du barrage de Guenitra, et le choix de la variante d'évacuateur de crue doit respecter des critères stricts, notamment le coût et la conformité aux normes de sécurité.

Abstract:

The objective of this study is to design a floodgate for the Guenitra dam in Skikda, which has a capacity of 43.15 million cubic meters. The main goal is to control the maximum water levels under normal and crisis conditions while ensuring the safety of residents downstream. To achieve this, the study involved the analysis of the watershed characteristics, site geology, and hydrology. The required design flow rate was calculated at 1491 cubic meters per second. Two floodgate options were considered, and the first, which was more cost-effective, was selected. This project is crucial for the safety of residents downstream of the Guenitra dam, and the choice of the floodgate variant must adhere to strict criteria, including cost and compliance with safety standards.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	3
----------------------------	---

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

INTRODUCTION.....	3
I.1 La présentation de la wilaya de Skikda.....	3
I.2 Description du site du barrage	3
I.3 Situation géographique	3
Conclusion.....	4

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction	6
II.1 Géologie régionale.....	6
II.2 Géologie du site du barrage.....	7
II.2.1 Les substratum rocheux.....	7
II.2.2 Les terrains de couverture :	8
II.3. Condition géologique observées au droit des ouvrages.....	9
II.3.1 Galerie de dérivation	9
II.3.2 Digue	10
II.3.3 Evacuateur de crue	10
<u>II.3.4</u> Tour de prise	11
II.4 Caractéristiques des matériaux de constructions utilisées dans la digue.....	11
II.4.1. Matériaux utilisés et rappel de leur localisation	11
II.4.2. Description des matériaux	12
II.5. Caractéristiques de compactage et essais de compactage	13
II.5.1 Silt argileux.....	13
II.5.1.1 Les poids spécifiques absolus des silts argileux.....	13
II.5.2 Graves Argileuses.....	14

II.5.2.1 Essais de compactage	14
II.5.2.2. Résultats des compactages :	15
II.6. Caractéristiques de cisaillement	16
II.6.1. Silts argileux	16
II.6.2. Graves argileuses	16
II.6.3. Résistance au cisaillement	17
II.7. Caractéristiques de perméabilité.....	17
II.7.1. Silt argileux.....	17
II.7. 2. Graves argileuses.....	17
II. 8. Caractéristiques effectives des matériaux.....	17
II. 8.SISMICITE DE LA ZONE D’ETUDE.....	18
Conclusion.....	19

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction	21
III.1 Caractéristiques du bassin versant.....	21
III.1.1. Caractéristiques morphologique.....	21
III.1 .1.1 Paramètres géométriques.....	21
III.1.1.2.Paramètres de forme.....	21
III.1.1.3Hypsométrie du bassin versant.....	22
III.2.Relief.....	26
III.2.1Caractéristiques hydrographiques	26
III.2.1.1 le réseau hydrographique	26
III.2.1.2 Densité de drainage	26
III.2.1.3Coefficient de torrentialité :	27
III.2.1.4Longueur moyenne des versants	27
III.2.1.5 Temps de concentration	27
III.2.1.6 Vitesse moyenne de ruissellement	27

III.2.2 Caractéristiques climatique du bassin versant.....	28
III.2.2.1 Température	29
III.2.2.2 Humidité relative.....	29
III.2.3 Vitesse du vent	30
III.2.4 L'Ensoleillement	30
III.2.5 Station pluviométrique	31
III.2.6 Répartition mensuelle de la pluie moyenne	31
III.2.7 les pluies maximales journalières.....	32
III.2.7.1 Caractéristiques de la série des pluies maximales journalières.....	32
III.2.7.2 Ajustement des pluies maximales journalières	32
III.2.8 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences	38
III.3 Evaluation des apports liquides.....	40
III.3.1 Apports moyens interannuels.....	40
III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement	42
III.3.3 Estimation fréquentielle des apports	44
III.4 Les apports solides	45
III.4.1 Apport solide en suspension.....	45
III.4.2 Le transport solide par charriage.....	46
III.5 Etude des crues.....	46
III.5.1. Détermination des débits maximums fréquents	46
III.5.1.1. les formules empiriques	46
III.5.1.2. Méthode GRADEX	47
III.6 Hydrogramme de crue.....	51
III.7 Estimation de la crue de projet.....	53
III.8 Etude de Régularisation	54
III.8.1 Répartition mensuel de l'apport 80%.....	54
III.8.2 Répartition mensuel des besoins	55

III.8.3. Courbes caractéristiques de la retenue	55
III.8.4 Calcul du volume utile	56
III.8.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :	57
III.8.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	59
II.10 Laminage des crues	61
III.10.1 Méthode de MUSKINGUM.....	62
III .11 Etude d'optimisation	67
III.11.1 La revanche	68
III.11.2. Calcul des coûts.....	70
III.11.2.1 Coût de la digue.....	70
III.11.2.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues	71
III.11.2.2.1 Coût du déversoir	71
III.11.2.2. 2 Coût de coursier	72
III.11.2.2 .3 Coût de canal d'approche.....	73
III.11.2 Coût total du barrage.....	73
Conclusion.....	75

Chapitre IV : Etude des variantes

Introduction	77
IV.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue	77
IV.2 Choix de la variante	77
IV.3 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue	78
IV.4Evacuateur de crue latérale a entonnement frontale	79
IV.4.1Canal d'approche	79
IV.4.2 Déversoir	80
IV.4.2.1 Calcul du profil en amont du déversoir.....	80
IV.4.2.2 Calcul du profil en aval du déversoir	82
IV.4.3 Chenal d'écoulement.....	83

IV.4.4 Convergent.....	85
IV.4.5 Le coursier :	87
IV.4.6 Bassin de dissipation :	90
IV.4.7 Canal de fuite :	92
IV.5.Evacuateur de crue latérale a entonnement latéral.....	94
IV.5.1Canal d’approche	94
IV.5.2 Déversoir et canal latéral.....	95
IV.5.2.1 Calcul du profil en amont du déversoir.....	95
IV.5.2.2 Calcul du profil en aval du déversoir	96
IV.5.2.3 Calcul hydraulique	97
IV.5.3 Chenal d’écoulement.....	100
IV.5.4 Convergent.....	101
IV.5.5 Le coursier :	104
IV.5.6 Bassin de dissipation :	106
IV.5.7 Canal de fuite :	108
Conclusion.....	109

Chapitre V : Vidange de fond et la prise d’eau

V.1 Vidange de fond	111
V.1.1 Introduction	111
V.1.2 Types d’ouvrages de vidange	111
V.1. 3. Choix du type d’ouvrage vidange de fond :	112
V.1.4. Calcul de la vidange de fond :	112
V.1.4.1Calcul hydraulique de la conduite de vidange :	112
V.1.4.1Calcul Calcul du temps réel de la vidange du barrage :	114
V.2. Etude de la prise d’eau :	116
V.2.1. Introduction:	116
V.2.2. Types et emplacements possibles :	116

V.2.3. Choix de type de prises :	117
V.2.4. Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau :	117
Conclusion.....	119

Chapitre VI : Etude génie civil

Introduction.....	121
VI.1 Etude de stabilité.....	121
VI.1.1 Stabilité de déversoir.....	121
VI.1.1.1 Calcul des forces.....	122
VI.1.1.2 stabilité au renversement.....	125
VI.1.1.3 stabilité au glissement.....	126
VI.1.1.4 stabilité au poinçonnement.....	126
VI.2.1. stabilité de murs bajoyers.....	126
VI.1.2.1 calcul des forces.....	127
VI.1.2.2 stabilité au renversement.....	128
VI.1.2.3 Stabilité au glissement.....	129
VI.1.2.4 Stabilité au poinçonnement.....	129
VI.2 Calcul de ferrailage.....	129
VI.2.1 Ferrailage de rideau de coursier.....	129
VI.2.2 Ferrailage de la semelle de coursier.....	132
VI.2.3 Ferrailage du radier de déversoir.....	134
Conclusion.....	136

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction.....	138
VII.2.1 Installations dédiées au personnel.....	139
VII.2.2 Installations pour le stockage des matériaux.....	140
VII.2.3 Installations pour la réparation des engins.....	140

VII.2.4 Installations pour la préfabrication	140
VII.3 Travaux de réalisation.....	140
VII.3.1 Implantation des ouvrages sur le chantier (Piquetage)	140
VII.3.2 Travaux de terrassements	140
VII.3.3 Travaux d'excavations	141
VII.3.4 Travaux secondaires	141
VII.4 Les moyens de chantier	141
VII.5 Planification.....	143
VII.5.1 Attribution des durées pour chaque opération :	143
VII.5.2 Délai de construction et programme des travaux	144
VII.5.3 Symboles des différentes opérations	144
VII.5.4 Techniques de la planification.....	145
VII.5.4.1 Méthodes basées sur le réseau	145
VII.5.4.2 Méthode du tableau.....	146
Conclusion.....	147
CONCLUSION GENERALE.....	148

Liste des tableaux

Tableau 1: Coordonnées de la courbe hypsométrique	23
Tableau 2 : Répartition des surfaces cumulée en fonction d'altitude	25
Tableau 3 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)	25
Tableau 4: Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	28
Tableau 5: Variation des températures de la station guentira.....	29
Tableau 6: Humidité moyennes de Skikda	30
Tableau 7 : Vitesse moyenne mensuelle du vent à la station de Guenitra	30
Tableau 8: Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles	31
Tableau 9: Coordonnées de la station pluviométrique de Guenitra	31
Tableau 10: Répartition mensuelle de la pluie moyenne	31
Tableau 11: Paramètres statistiques des précipitations maximales journalières station Skikda	32
Tableau 12 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL	33
Tableau 13 : Ajustement a la loi normale	34
Tableau 14 : Ajustement a la loi log normale.....	36
Tableau 15 : Intensité pour les différentes fréquences.....	38
Tableau 16 : Apports moyens interannuels.....	41
Tableau 17 : l'apport liquide mensuel	41
Tableau 18 : Récapitulatif des coefficients de variation.....	43
Tableau 19: Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.....	44
Tableau 20 : les résultats de calcul de volume mort estimé.....	45
Tableau 21 : débits maximums fréquentiels du défèrent période de retour.....	47
Tableau 22 : Ajustement des pluies maximales journalières	49
Tableau 23 : Débits de pointe de crue du barrage de Guenitra.....	50
Tableau 24 : Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ	52
Tableau 25 : calcul de l'hydro-gramme de crue	52
Tableau 26 : Crues de projet recommandées	54
Tableau 27 : Répartition mensuelle des besoins.....	55
Tableau 28 : Courbe topographiques et volumétriques	55
Tableau 29 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3).....	58
Tableau 30 : Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm^3)	60
Tableau 31 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour $b=50$ m.....	64

Tableau 32 : Calcul de l'hydro-gramme de sortie pour $b=50m$	65
Tableau 33 : Hydro-gramme d'entré et les hydro-grammes de sorties.....	65
Tableau 34 : récapitulatif des résultats de laminage.....	67
Tableau 35 : Résultats de calcul de hauteur des vagues.....	68
Tableau 36 : résultats de calcul de la largeur en crête.....	70
Tableau 37 : Cout de la digue.....	71
Tableau 38 : Coût de déversoir.....	72
Tableau 39 : Cout de coursier.....	72
Tableau 40 : Coût du canal d'approche.....	73
Tableau 41 : Coût total du barrage.....	74
Tableau 42 : Résultats de l'étude d'optimisation.....	75
Tableau 43: Tableau des résultats de l'étude de la régularisation et du laminage.....	75
Tableau 44 : Valeurs des paramètres K et n.....	81
Tableau 45 : Résultats de Calcul des paramètres.....	82
Tableau 46 : calcul du profil du déversoir par la méthode WES.....	82
Tableau 47 : Résultat de calcul de la ligne d'eau.....	88
Tableau 48 : Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.....	89
Tableau 49 : Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.....	90
Tableau 50 : Dimensions des dents déflectrices.....	92
Tableau 51 : Dimensions des blocs de chicane.....	92
Tableau 52 : Coordonnées du quadrant aval de déversoir.....	96
Tableau 53 : récapitulatif du canal latéral.....	98
Tableau 54 : Tableau récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge.....	99
Tableau 55 : Résultat de calcul de la ligne d'eau.....	105
Tableau 56 : Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.....	106
Tableau 57 : Dimensions des dents déflectrices.....	107
Tableau 58 : L'ensemble des dispositifs minimaux préconisés.....	112
Tableau 59 : Calcul du temps de vidange.....	115
Tableau 60 : Calcul de la vidange de fond.....	115
Tableau 61 : Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.....	124
Tableau 62 : Symboles des opérations.....	145
Tableau 63 : Les paramètres du réseau à nœuds.....	146
Tableau 64 : Détermination du chemin critique par la méthode du tableau.....	147

Liste des figures

Figure 1 : Localisation de la zone d'étude.....	4
Figure 2 : Carte géologique présente l'érogène alpin périméditerranéen (Durand-Delga, 1969).	7
Figure 3: Carte géologique de la région d'étude (d'après J.M.Vila 1980)	9
Figure 4: Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en2003 ...	18
Figure 5 : Courbe hypsométrique du bassin versant de Guenitra	23
Figure 6 : La carte hypsométrique du bassin versant Guenitra.....	26
Figure 7 :Températures maximales et minimales à guenitra en fonction de temps.....	29
Figure 8:Humidités à Skikda en fonction de temps	30
Figure 9 : Répartition mensuelle de la précipitation.....	32
Figure 10 : Représentation graphique de la loi de Gumbel	33
Figure 11 : Comparaison des caractéristiques de l'échantillon et de la loi de Gumbel	34
Figure 12 : Ajustement à la loi normale.....	35
Figure 13 : Comparaison des caractéristiques de l'échantillon et de la loi normale.....	35
Figure 14 : Ajustement a la loi log normale	37
Figure 15 : Comparaison des caractéristiques de l'échantillon et de la loi log normale	37
Figure 16 : Pluie de Courte Durée	40
Figure 17 : Courbes intensité durée fréquence	40
Figure 18 : Répartition mensuelle de l'apport liquide	42
Figure 19 : Répartition mensuelle des apports 80%	44
Figure 20: Hydro-gramme de crue.....	53
Figure 21 : Courbe hauteur-surface-volume	56
Figure 22 : Modélisation de la courbe capacité-hauteur	63
Figure 23 : Modélisation de la courbe surface-hauteur	63
Figure 24 : Courbe caractéristique du barrage pour $b=50$ m	64
Figure 25 : Hydrogrammes de sorties.....	67
Figure 26 : Le cout de la digue, l'évacuateur et le total du barrage.....	74
Figure 27 : Schéma général des composent d'évacuateurs de crue à surface libre	78
Figure 28 : Profil du déversoir	83
Figure 29 : Graphique de la ligne d'eau dans la de coursier.....	89
Figure 30 : Schéma de bassin de dissipation USBR type III(Designnd of small dams, 1987)...	91
Figure 31 : description de l'évacuateur de crue latéral	94

Figure 32 : Profil du déversoir	97
Figure 33 : Tranches de calcul de la largeur déversante	98
Figure 34 : Profil en long du canal latéral.....	100
Figure 35 : Graphique de la ligne d'eau dans la de coursier.....	106
Figure 36 : Schéma de bassin de dissipation USBR type I (Designnd of small dams, 1987) ..	107
Figure 37 : Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir	121
Figure 38 : Pré dimensionnement du déversoir	123
Figure 39 : Les forces agissantes sur le mur des bajoyers	127
Figure 40 : Calcul de ferrailage du coursier	130
Figure 41 : Diagramme des contraintes de la semelle du mur de bajoyer	Erreur ! Le signet n'est pas défini.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique à savoir agricole ou industriel, elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente.

Pour satisfaire cette demande en eau, on a recours à la mobilisation en construisant les ouvrages hydrauliques tels que les barrages.

Nous avons traité l'étude et la conception de l'évacuateur de crue du barrage GUENITRA dans la wilaya de Skikda.

Le choix de ce dernier dépend essentiellement des facteurs suivants : Le débit, la qualité des prévisions des crues, la durée de fonctionnement, la topographie, la géologie, le type de barrage et les problèmes d'exploitation; Ces facteurs qu'on aboutit à l'implantation de l'évacuateur de crue le plus favorable et le moins coûteux.

Notre étude comporte d'abord le mémoire de synthèse qui contient le résumé d'étude préliminaire de faisabilité de barrage (étude géologique étude géotechnique et étude hydrologique) et le calcul hydraulique des variantes possibles et le calcul génie civil de la variante réalisée.

Chapitre I
Présentation de la
zone d'étude

INTRODUCTION

L'objectif principal de ce chapitre est l'étude préliminaire du projet de réalisation d'un barrage GUENITRA, afin d'établir les documents nécessaires pour l'étude du projet (cartes, plans et profils) et à la bonne connaissance des conditions topographiques, géotechniques et hydrologiques du site pour qu'il soit faisable et l'endroit le plus adéquat pour l'implantation de son axe.

I.1 La présentation de la wilaya de Skikda

La wilaya de Skikda est située dans la partie nord-est du pays .Elle s'étend sur une superficie de 4118 km et est limitée :

Au nord par la mer Méditerranée

A l'est par la wilaya d'Annaba

Au sud par les wilayas de Constantine, Mila et Guelma

A l'ouest par la wilaya de jijel

I.2 Description du site du barrage

Le site du barrage de Guenitra est située sur l'oued Fessa à environ 1,5 km de la confluence des oueds Khenga et Fessa formant l'oued Guebli . La superficie du bassin versant du versant du site du barrage de 202 km.

I.3 Situation géographique

Les coordonnées UTM (Fuseau 32) de l'axe du barrage sont les suivantes :

X = 288807.077 m

Y = 4 065799.631 m

Et les coordonnées Lambert sont les suivantes :

Latitude (Degrés) : 36°42'51,933''N

Longitude (Degrés) : 6°38'7.494''E



Figure 1 : Localisation de la zone d'étude.(google map)

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté le site du barrage de Guinitra en présentant des données géographiques.

Chapitre II

Etude géologique et géotechnique

Introduction

Les études géologiques et géotechniques établis sur le site du barrage nous permettent de recommander les types des ouvrages les mieux adaptés à implanter en fonction de la nature des sols et de ces caractéristiques, ainsi la disposition en qualités et en quantités des matériaux de constructions au voisinage du site.

La recherche, la collecte puis l'exploitation de la documentation qui existe sur la zone étudiée telles que cartes géologiques, topographiques les photos aériennes et divers documents permettent de déterminer exactement la formation géologique et géomorphologique de site de barrage Guenitra.

II.1 Géologie régionale

La retenue est située au nord du "socle kabyle", composé de terrains cristallophylliens tels que des gneiss, granulites, phyllades et calcaires métamorphiques précambriens. Ces terrains ont été charriés vers le sud sur des terrains sédimentaires d'âges jurassique à éocène. Au-dessus du "socle", il y a des terrains conglomératiques et grès micacés d'âge Oligocène supérieur et Miocène inférieur. Par-dessus ces couches, on trouve des nappes de flysch caractérisées par une fragmentation importante et des lambeaux imbriqués, ainsi qu'une nappe numidienne argileuse. Cette séquence est recouverte par le Miocène post-nappes. Des granites et micro-granites d'âge Miocène traversent le "socle" kabyle, provoquant un métamorphisme de contact.

La région a également été affectée par une tectonique cassante avec de grandes failles orientées approximativement ENE et NS, donnant à la région sa configuration actuelle. Le "socle" cristallin présente une surface paléo topographique complexe due à la fracturation liée à son charriage initial et à des phénomènes d'érosion antérieurs à la mise en place de l'Oligo-Miocène. Deux principaux complexes stratigraphiques ont été observés dans l'emprise de la retenue : le "socle" kabyle et les formations de flysch.

Le "socle" présente trois faciès différents : granitoïde le long de l'oued CHARFA, gneissique en rive gauche avec des passages à des granulites plus évoluées, et des schistes et phyllades.

Le complexe Oligo-Miocène qui recouvre le socle comprend des conglomérats rouges et gris, des grès micacés, des argiles indurées, des "silstones" interstratifiés de grès, et des argiles (marnes) à blocs de grès et brèches tectoniques (olistostrome).

Les flysch, qui couvrent une grande partie de la région, sont principalement visibles dans la partie amont de la retenue et sont composés de roches détritiques argilo-gréseuses fortement plissées.

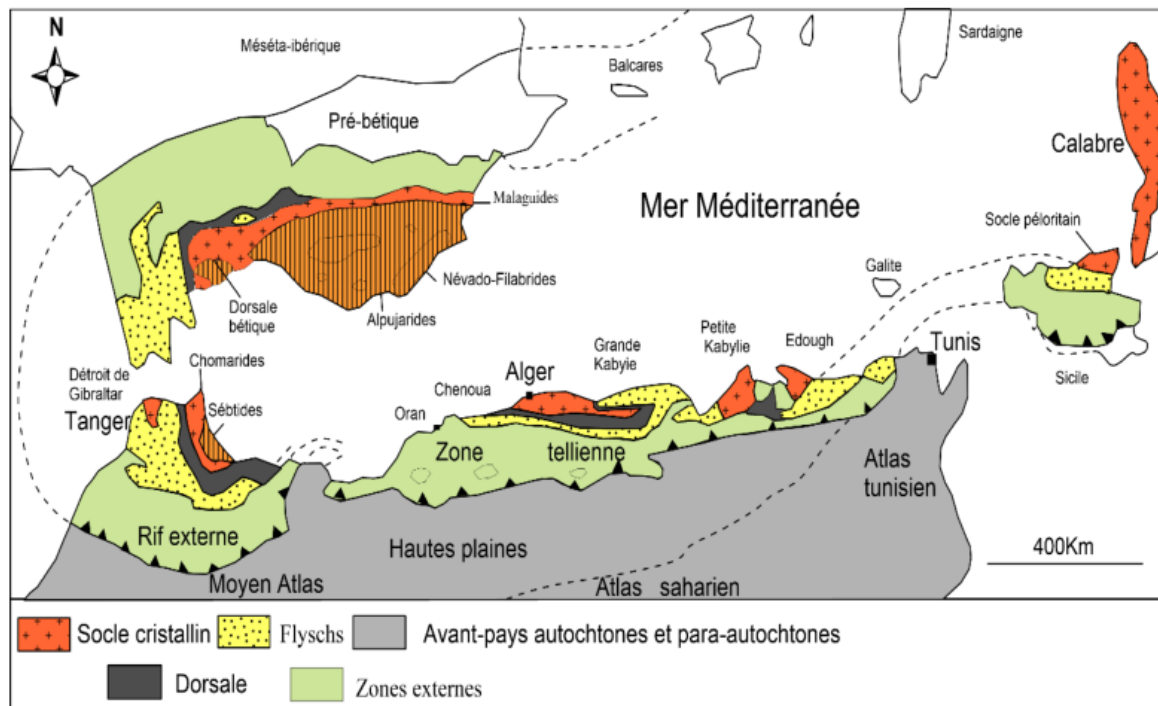


Figure 2 : Carte géologique présente l'érogène alpin périméditerranéen (Durand-Delga, 1969).

II.2 Géologie du site du barrage

II.2.1 Les substratum rocheux

La structure principale est orientée au droit du site sensiblement ENE /WSW et comprend : En rive gauche, les gneiss tectonisés et recristallisés en "granulites". Ces roches sont en contact par failles ENE avec des gneiss très micacés à l'amont immédiat de l'évacuateur de crue. De nombreuses failles et fractures découpent cet appui. Le haut du versant, en dehors de l'emprise des ouvrages, est formé de micaschistes moins évolués que les gneiss. Sous le remplissage alluvial du lit majeur des schistes et quartzophyllades plus ou moins feuilletés, parfois sériciteux. Ces schistes sont découpés par plusieurs zones mylonitisées et ils englobent des masses de granulites de dimensions importantes. La limite des schistes au droit de la fouille du noyau en rive gauche correspond à une faille parallèle au

versant. Plusieurs autres failles, soit quasi parallèles au versant soit faisant un angle voisin de 90° par rapport à la direction de la vallée ont décalé les schistes par rapport aux granulites.

En rive droite, sous les colluvions, une succession de terrains d'origine détritique incluant des conglomérats, argiles consolidées (marnes) bigarrées et grès. La partie haute de l'appui est caractérisée par une brèche cyclopéenne de grès et de marnes, plus ou moins litées (olistostrome). L'ensemble est rattaché au complexe Oligo-Miocène kabyle qui recouvre le socle. De nombreuses failles et fractures découpent le site. Elles sont principalement visibles dans les granulites de rive gauche. Un premier système de failles presque E-W souligne la limite entre granulites et schistes. Un deuxième orienté quasi NS décroche le premier réseau. Il lui est parfois associé des mylonites. De nombreuses fractures parfois mylonitisées découpent les roches suivant deux réseaux conjugués NE/SW et NW/SE, le premier paraissant lié à des contraintes de traction par cisaillement principalement en rive gauche. Des directions comparables ont été observées en rive droite.)

II.2.2 Les terrains de couverture :

Dans la plupart des zones de la retenue, le substratum est recouvert par des colluvions sur les versants et des alluvions dans le fond de la vallée, à l'exception de la rive gauche du site où la couverture de terrains meubles est pratiquement absente.

Plusieurs anciens glissements de terrain ont été observés et partiellement écartés. En rive gauche, près du pied amont du batardeau, un glissement est situé sur des schistes fortement tectonisés en raison d'un accident majeur orienté NS-NNW-SSE. En rive droite, dans la partie amont de la digue, au-delà de la tour de prise et en aval entre le pied de la digue et la sortie de la galerie de dérivation, deux glissements pelliculaires ont été identifiés, n'affectant que les grès et marnes du complexe Oligo-Miocène.

Les colluvions en rive gauche recouvrent les granulites avec des épaisseurs variables allant de 0,5 à plus de 9 m. En rive droite, entre les zones de glissements signalées, l'épaisseur des colluvions varie de 1 à 3 m dans la partie haute à 4 à 8 m en pied de versant, la plupart ayant été décapés. Les colluvions, principalement silto-sableux, sont globalement compacts. Les alluvions tapissent le fond de la vallée et comprennent d'anciens dépôts de 8 à 10 m d'épaisseur, qui se présentent sous forme de lambeaux de terrasses suspendues et de remplissage de l'ancien lit de l'oued. Ces alluvions sont hétérogènes, assez compactes et riches en graviers. Les dépôts récents de l'oued sont caractérisés par des lentilles de silt argilo-sableux, de sables vasards et de graviers.

Lors de l'ouverture des fouilles, les alluvions étaient souvent gorgées d'eau et généralement très meubles. Elles ont été complètement décapées, sauf dans la partie amont, et leur épaisseur totale a dépassé les 10 m, principalement en rive gauche, près du noyau où un méandre a été dégagé. Le point le plus bas de la vallée à cet endroit correspond à un ancien chenal le long du contact par faille entre les granulites et les schistes.

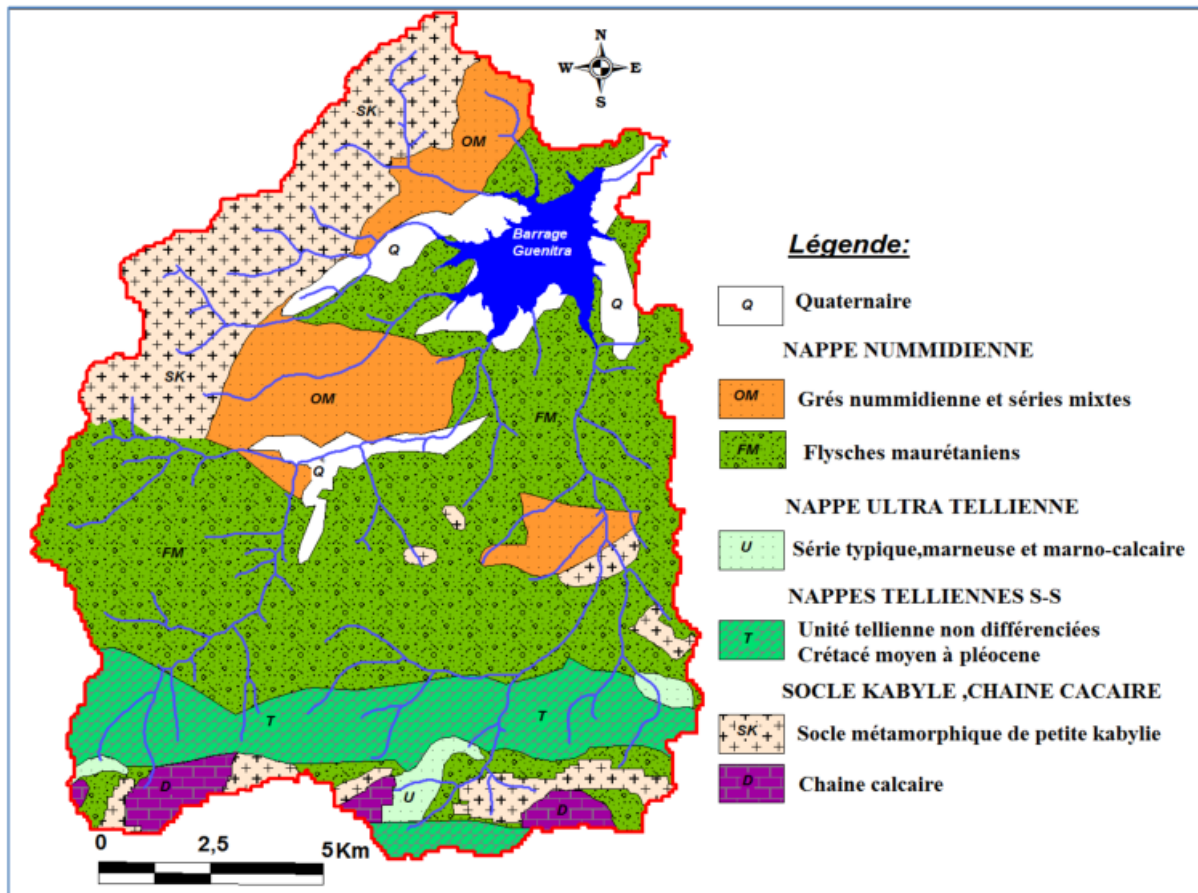


Figure 3: Carte géologique de la région d'étude (d'après J.M.Vila 1980)

II.3. Condition géologique observées au droit des ouvrages

II.3.1 Galerie de dérivation

La galerie de dérivation révèle quatre zones distinctes. Sur les premiers 100 mètres, on trouve une zone principalement constituée de grès avec des intercalations argileuses ou marneuses, caractérisée par des fractures dans deux directions (N25E et N30W). De 100 à 140 mètres, la galerie traverse un banc de poudingue gris avec des grès peu argileux, délimité par des accidents tectoniques. De 140 à 310 mètres, la galerie traverse une zone interstratifiée de marnes et de grès, montrant des plissements dans les zones marneuses. De 310 mètres à la

sortie de la galerie, la zone est principalement gréseuse avec des roches plus massives. Différentes fractures sont observées le long de la galerie, avec des orientations variées.

II.3.2 Digue

La rive gauche est composée de grès beige massif avec des intercalations argileuses, imbriquée dans une couche marneuse. La partie haute montre des blocs erratiques emprisonnés dans une matrice argileuse laminée. Sous les marnes, on trouve des grès marneux gris avec un niveau de poudingue. La base de la rive droite est constituée de conglomérat argileux avec des niveaux d'argiles bigarrées. Des failles sont observées, avec des orientations N40E et N50W.

La partie basse de la vallée est schisteuse avec des failles orientées principalement N40 à N65E. Les schistes contiennent des lentilles de quartzophyllades. En profondeur, sous les granulites, on retrouve à nouveau des schistes. L'appui rive gauche est principalement composé de granulites, sauf dans la zone de l'évacuateur de fond où des gneiss et des micaschistes affleurent en raison d'une faille N20E.

Les granulites montrent une structure en palier avec des fractures, notamment une orientée N60E/65'S. Au-delà de ces fractures, la roche prend un aspect plus gneissique avec une altération marquée. Des roches vertes ont été observées dans la fouille, et en profondeur, des roches similaires sont recoupées par forage sur environ 2/3 du versant, avec une épaisseur d'environ 20 m.

II.3.3 Evacuateur de crue

L'ouvrage en béton repose sur des granulites, avec des gneiss et des micaschistes dans la partie amont de l'entonnement, et des granulites compactes dans la partie aval. Une faille N20E/75W marque la limite entre ces deux types de roches. Le seuil et le tiers amont du coursier sont fondés sur des granulites saines, mais des systèmes de cassures N25 à N35W et 40 à NS0E sont présents.

En aval de la faille N45E mylonitisée, la roche est moins cristallisée et plus altérée. Des poches d'altération intense sont associées à des fractures et ont été réparées avec du béton. L'excavation montre une altération en "pelures" et une forte fracturation. À partir du panneau 19, la roche est mieux cristallisée mais toujours fortement fracturée. La cuillère de l'évacuateur repose sur une granulite compacte avec des diaclases N70E mylonitisées. Deux pointeries de roches vertes sont observées.

En aval de l'évacuateur, le bassin de réception est taillé dans des alluvions et comprend des schistes. La limite entre les deux est marquée par une faille oblique orientée approximativement N40E.

II.3.4 Tour de prise

La tour de prise est fondée sur des grès mi-casés avec des intercalations marneuses, recouvrant les conglomérats rouges de la base de l'oligomiocène Kabyle. Le fond des fouilles est constitué de grès marneux gris en bancs, avec des joints de densité croissante. Entre les cotes 115 et 123-125, les grès gris sont fortement découpés par de petites failles, formant des écaillés empilées avec des zones d'argile en pendage vers l'ouest.

Une deuxième surface de micro-charriage est visible entre 123 et 125, surmontée par des grès beiges en bancs discontinus et des marnes grises, puis des marnes grises à brunes au-dessus de 126. Cette couche est moins diaclasée, présente un litage sub-horizontale ou légèrement incliné vers le nord.

Les marnes prédominent dans la partie ouest du talus sud entre 123 et 125, avec des blocs discordants de grès encastrés dans les marnes. Plusieurs failles biaisées découpent cet ensemble supérieur. L'altération est marquée sur les huit premiers mètres depuis la surface de bed-rock, mais diminue rapidement sur les trois mètres suivants.

II.4 Caractéristiques des matériaux de constructions utilisées dans la digue

Lors de la construction de la digue, des données ont été collectées grâce à l'exploration des terrasses, aux essais de compactage sur le chantier, et au contrôle des travaux. Les auscultations effectuées pendant la montée de l'ouvrage ont permis de vérifier le comportement des sols utilisés et de valider les calculs. L'accent a été mis sur les pressions interstitielles résultant de la consolidation de l'ouvrage. Quelques essais de laboratoire sur de grandes éprouvettes ont également été réalisés pour évaluer l'effet de l'échelle sur les matériaux.

II.4.1. Matériaux utilisés et rappel de leur localisation

Les matériaux utilisés pour la construction de la digue proviennent en grande partie des alluvions de l'oued Fersa et Guebli, à l'exception des enrochements pour le rip-rap. Les alluvions du lit majeur ont été privilégiées pour les matériaux nécessitant une haute perméabilité et un conditionnement. Les alluvions des terrasses anciennes ont été utilisées pour d'autres matériaux, conformément aux prévisions de l'Avant-Projet. Une partie des

matériaux de l'évacuateur de crue a été incorporée dans les recharges graveleuses et de tout venant.

La zone 1 (noyau étanche) a été construite en utilisant du silt argileux principalement extrait de la terrasse la plus proche du barrage, tandis que le complément a été extrait d'une terrasse en rive droite de l'oued Cherfa. La deuxième grande terrasse (T2) n'a pas été utilisée en raison de problèmes d'expropriation.

Les recharges amont et aval (zone 2) sont composées de graves argileuses prélevées dans la même terrasse que le silt argileux après avoir retiré la couverture de ce dernier. Les alluvions de tout venant et les remblais graveleux (zone 3) proviennent du lit majeur, principalement à l'amont immédiat de la confluence des oueds Kherachef et Charfa, ainsi qu'à 2 km en aval du chantier.

Les filtres, les drains (zones 4 et 5), ainsi que les agrégats pour le béton ont été extraits du lit majeur de l'oued Guebli, à 3 km en aval du chantier, et ont fait l'objet d'un traitement systématique. Les matériaux pour le rip-rap et la protection amont sont principalement issus des excavations de l'évacuateur de crue, bien que certaines parties aient nécessité l'ouverture d'une carrière complémentaire en rive gauche du chenal d'évacuation des crues en raison de leur fragmentation et altération.

II.4.2. Description des matériaux

Les matériaux utilisés pour la construction de la digue comprennent plusieurs types:

1. Silt Argileux de Zone 1 : Il s'agit de sols argilo-silteux avec une structure compacte et proche de la saturation. Ces silts contiennent des graviers épars et une petite quantité de sable. Les essais d'identification ont montré une variation significative des niveaux d'eau dans la terrasse, sans véritable nappe aquifère. La teneur en argile varie de 20% à 40%, avec des indices de plasticité compris entre 19 et 41. Lors de l'exécution, la teneur en eau variait entre 21 et 36.

2. Graves Argileuses de Zone 1 : Ces matériaux sont compacts et hétérogènes, avec des lentilles aquifères qui les saturent lors de pluies, les rendant proches de la saturation. Les fuseaux granulométriques indiquent une perméabilité très faible. La teneur en eau varie de 18% à 22%, avec une moyenne d'environ 20%.

3. Filtres et Drains des Zones 4 et 5 : Ces matériaux sont élaborés par concassage, lavage et criblage des graves du lit majeur, avec l'ajout de produits broyés pour améliorer la

teneur en fines prévue pour les filtres. Ils respectent les spécifications mais sont légèrement grossiers, ce qui favorise la perméabilité.

4. Transition (Zone 7 et 8) : Cette zone présente une granulométrie similaire à celle des drains, mais légèrement plus grossière.

5. Graves du Lit Majeur (Zone 3 et Zone 9) : Ces matériaux sont compacts et granulométriquement continus. Ils sont caractérisés par des poids volumiques apparents élevés et une faible porosité. Des critères spécifiques en termes de granulométrie ont été appliqués pour les recharges graveleuses.

6. Recharges Graveleuses Zone 3 et Tout Venant Graveleux Zone 9 : Ces deux matériaux ont des granulométries similaires mais diffèrent légèrement en termes de taille minimale des éléments. Ils ont été compactés par bulldozer et camions. Le compactage est satisfaisant, avec des valeurs de poids volumique apparent supérieures à celles requises pour la non-liquéfaction.

En outre, les teneurs en eau mesurées par l'Aménagement sont souvent plus élevées que celles mesurées par l'Entreprise, parfois au-delà de la courbe de saturation, en raison du moment de l'échantillonnage.

II.5. Caractéristiques de compactage et essais de compactage

II.5.1 Silt argileux

Après avoir réalisé des remblais avec le GEOPACTOR comportant 8, 10 et 12 passes, pour des teneurs en eau entre 14,7% et 16,6%, il est apparu que les poids volumiques secs prévus dans l'A.P.D. (Avant-Projet Détaillé) étaient systématiquement obtenus avec 8 à 10 passes. Afin d'homogénéiser le compactage, 10 passes ont été recommandées, mais ce nombre a été ultérieurement réduit à 8 pour maintenir la qualité du compactage. Les spécifications n'ont pas été modifiées.

II.5.1.1 Les poids spécifiques absolus des silts argileux

Les poids spécifiques absolus des silts argileux varient entre 2,59 et 2,69 avec une moyenne de 2,648, mais il semble qu'une valeur de 2,7 conviendrait mieux lors du compactage. Les résultats des compactages sont présentés dans les figures et le tableau ci-dessous.

D'après l'ensemble des observations, le degré de saturation moyen avoisine les 90 %. Cependant, un certain nombre de points (10 % pour LESI et 7 % pour la DGIH) dépassent les 100 % de saturation théorique.

Dans le diagramme 8, la dispersion des points est plus prononcée, car les contrôles effectués pour l'aménagement ont été particulièrement réalisés dans des zones de compactage délicat, telles que le contact avec les filtres, les zones compactées manuellement, ou les zones de compactage insuffisant.

Au fil de l'avancement du chantier, la qualité du travail s'est légèrement améliorée, avec des valeurs moyennes passant de $\gamma_d = 1,74$ et $w = 18,7$ % à $\gamma_d = 1,75$ et $w = 18$ %. Les compacités obtenues ont systématiquement dépassé les 95 % de l'Optimum Proctor normal pour l'Entreprise, avec une moyenne générale très proche de 100 %. Pour l'Aménagement, plus de 90 % des mesures ont dépassé les 95 %, avec une moyenne correspondant à 98,5 % de l'OPN.

Résultats de compactage dans tableau 1 Annexe I

II.5.2 Graves Argileuses

II.5.2.1 Essais de compactage

Au cours de la première année de chantier, plusieurs essais de compactage ont été réalisés pour atteindre les objectifs suivants : améliorer la compacité des remblais en ajustant le nombre de passes, vérifier la validité des hypothèses de calcul utilisées pour les études de stabilité de la digue, et explorer la possibilité d'augmenter la teneur en eau des matériaux.

Ces essais ont principalement porté sur 6, 9 et 12 passes de compactage, avec des teneurs en eau proches des spécifications. Les mesures de poids volumiques ont été effectuées sur des volumes de 40 et 120 litres pour évaluer l'effet de l'échelle. Les résultats, bien que limités en nombre, ont montré l'importance du volume d'échantillonnage (augmentation de 5 à 10 % du poids volumique sec) et les avantages d'augmenter le nombre de passes de compactage sans dépasser 12.

Un programme d'essai de cisaillement a été lancé pour évaluer l'effet d'un excès d'eau sur les caractéristiques de cisaillement du matériau.

Les mesures de nivellement ont révélé que les déformations deviennent réversibles au-delà de 9 passes. La majorité des points représentatifs du diagramme se situent en dessous de 90 % de saturation, avec les meilleures valeurs observées pour des teneurs en eau intégrales proches de 10 %. Les poids volumiques sont généralement supérieurs à 1,95.

L'entreprise a également mené un essai en utilisant un matériau très humide, sur lequel le GEOPACTOR ne pouvait plus opérer en cas de pluie. Les résultats, présentés dans la figure 9, confirment l'intérêt de travailler avec un matériau dont la teneur en eau se situe entre 10 et 12 %. Au-delà de cette plage, des phénomènes de matelassage dus à la saturation locale font chuter les poids volumiques. De plus, l'optimum en termes de nombre de passes reste autour de 9, avec des poids volumiques plus proches de 1,90 par rapport à 1,95 avec le GEOPACTOR.

Suite à ces essais, la décision a été prise d'utiliser un matériau dont la teneur en eau de la matrice ne devrait pas excéder 20 à 22 % pour atteindre une teneur en eau intégrale d'environ 11 %, en nécessitant 9 passes de GEOPACTOR.

II.5.2.2. Résultats des compactages :

Remarque : Il convient de noter que la présence de la fraction graveleuse joue un rôle significatif dans la variation du poids volumique de l'échantillon intégral, en particulier lorsque les blocs de gravier atteignent un volume comparable à celui de l'échantillon prélevé. Afin de permettre une comparaison plus équitable entre les échantillons, tenant compte de la variation de la teneur en graves, une correction a été appliquée pour ramener les poids volumiques à une teneur en éléments grossiers (>5 mm) de 50 %.

Le poids volumique corrigé est obtenu en utilisant la formule suivante :

Les résultats obtenus sur les graviers de la zone 2, respectivement par la D.G.I.H. pour les zones considérées comme délicates, et par LESI pour le contrôle de routine. La dispersion des données est principalement liée à l'emplacement de prélèvement.

Les valeurs obtenues varient entre 1,87 et 2,20 t/m³, avec des teneurs en eau allant de 8 à 15 % dans le premier cas, tandis que dans le second, les valeurs s'échelonnent de 2,01 à 2,09 t/m³ pour γ_d et de 9 à 13 % pour w .

Plusieurs échantillons se situent au-dessus de la courbe de saturation établie pour $\gamma_d = 2,72$. Cela est dû à une surestimation de la teneur en eau lors de la correction de γ_d , atteignant 4 % pour la D.G.I.H. et 1 à 2 % pour les échantillons de l'Entreprise.

Sur chacune des figures, les courbes Proctor ont été tracées. Ces courbes correspondent à l'essai normal et à l'essai modifié effectués au Laboratoire de la Technische Hochschule de DARMSTADT sur un échantillon moyen de graves argileuses, excluant les éléments supérieurs à 63 mm.

D'après l'ensemble des données, il ressort que sur 265 mesures de routine, 5 % présentent un poids volumique inférieur à 2 t/m^3 , ce qui correspond à 94 % de l'Optimum Proctor Modifié, les valeurs les plus basses atteignant 1,962 pour l'Entreprise et 1,91 pour l'Aménagement, soit 90 % de l'OPM.

Pour les zones délicates, comme les zones de contact, la valeur la plus basse (1 mesure) est de 1,82, équivalant à 85 % de l'OPM et 94 % de l'OPN, ce qui reste acceptable. Du point de vue pratique du compactage sur le chantier, il est apparu que des teneurs en eau trop faibles réduisaient la maniabilité du matériau, entraînant une réduction significative du poids volumique sec.

Résultats de compactage dans tableau 2 Annexe I

II.6. Caractéristiques de cisaillement

II.6.1. Silts argileux

Les caractéristiques mesurées lors des études de l'Avant-Projet Détaillé sur des éprouvettes de 35 mm de diamètre ont été vérifiées sur des éprouvettes de 100 mm de diamètre pendant la phase de chantier. De plus, le coefficient de pressions interstitielles (coefficient B de Skempton) a été calculé.

En ce qui concerne les matériaux conditionnés pour correspondre aux valeurs de l'OPN, la comparaison entre l'Avant-Projet Détaillé et la réalisation sur le terrain se présente comme suit dans tableau 3 Annexe I

II.6.2. Graves argileuses

En raison de l'importance de la matrice dans les graves argileuses, les caractéristiques de cisaillement, initialement estimées à partir d'essais triaxiaux réalisés sur la matrice ou sur des silts argileux très similaires à la matrice, ont été confirmées au moyen d'essais de grande envergure.

Deux séries d'essais ont été effectuées sur un échantillon de 700 kg de graves argileuses, où les blocs supérieurs à 60 mm avaient été retirés et remplacés par un poids équivalent d'éléments compris entre 2 et 60 mm.

Ces essais avaient également pour objectif de vérifier l'impact d'une augmentation de la teneur en eau sur les caractéristiques de cisaillement et de déterminer le coefficient de pression interstitielle.

Ils ont été menés par deux laboratoires :

- Le laboratoire du Professeur HORN à MUNICH pour les essais de cisaillement à la boîte de 30 x 30 cm.
- Le laboratoire de la Technische Hochschule de DARMSTADT, supervisé par le Professeur BRETH, pour les essais triaxiaux sur cylindre de 30 cm de diamètre.

Les résultats tableau 4 Annexe I

II.6.3. Résistance au cisaillement

En ce qui concerne la résistance au cisaillement, l'indice des vides de 0,19 introduit dans l'expression $\varphi' = Cte$ (CAQUOT et KERISEL) conduit à un angle de frottement supérieur à 40°. Cette valeur a été confirmée par les résultats obtenus à DARMSTADT sur la fraction grossière des graves argileuses.

II.7. Caractéristiques de perméabilité

II.7.1. Silt argileux

Les essais oedométriques ont permis de déterminer la perméabilité de ce matériau sur des éprouvettes compactées à l'Optimum Proctor normal. Des valeurs variant de 4×10^{-10} à $3,6 \times 10^{-11}$ m/s en moyenne ont été enregistrées.

En raison de sa forte teneur en argile, mais compte tenu de la valeur mesurée pour le coefficient B de pression interstitielle, il semble justifié de considérer une perméabilité réelle comprise entre 1×10^{-8} et 5×10^{-9} m/s.

II.7.2. Graves argileuses

Aucune mesure spécifique n'a été réalisée sur ce matériau. Toutefois, étant donné l'abondance de matrice (généralement plus de 40 % de passant au tamis de 80 μ m, 5 à 7 % de particules inférieures à 2 μ m), on peut considérer que ce matériau est semi-perméable. Par conséquent, sa perméabilité devrait être de l'ordre de 5×10^{-7} m/s.

II. 8. Caractéristiques effectives des matériaux

Suite aux mesures complémentaires sur les matériaux tels qu'ils ont été effectivement mis en place dans la digue, le tableau suivant peut être dressé.

Ce tableau prend en considération, d'une part, les résultats pratiques obtenus sur le chantier pour les différentes graves mentionnées, et d'autre part, les résultats obtenus en laboratoire sur des échantillons de grandes dimensions. Ces essais ont dû être reportés à la phase d'exécution en raison de leur coût relativement élevé.

les caractéristiques utilisées pour la vérification de la stabilité et les caractéristiques moyennes obtenues à la fin du chantier. Dans tableau 5 Annexe I

II. 8.SISMICITE DE LA ZONE D'ETUDE

L'Algérie a subi de fréquents tremblements de terre, entraînant des pertes humaines et matérielles considérables, touchant à la fois les individus et les communautés locales. Afin de garantir une résistance à ce phénomène, il est impératif de construire des ouvrages conformes aux normes parasismiques en vigueur en Algérie.

L'activité sismique intense de la région est principalement due à sa géologie et à ses caractéristiques tectoniques, étant située à la frontière des plaques africaine et eurasienne, soumises à un mouvement de compression continu en raison de la tectonique des plaques. Notre barrage est localisé dans la zone "IIa", caractérisée par une intensité sismique allant de moyenne à forte selon les Règles de la Construction Parasismique Algériennes (R.P.A), équivalant à une intensité de VII sur l'échelle de Mercalli.

Dans notre cas, l'ouvrage revêt une grande importance, ce qui le classe dans le groupe IIA conformément aux dispositions du règlement R.P.A, comme illustré dans la Figure II.3.

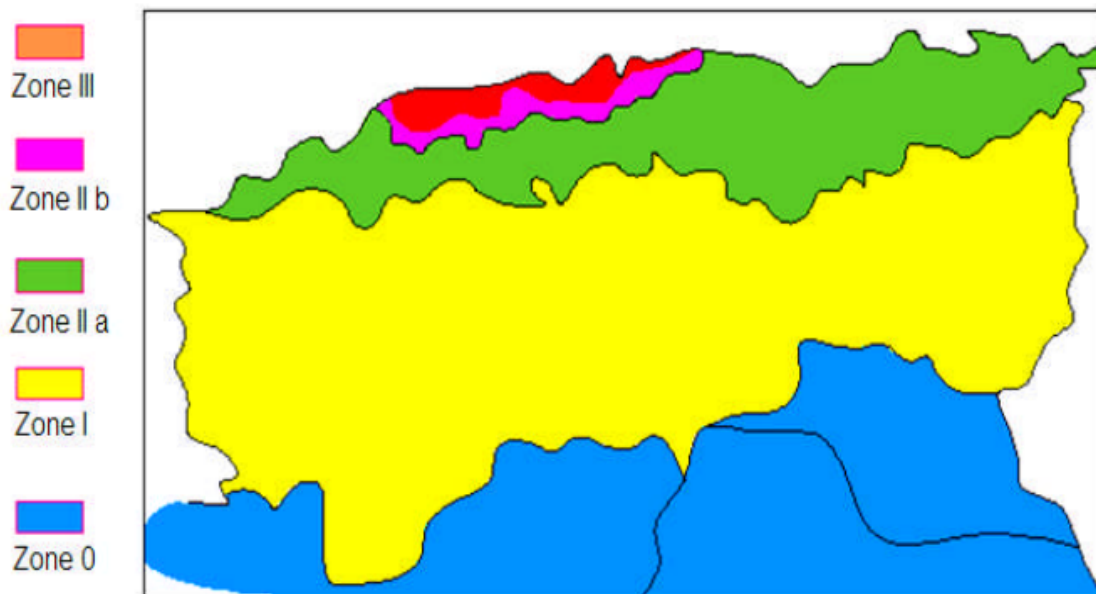


Figure 4: Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003

Conclusion

En analysant les informations topographiques et en réalisant des enquêtes géotechniques sur le site du barrage, nous pouvons tirer la conclusion générale que l'emplacement du barrage Guenitra dans la wilaya de Skikda est bien adapté du point de vue topographique et géotechnique. Il n'y a aucune menace particulière à craindre, et les conditions sont favorables à la construction d'un barrage reposant sur des fondations qui satisfont aux normes de sécurité requises.

Chapitre III

Etude hydrologique

Introduction

Les études hydrologiques visent souvent à déterminer certaines caractéristiques des bassins fluviaux ainsi que les caractéristiques hydrologiques des précipitations sont nécessaires à la recherche conception hydraulique du barrage.

III.1 Caractéristiques du bassin versant

III.1.1. Caractéristiques morphologique

III.1 .1.1 Paramètres géométriques

a) Surface du bassin versant

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant Est de :

$$S = 202,867 \text{ km}^2$$

b) Périmètre du bassin versant

Le périmètre est de : 68,26Km

c) Longueur du talweg principal

C'est le talweg le plus long il est de : 24,991 Km

III.1.1.2. Paramètres de forme

Indice de compacité (GRAVELIUS)

L'indice de compacité K_c d'un bassin versant est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant. Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre. Nous avons :

$$K_c = \frac{\text{périmètre du bassin versant}}{\text{perimtre du cercle de surface équivalente}}$$

$$K_c = \frac{p}{p'} = \frac{P}{2\pi R}, \text{ avec } S = \pi R^2 \text{ et } R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$\text{Donc } K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : le périmètre du bassin versant en Km.

S : la surface du bassin versant en Km².

AN : $k_c = 1,34$

Selon la valeur de K_c on pourra dire que notre bassin est ramassé ($K_c > 1$)

Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = L^2 / S \quad Ca = 3,078$$

L : la longueur du talweg principal est de 24,991 Km

S : la superficie du bassin versant est de : 202,867 Km²

Plus Ca est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grand et plus la crue est moins violente

Rectangle équivalent

C'est une simplification purement géométrique consistant à représenter le bassin versant sous forme d'un rectangle de dimensions L, ayant une superficie équivalente à celle du bassin versant. Cette représentation facilite la comparaison des différents bassins versants en termes d'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits côtés

La longueur est donnée par la formule :

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right)$$

La largeur est donnée par la formule:

$$l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right)$$

On obtient : L = 26,053 Km et l = 7,786 Km

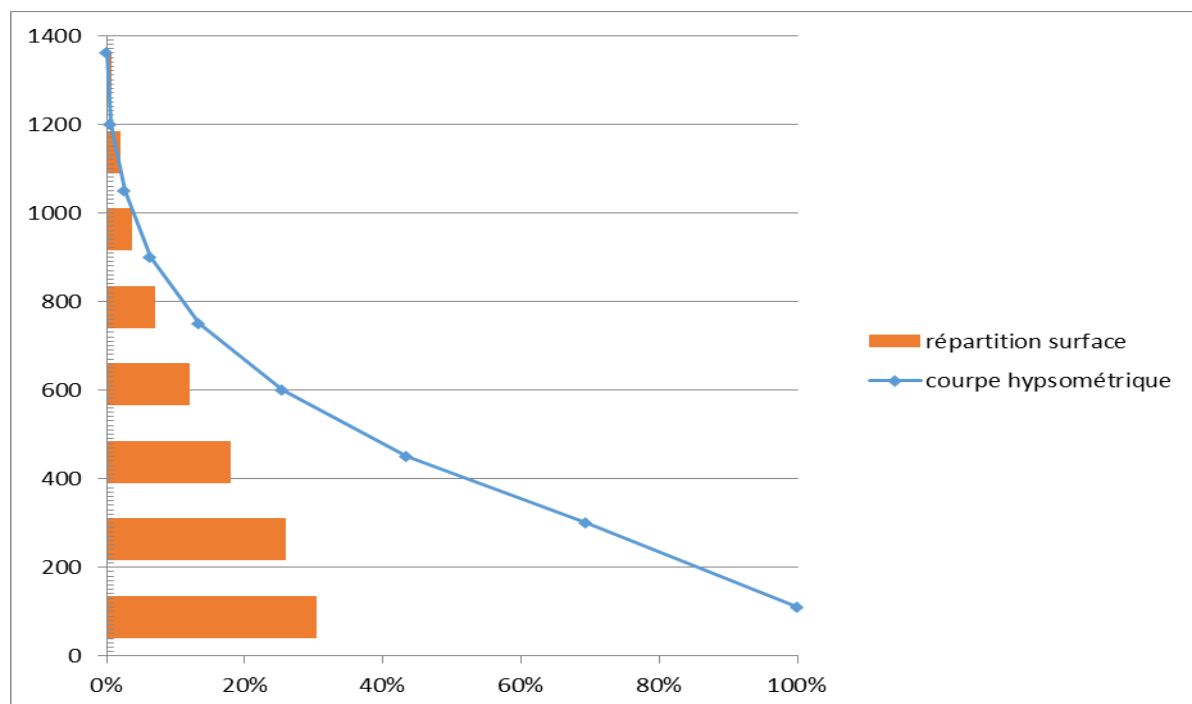
III.1.1.3 Hypsométrie du bassin versant

La courbe hypsométrique est élaborée à partir des données de mesure qui décrivent comment la superficie du bassin versant est répartie en fonction des différentes altitudes. Cette courbe offre une vue concise de la topographie du bassin en indiquant comment sa pente varie. En d'autres termes, elle présente graphiquement comment la surface du bassin versant est distribuée en fonction de l'altitude.

Tableau 1: Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude(m)	Altitude HI (m)	Surface Si (Km)	Si%	Si%cumul
110-300	205	61,8355802	30%	30%
300-450	375	52,7290197	26%	56%
450-600	525	36,5905977	18%	75%
600-750	675	24,4962357	12%	87%
750-900	825	14,3090227	7%	94%
900-1050	975	7,40912788	4%	97%
1050-1200	1125	4,04798981	2%	99%
1200-1360	1280	1,4339688	1%	100%

La courbe hypsométrique est représentée sur la Figure ci-dessus :

**Figure 5 :** Courbe hypsométrique du bassin versant de Guenitra

La courbe hypsométrique permet de déterminer les altitudes suivantes :

Altitude maximale H_{\max} : $H_{\max} = 1360\text{m}$

Altitude minimale H_{\min} : $H_{\min} = 110\text{m}$

Altitude Médiane : C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%.

H50%=412m

Altitude à 95% de la surface : H95% =140 m

Altitude à 5% de la surface : H5% =958 m

Altitude Moyenne :

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i * H_i}{S}$$

Avec :

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n en (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²)

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²)

AN: H_{moy} = 461,485 m

C. Indice de pente globale

Cet indice est déterminé par la formule :

$$I_g = \frac{D}{L}$$

Avec:

D =H5% -H95%

D = 818 m.

L: la longueur du rectangle équivalent.

I_g= 3,13 %

Indice de pente moyenne

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

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L}$$

I_{pm}=4,79%

Indice de pente roche (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 est H_{i-1}. il est donné par la formule suivante

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i * D_i}$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

Tableau 2 : Répartition des surfaces cumulée en fonction d'altitude

Altitude (m)	D=Hi-Hi-1(m)Ai	Ai (Km ²)	Ai %	surface cumulée (Km ²)
110-300	190	61,8355802	30%	61,8355802
300-450	150	52,7290197	26%	114,5646
450-600	150	36,5905977	18%	151,155198
600-750	150	24,4962357	12%	175,651433
750-900	150	14,3090227	7%	189,960456
900-1050	150	7,40912788	4%	197,369584
1050-1200	150	4,04798981	2%	201,417574
1200-1360	160	1,4339688	1%	202,851542

$I_p = 2,797\%$

Dénivelée spécifique

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quel que soit sa surface.

Elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_g \sqrt{S}$$

Tableau 3 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

	Relief	D _s (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

$D_s = 445,810$

Dans notre cas le relief est fort

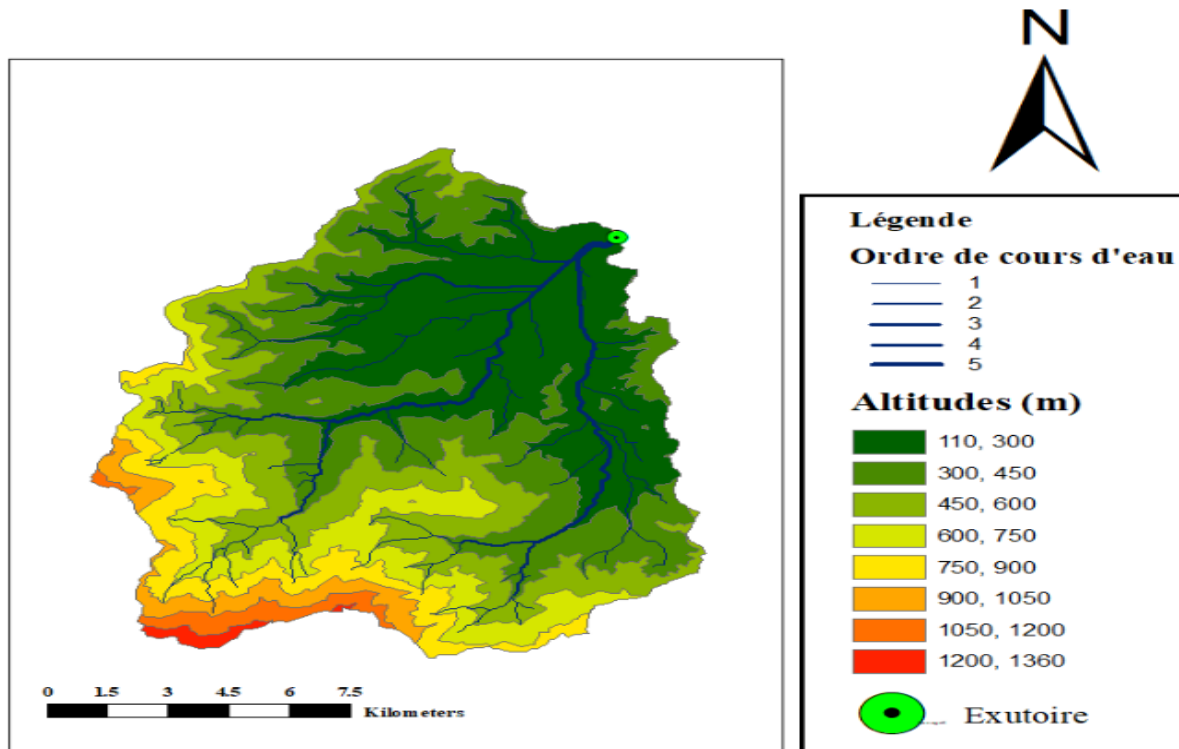


Figure 6 : La carte hypsométrique du bassin versant Guenitra

III.2.Relief

III.2.1Caractéristiques hydrographiques

III.2.1.1 le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique se compose de l'ensemble des cours d'eau, qu'ils soient naturels ou artificiels. Ces cours d'eau peuvent prendre diverses formes, et selon la classification de Schumm, on détermine l'ordre d'un cours d'eau en considérant que tout tronçon d'un cours d'eau d'ordre (x+1) est formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre (x). En analysant notre bassin versant, en attribuant un ordre à chaque cours d'eau, nous avons identifié un cours d'eau d'ordre 5.

III.2.1.2 Densité de drainage

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

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

$\sum L_i$: longueur total des talwegs d'ordre i en (Km) $\sum L_i = 162,98$ Km.

S:surface du bassin versant en (Km²).

Pour procéder à ce calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schum.

$Dd = 0,803 \text{ km/km}^2$

III.2.1.3 Coefficient de torrentialité :

Le coefficient de torrentialité C_t est calculé par l'expression suivante:

$$C_t = D_d \cdot F_1$$

F_1 : le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :

N_1 : Nombre de talwegs d'ordre 01 donc $N_1 = 225$

$$F_1 = \frac{N_1}{S} = 1,109$$

$C_t = 0,89$

III.2.1.4 Longueur moyenne des versants

$$L_i = \frac{L}{2Dd}$$

Dd : densité de drainage en (km/km^2) .

L : longueur du rectangle équivalent en (km) .

$L_i = 32,44 \text{ km}$

III.2.1.5 Temps de concentration

Le temps de concentration, T_c , représente la durée nécessaire pour qu'une particule d'eau parcourt la distance depuis l'exutoire jusqu'au point le plus éloigné du bassin. Ce paramètre peut être estimé à l'aide de diverses équations empiriques, parmi lesquelles :

- Formule de GIANDOTTI

GIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{OY} - H_{MIN}}}$$

S : surface du bassin versant en (Km^2) .

L_p : longueur du talweg principale en (Km) .

H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant (m) .

$T_c = 6,3 \text{ h}$

III.2.1.6 Vitesse moyenne de ruissellement

$$V_R = \frac{L_p}{T_c}$$

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

L_p : longueur du talweg principale.

T_c : temps de concentration.

$V_R = 3,96$ km/h

Tableau 4: Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

DESIGNATION		SYMPOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	Km ²	202,867
Périmètre		P	Km	68,035
Longueur du thalweg principal		L_p	Km	24,911
Indice de compacité		K_C	-	1,34
Coefficient d'allongement		C_a	-	3,078
Rectangle Equivalent	Longueur	L_r	Km	26,053
	Largeur	l_r	Km	7,786
altitudes	Maximale	H_{max}	m	1360
	Moyenne	H_{moy}	m	461,485
	Médiane	H_{med}	m	958
	Minimale	H_{min}	m	110
Indice de pente de M Roche		I_p	%	2,791
Densité de drainage		D_d	Km/Km ²	0,803
Indice de pente globale		I	%	3,13
Indice de pente moyenne		I_{pm}	%	4,79
Coefficient torrentialité		C_t	-	0,89
Temps de concentration		T_c	h	6,3
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	3,96

III.2.2 Caractéristiques climatique du bassin versant

L'objectif de l'étude climatologique consiste à fournir les données relatives au climat, informations indispensables à la conception du barrage et des ouvrages associés. Les conditions climatiques au sein du bassin versant revêtent une importance cruciale dans la dynamique hydrologique des cours d'eau. Les paramètres déterminants du climat comprennent :

III.2.2.1 Température

Dans le Tableau(I-03) sont portées les températures moyennes annuelles à la station de Guenitra , observées sur des périodes respectives de 14 années, ainsi que les températures minimales et maximales mensuelles.

Tableau 5: Variation des températures de la station guenitra.

Mois	Moy min	Moy max	Moy men
Sep	18,02	32,1	25,06
oct.	19,2	25,9	20
nov.	9,9	19,8	14,9
déc.	6,06	15,3	10,7
Jan	5,02	14,4	9,7
fév.	5,6	15,9	10,8
mar.	7,02	18,4	12,7
avr.	8,2	19,4	13,8
Mai	11,5	25,2	18,4
Juin	11,4	30,2	22,8
juill.	17,8	33,9	25,9
Aout	18,4	36,3	27,5
Année	11,4	23,9	17,6

La répartition mensuelle de température sur la Figure ci-dessus :

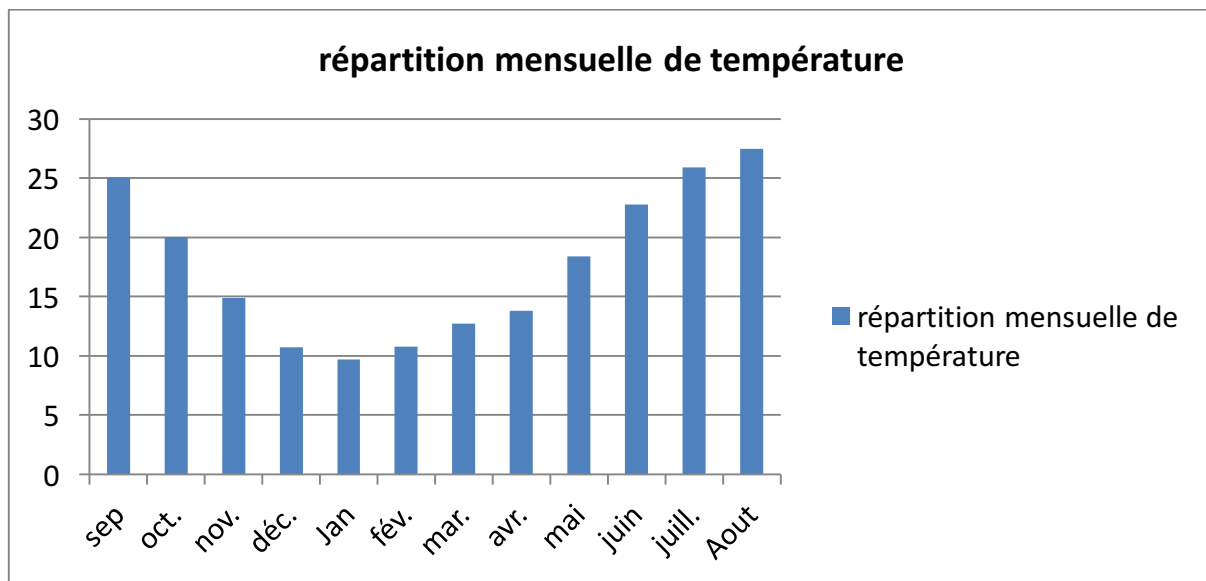


Figure 7 :Températures maximales et minimales à guenitra en fonction de temps

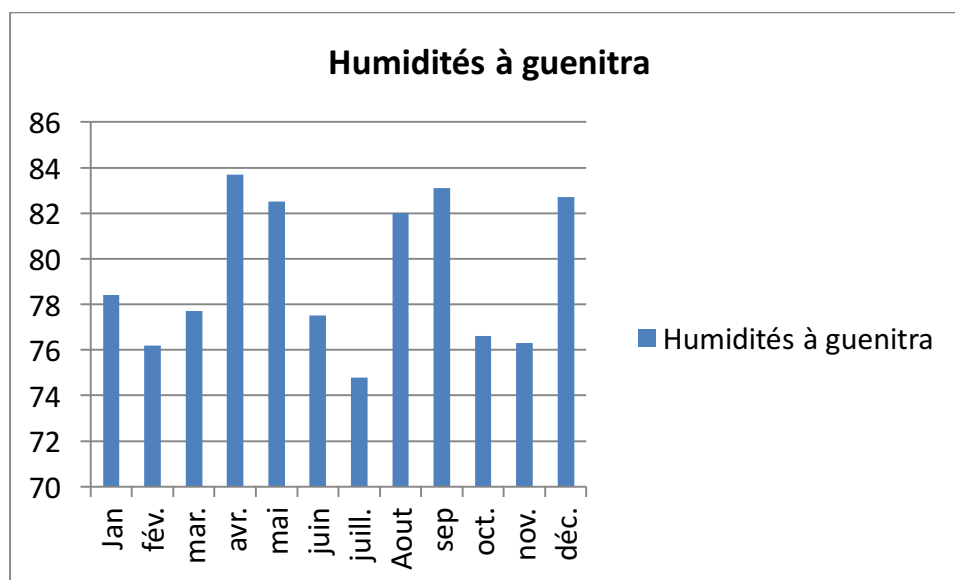
III.2.2.2 Humidité relative

Le facteur essentiel dans l'augmentation de l'humidité est le vent Nord menu de vapeur ce qui laisse la terre humide pendant un certain temps ce qui rend le climat humide

Tableau 6: Humidité moyennes de Skikda

Mois	Jan	Fev	Mrs	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	Spt	Oct	Nov	Dec	Moy
Hmoy%	78.4	76.2	77.7	83.7	82.5	77.5	74.8	82	83.1	76.6	76.3	82.7	79.3

Humidités moyennes sur la Figure ci-dessus :

**Figure 8:** Humidités à Skikda en fonction de temps

III.2.3 Vitesse du vent

Les résultats obtenus (tableau) montrent que les vents atteignent leurs vitesses moyennes maximales en hiver au mois de février (3,5 m/s), tandis qu'en été leurs vitesses s'atténuent, pour atteindre le minimum au mois d'août (2 m/s).

Tableau 7 : Vitesse moyenne mensuelle du vent à la station de Guenitra .

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	Spt	Oct	Nov	Dec	Moy
V(m/s)	3.2	3.5	3.2	3.1	2.5	2.3	2.2	2	2.5	2.8	3.4	2.8	2.79

III.2.4 L'Ensoleillement

L'ensoleillement moyen a été évalué à Skikda sur une période de 29 ans, allant de 1967 à 1995. Les données de nébulosité ont été recueillies à partir d'une station antérieure (conformément à l'étude GEC de 1971), tandis que la radiation solaire totale a été estimée par la FAO en 1984, en se basant sur les observations réalisées pendant la période d'ensoleillement. Cette estimation indique une moyenne d'environ 2 638 heures

d'ensoleillement annuelles à Skikda, avec une énergie solaire moyenne de 390 calories par cm^2 par jour, ce qui équivaut à 190 watts par mètre carré.

Tableau 8: Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles

MOIS	Jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	Déc
L'ensoleillement Heure/jour	5,7	6,3	7,3	8,1	9,3	10,5	11,4	10,6	8,9	7,3	6,2	5,2
Nébulosité	5,4	5,5	4,6	4,6	4,6	3,7	3,1	2,4	3,7	4,3	5,6	6,3
Radiation Cal/ cm^2 /jour	20	28	37	45	54	559	604	534	539	31	22	18

III.2.5 Station pluviométrique

Le sous bassin versant de Guenitra est équipé par une station pluviométrique au niveau du barrage (Station de Guenitra). Les coordonnées de la station sont représentées dans le tableau ci-dessus :

Tableau 9: Coordonnées de la station pluviométrique de Guenitra

Station	Code	X	Y	Altitude
Guenitra	030724	851,49Km	386,59Km	169 m

III.2.6 Répartition mensuelle de la pluie moyenne

À partir des données pluviométriques observées à la station de Guenitra (89/90,09/10) énumérées dans le tableau , on a déterminé la moyenne des hauteurs de pluies mensuelles. A travers le tableau , on déduit que la saison pluvieuse s'étale d'octobre à mai, par contre la saison sèche s'étale de juin à septembre.

Tableau 10: Répartition mensuelle de la pluie moyenne

MOIS	Jan	fév	mar	avr	mai	Juin	juil	Aout	sep	oct.	nov	déc	Total
P(m m)	104, 42	77,2 3	54,2 5	66, 7	39,5 2	10,9 7	4	8,2 1	38,8 3	48,2 2	76,8 5	121, 72	650, 92
P%	16%	12 %	8%	10 %	6%	2%	1 %	1%	6%	7%	12 %	19%	100 %

La répartition mensuelle des pluies moyennes sur la Figure ci-dessus :

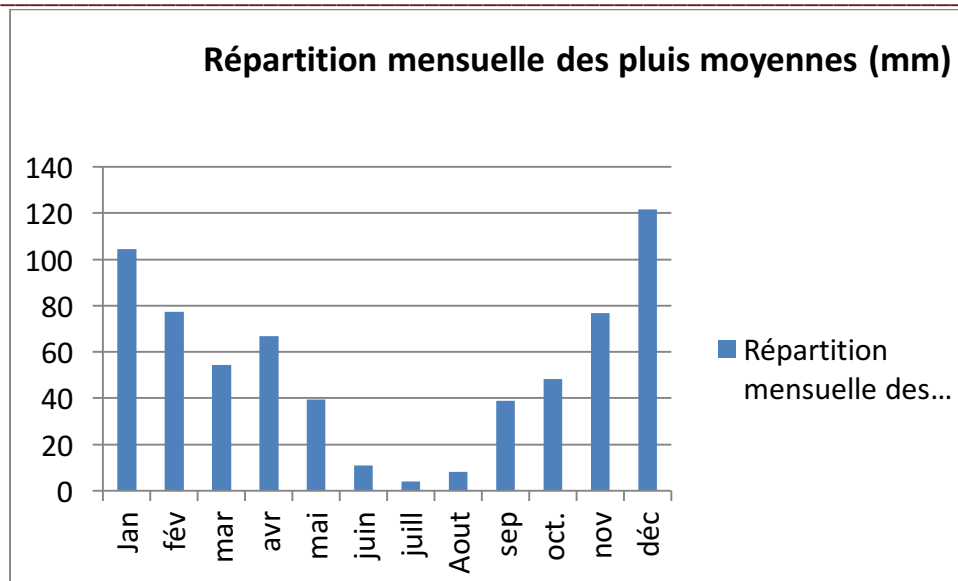


Figure 9 : Répartition mensuelle de la précipitation

III.2.7 les pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières sont souvent généralement de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles. La station de Skikda est considérée avec une série d'observation de 40 années (1968-2010).

La série des pluies maximales journalières de la station Skikda est représentée dans l'annexe

III.2.7.1 Caractéristiques de la série des pluies maximales journalières

Les caractéristiques de la série des pluies maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 11: Paramètres statistiques des précipitations maximales journalières station Skikda

Caractéristique	Valeur
Moyenne	52,53
Ecart-type	25,66
Médiane	46,75
Coefficient de variation	0,48

III.2.7.2 Ajustement des pluies maximales journalières

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel HYFRAN

a) Ajustement a la loi de GUMBEL:

Tableau 12 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

période de retour (ans)	probabilité de fréquence	pluie max journ (mm)	ecart type	intervalle de confiance
10000	0,9999	211	21,9	168 - 254
2000	0,9995	181	18,3	145 - 217
1000	0,999	169	16,8	136 - 202
200	0,995	139	13,2	113 - 165
100	0,99	126	11,7	103 - 149
50	0,98	113	10,1	93.3 - 133
20	0,95	96	8,14	80.0 - 112
10	0,9	82,7	6,64	69.7 -95.7
5	0,8	68,9	5,15	58.8 -79.0
3	0,6667	57,8	4,1	49.8 -65.9
2	0,5	48	3,33	41.4 -54.5
1,25	0,2	32,4	2,85	26.8 -38.0

Représentation graphique de la loi de Gumbel sur la Figure ci-dessus :

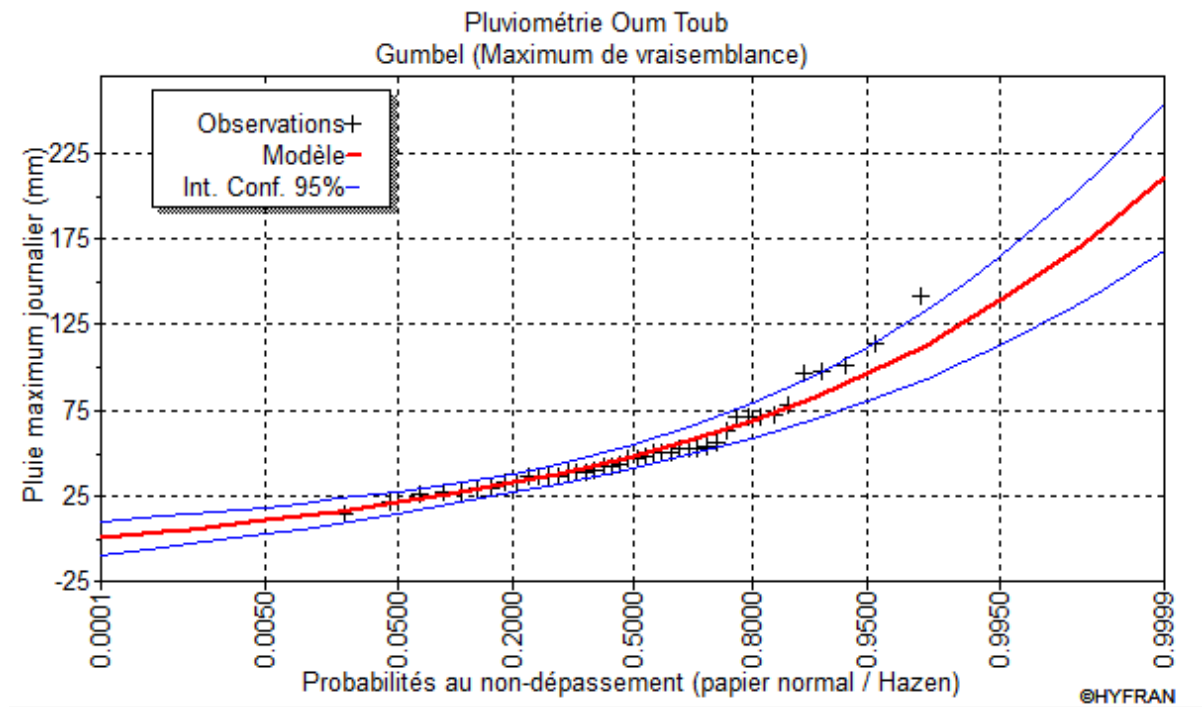


Figure 10 : Représentation graphique de la loi de Gumbel

Comparaison des caractéristiques de l'échantillon et de la loi de Gumbel :

Titre : Pluviométrie Oum Toub		Caractéristiques de la population	Caractéristiques de l'échantillon
Nombre de données [n] :			42
Minimum :	Aucun		13.8
Maximum :	Aucun		142
Moyenne :	51.8		52.5
Écart-type :	23.7		26.5
Médiane :	48.0		46.8
Coefficient de variation [Cv] :	0.456		0.504
Coefficient d'asymétrie [Cs] :	1.14		1.48
Coefficient d'aplatissement [Ck] :	2.40		4.76

Figure 11 : Comparaison des caractéristiques de l'échantillon et de la loi de Gumbel

b).Ajustement a la loi normale:

Tableau 13 : Ajustement a la loi normale

période de retour (ans)	probabilité de fréquence	pluie max jour (mm)	ecart type	intervalle de confiance
10000	0,9999	151	11,6	128 – 174
2000	0,9995	140	10,5	119 – 160
1000	0,999	134	9,92	115 – 154
200	0,995	121	8,58	104 – 138
100	0,99	114	7,94	98.6 – 130
50	0,98	107	7,27	92.7 – 121
20	0,95	96,1	6,32	83.7 – 109
10	0,9	86,5	5,55	75.6 -97.4
5	0,8	74,8	4,77	65.5 -84.2
3	0,6667	63,9	4,28	55.6 -72.3
2	0,5	52,5	4,09	44.5 -60.6

1,25	0,2	30,2	4,77	20.9 -39.6
------	-----	------	------	------------

Représentation graphique de la loi normale sur la Figure ci-dessus :

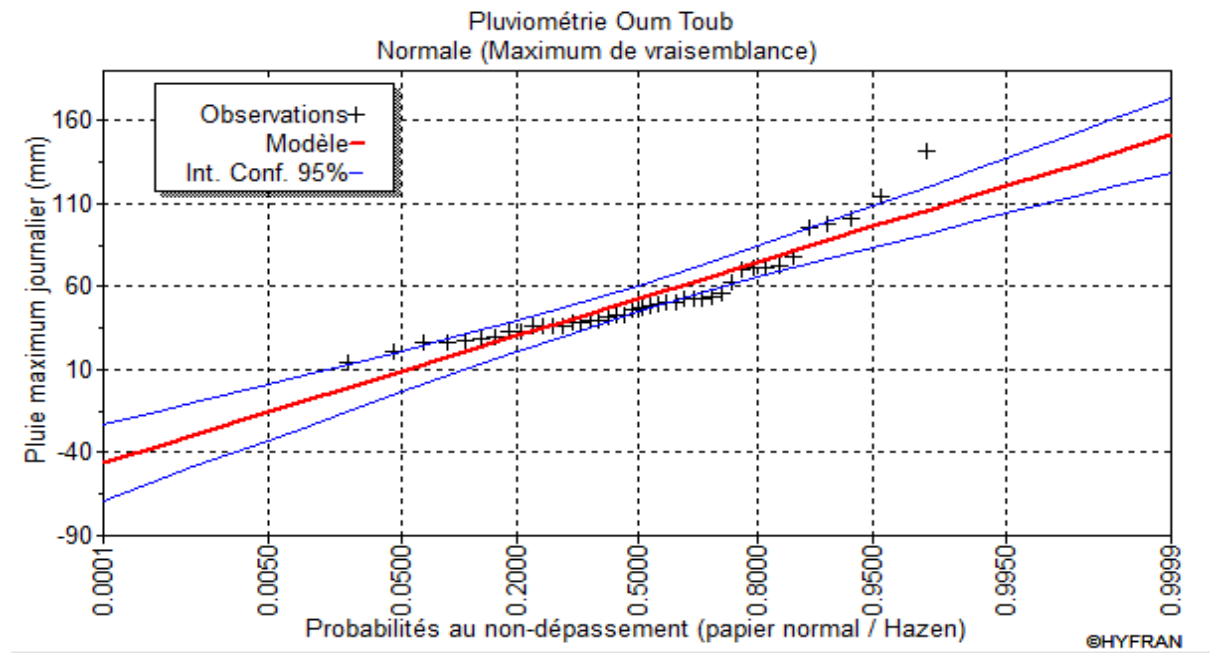


Figure 12 : Ajustement à la loi normale.

Comparaison des caractéristiques de l'échantillon et de la loi normale :

Titre : Pluviométrie Oum Toub		
	Caractéristiques de la population	Caractéristiques de l'échantillon
Nombre de données [n] :		42
Minimum :	0.00	13.8
Maximum :	Aucun	142
Moyenne :	52.6	52.5
Écart-type :	26.1	26.5
Médiane :	47.1	46.8
Coefficient de variation [Cv] :	0.496	0.504
Coefficient d'asymétrie [Cs] :	1.61	1.48
Coefficient d'aplatissement [Ck] :	7.93	4.76

Figure 13 : Comparaison des caractéristiques de l'échantillon et de la loi normale

c).Ajustement a la loi log normale:

Tableau 14 : Ajustement a la loi log normale

période de retour (ans)	probabilité de fréquence	pluie max journ (mm)	ecart type	intervalle de confiance
10000	0,9999	269	55,4	161 - 378
2000	0,9995	220	40,8	140 – 300
1000	0,999	201	35,2	132 - 270
200	0,995	158	23,9	111 - 204
100	0,99	140	19,7	102 - 179
50	0,98	123	15,9	92.3 - 155
20	0,95	102	11,4	79.6 - 124
10	0,9	85,9	8,43	69.4 - 102
5	0,8	69,9	5,9	58.3 -81.5
3	0,6667	57,6	4,36	49.1 -66.2
2	0,5	47,1	3,41	40.4 -53.8
1,25	0,2	31,8	2,68	26.5 -37.0

Représentation graphique de la loi log normale sur la Figure ci-dessus :

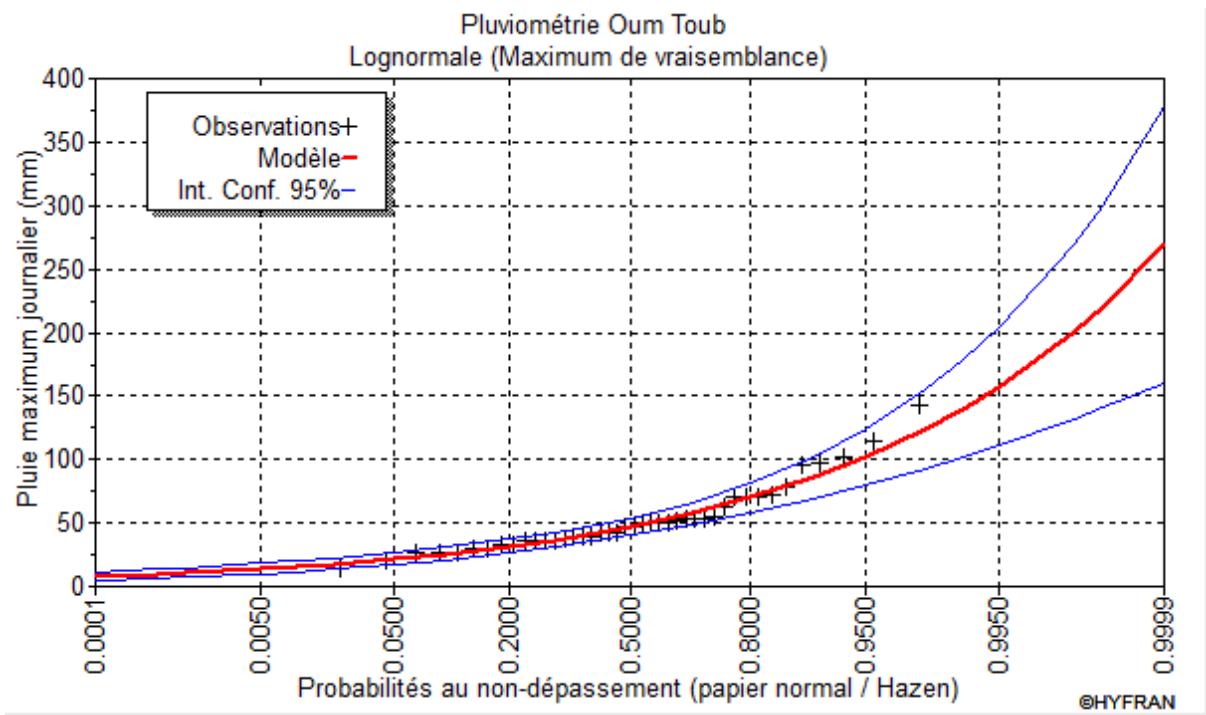


Figure 14 : Ajustement a la loi log normale

Comparaison des caractéristiques de l'échantillon et de la loi log normale :

Titre : Pluviométrie Oum Toub		
	Caractéristiques de la population	Caractéristiques de l'échantillon
Nombre de données [n] :		42
Minimum :	0.00	13.8
Maximum :	Aucun	142
Moyenne :	52.6	52.5
Écart-type :	26.1	26.5
Médiane :	47.1	46.8
Coefficient de variation [Cv] :	0.496	0.504
Coefficient d'asymétrie [Cs] :	1.61	1.48
Coefficient d'aplatissement [Ck] :	7.93	4.76

Figure 15 : Comparaison des caractéristiques de l'échantillon et de la loi log normale

D'après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières suit la loi Log normale. car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de log normale .

III.2.8 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences à été effectuée à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{tc} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24}\right)^b$$

P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj} .

P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.

t: temps en heure.

b: exposant climatique (b = 0,4).

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante:

$$I_t = P_{ct}/t$$

Tableau 15 : Intensité pour les différentes fréquences

période de retour	1000		100		50		10		5	
fréquence	0,1		1		2		10		20	
pluies max j	201		140		123		85,9		69,9	
TPS	P%	I	P%	I	P%	I	P%	I	P%	I
0,5	42,73	85,45	29,76	59,52	26,15	52,29	18,26	36,52	14,86	29,72
1	56,38	56,38	39,27	39,27	34,50	34,50	24,09	24,09	19,61	19,61
2	74,39	37,20	51,82	25,91	45,52	22,76	31,79	15,90	25,87	12,94
3	87,49	29,16	60,94	20,31	53,54	17,85	37,39	12,46	30,43	10,14
4	98,16	24,54	68,37	17,09	60,07	15,02	41,95	10,49	34,14	8,53
5	107,3 2	21,46	74,75	14,95	65,68	13,14	45,87	9,17	37,32	7,46
6	115,4 4	19,24	80,41	13,40	70,64	11,77	49,34	8,22	40,15	6,69
6,3	117,7 2	18,69	81,99	13,01	72,04	11,43	50,31	7,99	40,94	6,50
6,5	119,2 0	18,34	83,02	12,77	72,94	11,22	50,94	7,84	41,45	6,38
7	122,7 9	17,54	85,52	12,22	75,14	10,73	52,47	7,50	42,70	6,10
8	129,5 2	16,19	90,22	11,28	79,26	9,91	55,35	6,92	45,04	5,63
9	135,7 7	15,09	94,57	10,51	83,08	9,23	58,02	6,45	47,22	5,25
10	141,6 2	14,16	98,64	9,86	86,66	8,67	60,52	6,05	49,25	4,92
11	147,1 2	13,37	102,4 7	9,32	90,03	8,18	62,87	5,72	51,16	4,65

12	152,3 3	12,69	106,1 0	8,84	93,22	7,77	65,10	5,43	52,97	4,41
13	157,2 9	12,10	109,5 5	8,43	96,25	7,40	67,22	5,17	54,70	4,21
14	162,0 2	11,57	112,8 5	8,06	99,15	7,08	69,24	4,95	56,34	4,02

La suite du tableau intensité pour les différents fréquences dans tableau ci-dessus

TPS	P%	I	P%	I	P%	I	P%	I	P%	I
15	166,5 5	11,10	116,0 1	7,73	101,9 2	6,79	71,18	4,75	57,92	3,86
16	170,9 1	10,68	119,0 4	7,44	104,5 8	6,54	73,04	4,56	59,43	3,71
17	175,1 0	10,30	121,9 6	7,17	107,1 5	6,30	74,83	4,40	60,89	3,58
18	179,1 5	9,95	124,7 8	6,93	109,6 3	6,09	76,56	4,25	62,30	3,46
19	183,0 7	9,64	127,5 1	6,71	112,0 3	5,90	78,24	4,12	63,66	3,35
20	186,8 6	9,34	130,1 5	6,51	114,3 5	5,72	79,86	3,99	64,98	3,25
21	190,5 5	9,07	132,7 2	6,32	116,6 0	5,55	81,43	3,88	66,26	3,16
22	194,1 2	8,82	135,2 1	6,15	118,7 9	5,40	82,96	3,77	67,51	3,07
23	197,6 1	8,59	137,6 4	5,98	120,9 2	5,26	84,45	3,67	68,72	2,99
24	201,0 0	8,38	140,0 0	5,83	123,0 0	5,125	85,90	3,58	69,90	2,91

La pluie courte durée est représentée sur la Figure ci-dessus :

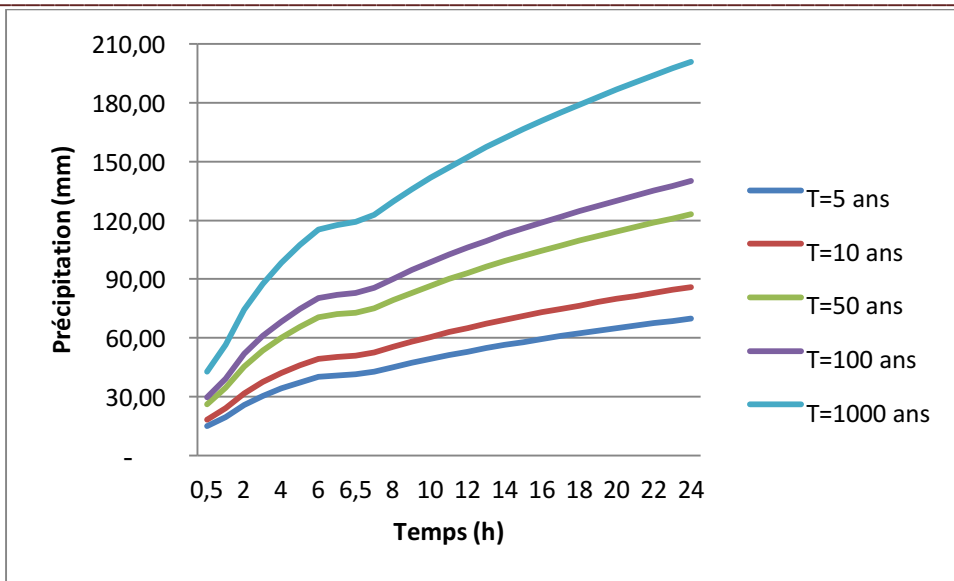


Figure 16 : Pluie de Courte Durée

Les Courbes intensités durée fréquence sont représentées sur la Figure ci-dessus :

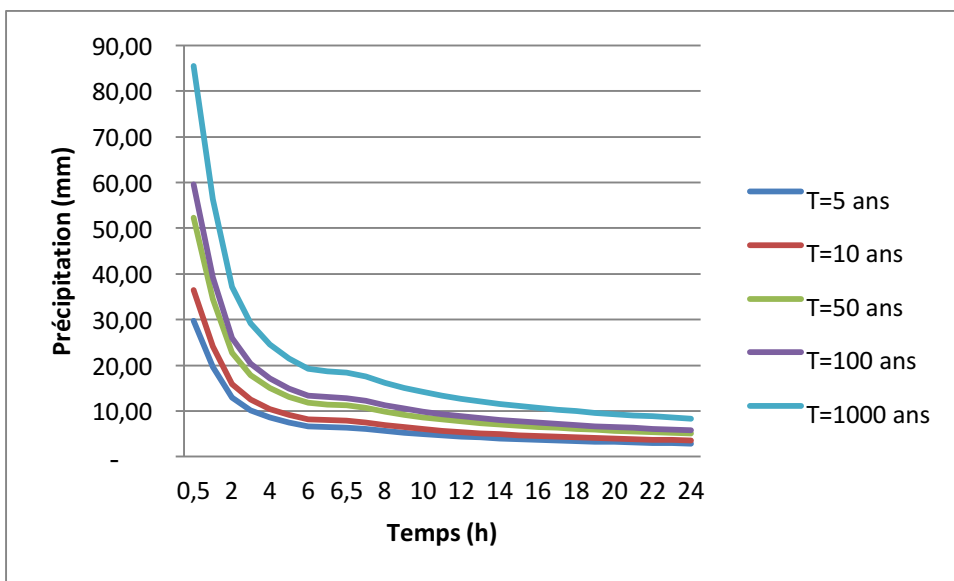


Figure 17 : Courbes intensité durée fréquence

III.3 Evaluation des apports liquides

III.3.1 Apports moyens interannuels

a). Formule de SAMIE :

$$A = Le.S$$

$$Le = P^2 \text{ moy}(293 - 2,2\sqrt{S})$$

Ou:

Le : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S: la superficie en Km² du bassin versant.

b). Formule de l'ANRH :

L'apport moyen interannuel est donnée par:

$$A_0 = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842}$$

P : précipitation moyenne (m).

S: superficie (en Km²).

c). Formule de MEDINGER:

$$L_0 = 1,024(P - 0,26)^2$$

P : précipitation moyenne (m).

Le: lame d'eau écoulée (mm).

$$A = Le \cdot S$$

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

Tableau 16 : Apports moyens interannuels

FORMULE	APPORTS MOYENS INTERANNUELS
FORMULE SAMIE	22,49 Mm ³
FORMULE DE L'ANRH	25,32 Mm ³
FORMULE DE MEDINGER	31,74 Mm ³
Moyenne	26,51 Mm ³

L'apport moyen annuel retenu est de : $A = 26,51 \text{ Mm}^3$.

Tableau 17 : l'apport liquide mensuel

Mois	jan	fév	mar	avr	Mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	dec	total
p(m)	104,42	77,23	54,25	66,7	39,52	10,97	4	8,21	38,83	48,22	76,85	121,72	650,92
p%	16	12	8	10	6	2	1	1	6	7	12	19	100
apports (mm)	4,2416	3,1812	2,1208	2,651	12,5906	0,5302	0,2651	0,2651	1,5906	1,8557	3,1812	5,0369	26,51

La répartition mensuelle de l'apport liquide sur la Figure ci-dessus :

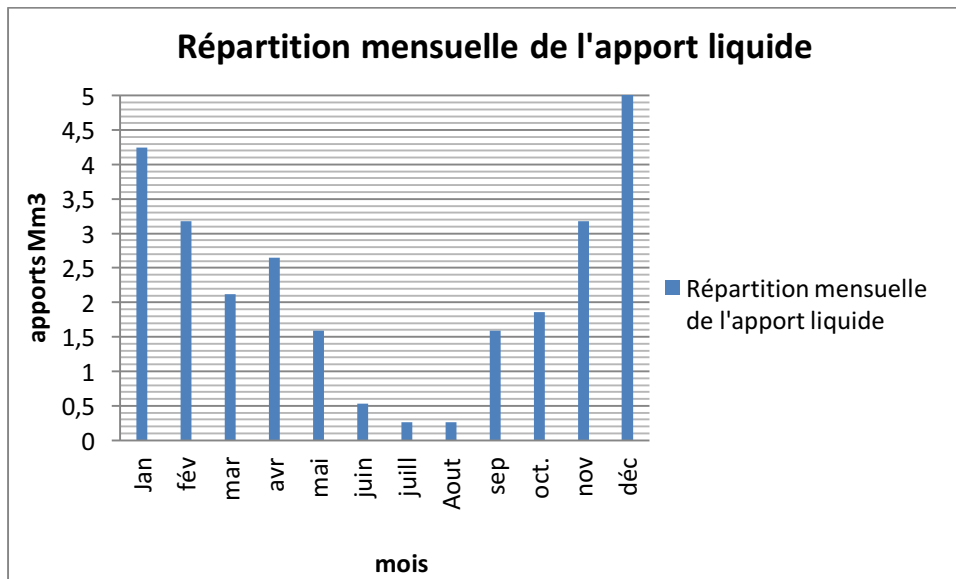


Figure 18 : Répartition mensuelle de l'apport liquide

III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement

- **Module de l'écoulement :**

$$Me = A / T$$

A : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes = $365 * 24 * 3600 = 3153600$ s.

$$Me = 0,84062 \text{ m}^3/\text{s} \quad Me = 840,62 \text{ l/s}$$

- **Module de l'écoulement relatif :**

$$M_0 = Me / S$$

Me: Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km²).

$$M_0 = 4,14 \text{ l/S/Km}^2$$

- **Lame d'eau écoulée :**

$$L_e = A_0/S$$

$$L_e = 130,67 \text{ mm}$$

- **Coefficient de l'écoulement :**

$$C_e = L_e / P_{\text{moy}}$$

$$C_e = 0,20$$

- **Coefficient de variation :**

Pour le calcul du coefficient de variation CV et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques suivantes :

- **Formule de Sokolovski-Chevelev:**

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log M_0 - 0,063 \log(S + 1)$$

$$C_v = 0,45$$

S: superficie du bassin versant.

M₀: débit ou module spécifique en (l/s/Km²).

- **Formule d'Ugiprovodkhoz:**

$$C_v = 0,7/M_0^{0,125}$$

$$C_v = 0,58$$

M₀: débit ou module spécifique en (l/s/Km²).

Formule d'Antonov:

$$C_v = 0,78/(S+1000)^{0,097}$$

$$C_v = 0,39$$

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

Tableau 18 : Récapitulatif des coefficients de variation

Formule	Valeur
Formule de Sokolovski-Chevelev	0,45
Formule d'Ugiprovodkhoz	0,58
Formule d'Antonov	0,39
Moyenne	0,47

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc :

$$C_v = 0,47$$

III.3.3 Estimation fréquentielle des apports

L'apport liquide fréquentiel est principalement fonction de l'apport moyen annuel A_0 et du coefficient de variation Cv , avec une estimation basée sur une probabilité de 80% (garantissant le remplissage 4 années sur 5).

Estimation à partir de la loi de Pearson :

L'apport moyen fréquentiel est calculé par l'expression suivante :

$$A_{80\%} = (F_{80\%} \times Cv + 1)A_0$$

$A_{80\%}$: Apport fréquentiel ($F = 0.80$) en Mm^3 .

$F_{80\%}$: Fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence de 80% tirée de la table pour

$$Cs = 2Cv$$

A_0 : Apport moyen annuel en Mm^3 . ($A_0 = 26,51Mm^3$)

Cv : Coefficient de variation des apports. ($Cv = 0,47$)

$$A_{80\%} = 36,48 Mm^3$$

Tableau 19: Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.

Mois	jan	fev	mar	avr	Mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	dec	total
Apports%	16	12	8	10	6	2	1	1	6	7	12	19	100
Apports 80%	5,83 68	4,37 76	2,91 84	3,6 48	2,18 88	0,72 96	0,36 48	0,36 48	2,18 88	2,55 36	4,37 76	6,93 12	36, 48

La répartition mensuelle des apports 80% sur la Figure ci-dessus :

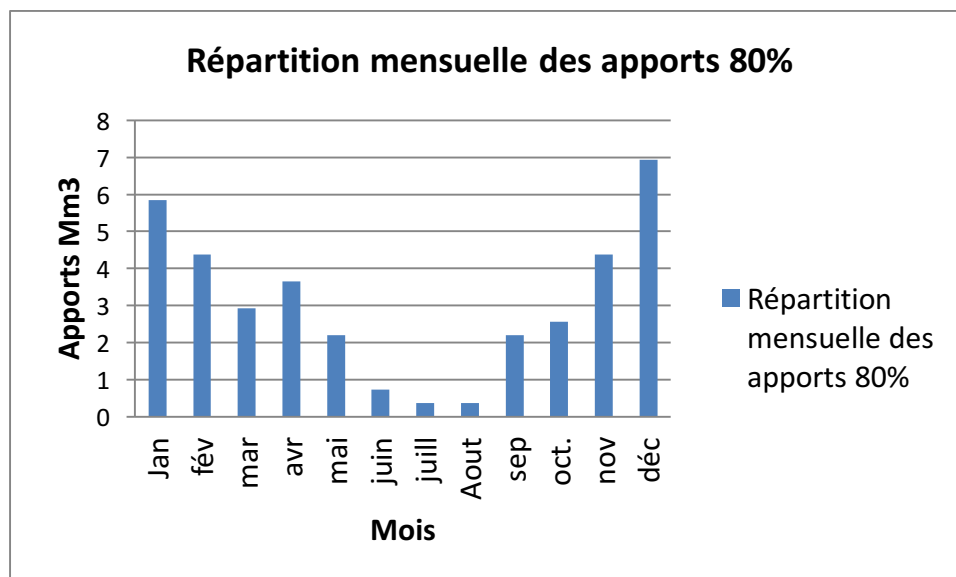


Figure 19 : Répartition mensuelle des apports 80%

III.4 Les apports solides

Le débit solide du bassin versant est d'une importance cruciale dans l'étude d'un barrage. Il permet de prévoir et de gérer la sédimentation, de concevoir le barrage de manière adéquate pour minimiser les problèmes liés aux sédiments, de garantir la sécurité du barrage et des zones en aval, de prévoir les crues et d'atténuer les impacts environnementaux. En somme, la connaissance du débit solide est essentielle pour une gestion efficace et durable des barrages.

Le débit solide au bassin versant du barrage de guenitra 256t/km².an .

III.4.1 Apport solide en suspension

Formule de Taxeront (1960) :

La formule de Taxeront est recommandée pour la région de l'Est algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion:

$$T_a = \alpha \cdot L_e^{0.21}$$

Où:

T_a: Taux d'abrasion, T/km²/an.

L_e : la lame d'eau écoulée en mm.

α: Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α =350 (faible à moyenne).

$$T_a = 973,789 \text{ T/km}^2/\text{an}$$

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma = 1.2 \text{ T/m}^3$. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_S = 1.10(T_a S / \gamma)$$

$$V_s = 181085,5 \text{ m}^3/\text{an}$$

En suit le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période. La garde d'envasement (période pendant laquelle le barrage est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans.

Prenons 50 ans. Tell que : $V_{mort} = n \cdot V_S$.

Tableau 20 : les résultats de calcul de volume mort estimé

	n=20	n=30	n= 50
V mort (Mm ³)	3,621	5,432	9,054

III.4.2 Le transport solide par charriage

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie de (30 % à 40%) du transport solide en suspension, donc:

Le transport solide par charriage = 40% du transport solide en suspension .Donc Le transport solide par charriage d'une année = 72434 m³/an.

Le volume mort pour 50 ans total est estimer alors $V_m = 9,054 + 3,621 = 12,675 \text{ Mm}^3$

$V_m = 12,675 \text{ Mm}^3$

III.5 Etude des crues

L'étude des crues implique l'analyse des écoulements variables caractérisés par des débits élevés. Son objectif est de déterminer les hydrogrammes des crues fréquentielles pour un bassin versant donné et d'établir les débits maximums probables correspondants. L'évaluation des crues revêt une importance cruciale pour la sécurité des infrastructures à construire. Les paramètres clés d'une crue comprennent le débit maximum (débit de pointe), le volume, le temps et la forme des hydrogrammes de crues. La construction des hydrogrammes de crues commence par l'estimation des débits maximums fréquents.

III.5.1. Détermination des débits maximums fréquents

III.5.1.1. les formules empiriques

En l'absence de données pour les débits maximums, pour la détermination des débits de pointe, nous allons procéder à utiliser les formules empiriques

- **Formule de Mallet-Gauthier :**

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

Avec :

$Q_{max.p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (m).

S : Surface du bassin versant (Km²).

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin : $1 < K < 3$, on prend $K=2$ (BV de surface moyenne et pente moyenne).

T : Période de retour (an)

- **Formule de Possenti :**

$$Q_{\max} = (\mu \cdot P_{\max} \cdot S) / L$$

P_{\max} : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m).

S : Superficie du bassin versant (km²).

μ : Coefficient $700 < \mu < 800$, on prend $\mu = 750$.

L : Longueur du cours d'eau principal (Km).

- **Formule de Turazza :**

$$Q_{\max} = (C \cdot S \cdot I_{ct}) / 3,6$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée.

I_{ct} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (mm/h).

- **Formule de Sokolovsky :**

$$Q_{\max} = (0,28(P_{tc} - H_0) \alpha f S) / T_c$$

S: superficie du bassin versant en Km².

P_{tc} : pluies de courte durée en mm.

T_c : temps de concentration en heures.

α : coefficient de ruissellement du bassin versant ($0,6 < \alpha < 0,8$)

f: coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $f = 1,04$.

Tableau 21 : débits maximums fréquentiels du défèrent période de retour

Période de retour (ans)	5	10	50	100	1000
Formule de Mallet-Gauthier	227,48	305,94	436,78	482,32	609,64
Formule de Possenti	426,93	524,66	751,25	855,09	1 227,66
Formule de Turazza	219,71	270,00	386,61	513,39	842,38
Formule de Sokolovsky	338,87	405,10	558,70	629,08	881,61
Moyenne (m ³ /s)	303,25	376,43	533,34	619,97	890,32

III.5.1.2. Méthode GRADEX

- **Principe de la méthode**

Le principe de cette méthode, qui s'appuie sur les observations climatologiques historiques,

est de déduire le comportement asymptotique de la loi de probabilité des volumes de crues rares de la loi de probabilité des cumuls des pluies extrêmes (Meddi et Zeroual, 2018). En effet la valeur moyenne de la capacité de rétention du bassin tend à devenir constante pour les crues du période de retour décennal.

La méthode du Gradex fournit un support de calcul cohérent et vraisemblable en s'appuyant sur une approche fréquentielle des précipitations intenses pour déterminer un paramètre fondamental qui est invariant climatologique local nommé par le Gradex.

- **Hypothèses de la méthode**

Les hypothèses fondamentales de cette méthodologie reposent sur les relations entre les distributions des débits fluviaux et des précipitations génératrices. Trois hypothèses majeures sont formulées dans le cadre de cette approche (Meddi et Zeroual, 2018) :

Hypothèse 01 :

La distribution cumulative des précipitations tombant sur le bassin suit asymptotiquement une loi de Gumbel ou une loi exponentielle, selon la méthodologie d'échantillonnage employée. Le Gradex est représenté par la pente de cette distribution cumulative sur un graphique où la pluie est en fonction du logarithme de la période de retour.

Hypothèse 02 :

Le déficit d'écoulement n'augmente plus, en termes de moyenne, au-delà d'une certaine valeur de précipitation. En d'autres termes, il ne dépend plus de la valeur de la pluie ou du débit. Graphiquement, cette hypothèse se traduit par une concordance entre la distribution cumulative des précipitations et celle des écoulements pour une période de retour équivalente, appelée point pivot, fixée généralement entre 10 et 50 ans.

Hypothèse 03 :

Quelle que soit la fréquence ou la durée de retour, le débit de pointe de crue peut être calculé à partir du volume total écoulé. Ce calcul s'effectue en utilisant un coefficient d'affinité, estimé à partir des hydrogrammes de crues enregistrés sur le bassin versant.

Ces hypothèses forment la base de la méthode du Gradex et permettent d'établir une relation entre les précipitations et les débits de crue en se basant sur des principes statistiques et hydrologiques.

- **Procédé de calcul de la méthode :**

Les étapes de calcul sont citées comme suit :

1- Choisir le pas de temps n heures (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydro-grammes de crues disponibles).

Dans notre cas : $n = 24 h$.

2- Ajuster les pluies maximales journalières par la loi de Gumbel pour calculer le Gradex des précipitations « a » (pente de la droite de Gumbel).

$$P(mm) = a\mu + b$$

μ : variable réduite de Gumbel.

Les paramètres a et b sont déterminés par la méthode des moments et ils sont exprimés en fonction

de la moyenne et de l'espérance de la série de donnée.

$$\bar{x} = a + b\gamma$$

$$\sigma^2 = (\pi^2/6)b^2$$

\bar{x} : Moyenne de la série.

σ : écart-type de la série

γ : Constante d'Euler

Les paramètres a et b peuvent être déduits par les expressions suivantes :

$$b = (\sqrt{6/\pi}) \sigma, \quad a = \bar{x} - b\gamma$$

Les résultats de calcul sont représentés comme suit :

Les résultats d'ajustement des pluies maximales journalières sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 22 : Ajustement des pluies maximales journalières

Moyenne	52,5
Ecart-type	26,5
Paramètre de l'ajustement de Gumbel 'a'	40,6
Paramètre de l'ajustement de Gumbel 'b' (pente)	20,7

$$P(mm) = 40,6 \mu + 20,7$$

3- Ajuster la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal (point

pivot de l'extrapolation des débits). Puis, exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente

par la formule suivante :

$$R(mm) = (Q(m3s) \times 3.6 \times n) / S$$

Débit décennal 200 m^3/s

$R = 85,2$ m

4- Extrapoler de la distribution des débits au-delà de $F=0.9$ ans-1 ($T=10$ ans) par une droite de pente égale au Gradex de la pluie

$$Q\mu\%(mm) = a\mu + b'$$

a : le Gradex de la pluie

μ : variable réduite de Gumbel donnée par : $\mu = -\ln(-\ln(F))$

F : fréquence donnée par : $F = 1 - 1/T$

5- Tracer la droite de l'équation ci-dessous sur même graphe que l'ajustement des P_{jmax} .

$$Q\mu\% = a\mu + b'$$

Tirer les Q pour la période de retour cherchée (en mm). Puis, exprimer ces Q (mm) en m^3/s par la formule suivante :

$$Q(m^3/s) = Q(mm) \times S(km^2) / (3.6 \times n(h))$$

6- Calculer le débit de pointe en multipliant le débit calculé précédemment en (m^3/s) par le coefficient de point P égal au rapport entre le débit de pointe et le débit moyen.

Tableau 23 : Débits de pointe de crue du barrage de Guenitra

Temps de retour	Temps de retour	Temps de retour	précipitations estimées	débits moyen extrapolés	débits moyen extrapolés	débits de pointe extrapolés
[ans]	[-]	[-]	[mm/24h]	[mm/24h]	[m3/s]	[m3/s]
10	0,900	2,25	87,1	85,2	200	700
	0,905	2,30	88,2	86,3	203	709
	0,910	2,36	89,4	87,5	205	719
	0,915	2,42	90,6	88,7	208	729
	0,920	2,48	91,9	90,0	211	740
	0,925	2,55	93,3	91,4	215	751
	0,930	2,62	94,8	92,9	218	763
	0,935	2,70	96,4	94,5	222	776
	0,940	2,78	98,1	96,2	226	790
	0,945	2,87	100,0	98,0	230	806
20	0,950	2,97	102,0	100,1	235	822

	0,955	3,08	104,2	102,3	240	841
	0,960	3,20	106,7	104,8	246	861
	0,970	3,49	112,7	110,8	260	911
40	0,975	3,68	116,6	114,6	269	942
50	0,980	3,90	121,2	119,3	280	980
	0,985	4,19	127,2	125,3	294	1030
100	0,990	4,60	135,7	133,7	314	1099
200	0,995	5,30	150,0	148,1	348	1217
250	0,996	5,52	154,6	152,7	359	1255
	0,997	5,81	160,6	158,7	373	1304
500	0,998	6,21	169,0	167,1	392	1373
1000	0,999	6,91	183,3	181,4	426	1491
2000	0,9995	7,60	197,6	195,7	460	1608
5000	0,9998	8,52	216,6	214,6	504	1764
10000	0,9999	9,21	230,9	229,0	538	1882

Le débit de point obtenu par la méthode de Gradex pour une période de retour de 1000ans est de 1491 m³/s.

III.6 Hydrogramme de crue

La méthodologie de Sokolovsky est employée pour caractériser la forme temporelle des crues, y compris les temps de montée et de décrue. Elle modélise l'hydrogramme de crue en utilisant deux équations paraboliques distinctes.

a) Pour le temps de montée :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{T_m}{t} \right)^2$$

Q_m : Débit instantané de montée (m³/s) ;

$T_m = T_c$: Temps de montée de la crue en heures.

b) Pour le temps de décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{T_d - t}{T_d} \right)^3$$

Q_d : Débit instantané de la décrue (m³/s) ;

T_d : Temps de la décrue en heures;

Q_{max} : Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

$T_m = T_c$ (pour les petits bassins versants), avec T_c qui est le temps de concentration du bassin versant (égale à 6,3 heure).

$$T_d = \delta * T_m ;$$

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue. Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s)

Tableau 24 : Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

On prend $\delta=2,5$

$T_d=15,75$ heure

Tableau 25 : calcul de l'hydro-gramme de crue

temps	10	50	100	200	1000
	10	2	1	0,5	0,1
0	0	0	0	0	0
1	17,63	24,69	27,69	30,66	37,57
2	70,55	98,77	110,76	122,65	150,26
3	158,73	222,22	249,21	275,96	338,10
4	282,18	395,06	443,03	490,60	601,06
5	440,91	617,28	692,24	766,57	939,15
5,5	533,50	746,91	837,61	927,54	1136,38
6	634,92	888,89	996,83	1103,85	1352,38
6,3	700,23	980,02	1099,12	1217,05	1491,01
6,5	673,67	943,14	1057,66	1171,22	1434,92
7	610,75	855,05	958,88	1061,84	1300,90
7,5	551,88	772,63	866,45	959,48	1175,51
8	496,91	695,69	780,16	863,93	1058,44
9	398,18	557,46	625,15	692,28	848,14

10	313,48	438,88	492,17	545,02	667,72
12	181,87	254,61	285,53	316,19	387,38
13	132,80	185,92	208,50	230,88	282,87
14	93,46	130,85	146,74	162,49	199,08
15	62,78	87,89	98,57	109,15	133,72
16	39,68	55,55	62,29	68,98	84,51
17	23,07	32,30	36,23	40,12	49,15
18	11,90	16,66	18,69	20,69	25,35
19	5,08	7,12	7,98	8,84	10,83
20	1,54	2,16	2,42	2,68	3,29
21	0,21	0,29	0,33	0,36	0,44
22,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

L'hydro-gramme de crue sur la figure ci-dessus :

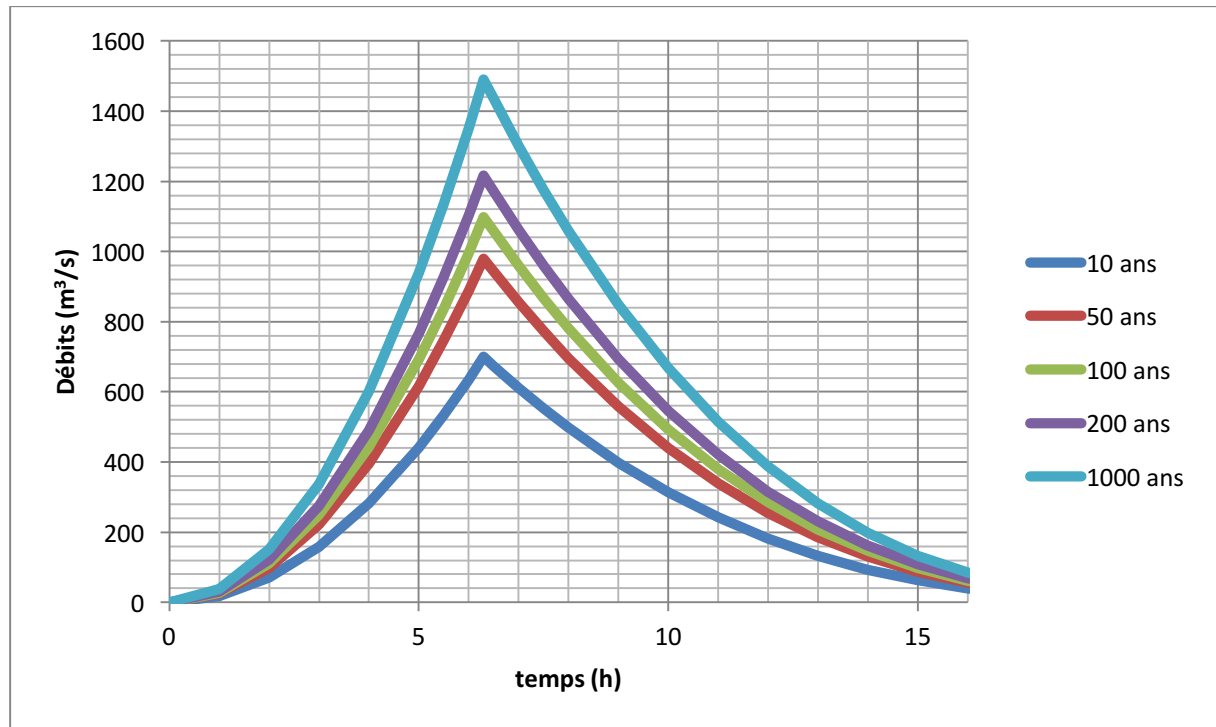


Figure 20: Hydro-gramme de crue.

III.7 Estimation de la crue de projet

La crue de projet, dans le contexte de l'ingénierie des barrages, correspond à la crue ayant la fréquence la plus faible qui peut se produire et qui entre dans la retenue du barrage. Elle est essentielle pour déterminer les Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crue, en tenant compte des capacités de régulation. Souvent, la crue de projet considérée

est celle avec le débit de pointe maximal, mais il est important de noter que ce n'est pas toujours la crue la plus défavorable pour la conception de l'évacuateur. Une crue moins aiguë mais de plus longue durée pourrait avoir des implications plus graves.

La période de retour minimale recommandée pour cette crue de projet se situe généralement entre 100 ans et 10 000 ans (fréquence de 10^{-2} à 10^{-4}). Le choix de la période de retour dépend des risques associés à la rupture du barrage. Cependant, il est crucial de considérer le risque global, qui prend également en compte la vulnérabilité de la vallée en aval, notamment l'occupation des zones susceptibles d'être inondées en cas de rupture du barrage.

Pour déterminer la crue de projet, les recommandations du Comité international des Grands Barrages (CIGB) sont souvent suivies. Cela garantit une approche basée sur des normes et des pratiques internationales pour évaluer la sécurité des barrages et minimiser les risques associés à leur exploitation.

Tableau 26 : Crues de projet recommandées

Catégories des dommages	Crue de projet recommandée
Elevés : Perte de vie, dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Important : pas de pertes de vies, dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faible : pas de perte de vies, dommages Légers	1/1000 à 1/100

Alors nous optons pour une crue de projet de fréquence de l'ordre de 0,001. Le débit de la crue du projet de l'aménagement de l'oued de M'Djedel pour un temps de retour de $T = 1000$ ans. Donc le débit maximal probable est de l'ordre de:

$$Q_{0.01\%} = 1491 m^3/s$$

III.8 Etude de Régularisation

L'objectif de la régularisation consiste à déterminer la capacité optimale de la retenue d'un barrage afin de rendre les débits plus constants, répondant ainsi aux besoins en eau pour l'approvisionnement en eau potable (AEP) et l'irrigation, tout en minimisant les risques de pénurie. Cette régularisation peut être effectuée de deux manières : saisonnière et interannuelle.

Pour notre étude, nous examinerons ces deux approches.

III.8.1 Répartition mensuel de l'apport 80%

La répartition mensuel de l'apport 80% dans tableau ci-dessus :

Tableau III.30 Répartition mensuelle de l'apport.

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	Fev	Mar	avr	mai	juin	juil	aut	tota
Appor ts%	6	7	12	19	16	12	8	10	6	2	1	1	100
Appor ts 80 %	2,18 88	2,55 36	4,37 76	6,93 12	5,83 68	4,37 76	2,91 84	3,6 48	2,18 88	0,72 96	0,36 48	0,36 48	36, 48

On remarque la période septembre -mai a un apport important, alors que la période de Juin-Aout est sèche.

III.8.2 Répartition mensuel des besoins

L'évaluation de la demande en eaux est effectuée sur une base mensuelle.

La répartition mensuelle de la consommation des eaux potables et d'irrigation est donné par :

Tableau 27 : Répartition mensuelle des besoins

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	aout	Tota l
Besoin Mm ³ %	0,3	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	7,2	8,8	8,7	8,6	35
Besoin s %	0,86	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	20,5	25,1	24,8	24,5	100
		7	7	7	7	7	7	7	7	4	6	7	

III.8.3. Courbes caractéristiques de la retenue

Les caractéristiques de la retenue sont déterminées à partir du traitement des levés topographiques.

Les caractéristique topographiques et volumétriques sont données dans le tableau suivant :

Tableau 28 : Caractéristique topographiques et volumétriques

cote (m)	superficie (m ²)	volume Mm ³	cote (m)	Superficie (m ²)	volume (Mm ³)
133	1,26	9,42183	151	3,91386	52,57706
134	1,37	10,0858	152	4,1027	56,91197
135	1,48624	10,9538	153	4,296	61,45082
136	1,60518	12,02579	154	4,4936	66,19361
137	1,7295	13,30164	155	4,6959	71,14033
138	1,8561	14,78144	156	4,9019	76,291
139	1,8561	16,4657	157	5,11272	81,6456
140	2,4246	18,35284	158	5,32783	87,20413
141	2,2654	20,4445	159	5,54731	92,9666
142	2,4106	22,23948	160	5,77117	98,93301

143	2,56017	25,23948	161	5,99939	105,10336
144	2,71409	27,94289	162	6,23198	111,47764
145	2,8723	30,85025	163	4,46895	118,05587
146	3,03502	33,96154	164	6,7109	124,83802
147	3,20205	37,27677	165	6,9599	131,82412
148	3,37345	40,79594	166	7,20607	139,01415
149	3,5492	44,5104	167	7,46052	146,40812
150	3,7293	48,44508	168	7,71934	154,00603

La courbe hauteur-surface-volume sur la Figure suivante :

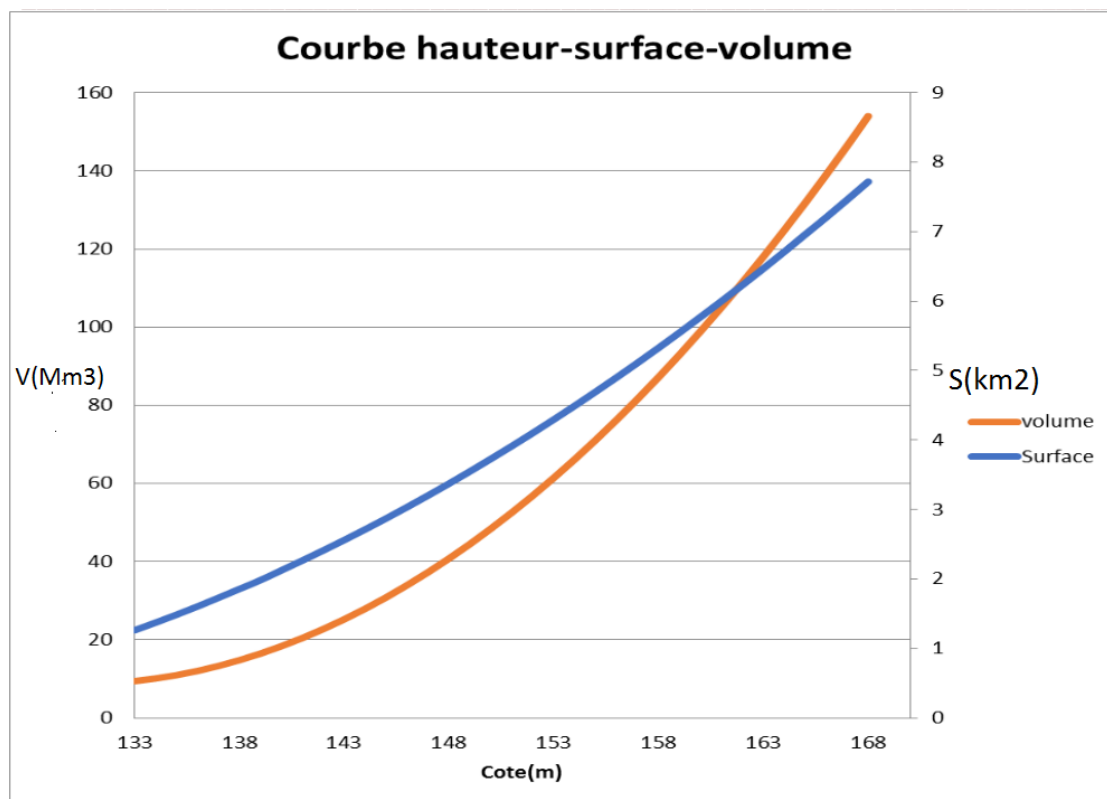


Figure 21 : Courbe hauteur-surface-volume

III.8.4 Calcul du volume utile

Le calcul du volume utile d'un barrage requiert les éléments suivants :

L'apport annuel A80% (le débit d'eau moyen avec une probabilité de 80% d'être atteint ou dépassé).

La consommation totale en eau (les besoins en eau pour divers usages, tels que l'approvisionnement en eau potable et l'irrigation).

Le volume mort de la retenue (la partie du réservoir qui ne peut pas être utilisée en raison de contraintes opérationnelles ou environnementales).

Le calcul de la régularisation est généralement réalisé en utilisant "la méthode du bilan d'eau". Cette méthode prend en compte les entrées (apports annuels), les sorties (consommation totale), et les variations de stock (volume mort et volume utile) pour déterminer comment l'eau est stockée et utilisée dans le barrage au fil du temps. Elle permet de garantir un approvisionnement en eau stable tout en minimisant les risques de pénurie.

En résumé, pour calculer le volume utile du barrage et assurer une régularisation efficace, il est nécessaire de connaître les apports annuels, la consommation totale et le volume mort, tout en utilisant la méthode du bilan d'eau pour optimiser la gestion des ressources en eau.

III.8.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Le calcul du volume utile d'une retenue est déterminé en utilisant des courbes cumulées complètes. Il repose sur les concepts de volume excédentaire (V_s) et de volume déficitaire (V_d) définis comme suit :

$V_s = W - U$ (où W est le volume d'écoulement, apport ou offre, et U est le volume de consommation, restitution ou demande, avec $W > U$)

$V_d = U - W$ (où W est le volume d'écoulement, apport ou offre, et U est le volume de consommation, restitution ou demande, avec $W < U$)

La limite supérieure de remplissage est le niveau normal de la retenue (NNR), tandis que la limite inférieure pour la consommation est le niveau du volume mort (NVM), qu'il ne faut pas dépasser.

Les consignes d'exploitation se déclinent en deux types :

La première consigne d'exploitation : consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau NNR lors des crues, puis à restituer de l'eau ensuite. L'excès d'eau est déversé par l'évacuateur de surface. Le volume initial de remplissage est fixé, et le remplissage final est déterminé chaque mois en tenant compte de NNR et de NVM.

La deuxième consigne d'exploitation : implique des évacuations à vide par l'évacuateur de fond, le remplissage ultérieur et enfin la restitution aux consommateurs.

Pour calculer le volume utile sans tenir compte des pertes, les paramètres clés sont les suivants :

L'apport (W , correspondant à A80% en millions de mètres cubes).

La consommation totale (U 80%, également en millions de mètres cubes).

Le volume mort, NVM, est fixé.

Le processus de calcul implique les étapes suivantes :

Identification de la période à bonne hydraulité (excès d'eau par rapport à la consommation).

Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.

Calcul de V_s et V_d en fonction des variations de W et U .

Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul de V_u .

Le volume total de la retenue est donné par $V_{NNR} = V_u + V_m$.

Calcul du volume à évacuer "S" selon la première ou la deuxième consigne d'exploitation. Le calcul du volume utile prend en compte ces étapes pour assurer une gestion efficace des ressources en eau en réponse aux variations de l'apport et de la consommation, tout en respectant les limites opérationnelles du barrage.

Tableau 29 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3)

Mois	A80% (Mm^3)	U80% (Mm^3)	A-U- II	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Sep	2,19	0,3	1,79	12,675	12,675		12,67	11,79	0,88
					14,46	0	11,79	13,58	0,00
Oct	2,55	0,2	2,35	16,81	16,81	0	13,58	15,93	0,00
Nov	4,38	0,2	4,18	20,99	20,99	0	15,93	20,11	0,00
Dec	6,93	0,2	6,73	27,72	27,72	0	20,11	26,84	0,00
Jan	5,84	0,2	5,64	33,36	33,36	0	26,84	32,48	0,00
Fev	4,38	0,2	4,18	37,54	37,54		32,48	36,66	0
Mar	2,92	0,2	2,72	40,25	40,25		36,66	39,37	0
Avr	3,65	0,2	3,45	43,70	42,83	0,88	39,37	42,82	0
Mai	2,19	7,2	-5,01	37,81	37,81	0	42,82	37,81	0
Jui	0,73	8,8	-8,17						

				29,64	29,64	0	37,81	29,64	0
Juil	0,36	8,7	-8,54						
				21,11	21,11	0	29,64	21,11	0
Aou	0,36	8,6	-8,44						
				12,67	12,67	0	12,67	12,67	0
				Somme		0,9776	somme		1,48

Du tableau :

$$V_s = 31,14 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 29,66 \text{ Mm}^3$$

le barrage fonctionne à un seul temps $V_s > V_d$ alors on prend $V_u = V_d$

$$V_u = 29,66 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$D'où : V_{NNR} = V_m + V_u = 12,675 + 29,66 = 42,335 \text{ Mm}^3$$

III.8.4..2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

a-Pertes par évaporation.

b-Pertes par infiltration.

- **Pertes par évaporation :**

Nous avons

$$V_{ep} = S_{moy} * E_s$$

V_{ep} : volume perdu à cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

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

V_{moy} : volume moyen

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2}$$

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: les volumes de la retenue de deux mois successifs.

- **Pertes par infiltration :**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100}$$

V_{inf} : Volume perdu à cause de l'infiltration

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette

V_{moy} : Volume moyen

$V_{\text{rf},i}$ et $V_{\text{rf},i+1}$: Les volumes de la retenue de deux mois successifs

Tableau 30 : Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm³)

Mois	A80% (Mm3)	U80 % (Mm 3)	II (Mm3)	A-U- II	1ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Sep	2,19	0,3	0,060	1,83	12,67	12,675		12,67	12,63	0,04
					5	14,50	0	12,63	14,46	0
Oct	2,55	0,2	0,043	2,31	16,81	16,81	0	14,46	16,77	0
					20,96	20,96	0	16,77	20,91	0
Nov	4,38	0,2	0,030	4,15	27,64	27,64	0	20,91	27,59	0
					33,21	33,21	0	27,59	33,17	0
Dec	6,93	0,2	0,053	6,68	37,33	37,33		33,17	37,28	0
					39,92	39,92		37,28	39,87	0
Jan	5,84	0,2	0,061	5,58	43,21	42,83	0,39	39,87	43,17	0
					37,61	37,61	0	43,17	37,96	0
Fev	4,38	0,2	0,063	4,11	29,34	29,34	0	37,96	29,68	0
					29,34	29,34	0	37,96	29,68	0
mar	2,92	0,2	0,128	2,59	37,61	37,61	0	43,17	37,96	0
					39,92	39,92		37,28	39,87	0
avr	3,65	0,2	0,153	3,30	43,21	42,83	0,39	39,87	43,17	0
					37,61	37,61	0	43,17	37,96	0
mai	2,19	7,2	0,200	-5,21	29,34	29,34	0	37,96	29,68	0
					29,34	29,34	0	37,96	29,68	0
jui	0,73	8,8	0,202	-8,27	29,34	29,34	0	37,96	29,68	0
					29,34	29,34	0	37,96	29,68	0
juil	0,36	8,7	0,212	-8,55	29,34	29,34	0	37,96	29,68	0
					29,34	29,34	0	37,96	29,68	0

					20,79	20,79	0	29,68	21,14	0
aou	0,36	8,6	0,231	-8,47						
					12,33	12,33	0	12,67	12,67	0
					Somme		0,386 6	somme		0,04

Du tableau précédant, il ressort :

$$V_s = 30,55 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 30,5 \text{ Mm}^3.$$

Donc, le barrage fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ alors on prend $V_u = V_d$

$$V_u = 30,5 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$D'où : V_{NNR} = V_m + V_u = 12,675 + 30,5 = 43,175 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 43,175 \text{ Mm}^3$$

Donc, le volume utile saisonnier est de 43,175 Mm³.

Il correspond à un niveau NNR = 148,65m

II.10 Laminage des crues

Le processus de calcul de la régulation des crues vise à diminuer les dimensions et les coûts de l'infrastructure d'évacuation, tout en maintenant un niveau de sécurité global satisfaisant pour le projet. Cette approche optimise la capacité de stockage temporaire de la retenue et permet un débit graduel des déversements en réponse à l'apport croissant de la crue. Cette relation peut être exprimée de la manière suivante :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + s \cdot dh$$

Q : Le débit entrant de la crue

q : Le débit déversé 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 :

$$Q - q = S(dh/dt)$$

Où :

Dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue

Plusieurs méthodes de calcul sont disponibles, notamment celles proposées par Hildenplate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step, Muskingum, et d'autres encore. Pour notre étude, nous choisissons d'utiliser la méthode de Muskingum.

III.10.1 Méthode de MUSKINGUM

L'objectif de cette étude consiste à déterminer les débits évacués par le déversoir et à établir un hydrogramme de déversement. Nous disposons de l'hydrogramme de la crue d'entrée, exprimée en termes d'intensité (I) en fonction du temps (t). En utilisant les caractéristiques du déversoir, telles que sa largeur et la vitesse d'approche, nous serons en mesure de calculer l'expression du débit.

$$Q = m \cdot B \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

On suppose que $B=50$ m initialement et $m=0.49$

$$Q = 108,52 H^{3/2}$$

I : Débit entrant à la cuvette (Input) ,

O : Débit déversé (Output),

La charge maximale déversée sans laminage correspond au débit entré max (I_{max}) qui est de $1491 \text{ m}^2/\text{s}$, alors la charge déversent calculée comme suit :

$$H_{max} = (Q_{max}/108,52)^{2/3}; H_{max} = (1491/108,52)^{2/3} = 5,7364 \text{ m}$$

On à prendre $H_{max} = 6$ m

La courbe capacité-hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire entre les altitudes 133 m NGA et 168 m NGA.

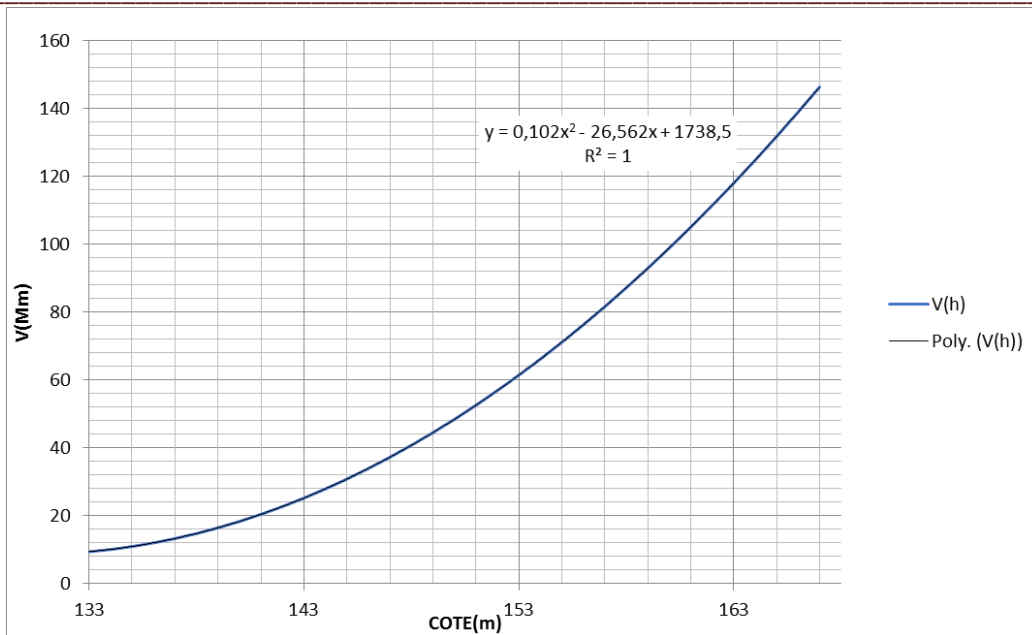


Figure 22 : Modélisation de la courbe capacité-hauteur

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire entre les altitudes 133m NGA et 168 m NGA, avec un coefficient de corrélation $r = 0.98881$
 $S \text{ (km}^2\text{)} = 0.1845H - 23,716$

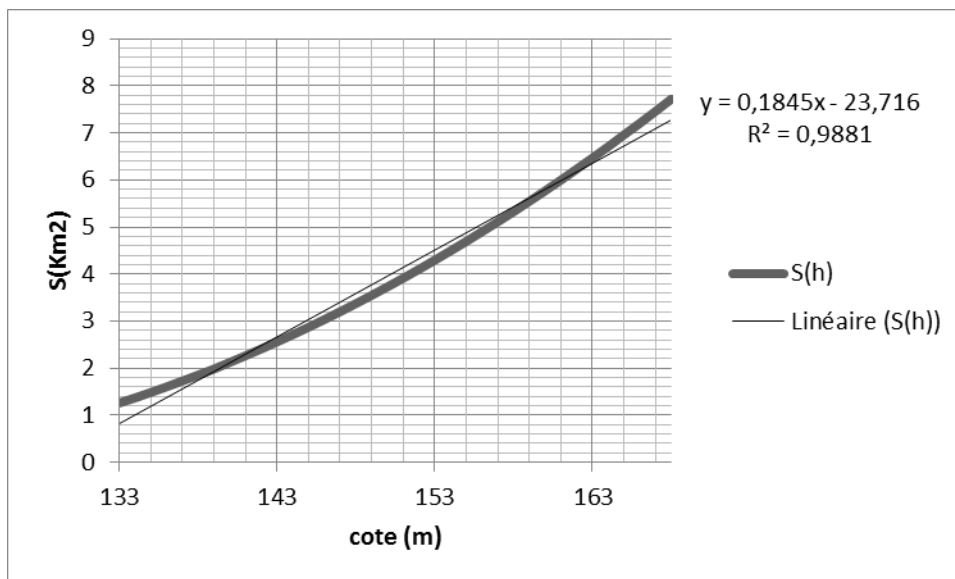


Figure 23 : Modélisation de la courbe surface-hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$
 Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0 \text{ m}$, le volume stocké $V_s = 0 \text{ m}^3$.

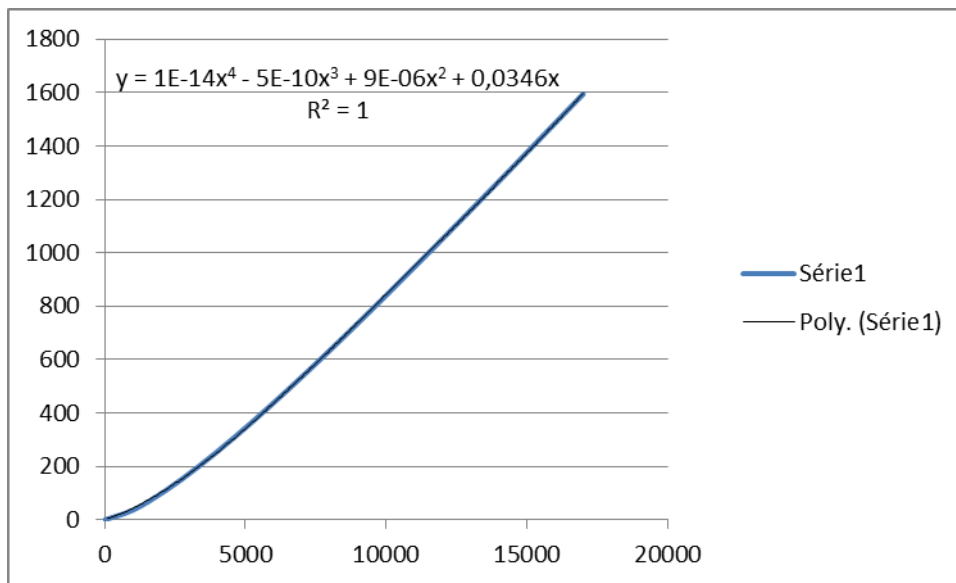
La valeur maximal de débit d'entrée $Q_e = 1491 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $1491 = 108.52 H^{3/2}$, soit $H_{\text{max}} = 6 \text{ m}$

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau :

Tableau 31 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=50 m

COTE (m)	H	surface km2	surface m2	s volume m3	O m3/s	2S/dt + O
148,65	0	0	0	0	0	0
149,15	0,5	3,57596	3575960	1787980	38,3681264	1031,69035
149,65	1	3,66591	3665910	3665910	108,521449	2145,13812
150,15	1,5	3,7549	3754900	5632350	199,366633	3328,44997
150,65	2	3,84879	3848790	7697580	306,945011	4583,37834
151,15	2,5	3,94194	3941940	9854850	428,968694	5903,88536
151,65	3	4,0364	4036400	12109200	563,893993	7291,22733
152,15	3,5	4,13145	4131450	14460075	710,587645	8743,96265
152,65	4	4,22785	4227850	16911400	868,171596	10263,3938
153,15	4,5	4,32536	4325360	19464120	1035,93941	11849,3394
153,65	5	4,42396	4423960	22119800	1213,30669	13502,0845
154,15	5,5	4,52364	4523640	24880020	1399,77947	15222,0128
154,65	6	4,6224	4622400	27734400	1594,93306	17002,9331
155,15	6,5	4,7263	4726300	30720950	1798,39721	18865,5917

La courbe caractéristique du barrage pour b=50 m sur la figure suivante :

**Figure 24** : Courbe caractéristique du barrage pour b=50 m

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation.

$$2(S_2/\Delta t) + O_2 = I_1 + I_2 + 2(S_1/\Delta t) + O_1 - 2O_1$$

On détermine l'hydro gramme des débits de sortie

Tableau 32 : Calcul de l'hydro-gramme de sortie pour b=50m

T(h)	I	I1-I2	2S/dT+O	2S/dT+O-2O	O
0	0	0	0	0	0
1	37,57	37,57	37,57	35,70	0,93
2	150,26	187,83	223,54	211,98	5,78
3	338,10	488,36	700,34	660,31	20,01
4	601,06	939,15	1599,46	1547,05	26,21
5	939,15	1540,21	3087,26	3027,71	29,77
5,5	1136,38	2075,53	5103,24	5043,21	30,02
6	1352,38	2488,76	7531,96	7445,93	43,01
6,3	1491,00	2843,38	10289,31	10150,82	69,25
6,5	1434,92	2925,92	13076,74	12836,10	120,32
7	1300,90	2735,82	15571,92	15125,48	223,23
7,5	1175,51	2476,41	17601,89	16904,08	348,90
8	1058,44	2233,94	19138,02	18171,42	483,30
9	848,14	1906,58	20078,00	18880,14	598,93
10	667,72	1515,86	20396,00	19042,96	676,52
11	514,90	1182,62	20225,59	18788,53	718,53
12	387,38	902,28	19690,81	18223,13	733,84

La suite du tableau calcul l'hydro-gramme de sortie pour b=50m est dans tableau ci-dessus :

13	282,87	670,24	18893,38	17449,71	721,84
14	199,08	481,94	17931,65	16564,74	683,46
15	133,72	332,80	16897,54	15640,95	628,29
16	84,51	218,23	15859,18	14731,58	563,80
17	49,15	133,66	14865,23	13873,65	495,79
18	25,35	74,50	13948,15	13090,76	428,70
19	10,83	36,18	13126,93	12395,58	365,67
20	3,29	14,12	12409,70	11792,26	308,72
21	0,44	3,73	11795,99	11278,31	258,84
22,05	0,00	0,44	11278,75	10846,23	216,26

L'hydro-gramme d'entrée et les hydro-grammes de sorties sont dans tableau ci-dessus :

Tableau 33 : Hydro-gramme d'entrée et les hydro-grammes de sorties

t(H)	I	I1+I2	b=30	b=40	b=50	b=60	b=65	b=75	b=80
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

1,00	37,57	37,57	0,65	0,79	0,93	1,10	1,38	2,55	2,65
2,00	150,26	187,83	3,95	4,87	5,78	6,82	8,46	23,58	24,52
3,00	338,10	488,36	7,46	16,50	20,01	24,23	28,59	31,45	32,71
4,00	601,06	939,15	9,10	21,38	26,21	30,20	31,88	40,16	41,76
5,00	939,15	1 540,2	11,21	23,79	29,77	34,16	36,11	68,40	71,13
5,50	1 136,3	2 075,5	15,02	27,87	30,02	41,45	58,77	94,79	98,58
6,00	1 352,3	2 488,7	30,22	36,50	43,01	69,81	90,98	152,85	158,97
6,30	1 491,0	2 843,3	33,53	42,72	69,25	81,70	103,65	206,20	214,45
6,50	1 434,9	2 925,9	72,60	94,44	120,32	136,96	161,21	307,65	319,96
7,00	1 300,9	2 735,8	132,07	174,16	223,22	248,67	291,60	411,15	427,59
7,50	1 175,5	2 476,4	206,88	274,53	348,90	380,97	447,30	644,18	669,95
8,00	1 058,4	2 233,9	290,48	386,68	483,30	520,16	611,14	870,7	905,62
9,00	848,14	1 906,5	367,74	489,48	598,93	639,89	746,92	1 026,1	1 067,2
10,00	667,72	1 515,8	427,18	565,53	676,52	720,46	828,42	1070,2	1 080,3
11,00	514,90	1 182,6	468,83	613,78	718,53	763,01	860,70	1 038,2	1 046,8
12,00	387,38	902,28	496,42	639,46	733,84	776,18	858,47	973,68	981,06
13,00	282,87	670,24	509,52	641,20	721,84	759,19	822,34	878,36	884,55
14,00	199,08	481,94	508,06	619,38	683,46	714,05	755,50	758,81	763,71
15,00	133,72	332,80	495,47	581,72	628,29	652,52	673,19	639,79	643,51
16,00	84,51	218,23	474,33	534,31	563,80	582,86	585,92	530,77	533,49
17,00	49,15	133,66	446,80	481,87	495,79	510,82	500,60	434,95	436,84
18,00	25,35	74,50	414,83	428,05	428,70	440,44	421,50	352,88	354,10
19,00	10,83	36,18	380,25	375,56	365,67	374,58	350,90	283,95	284,65
20,00	3,29	14,12	344,73	326,31	308,72	315,09	289,73	227,06	227,34

La suite du hydro-gramme d'entrée et les hydro-grammes de sorties dans tableau ci-dessus :

21,00	0,44	3,73	309,74	281,54	258,84	262,99	237,95	180,86	180,82
22,00	0,00	0,44	276,44	241,91	216,26	218,51	194,99	143,91	143,64
23,00	0,00	0,00	245,65	207,58	180,67	181,38	159,92	114,81	114,36
24,00	0,00	0,00	217,87	178,35	151,41	150,93	131,68	92,20	91,62

Les hydrogrammes de sortis sur la figure ci-dessus :

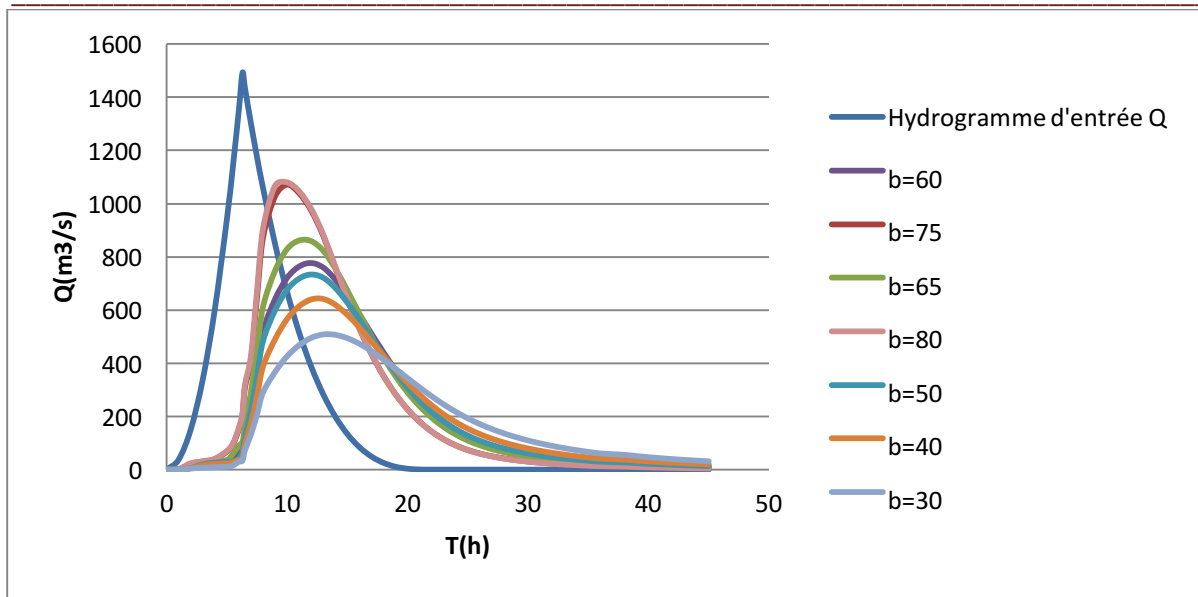


Figure 25 : Hydrogrammes de sorties

Les résultats de laminage sont dans tableau ci-dessus :

Tableau 34 : récapitulatif des résultats de laminage

b (m)	Hd (m)	NPHE (m NGA)	q laminé (m ³ /s)	V forcé (Mm ³)
30	8,063	156,713	509,52	46,895
40	6,656	155,306	641,20	29,485
50	5,736	154,386	733,84	24,874
60	5,0798	153,729	776,18	21,665
65	4,8159	153,465	860,70	20,425
75	4,377	153,027	1070,19	18,365
80	4,193	152,843	1080,35	17,535

III .11 Etude d'optimisation

L'objectif de cette étude réside dans la recherche de la largeur optimale pour l'évacuateur de crue, correspondant à la hauteur idéale de la digue. L'objectif final est de parvenir à concevoir l'aménagement de manière économique. Pour ce faire, il est nécessaire d'évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour différentes largeurs de déversement associées à différentes hauteurs de la digue, afin de sélectionner la solution la plus économique .

III.11.1 La revanche

Il s'agit de l'écart de niveau entre la crête du barrage et le niveau des eaux les plus élevées. Cette différence dépend de plusieurs facteurs, notamment la hauteur des vagues (h), la vitesse du vent (U), et la vitesse de propagation des vagues (V) dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante

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

La hauteur des vagues H est estimée à l'aide des formules suivantes

Formule de Stevenson

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25}$$

F: le Fetch; F = 1.50 km

Formule de Mallet-Paquant

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5}$$

Formule de simplifiée

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

Les calculs de la revanche sont effectués en utilisant diverses formules répertoriées dans le tableau ci-dessous

Tableau 35 : Résultats de calcul de hauteur des vagues

Formule	H (m)
Formule de Stevenson	0,8786
Formule de Mallet-Paquant	0,904
Formule de simplifiée	1,37

On a pris 1,37 m

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V = 1.5 + 2H$$

$$V = 5,18$$

$$\text{Alors : } R = 2,4 \text{ m}$$

Le tassement

On calcule le tassement d' après les formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2}$$

Où :

T = Tassement de la crête du barrage

H_b = Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés à 0.65 m

Donc :

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + T$$

NNR : cote du niveau NNR (148,65m NGA)

C_f : Cote du fond = 110 m

$H_{\text{dév}}$: charge déversant au-dessus du déversoir

R : Revanche = 2,4 m, t : tassement = 0.65 m

La largeur en crête

La largeur de la crête du barrage, lorsque la retenue est à son niveau maximum, doit également prendre en compte la possibilité de permettre le passage des équipements pour les travaux de finition du barrage et éventuellement pour le déversement des eaux excédentaires. Cette dimension dépend de divers facteurs, notamment les risques sismiques et la longueur minimale du chemin d'infiltration, garantissant un gradient hydraulique suffisamment bas à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

La largeur de la crête peut être évaluée en utilisant les formules suivantes :

Formule de T.KNAPPEN

$$b = 1.65 H_b^{0.5}$$

Formule E.F.PREECE

$$b = 1.1 H_b^{0.5} + 1$$

Formule SIMPLIFIÉE

$$b = 3.6 \cdot H_b^{1/3} - 3$$

Formule PRATIQUE

$$b = (5/3) \sqrt{H_b}$$

les résultats de calcul de la largeur en crête dans tableau suivant :

Tableau 36 : résultats de calcul de la largeur en crête

Formuls utilisées	La largeur en crête b(m)						
		49,61	48,21	47,29	46,63	46,37	45,93
KNAPEN	11,62	11,46	11,35	11,27	11,24	11,18	11,16
E.F.PRECE	8,75	8,64	8,56	8,51	8,49	8,45	8,44
Simplifiée	10,22	10,10	10,01	9,95	9,93	9,89	9,87
En pratique	11,74	11,57	11,46	11,38	11,35	11,29	11,27

On opte pour une largeur en crête de = 11m.

III.11.2. Calcul des coûts

III.11.2.1 Coût de la digue

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversant afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_b = \sum V_i$$

$$V_i = (S_i + S_{i+1})/2 \cdot L$$

Avec :

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i , donnée par la formule

$$S_i = (b + B_i)/2$$

B_i : Largeur de base : [$B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b$]

m_1, m_2 : Les fruits des talus. (Amont: $m_1 = 2,1$; Aval: $m_2 = 1,9$)

b : Largeur en crête (m)

H_i : Hauteur de la tranche au point i : [$H_i = C_f + H_d + R + t$]

R : Revanche en ($R = 2,4m$)

t : Tassement en ($t = 0,5m$)

le cout de la digue dans tableau suivant :

Tableau 37 : Cout de la digue

B (m)	Hb (m)	Vb (10 ⁶ m ³)	Coût(10 ⁶ DA)
30,00	49,61	5,58	2231,28
40,00	48,21	5,28	2112,628642
50,00	47,29	5,09	2036,802419
60,00	46,63	4,96	1983,541397
65,00	46,37	4,91	1962,325742
75,00	45,93	4,82	1927,35704
80,00	45,74	4,78	1912,738882

III.11.2.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

III.11.2.2.1 Coût du déversoir

Le déversoir sera réalisé en béton armé, adoptant le profil Creager, qui assure une adaptation optimale à la lame d'eau pour éviter tout risque de décollement et d'effort sur le parement. Ce profil permet également à la lame d'eau de suivre naturellement cette configuration. Le déversoir sera donc construit en utilisant du béton armé.

La configuration de la section transversale du déversoir est obtenue en simplifiant le profil du déversoir pour la charge de déversement, en utilisant l'équation du profil suivante :

$$\frac{y}{H} = 0,52 * \left(\frac{x}{H}\right)^{1,81}$$

Avec : H : Charge sur le seuil

Y : Ordonnée du profil (m)

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera :

$$Vd = S * B$$

Avec :

S : Section transversale (m²)

B : Largeur De déversoir (m)

En fixant le mètre cube de béton à 27 000DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 38 : Coût de déversoir

B (m)	Hd (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
30	8,06	121	3617,5356	97,6734612
40	6,66	93	3724,6608	100,565841
50	5,74	75	3753,306	101,339262
60	5,08	62	3727,0152	100,6294104
65	4,82	57	3706,0218	100,062588
75	4,38	48	3628,719	97,975413
80	4,19	45	3572,4096	96,4550592

III.11.2.2. 2 Coût de coursier

Le coursier est de section rectangulaire avec une longueur approximative de 200 m.

Le volume du béton de coursier est calculer par :

$$V_{\text{betone}} = S_{\text{beton}} * L_{\text{coursier}}$$

Largeur de coursier :

$$b_{\text{coursier}} = Q^{0.4}$$

Les épaisseurs du radier et des murs bajoyer sont pris respectivement de 1m et 0.7m.

$$b_{\text{ext. Coursier}} = b_{\text{coursier}} + 1,4$$

$$S_{\text{radier}} = b_{\text{ext. Coursier}} * e$$

$$H_{\text{mur}} = H_{\text{déversante}} + 0,8$$

$$S_{\text{mur}} = H_{\text{mur}} * e * 2 \text{ avec } e=0,7$$

$$\text{Volume du coursier} = (S_{\text{radier}} + S_{\text{mur}}) * L$$

Tableau 39 : Cout de coursier

B(m)	Hd (m)	Q (m ³ /s)	b _{coursier}	b _{ext.cou} (m)	S _{radier} (m ²)	H _m (m)	S _{murs} (m ²)	S _{béton} (m ²)	V _{béton} (m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
30	8,0638	509,52	12,106	13,506	13,506	8,8638	12,409	25,915	5727,4	154,64
40	6,6565	641,2	13,267	14,667	14,667	7,4565	10,439	25,106	5548,5	149,81
50	5,7364	733,84	14,120	15,520	15,520	6,5364	9,1509	24,671	5452,2	147,21
60	5,0798	776,18	14,286	15,686	15,686	5,8798	8,2318	23,918	5286,0	142,72
65	4,8159	860,7	14,889	16,289	16,289	5,6159	7,8622	24,151	5337,4	144,11
75	4,3777	1070,2	16,284	17,684	17,684	5,1777	7,2487	24,933	5510,3	148,77
80	4,1933	1080,3	16,327	17,727	17,727	4,9933	6,9906	24,718	5462,7	147,4

III.11.2.2 .3 Coût de canal d'approche

Le canal d'approche est un équipement conçu pour minimiser les pertes de charge et pour acheminer en douceur l'excédent d'eau vers le déversoir. Il présente une configuration rectangulaire, avec une profondeur d'eau de "H" et une pelle d'une hauteur de 3 m . Par conséquent, la hauteur totale du mur est la somme de ces deux hauteurs

$$H_{ca}=P+H+R$$

Avec :

P : hauteur de pelle.

H : la lame déversant.

R : la revanche.

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée dans la carte topographie L=90m.

L'épaisseur du mur e = 0,5m.

D'où le volume du canal d'approche est estimé par la formule suivant :

$$V = S \cdot e = H_{ca} \cdot 2 \cdot e \cdot L$$

Tableau 40 : Coût du canal d'approche

B (m)	H _d (m)	H _{ca} (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
30	8,06	13,46	13,46	1211,7	32,7
40	6,66	12,06	12,06	1085,1	29,3
50	5,74	11,14	11,14	1002,3	27,1
60	5,08	10,48	10,48	943,2	25,5
65	4,82	10,22	10,22	919,4	24,8
75	4,38	9,78	9,78	880,0	23,8
80	4,19	9,59	9,59	863,4	23,3

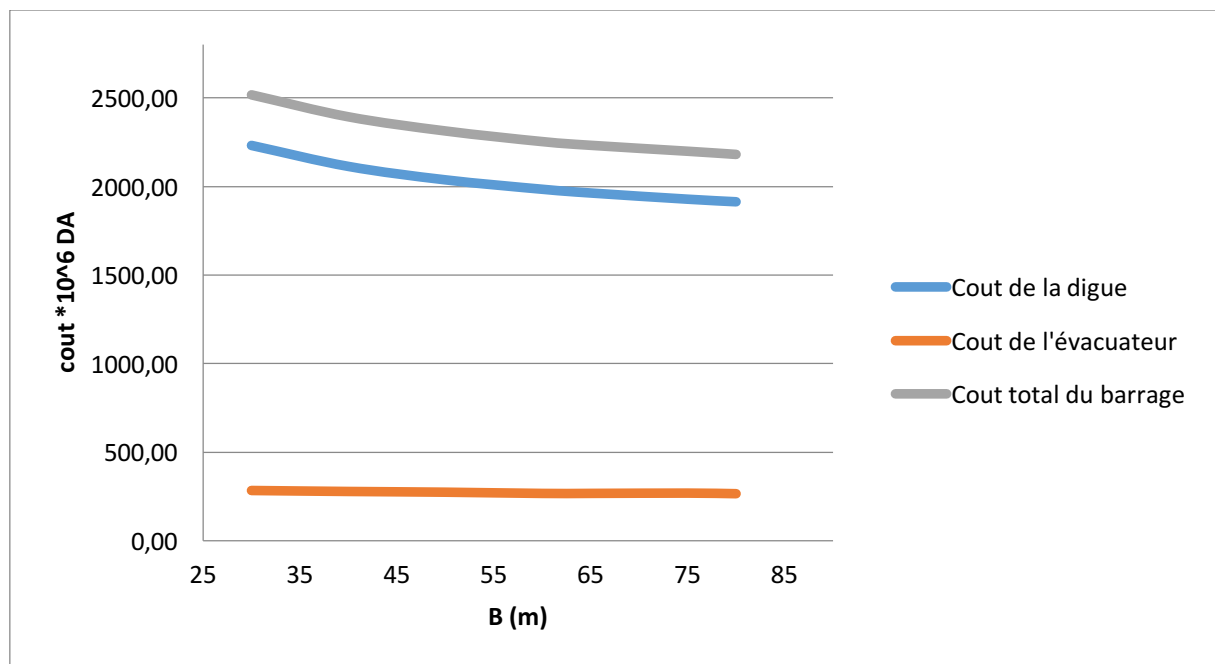
III.11.2 Coût total du barrage

Le coût total du barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau 41 : Coût total du barrage

B (m)	H _d (m)	Digue	Déversoir	Coursier	Canal d'approche	Evacuateur	Coût total (10 ⁶ DA)
30	8,063	2231,28	97,62	154,6	32,7	285,0	2516,31
40	6,656	2112,63	100,6	149,8	29,3	279,7	2392,30
50	5,736	2036,80	101,3	147,2	27,1	275,6	2312,42
60	5,076	1983,54	100,6	142,7	25,5	268,8	2252,36
65	4,815	1962,33	100,1	144,1	24,8	269,0	2231,33
75	4,377	1927,36	98,0	148,8	23,8	270,5	2197,87
80	4,193	1912,74	96,5	147,5	23,3	267,3	2180,00

Le cout de la digue , l'évacuateur et le total du barrage sur la figure ci-dessus :

**Figure 26 : Le cout de la digue, l'évacuateur et le total du barrage**

D'après l'étude d'optimisation on opte pour une largeur déversante de 75 m

Les résultats de l'étude d'optimisation dans tableau suivant :

Tableau 42 : Résultats de l'étude d'optimisation

Largeur déversante	Lame déversante	Débit déversant	Hauteur du Barrage	Côte en crête
75	4,37	1070,2	45,93	155,93

Ce qui donne un coefficient d'amortissement :

$$F = (\text{débit lamé} / \text{débit de crue}) * 100$$

$$AN : F = 1070,2 / 1491 * 100 = 70\%$$

$$F = 70\%$$

Les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage sont dans tableau suivant :

Tableau 43: Tableau des résultats de l'étude de la régularisation et du laminage

Paramètres	Valeurs
Cote du fond (mNGA)	110
Vm (Mm ³)	12,675
Vu (Mm ³)	30,5
VNNR (Mm ³)	43,175
VNPHE (Mm ³)	18,365
NVM (mNGA)	136,52
NNR (mNGA)	148,65
NPHE (mNGA)	152,84
Qmax entrant (m ³ /s)	1491
Qmax laminé (m ³ /s)	1070,2
Hauteur déversant h _d (m)	4,37
Largeur du déversoir b (m)	75
Niveau de crête (mNGA)	155,9

Conclusion

Ce chapitre se concentre sur l'identification des divers paramètres morphologiques et hydrologiques du bassin versant du barrage GUENITRA, suivie d'une analyse d'optimisation visant à établir les différentes altitudes de la digue.

Chapitre IV

Etude des variantes

Introduction

Un barrage doit être équipé d'infrastructures annexes, telles qu'une dérivation temporaire, une structure de captage, et l'évacuateur de crue, qui est le sujet de notre étude. L'évacuateur de crue est conçu pour faciliter le passage des crues à travers le barrage sans compromettre l'intégrité du barrage et de ses fondations. Il sert également à contrôler les niveaux d'eau les plus élevés afin de prévenir la submersion de la digue adjacente.

IV.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux facteurs à examiner lors du choix de l'évacuateur de crue comprennent:

1. La garantie de la sécurité et de la fiabilité de son fonctionnement.
2. Les éventuelles complications lors de la construction.
3. Les contraintes topographiques spécifiques du site.
4. Les caractéristiques géologiques particulières du site.
5. La facilité d'entretien de l'ouvrage.
6. La possibilité de modifications futures, si nécessaire.
7. Le coût total de l'installation.

La classification des déversoirs de crues est basée sur divers critères :

1. Le mode de fonctionnement hydraulique :
 - Evacuateur de surface.
 - Evacuateur sous charge.
 - a. Evacuateur de crues en puits.
 - b. Evacuateur siphon sommaire pour petits barrages.
 - c. Evacuateur siphon à faible charge et débit élevé.
2. La position par rapport à la digue :
 - Evacuateur central.
 - Evacuateur latéral.
 - a. Evacuateur latéral à entonnement frontale.
 - b. Evacuateur latéral à entonnement latérale.

IV.2 Choix de la variante

L'emplacement, le type et les dimensions de l'évacuateur de crue jouent un rôle essentiel dans l'assurance de l'efficacité et de la sécurité des opérations d'évacuation, tout en satisfaisant les exigences opérationnelles du projet. Dans notre cas, l'évacuateur de crue est

positionné dans une zone dégagée caractérisée par une faible pente du versant et une longueur réduite, ce qui a pour effet de minimiser le volume de sédiments. Il s'agit donc d'un évacuateur latéral à entonnement frontal situé sur la rive gauche du site sélectionné, offrant la meilleure configuration du point de vue hydraulique.

Constitution de l'ouvrage

L'évacuateur de crue de surface libre se constitue en général en des ouvrages suivants

- 1- Canal d'approche.
- 2- Déversoir.
- 3- Chenal d'écoulement.
- 4- Convergent.
- 5- Coursier.
- 6- Bassin de dissipation

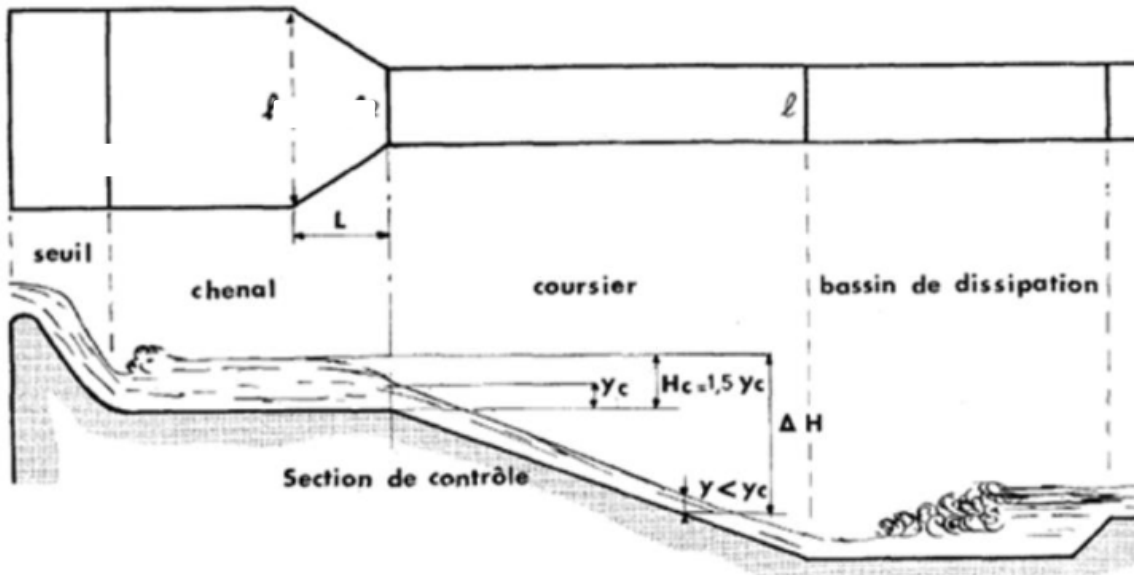


Figure 27 : Schéma général des composants d'évacuateurs de crue à surface libre

IV.3 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue

Déversoir type WES (Creager modifié)

- Niveau normal de la retenue NNR = 148,65 m NGA
- Niveau des plus hautes eaux : NPHE = 152,84 m NGA
- Charge à évacuer : $H = 4,37$ m
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 1070,2$ m³/s
- Largeur déversant : $L = 75$ m

IV.4 Evacuateur de crue latérale a entonnement frontale

IV.4.1 Canal d'approche

Le canal d'approche se trouve en amont du déversoir, est un conduit artificiel conçu pour acheminer la crue de manière paisible en direction du seuil de déversement. Généralement, le flux est caractérisé par une faible vitesse, laquelle doit demeurer en deçà de la vitesse admissible correspondant aux propriétés du sol. La vitesse d'approche (V_a) est déterminée afin d'évaluer l'impact de l'écoulement sur le canal d'approche.

La vitesse d'approche

$$V_a = \frac{q_{év}}{S}$$

V_a : vitesse d'approche en (m/s)

$q_{év}$: Débit maximum à évacuer 1070,2 m³/s

S : Section du canal d'approche (une section rectangulaire) $S = h \times b$ en m²

b : Largeur du déversoir en (m)

h : Charge hydraulique $h = H + P$ en (m)

(P est la hauteur de pelle et H est la charge)

$$0,4 < \frac{P}{H} \leq 1,6 ; H = 4,37 \Rightarrow 1,748 < P < 6,99$$

$$P = 3 \text{ m}$$

$$h = 4,37 + 3 = 7,37 \text{ m}$$

$$V_a = \frac{1070,2}{75 * 7,37} = 1,9 \text{ m/s}$$

Pour les alluvions la vitesse admissible V_a : = (1.65 à 2) m/s

$V_a \leq V_{adm}$ Donc pas de risque de l'érosion et d'affouillement

Pente du canal d'approche

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * I_0^{1/2}$$

$$I_0 = \left(\frac{n * Q}{S * R^{3/2}} \right)^2$$

Q : débit déversant = 1070,20 m³/s.

S : section mouillée = 552,75 m².

P : Périmètre mouillé du canal rectangulaire = 89,74 m.

R : rayon hydraulique, = 6,15 m.

n : coefficient de Manning ($n=0.03$ pour le canal rocheux)

I_0 : pente du fond

$$I_0=0,000013$$

$$I_0=0,0013\%$$

Hauteur du mur du canal d'approche

La hauteur de mur est :

$$H_m = H + P + R_e$$

$$R_e = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3}$$

$$R_e = 0.6 + 0.05 * 1,93 * (4,37)^{1/3} = 0.75 \text{ m}$$

D'où la hauteur de mur est :

$$H_m = 4,37 + 3 + 0.75 = 8,12 \text{ m. On prend: } H_m = 8,1 \text{ m.}$$

Longueur du canal d'approche : La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 90 m

IV.4.2 Déversoir

IV.4.2.1 Calcul du profil en amont du déversoir

METHODE Waterways Experiment Station (WES)

Des essais expérimentaux ont été conduits par l'USBR (1948) concernant la configuration de la nappe d'eau qui traverse un déversoir à paroi mince. Ces expérimentations ont été employées par l'USCE (U.S. Army Corps of Engineers) pour développer plusieurs formes standard qui sont répertoriées sous l'appellation WES (Waterways Experiment Station). Ces configurations se conforment à l'équation ci-après :

$$\frac{Y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n$$

Avec :

x, y : Les coordonnées longitudinale et verticale du profil du déversoir.

H_0 = Charge d'eau sur le déversoir (m).

K et n : sont des paramètres dépendant de la pente de la paroi amont de l'ouvrage.

Le tableau suivant regroupe les valeurs de K et de n en fonction de la pente amont du déversoir standard.

Tableau 44 : Valeurs des paramètres K et n

Pente amont	K	n
Verticale	2	1.85
3/1	1.936	1.83
3/2	1.939	1.81
3/3	1.873	1.77

Dans notre cas : Verticale K=2 n=1,85

Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation

Pour

$P^*/H_0 \leq 19$ on utilise la formule suivante :

$$R_{ac} = H_0 \left(1 + 0,25 \frac{P^*}{H_0} - 0,0004 \left(\frac{P^*}{H_0} \right)^{2,5} \right)$$

Avec :

H_0 : Charge d'eau sur le déversoir (m)

P^* : la hauteur du parement en aval

Calcul de la hauteur du parement en aval. P^*

$$P^* = \left(Y_1 + \frac{(Q_d^2)}{18,46 B_d^2 Y_1^2} \right) - H_0$$

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q_d^2}{88,29 B_d^2}}$$

Où :

Y_1 = Profondeur de l'eau au pied du déversoir (m)

Q_d = Débit du projet (m³/s)

B_d = Longueur de la lame déversante (m)

H_0 = Charge d'eau sur le déversoir (m)

Calcul des paramètres et des coordonnées des R_1 et R_2 C

$$X_c = 0.220 H_0 \quad Y_c = 0.07 H_0$$

$$R_1 = 0.460 H_0 \quad R_2 = 0.199 H_0$$

Application numérique :

$Q_d = 1070,2$ m³/s. $H = 4,37$ m $B_d = 75$ m. Un coefficient de débit $m = 0.49$.

La hauteur du parement amont : $P = 3$ m.

Calcul des paramètres (du profil en amont du déversoir Type WES)

Tableau 45 : Résultats de Calcul des paramètres

Paramètre	Valeur	paramètre	Valeur
R1	2,01	R2	0,869
Xc	0,961	Yc	0.305

Calcul de P^*

$$Y_1 = 1,32\text{m}$$

$$P^* = 3.28\text{m}$$

Calcul du rayon de raccordement

$$P^*/H_0 = 0,75 < 19 \text{ donc } R_{ac} = 5.189 \text{ m}$$

IV.4.2.2 Calcul du profil en aval du déversoir

Le tableau ci-dessus regroupe les résultats des coordonnées du profil déversoir obtenus par la méthode WES :

Tableau 46 : calcul du profil du déversoir par la méthode WES

x/Hd	y/Hd	Hd	X	y	Y (lame d'eau)
0	-0,755	4,37	0	3,299	0
0,2	-0,681	4,37	0,874	2,976	-0,145
0,4	-0,586	4,37	1,748	2,561	-0,523
0,6	-0,465	4,37	2,622	2,032	-1,107
0,8	-0,32	4,37	3,496	1,398	-1,885
1	-0,145	4,37	4,37	0,634	-2,848
1,2	0,055	4,37	5,244	-0,240	-3,990
1,4	0,294	4,37	6,118	-1,285	-5,307
1,6	0,563	4,37	6,992	-2,460	-6,794
1,8	0,857	4,37	7,866	-3,745	-8,448

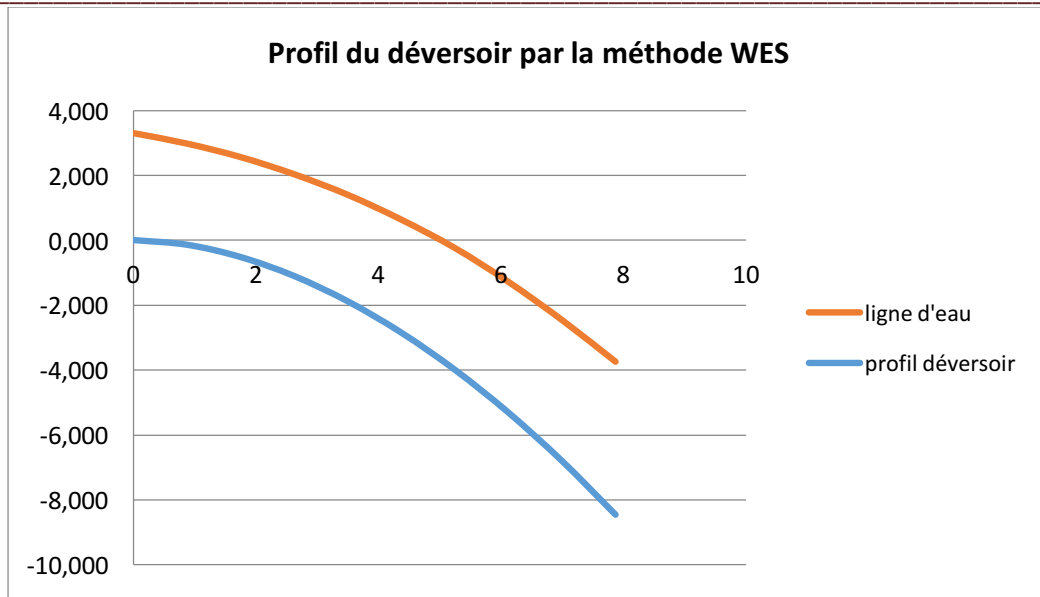


Figure 28 : Profil du déversoir

IV.4.3 Chenal d'écoulement

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure 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 75 m, une pente de 0.1% et une longueur déterminée topographiquement de 25,61 m.

La profondeur critique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 g}}$$

Avec :

Q : Le débit maximum à évacuer en m³/s ;

B : La largeur du déversoir en m.

$$h_c = 2,74 \text{ m}$$

La pente critique :

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

$$Q = KSRH^{2/3}I^{1/2}$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en m ;

I : pente en m/m ;

S : section mouillée en m² ;

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.

On prend : $K = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Pour une section rectangulaire :

$$I_c = \frac{Q(B + 2hc)^{2/3}}{K(B \cdot hc)^{5/3}}$$

Application numérique :

$$I_{cr} = 1.21 \cdot 10^{-3} \text{ m/m}$$

$I = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/m} < I_{cr} = 0.00121 \text{ m/m} \Rightarrow$ 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 :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m^2 .

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en $[\text{m}^{1/2}/\text{s}]$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}$$

n : Coefficient de rugosité de Manning en $(\text{s}/\text{m}^{1/2})$

Les valeurs de n sont en fonction du type du canal. On prend : $n = 0.013 \text{ s}/\text{m}^{0.5}$ (béton).

R : Rayon hydraulique en m .

$$R = \frac{S}{P} = \frac{B h_n}{2 h_n + B}$$

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 :

$$Q = 1/n I^{1/2} (b h_n)^{5/3} (2 h_n + b)^{-2/3}$$

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant.

D'où : $h_n = 2.81 \text{ m}$

$h_n > h_c \Rightarrow$ La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est fluvial.

IV.4.4 Convergent

Le convergent constitue un élément situé entre le canal d'écoulement et le coursier, avec une largeur égale à celle du canal d'écoulement à son point de départ, et égale à celle du coursier à son extrémité. Son objectif principal est de diriger les écoulements d'eau vers le coursier, en induisant une augmentation du niveau de la surface de l'eau à l'entrée du coursier.

Le convergent doit être dimensionné de telle sorte que la condition suivante est vérifiée :

$$\tan(\theta) < (1/3Fr)$$

On pose l'équation suivante :

$$tg(\theta) = \frac{1}{3Fa}$$

Avec :

Fa : Froude moyen

$$Fa = \frac{v_{moy}}{\sqrt{gh_{moy}}}$$

h_{moy} : hauteur moyen

$$h_{moy} = \frac{h_c + h_n}{2}$$

h_c : hauteur critique.

$$H_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}}$$

Donc

$$h_c = 2.74 \text{ m} \quad \text{et} \quad h_n = 2.81 \text{ m} \quad h_{moy} = 2.775 \text{ m}$$

Calcule de la section moyenne :

$$S_{moy} = B \cdot h_{moy}$$

$$S_{moy} = 208.125 \text{ m}^2$$

Le périmètre moyen :

$$P_{moy} = B + 2 \cdot h_{moy}$$

$$P_{moy} = 80.55 \text{ m}$$

Le rayon hydraulique moy. :

$$R_{moy} = \frac{S_{moy}}{P_{moy}}$$

$$R_{moy} = 2,58 \text{ m}$$

Le coefficient de Cheezy ($n=0.013$) :

$$C_{moy} = \frac{1}{n} R_{moy}^{1/6}$$

$$C_{moy} = 90,08 \text{ m}^{1/2}\text{s}^{-1}$$

La pente moyenne :

$$I_{moy} = \frac{Q^2}{RC^2S^2}$$

$$I_{moy} = 1.26 \times 10^{-3} \text{ m/m}$$

La vitesse moyenne :

$$V_{moy} = C_{moy} \sqrt{I_{moy} R_{moy}}$$

$$V_{moy} = 5.136 \text{ m/s}$$

Froude moyen :

$$F_a = \sqrt{\frac{C_{moy}^2 i_{moy} B}{g \cdot P_{moy}}}$$

$$F_a = 0,985$$

Alors $\text{Tg}(\theta) = 0.338$ Donc l'angle $\theta = 18.67^\circ$

Calcul du nombre de Froude à l'entrée du convergent

$$Fr_1 = \sqrt{\frac{Q^2}{S^2 g h_n}} = 0,939$$

Calcul de la largeur à la sortie du convergent b :

$$\text{Tg}\theta = \frac{1}{2Fr_1} \left(\frac{B}{b} - 1 \right)$$

$$b = \frac{B}{1 + 2Fr \tan \theta}$$

D'où

$$b = 45 \text{ m}$$

Calcul de Fr_2 :

On sait que

$$\frac{Fr_2}{Fr_1} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{B}{b} \right)$$

$$Fr_2 = \frac{Fr_1}{2} \left(1 + \frac{B}{b} \right)$$

D'où $Fr_2 = 1,3$

Calcul de la longueur du convergent :

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{(B-b)/2}{L}$$

Donc : $L = 44,37\text{m}$

Calcul de la hauteur critique à la sortie du convergent h_c

$$h_c = \left(\frac{Q^2}{gb^2}\right)^{1/3} = 3,86\text{ m}$$

La hauteur normale à la sortie du convergent :

On utilise la formule de Cheezy :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * I_0^{1/2}$$

Par itération on trouve ($h_n = 1,4\text{ m}$). Pour $I = 0.034$

$h_n < h_c$ donc création d'un régime torrentiel

IV.4.5 Le coursier :

A la fin de convergent en a voir le coursier de fort pente qui est sera terminera par un bassin de dissipation pour dissipée l'énergie.

Le coursier est de longueur de 130 m et une pente de 19 %, La largeur est de 45 m

La méthode indirecte d'intégration numérique

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques $dQ/dx = 0$, est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0 - S_f)}{(1 - F_r^2)}$$

Ou : S_0 : pente du fond. S_f : pente de la ligne d'énergie. F_r : nombre de Froude.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - (n^2 * Q^2)/(A^2 * R^{4/3})}{1 - (Q^2 * B)/(g * A^3)}$$

n : coefficient de rugosité = 0,013, A : la section transversale, Q : le débit,

R : rayon hydraulique B : la largeur

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i , et on calcul la profondeur moyenne :

$$y_{moy} = \frac{y_1 + y_{i+1}}{2}$$

Cette dernière valeur sera utilisée pour calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcule à chaque valeur de y_i , et on l'ajoute à cumulé jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L , et on continue avec une valeur de $y_i' < y_i$ jusqu'à trouver la somme égale à la longueur L de coursier.

Tableau 47 : Résultat de calcul de la ligne d'eau

Y (m)	y_{moy} (m)	S_{moy} (m ²)	P_{moy} (m)	R_{moy} (m)	V (m/s)	Fr ²	1-Fr ²	Sf	S0-SF	$\Delta X(m)$	L(m)
3,86											
3,83	3,85	173,03	52,69	3,28	6,19	1,01	-0,01	0,001	0,19	0,00	0
3,74	3,76	168,98	52,51	3,22	6,33	1,09	-0,09	0,001	0,19	-0,01	0,03
3,62	3,64	163,58	52,27	3,13	6,54	1,20	-0,20	0,002	0,19	-0,03	0,13
3,5	3,52	158,18	52,03	3,04	6,77	1,33	-0,33	0,002	0,19	-0,05	0,31
3,47	3,49	156,83	51,97	3,02	6,82	1,36	-0,36	0,002	0,19	-0,06	0,37
3,38	3,40	152,78	51,79	2,95	7,01	1,47	-0,47	0,002	0,19	-0,08	0,57
3,17	3,19	143,33	51,37	2,79	7,47	1,78	-0,78	0,002	0,19	-0,13	1,30
3,02	3,04	136,58	51,07	2,67	7,84	2,06	-1,06	0,003	0,19	-0,17	2,05
2,9	2,92	131,18	50,83	2,58	8,16	2,33	-1,33	0,003	0,19	-0,21	2,84
2,81	2,83	127,13	50,65	2,51	8,42	2,56	-1,56	0,004	0,19	-0,25	3,55
2,6	2,62	117,68	50,23	2,34	9,09	3,22	-2,22	0,004	0,19	-0,36	5,72
2,51	2,53	113,63	50,05	2,27	9,42	3,58	-2,58	0,005	0,18	-0,42	6,92
2,42	2,44	109,58	49,87	2,20	9,77	3,99	-2,99	0,006	0,18	-0,49	8,31
2,3	2,32	104,18	49,63	2,10	10,27	4,65	-3,65	0,007	0,18	-0,60	10,52
2,21	2,23	100,13	49,45	2,02	10,69	5,23	-4,23	0,008	0,18	-0,70	12,51
2,12	2,14	96,08	49,27	1,95	11,14	5,92	-4,92	0,009	0,18	-0,81	14,83
2	2,02	90,68	49,03	1,85	11,80	7,05	-6,05	0,010	0,18	-1,01	18,56
1,91	1,93	86,63	48,85	1,77	12,35	8,08	-7,08	0,012	0,18	-1,19	21,95
1,7	1,72	77,18	48,43	1,59	13,87	11,43	-10,43	0,017	0,17	-1,81	32,60
1,61	1,63	73,13	48,25	1,52	14,64	13,44	-12,44	0,021	0,17	-2,20	38,80
1,52	1,54	69,08	48,07	1,44	15,49	15,94	-14,94	0,025	0,16	-2,72	46,41
1,4	1,42	63,68	47,83	1,33	16,81	20,35	-19,35	0,033	0,16	-3,69	59,57
1,34	1,36	60,98	47,71	1,28	17,55	23,17	-22,17	0,038	0,15	-4,36	67,94
1,22	1,24	55,58	47,47	1,17	19,26	30,61	-29,61	0,051	0,14	-6,38	90,09
1,1	1,12	50,18	47,23	1,06	21,33	41,59	-40,59	0,071	0,12	-10,23	124,36
1,07	1,09	48,83	47,17	1,04	21,92	45,14	-44,14	0,078	0,11	-11,78	136,13

Le graphique de la ligne d'eau dans le coursier est dans la figure suivante :

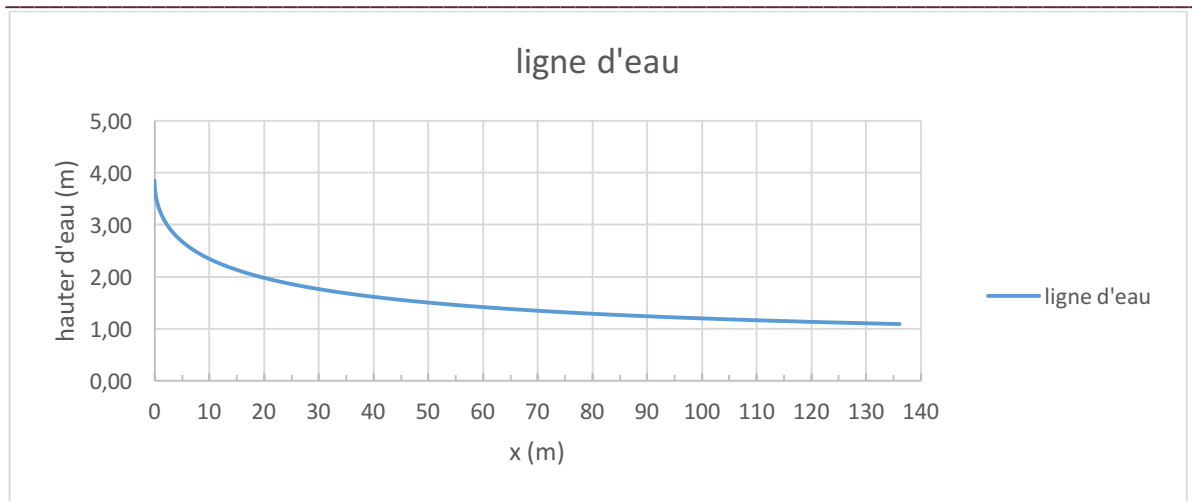


Figure 29 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier

Calcul de la hauteur des murs bajoyers

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{\text{baj}} = H + R$$

Avec : R : Revanche (m) ; $R = 0,06 + 0,05 * V * H^{1/3}$

En fonction de la profondeur de l'eau et de la vitesse de l'écoulement, les hauteurs des murs bajoyers le long de chaque segment du coursier. Les calculs des hauteurs des murs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 48 : Hauteur des murs bajoyers dans le coursier

L (m)	H (m)	v (m/s)	R (m)	H baj (m)
-	3,86	6,19	0,55	4,41
0,01	3,83	6,23	0,55	4,38
1,88	3,08	7,76	0,62	3,70
5,02	2,69	8,89	0,68	3,37
10,52	2,33	10,27	0,74	3,07
20,76	1,97	12,16	0,82	2,79
30,79	1,76	13,63	0,88	2,64
41,16	1,61	14,91	0,93	2,54
52,48	1,49	16,12	0,98	2,47
63,58	1,40	17,17	1,02	2,42
77,94	1,31	18,36	1,06	2,37
83,71	1,28	18,80	1,08	2,36
90,09	1,25	19,26	1,10	2,35
105,15	1,19	20,24	1,13	2,32
114,13	1,16	20,77	1,15	2,31
124,36	1,13	21,33	1,17	2,30
136,13	1,10	21,92	1,19	2,29

IV.4.6 Bassin de dissipation :

Lorsque l'eau s'écoule dans le coursier jusqu'au niveau de pied du barrage, elle peut souvent atteindre des vitesses très élevées. Cet écoulement rapide, en raison de sa grande quantité d'énergie cinétique, a le potentiel de causer des dommages au lit naturel de la rivière. La seule méthode efficace pour maîtriser cet écoulement à haute vitesse consiste à dissiper une partie de cette énergie mécanique, en utilisant un bassin de dissipation, afin d'obtenir un écoulement à une vitesse plus adaptée au lit de la rivière.

D'après les tests réalisés par l'USBR « The Bureau of Reclamation »: le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut.

Tableau 49 : Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq Fr \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq Fr \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq Fr \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq Fr \leq 9$	Ressaut stable
$9 \leq Fr$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

$Y_1 = 1.10$ m (la fin du coursier)

Calcul de la vitesse à l'entrée du dissipateur V_1 :

$$V_1 = Q/s$$

AN : $V_1 = 21,92$ m/s.

Calcul du nombre de Froude à l'entrée du dissipateur Fr_1 :

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot Y_1}}$$

AN : $Fr_1 = 6.67$; donc Ressaut stable

Choix du type de dissipateur :

Le type du bassin de dissipation est en fonction de nombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin. Selon la classification USBR il y a trois types

-Si ($2,5 < Fr_1 < 4,5$) le saut est oscillant ; on conçoit un dissipateur de type I.

-Si ($Fr_1 > 4,5$) le saut est stable, alors :

Si ($V_1 < 15$ m/s), on conçoit un dissipateur de type II.

Si ($V_1 > 15$ m/s), on conçoit un dissipateur de type III.

Dans notre cas il faut concevoir un bassin de type III ($V_1=21,92$ m/s ; et ; $Fr_1 = 6.67$)

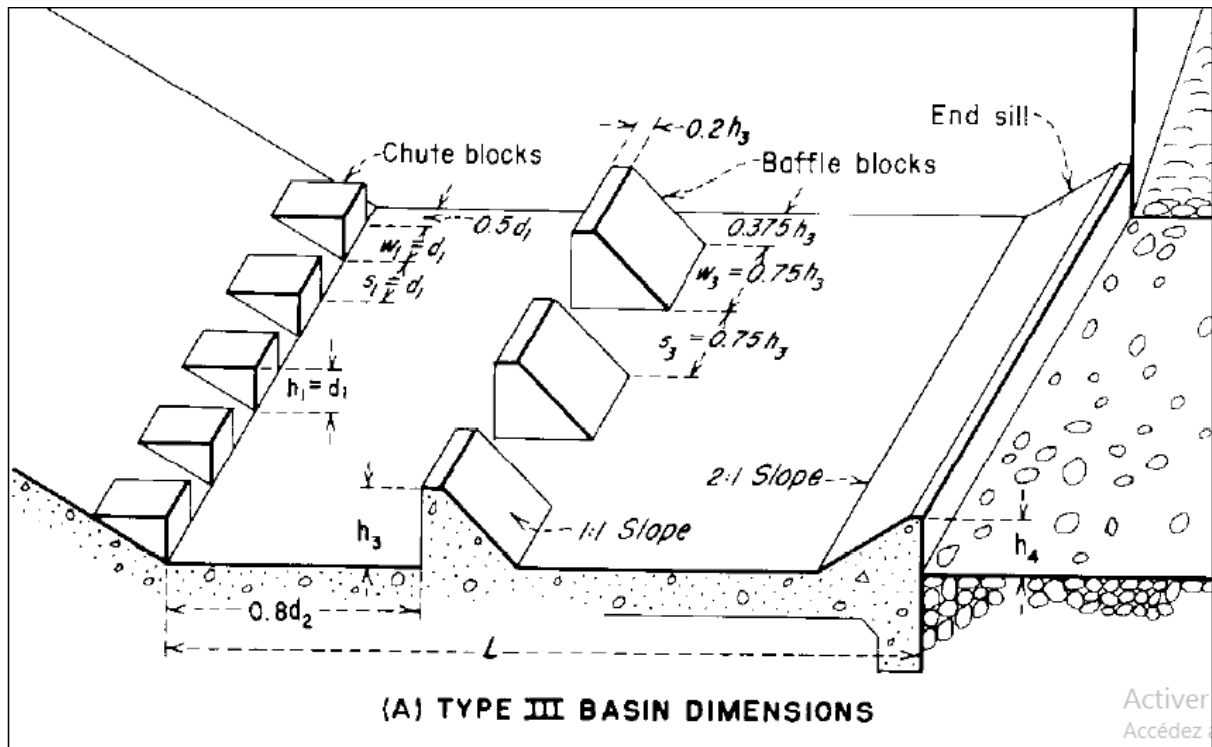


Figure 30 : Schéma de bassin de dissipation USBR type III(Design of small dams, 1987)

Conception d'un dissipateur de Type III ($Fr_1 > 4.5$; $V_1 > 15$ m/s)

La hauteur conjuguée de (Y_1) :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0.5 \left(\sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right)$$

AN : $Y_2 = 9,84$ m

La longueur des dissipateurs (L_b) :

$$L_b = Y_2(1.6 + 0.1788F_{r1} + 0.007F_{r1}^2)$$

AN : $L_b=31.57$ m ; donc : $L_b= 32$ m.

Les dimensions des dents défectrices (ou bloc de chute)

Tableau 50 : Dimensions des dents défectrices

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur h	Y_1	1.10
Epaisseur W	Y_1	1.10
Espace entre les dents S	Y_1	1.10

Le nombre de dents défectrices (n) :

$$n = \frac{b}{2Y_1}$$

AN: n= 21 dents.

Les dimensions des blocs de chicane :

$$h_3 = Y_1 (0.545 + 0.175Fr_1)$$

AN : $h_3=1.9$ m.

Tableau 51 : Dimensions des blocs de chicane

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur	h_3	1.9
Epaisseur	$0,75 h_3$	1.425
Epaisseur supérieure	$0,2 h_3$	0.38
Espace entre les blocs	$0,75 h_3$	1.425

Distance entre blocs de chute et blocs de chicanes : $d=0.8d_2$

Avec :

$$d_2 = \frac{L_b}{1.071+0.358Fr_1-0.025Fr_1^2+0.00055Fr_1^3}$$

AN : $d_2=12.74$ m ; donc : $d=10.192$ m, on à prendre $d=10.2$ m

Les dimensions du seuil terminal

$$h_4 = Y_1 (0.956 + 0.063Fr_1)$$

AN : $h_4=1.50$ m

Epaisseur de la face supérieure du seuil $h_4=0,06$ m

IV.4.7 Canal de fuite :

A La fine de bassin de dissipation, le canal de fuit saura commencer, cette dernier a pour but de conduire l'eau, jusqu'au cours d'eau naturel

Le canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur $b=45\text{m}$, fruits des talus $m=1$ et de pente $2,5\%$.

Profondeur critique :

La profondeur critique calculée par la formule suivant :

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 * \sigma_{cr}^2\right) * k$$

$$k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{k * m}{b}$$

AN: $k= 3.86$; $\sigma_{cr} = 0.085$; $h_c=3.74 \text{ m}$

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 C_{cr}^2 R_{cr}}$$

Avec :

S_{cr} : Surface mouillée. $S_{cr} = b * h_c = 168.75 \text{ m}^2$.

R_{cr} : rayon hydraulique, $R_{cr} = S / p = 3.21 \text{ m}$.

C_{cr} : coefficient de Chézy $C_{cr} = \frac{1}{n} * R^{1/6} = 93,42$

AN : $I_{cr} = 0.143\%$

Profondeur normale :

La profondeur normal est calculé Par itération : $h_n = 3.76 \text{ m}$.

Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = 6,34 \text{ m/s}$$

Nombre de Froude est donc : $Fr = \frac{V}{\sqrt{g * h}} = 0.98$

$Fr < 1$ alors le régime est fluvial

IV.5.Évacuateur de crue latérale a entonnement latéral

La description de l'évacuateur de crue latéral a entonnement latéral est dans la figure ci-dessus :

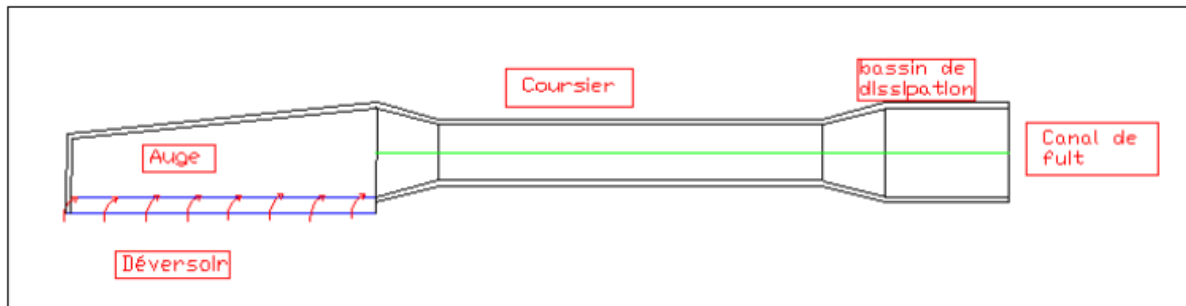


Figure 31 : description de l'évacuateur de crue latéral

IV.5.1 Canal d'approche

La vitesse d'approche

$$V_a = \frac{q_{év}}{S}$$

V_a : vitesse d'approche en (m/s)

$q_{év}$: Débit maximum à évacuer 1070,2 m³/s

S : Section du canal d'approche (une section rectangulaire) $S = h \times b$ en m²

b : Largeur du déversoir en (m)

h : Charge hydraulique $h = H + P$ en (m)

(P est la hauteur de pelle et H est la charge)

$$0,4 < \frac{P}{H} \leq 1,6 ; H = 4,37 \Rightarrow 1,748 < P < 6,99$$

$$P = 3,3 \text{ m}$$

$$h = 4,37 + 3,3 = 7,67 \text{ m}$$

$$V_a = \frac{1070,2}{75 * 7,67} = 1,86 \text{ m/s}$$

Pour les alluvions la vitesse admissible $V_a = (1,65 \text{ à } 2) \text{ m/s}$

$V_a \leq V_{adm}$ Donc pas de risque de l'érosion et d'affouillement

Pente du canal d'approche

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * I_0^{1/2}$$

$$I_0 = \left(\frac{n * Q}{S * R^{3/2}} \right)^2$$

Q : débit déversant 1070,20 m³/s.

S : section mouillée 575.25m².

P : Périmètre mouillé du canal rectangulaire 90,34 m.

R : rayon hydraulique, = 6,36 m.

n : coefficient de Manning (n=0.03 pour le canal rocheux)

I₀ : pente du fond

I₀=0,000012

I₀=0,0012%

IV.5.2 Déversoir et canal latéral

IV.5.2.1 Calcul du profil en amont du déversoir

Les caractéristiques de l'écoulement dans un déversoir dépendent de la configuration géométrique de ce déversoir. C'est pourquoi nous avons choisi d'utiliser un déversoir à paroi mince de type Creager afin de prévenir la formation de cavitation.

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

$$\frac{Y}{H_0} = K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n$$

Calcul des paramètres et des coordonnées des R₁ et R₂ C

$$X_c = 0.220 H_0 \quad Y_c = 0.07 H_0$$

$$R_1 = 0.460 H_0 \quad R_2 = 0.199 H_0$$

$$X_c = 0,961 \quad Y_c = 0.305$$

$$R_1 = 2,01 \quad R_2 = 0,869$$

Calcul du rayon de raccordement

$$R_{ac} = H_0 \left(1 + 0,25 \frac{P^*}{H_0} - 0,0004 \left(\frac{P^*}{H_0} \right)^{2,5} \right)$$

Calcul de la hauteur du parement en aval. P

$$P^* = \left(Y_1 + \left(\frac{Q_d^2}{18,46 B_d^2 Y_1^2} \right) \right) - H_0$$

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q d^2}{88,29 B d^2}}$$

$$Y_1 = 1,32 \text{ m}$$

$$P^* = 3.28 \text{ m}$$

$$P^*/H_0 = 0,75 < 19 \text{ donc } R_{ac} = 5.189 \text{ m}$$

IV.5.2.2 Calcul du profil en aval du déversoir

Le tableau ci-dessus regroupe les résultats des coordonnées du profil déversoir obtenus par la méthode Creager-Ofitsérove

Tableau 52 : Coordonnées du quadrant aval de déversoir

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m			Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H ₀ =4,37m			
X/H	Surface Intérieure	Surface Extérieure	H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0,126	-0,831	4,370	0,000	0,551	-3,631
0,1	0,036	-0,803		0,437	0,157	-3,509
0,2	0,007	-0,772		0,874	0,031	-3,374
0,3	0	-0,74		1,311	0,000	-3,234
0,4	0,007	-0,702		1,748	0,031	-3,068
0,6	0,06	-0,62		2,622	0,262	-2,709
0,8	0,147	-0,511		3,496	0,642	-2,233
1	0,256	-0,38		4,370	1,119	-1,661
1,2	0,393	-0,219		5,244	1,717	-0,957
1,4	0,565	-0,03		6,118	2,469	-0,131
1,7	0,873	0,305		7,429	3,815	1,333
2	1,235	0,693		8,740	5,397	3,028
2,5	1,96	1,5		10,925	8,565	6,555
3	2,824	2,5		13,110	12,341	10,925
3,5	3,818	3,66		15,295	16,685	15,994
4	4,93	5		17,480	21,544	21,850
4,5	6,22	6,54	19,665	27,181	28,580	

Le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=4.37 sur la figure suivante :

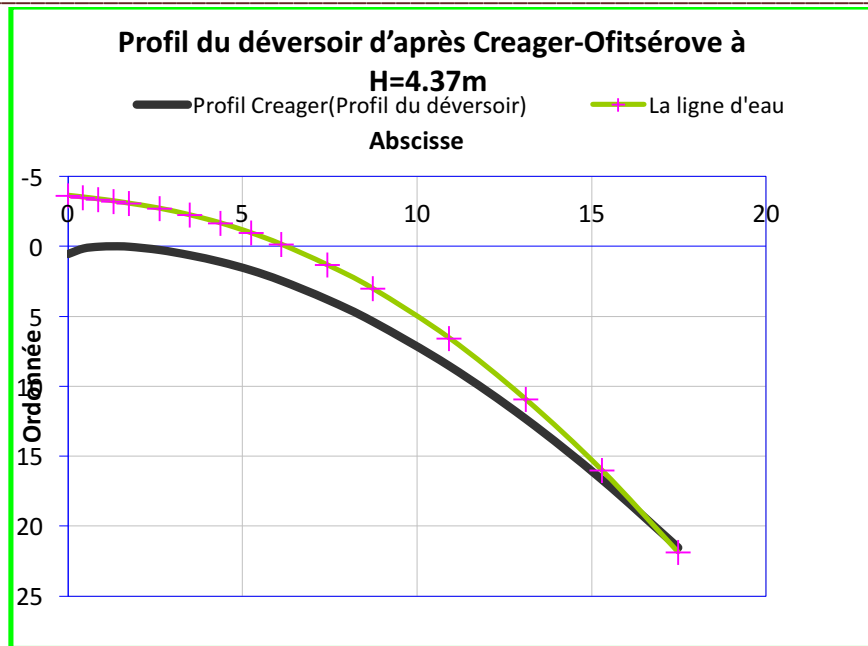


Figure 32 : Profil du déversoir

IV.5.2.3 Calcule hydraulique

D'un point de vue hydraulique, les auge prismatiques sont la meilleure option, cependant, pour des considérations économiques, nous avons opté pour la conception d'une auge divergente dans le sens de l'écoulement.

Les calculs de la ligne d'eau

on a fixé les déférentes paramètres de calcule :

Vitesse admissible $V_a = 6$ m/s, pour béton ordinaire.

Coefficient de rugosité de Manning $n=0.016$ s/m^{1/3}.

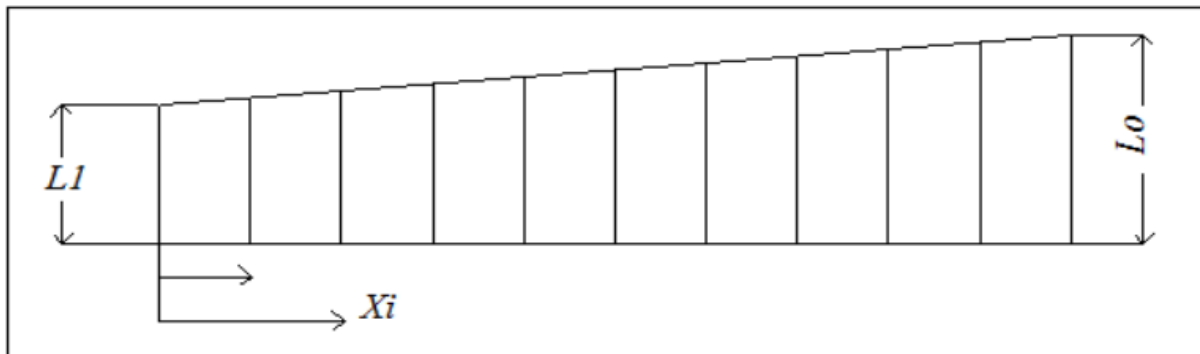
Le coefficient de débit du seuil déversoir latéral est $m= 0,36$.

On prend $L =75$ m. Divisons cette longueur en 10 sections et trouvons les grandeurs de calcul nécessaires dont les valeurs sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 53 : récapitulatif du canal latéral

Section	X_i	Q_i	v	b_i	h_i	I	I_{moy}	Δh
10	75,00	1 070,22	6,00	50,00	3,57	0,05	0,05	0,39
9	67,50	963,20	6,00	47,50	3,38	0,05	0,06	0,44
8	60,00	856,18	6,00	45,00	3,17	0,06	0,07	0,51
7	52,50	749,16	6,00	42,50	2,94	0,07	0,08	0,61
6	45,00	642,13	6,00	40,00	2,68	0,09	0,07	0,55
5	37,50	535,11	5,00	37,50	2,85	0,06	0,07	0,50
4	30,00	428,09	5,00	35,00	2,45	0,08	0,07	0,51
3	22,50	321,07	4,20	32,50	2,35	0,06	0,05	0,37
2	15,00	214,04	3,20	30,00	2,23	0,04	0,07	0,52
1	7,50	107,02	3,00	27,50	1,30	0,10	0,05	0,37

Les tranches de calcul de la largeur déversante sur la figure ci-dessus :

**Figure 33** : Tranches de calcul de la largeur déversante

le débit à travers chaque section

$$Q_x = m. x. \sqrt{2g}. H^{3/2}$$

La largeur de chaque section

$$b = L_1 + x(L_0 - L_1)/L$$

$$L_c = Q_{\text{dev}}^{0.4} = 16.28 \text{ m}$$

En fonction de la topographie les paramètres

$L_0=L_c=50 \text{ m}$ et $L_1=25 \text{ m}$

le tirant d'eau moyen à travers chaque section

$$h = \frac{Q}{bv}$$

la pente de la ligne d'eau à travers chaque section

$$I = \frac{v^2}{C \cdot R^2} \text{ Ou } C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

R : rayon hydraulique dans la section

La pente moyenne de la ligne d'eau

$$I_{\text{moy}} = \frac{I_n + I_{n-1}}{2}$$

La perte de charge entre deux sections adjacentes

$$\Delta h = I \cdot l_{\text{moy}}$$

l : la distance en mètre entre les sections adjacentes considérées.

Prenons en compte la cote du fond de la première section, qui est initialement à la même cote que le seuil du déversoir, soit 148.65 mètres.

La cote initiale de la ligne d'eau dans l'auge est donc de 152,65 mètres, avec une hauteur d'eau H ajoutée à la cote du seuil déversoir.

La deuxième section, l'élévation de la ligne d'eau est réduite de la valeur de la perte de charge, et l'élévation du fond de l'auge est équivalente à l'élévation de la ligne d'eau réduite de la profondeur d'eau dans cette section.

Tableau 54 : Tableau récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge

Section N°	Cote Line d'eau(m)	Cote de l'auge(m)
10	152,63	145,08
9	152,57	145,27
8	152,5	145,47
7	152,4	145,71
6	152,47	145,97
5	152,52	145,7
4	152,51	146,2
3	152,65	146,2
2	152,5	146,42
1	152,84	148,65

Le profil en long du canal latéral est sur la figure suivante :

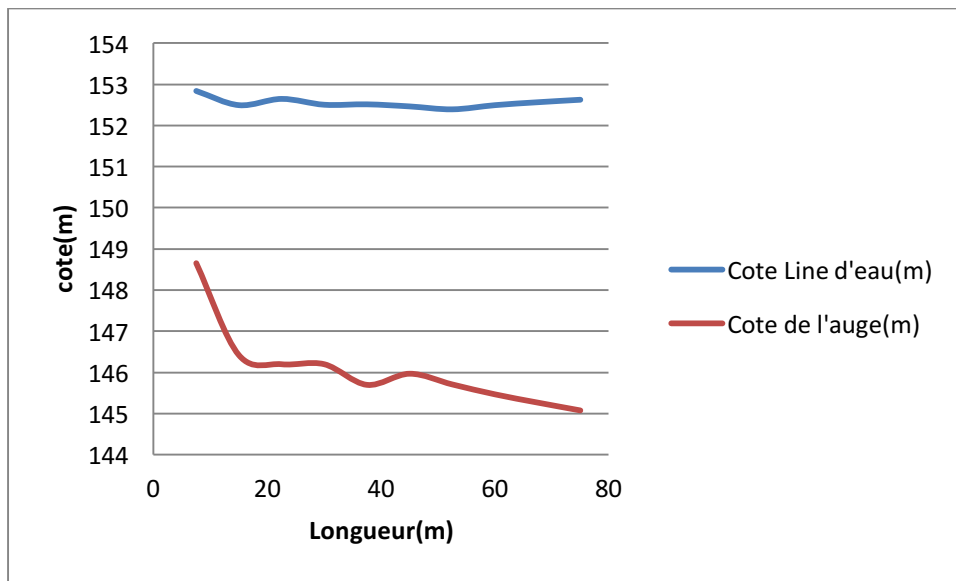


Figure 34 : Profil en long du canal latéral

Détermination des hauteurs des murs bajoyers

Il est nécessaire pour le déversoir et le canal latéral que la hauteur des murs bajoyers soit alignée avec la crête de la digue 155,9 m.

IV.5.3 Chenal d'écoulement

En raison des caractéristiques topographiques du site, il est nécessaire de concevoir un canal d'écoulement qui suit la configuration de l'auge du déversoir. Cette auge a une forme prismatique, s'étend sur une longueur de 42,73 mètres et présente une pente de 0,1%. L'écoulement prévu doit être de type fluvial, ce qui signifie que la pente du fond est maintenue en dessous de la pente critique.

La profondeur critique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 g}}$$

$$h_c = 3,6 \text{ m}$$

La pente critique :

$$Q = KSRH^{2/3}I^{1/2}$$

Pour une section rectangulaire :

$$I_c = \frac{Q(B + 2hc)^{2/3}}{K(B \cdot hc)^{5/3}}$$

$I_c=0,0152$

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 :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m^2 .

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en $[m^{1/2}/s]$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}$$

n : Coefficient de rugosité de Manning en $[s/m^{1/2}]$

Les valeurs de n sont en fonction du type du canal. On prend : $n = 0.013 s/m^{0.5}$ (béton).

R : Rayon hydraulique en m .

$$R = \frac{S}{P} = \frac{B h_n}{2 h_n + B}$$

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 :

$$Q = 1/n I^{1/2} (b h_n)^{5/3} (2 h_n + b)^{-2/3}$$

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant.

D'où : $h_n = 3.9 m$

$h_n > h_c \Rightarrow$ La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est fluvial.

IV.5.4 Convergent

Le convergent constitue un élément situé entre le canal d'écoulement et le coursier, avec une largeur égale à celle du canal d'écoulement à son point de départ, et égale à celle du coursier à son extrémité. Son objectif principal est de diriger les écoulements d'eau vers le coursier, en induisant une augmentation du niveau de la surface de l'eau à l'entrée du coursier.

Le convergent doit être dimensionné de telle sorte que la condition suivante est vérifiée :

$$\tan(\theta) < (1/3Fr)$$

On pose l'équation suivante :

$$tg(\theta) = \frac{1}{3Fa}$$

Avec :

Fa : Froude moyen

$$Fa = \frac{v_{moy}}{\sqrt{gh_{moy}}}$$

h_{moy} : hauteur moyen

$$h_{moy} = \frac{h_c + h_n}{2}$$

h_c : hauteur critique.

$$H_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}}$$

Donc

$$h_c = 3.6 \text{ m} \quad \text{et} \quad h_n = 3.9 \text{ m} \quad h_{moy} = 3,75 \text{ m}$$

Calcul de la section moyenne :

$$S_{moy} = B \cdot h_{moy}$$

$$S_{moy} = 187,528 \text{ m}^2$$

Le périmètre moyen :

$$P_{moy} = B + 2 \cdot h_{moy}$$

$$P_{moy} = 57,5 \text{ m}$$

Le rayon hydraulique moy. :

$$R_{moy} = \frac{S_{moy}}{P_{moy}}$$

$$R_{moy} = 3,26 \text{ m}$$

Le coefficient de Chezy ($n=0.013$) :

$$C_{moy} = \frac{1}{n} R_{moy}^{1/6}$$

$$C_{moy} = 86,98 \text{ m}^{1/2} \text{s}^{-1}$$

La pente moyenne :

$$I_{moy} = \frac{Q^2}{RC^2S^2}$$

$$I_{moy} = 0,00131 \text{ m/m}$$

La vitesse moyenne :

$$V_{moy} = C_{moy} \sqrt{I_{moy} R_{moy}}$$

$$V_{\text{moy}} = 5.706 \text{ m/s}$$

Froude moyen :

$$F_a = \sqrt{\frac{C_{\text{moy}}^2 i_{\text{moy}} B}{g \cdot p_{\text{moy}}}}$$

$$F_a = 0,94$$

Alors $Tg(\theta) = 0.354$ Donc l'angle $\theta = 19.5^\circ$

Calcul du nombre de Froude à l'entrée du convergent

$$Fr_1 = \sqrt{\frac{Q^2}{S^2 g h_n}} = 0,887$$

Calcul de la largeur à la sortie du convergent b :

$$Tg\theta = \frac{1}{2Fr_1} \left(\frac{B}{b} - 1 \right)$$

$$b = \frac{B}{1 + 2Fr \tan \theta}$$

D'où

$$b = 30.7 \text{ m}$$

Calcul de Fr_2 :

On sait que

$$\frac{Fr_2}{Fr_1} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{B}{b} \right)$$

$$Fr_2 = \frac{Fr_1}{2} \left(1 + \frac{B}{b} \right)$$

D'où $Fr_2 = 1,16$

Calcul de la longueur du convergent :

$$tg\theta = \frac{(B-b)/2}{L}$$

Donc : $L = 27,25 \text{ m}$

Calcul de la hauteur critique à la sortie du convergent h_c

$$h_c = \left(\frac{Q^2}{g b^2} \right)^{1/3} = 4,98 \text{ m}$$

La hauteur normale à la sortie du convergent :

On utilise la formule de Cheezy :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * I_0^{1/2}$$

Par itération on trouve ($h_n = 1,8$ m). Pour $I = 0.034$

$h_n < h_c$ donc création d'un régime torrentiel

IV.5.5 Le coursier :

A la fin de convergent en a voir le coursier de fort pente qui est sera terminera par un bassin de dissipation pour dissipée l'énergie.

Le coursier est de longueur de 130 m et une pente de 19 %, La largeur est de 45 m.

La méthode indirecte d'intégration numérique

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques $dQ/dx = 0$, est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0 - S_f)}{(1 - F_r^2)}$$

Ou : S_0 : pente du fond. S_f : pente de la ligne d'énergie. F_r : nombre de Froude.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - (n^2 * Q^2)/(A^2 * R^{4/3})}{1 - (Q^2 * B)/(g * A^3)}$$

n : coefficient de rugosité = 0,013, A : la section transversale, Q : le débit,

R : rayon hydraulique B : la largeur

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i , et on calcul la profondeur moyenne :

$$y_{\text{moy}} = \frac{y_1 + y_{i+1}}{2}$$

Cette dernier valeur saura utiliser pour calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul à chaque valeur de y_i , et en l'ajoute à cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieur à la longueur L , et on continue avec une valeur de $y_i' < y_i$ jusqu'à trouver la somme de égal à la longueur L de coursier.

Le résultat de calcul de la ligne d'eau est dans tableau suivant :

Tableau 55 : Résultat de calcul de la ligne d'eau

Y	Y _{moy}	S _{moy}	P _{moy}	R _{moy}	V(m/s)	Fr ²	1-Fr ²	Sf	S0-SF	ΔX	L
4,98											
4,95	4,97	152,43	40,63	3,75	7,02	1,01	-0,01	0,001	0,10	0,00	0,01
4,8	4,82	147,82	40,33	3,67	7,24	1,11	-0,11	0,002	0,10	-0,03	0,11
4,71	4,73	145,06	40,15	3,61	7,38	1,17	-0,17	0,002	0,10	-0,05	0,25
4,5	4,52	138,61	39,73	3,49	7,72	1,35	-0,35	0,002	0,10	-0,11	0,82
4,2	4,21	129,40	39,13	3,31	8,27	1,65	-0,65	0,002	0,10	-0,20	2,38
4,02	4,03	123,87	38,77	3,20	8,64	1,89	-0,89	0,003	0,10	-0,27	3,83
3,81	3,82	117,43	38,35	3,06	9,11	2,21	-1,21	0,003	0,10	-0,38	6,14
3,6	3,61	110,98	37,93	2,93	9,64	2,62	-1,62	0,004	0,10	-0,51	9,28
3,3	3,32	101,77	37,33	2,73	10,52	3,40	-2,40	0,005	0,10	-0,76	15,64
3	3,02	92,56	36,73	2,52	11,56	4,52	-3,52	0,007	0,09	-1,13	25,14
2,7	2,72	83,35	36,13	2,31	12,84	6,19	-5,19	0,009	0,09	-1,71	39,42
2,58	2,60	79,67	35,89	2,22	13,43	7,09	-6,09	0,011	0,09	-2,04	47,07
2,4	2,42	74,14	35,53	2,09	14,43	8,79	-7,79	0,013	0,09	-2,69	61,50
2,37	2,39	73,22	35,47	2,06	14,62	9,13	-8,13	0,014	0,09	-2,83	64,32
2,34	2,36	72,30	35,41	2,04	14,80	9,48	-8,48	0,014	0,09	-2,97	67,29
2,31	2,33	71,38	35,35	2,02	14,99	9,86	-8,86	0,015	0,09	-3,12	70,42
2,28	2,30	70,46	35,29	2,00	15,19	10,25	-9,25	0,016	0,08	-3,28	73,70
2,25	2,27	69,54	35,23	1,97	15,39	10,66	-9,66	0,016	0,08	-3,46	77,16
2,22	2,24	68,61	35,17	1,95	15,60	11,10	-10,10	0,017	0,08	-3,64	80,80
2,19	2,21	67,69	35,11	1,93	15,81	11,55	-10,55	0,018	0,08	-3,84	84,64
2,16	2,18	66,77	35,05	1,91	16,03	12,04	-11,04	0,018	0,08	-4,06	88,70
2,13	2,15	65,85	34,99	1,88	16,25	12,55	-11,55	0,019	0,08	-4,29	92,99
2,1	2,12	64,93	34,93	1,86	16,48	13,09	-12,09	0,020	0,08	-4,54	97,53
2,07	2,09	64,01	34,87	1,84	16,72	13,67	-12,67	0,021	0,08	-4,81	102,34
2,04	2,06	63,09	34,81	1,81	16,96	14,27	-13,27	0,022	0,08	-5,11	107,45
1,98	2,00	61,25	34,69	1,77	17,47	15,60	-14,60	0,024	0,08	-5,78	118,65
1,95	1,97	60,33	34,63	1,74	17,74	16,33	-15,33	0,025	0,07	-6,16	124,82
1,92	1,94	59,40	34,57	1,72	18,02	17,10	-16,10	0,027	0,07	-6,58	131,40

Le graphique de la ligne d'eau dans le coursier sur la figure ci-dessus :

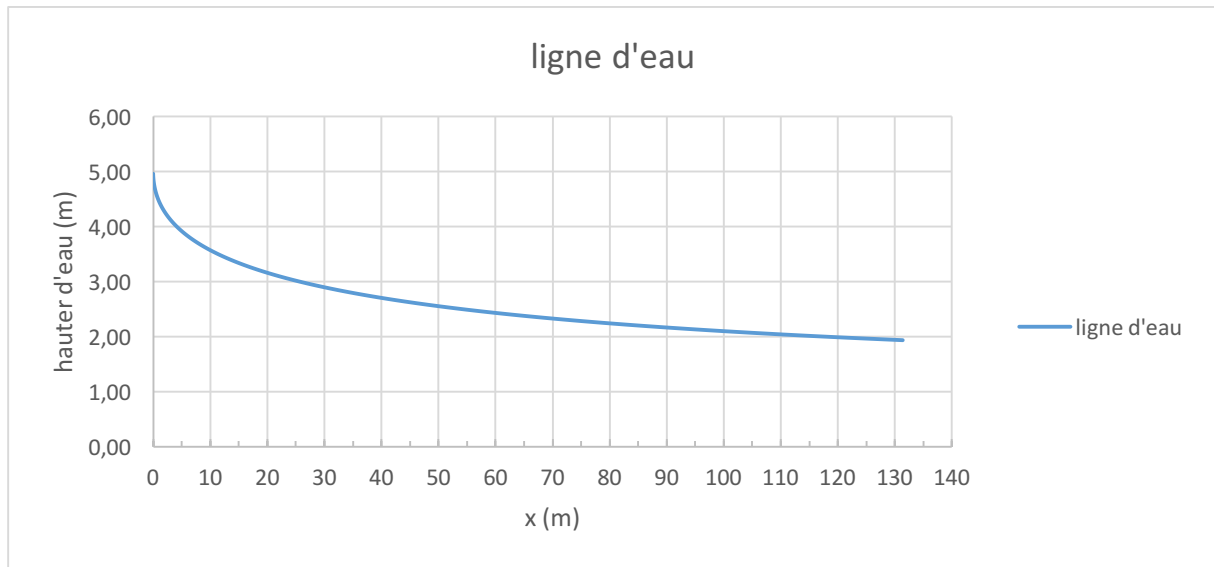


Figure 35 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier

IV.5.6 Bassin de dissipation :

D'après les tests réalisés par l'USBR « The Bureau of Reclamation » : le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut.

Tableau 56 : Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq Fr \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq Fr \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq Fr \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq Fr \leq 9$	Ressaut stable
$9 \leq Fr$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

$Y_1 = 1.92$ m (la fin du coursier)

Calcul de la vitesse à l'entrée du dissipateur V_1 :

$$V_1 = Q/s$$

AN : $V_1 = 18,02$ m/s.

Calcul du nombre de Froude à l'entrée du dissipateur Fr_1 :

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot Y_1}}$$

AN : $Fr_1 = 4.15$; donc Ressaut oscillant

Choix du type de dissipateur :

Dans notre cas il faut concevoir un bassin de type I ($V_1 = 18,02$ m/s ; et ; $Fr_1 = 4.15$)

Le schéma de bassin de dissipation sur la figure ci-dessus :

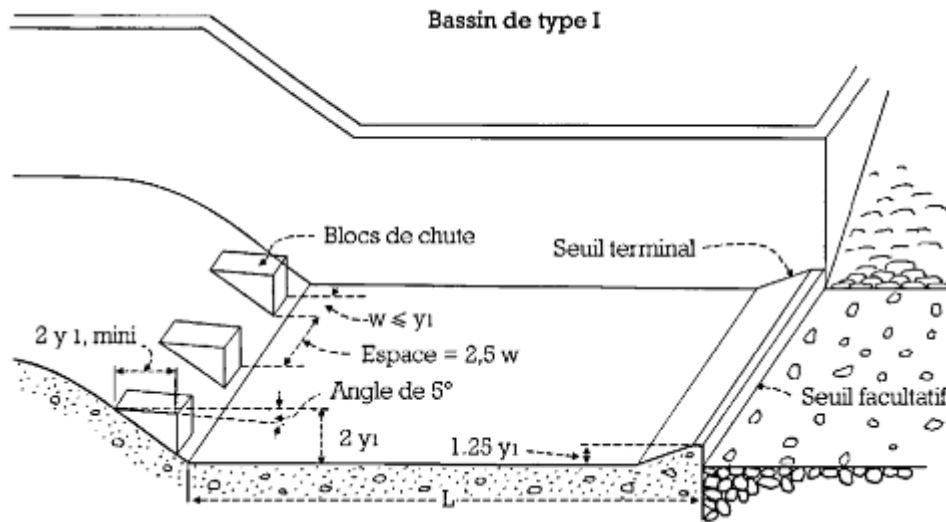


Figure 36 : Schéma de bassin de dissipation USBR type I (Design of small dams, 1987)

Conception d'un dissipateur de Type I

La hauteur conjuguée de (Y_1) :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0.5 \left(\sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right)$$

AN : $Y_2 = 10.34$ m

La longueur des dissipateurs (L_b) :

$$L_b = Y_2 (1.6 + 0.1788F_{r1} + 0.007F_{r1}^2)$$

AN : $L_b = 25.46$ m ; donc : $L_b = 26$ m.

Les dimensions des dents défectrices (ou bloc de chute)

Tableau 57 : Dimensions des dents défectrices

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur h	Y_1	1.92
Epaisseur W	Y_1	1.92
Espace entre les dents S	Y_1	1.92

Le nombre de dents défectrices (n) :

$$n = \frac{b}{2Y_1}$$

AN: n= 8 dents.

Les dimensions du seuil terminal

$$h_4 = Y_1 (0.956 + 0.063F_{r1})$$

$$h_4 = 2.33 \text{ m}$$

IV.5.7 Canal de fuite :

A la fin de bassin de dissipation, le canal de fuite saura commencer, cette dernière a pour but de conduire l'eau, jusqu'au cours d'eau naturel

Le canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur $b=30.7\text{m}$, fruits des talus $m=1$ et de pente 2,5%.

Profondeur critique :

La profondeur critique calculée par la formule suivante :

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 * \sigma_{cr}^2\right) * k$$

$$k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{k * m}{b}$$

$$\text{AN: } k = 4.98; \sigma_{cr} = 0.162; h_c = 4.71 \text{ m}$$

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 C_{cr}^2 R_{cr}}$$

Avec :

$$S_{cr} : \text{Surface mouillée. } S_{cr} = b * h_c = 144.59 \text{ m}^2.$$

$$R_{cr} : \text{rayon hydraulique, } R_{cr} = S / p = 3.60 \text{ m.}$$

$$C_{cr} : \text{coefficient de Chézy } C_{cr} = \frac{1}{n} * R^{1/6} = 95,22$$

$$\text{AN : } I_{cr} = 0.00167$$

Profondeur normale :

La profondeur normale est calculée Par itération : $h_n = 4.9 \text{ m}$.

Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = 7,08 \text{ m/s}$$

$$\text{Nombre de Froude est donc : } Fr = \frac{V}{\sqrt{g * h}} = 1.02$$

$Fr > 1$ alors le régime est torrentiel

Conclusion

Après cette étude nous arrivons à conclure que les deux variantes sont réalisables de point de vue technique, mais il y a une légère différence de côté économique ; la variante de l'évacuateur de crues latéral à entonnement frontal présente un coût d'exécutions minimum. Pour cela, cette variante sera optée dans notre étude.

Chapitre V

Vidange de fond et la prise d'eau

V.1 Vidange de fond

V.1.1 Introduction

En principe, la vidange de fond est un dispositif essentiel pour la vidange du réservoir, que ce soit dans le cadre d'opérations d'inspection, d'entretien ou en cas de danger imminent lié au barrage. En premier lieu, elle joue un rôle dans la régulation de la vitesse de remplissage du réservoir lors de sa première mise en eau. De plus, la vidange de fond facilite la gestion efficace de l'eau stockée en permettant le rejet d'une partie des sédiments transportés, notamment après une crue importante.

Les barrages modernes sont généralement intégrés à des aménagements polyvalents. Ces derniers ont diverses fonctions, notamment la fourniture d'eau potable et industrielle, la prévention des inondations et, bien sûr, la production d'énergie hydro-électrique.

V.1.2 Types d'ouvrages de vidange

- Conduite de vidange en charge :

Elle est généralement combinée avec la prise d'eau ou l'évacuateur en tulipe. Elle doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en armé tôle sous le remblai, son diamètre est en fonction du débit à évacuer

- Conduite à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- ✓ Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\varnothing > 500$ mm) ;
- ✓ La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2m de hauteur).

L'aération de l'écoulement dans ces conditions est nécessaire, alors on prévoit un reniflard à l'aval afin d'éviter les phénomènes de battement ou de vibration sous l'effet de passage en l'écoulement instable à forts débits.

- Ouvrages de vidanges à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange de fond sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de crue de surface, comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique, il est moins soumis aux aléas d'entretien tel que le blocage de vannes.

V.1.3. Choix du type d'ouvrage vidange de fond :

La conduite en charge intégrée dans la structure du barrage est privilégiée en raison de son avantage économique indéniable.

Tableau 58 : L'ensemble des dispositifs minimaux préconisés

$H^2 * \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position de vannes
<30	PVC ou Aciers	(160-200) 300 en acier	Une vanne en aval
30 – 100	Acier	300-400	
100 – 300	Acier ou béton en âme tôle	400-600	Une vanne de garde amont et une vanne de garde avale
300 – 700		600-800	
700 – 1500		800-1200	
>1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en ava

Avec :

H : hauteur du barrage en m

V : volume d'eau stockée en Mm³ = VNNR

A.N :

$H^2 * \sqrt{V} = (45,9)^2 * \sqrt{30.5} = 11635.23 > 1500$, donc on opte pour une galerie en béton armé

V.1.4. Calcul de la vidange de fond :

V.1.4.1 Calcul hydraulique de la conduite de vidange :

1. Débit de la vidange de fond :

Lors de l'évacuation par vidange de fond, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

Avec :

V_u : volume utile en m³ ;

T : Temps de vidange en jours ; T = 21 jours ;

Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant le vidange (pris égal au débit moyen annuel) $Q_r =$

$$\frac{A_0}{T_{1an}}$$

A_0 : Apport annuel (Mm^3)

$$Q_{vf} = \frac{30.5 * 10^6}{21 * 24 * 3600} + \frac{31.14 * 10^6}{365 * 24 * 3600} = 17.79 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

2. Calcul de la section de vidange de fond et son diamètre :

On a :

$$Q_{vf} = \mu * S * \sqrt{2g * H}$$

D'où :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu * \sqrt{2g * H}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m^3/s)

H : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en m

μ : Coefficient de débit $\mu=0.8 \div 0.85$.

$$S = \frac{17.79}{0.8 * \sqrt{2 * 9.81 * (148.65 - 110)}} = 0.8$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$S = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.8}{3.14}} = 1.01 \text{ m}$$

On prend $D=1100$ mm

3. Correction du coefficient du débit:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \delta_1}}$$

$\sum \delta_1$: Somme des coefficients des pertes de charges linéaires et singulières

Le coefficient de pertes de charges linéaires est donné par la formule suivante :

$$\delta_1 = \frac{\lambda * l}{D}$$

Avec : $\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}}$

λ : Coefficient de pertes de charges linéaires ;

n : Coefficient de rugosité ; $n = 0.014$;

D : Diamètre de la conduite ; $D=1100$ mm ;

L : Longueur de la conduite de vidange en m ; $L=422$ m.

$$\lambda = 0.023$$

$$\delta_1 = \frac{\lambda * l}{D} = \frac{0.023 * 422}{1.1} = 8.82 \text{ m}$$

Les pertes de charges singulières sont :

$$\delta_e = 0.5 ; \delta_{sortie} = 1 ; \delta_{vannes} = 0.25 + 0.25 = 0.5 ; \delta_{grille} = 0.26 ;$$

$$\sum \delta_S = 2.26 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+(8.82+2.26)}} = 0.287 ;$$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu * \sqrt{2g * H}}$$

$$S = \frac{17.79}{0.287 * \sqrt{2 * 9.81 * 38.65}} = 2.25 \text{ m}^2$$

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = 1.69 \text{ m}$$

On prend $D = 1800 \text{ mm}$.

V.1.4.1 Calcul du temps réel de la vidange du barrage :

Le temps de vidange se calcul par la formule suivante :

$$T = \frac{V}{Q}$$

T : Temps de vidange en jours ;

V : Volume d'eau dans la cuvette à évacuer en m^3 ;

Q : débit en (m^3/s) .

Dans cette formule simplifiée, on ne retient pas compte de l'apport naturel de l'Oued par rapport à la période d'évacuation. Les débits qu'évacuent la prise d'eau et la vidange de fond sont calculés par la formule suivante :

$$Q = \mu * W * (2g * Z)^{1/2}$$

μ : Coefficient de débit ; $\mu = 0.8 \div 0.85$;

Z : pertes de charges totales ; Z = Différence de niveau entre l'amont et l'aval.

W ; Surface de la section transversale de la conduite en m^2 ; $W = \frac{\pi d^2}{4}$;

d : Diamètre de la conduite en m ;

$$Q = K * (Z)^{1/2}$$

$$K = \mu * W * (2g)^{1/2}$$

$$K = 0.8 * \frac{\pi * 1.8^2}{4} * (2g)^{1/2} = 9.01$$

Les résultats de calcul du temps de vidange avec un pas de 1m de hauteur de barrage sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 59 : Calcul du temps de vidange

N	Cote niveau D'eau (m)	COTE Moy (m)	Z(m)	Q (m3 /s)	V (m3)	T (S)
1	148,65	—	—	—	—	—
2	148	148,325	38,325	55,77	42,7225	766048,0545
3	147	147,5	37,5	55,17	39,7425	720364,3284
4	146	146,5	36,5	54,43	36,3165	667214,7713
5	145	145,5	35,5	53,68	33,0945	616514,5306
6	144	144,5	34,5	52,92	30,0765	568339,0023
7	143	143,5	33,5	52,14	27,2625	522871,1162
8	142	142,5	32,5	51,36	24,6525	479994,1589
9	141	141,5	31,5	50,56	22,2465	440001,9778
10	140	140,5	30,5	49,75	20,0445	402904,5226
11	139	139,5	29,5	48,93	18,0465	368822,8081
12	138	138,5	28,5	48,10	16,2525	337889,8129
13	137	137,5	27,5	47,24	14,6625	310383,1499
14	136,52	136,76	26,76	46,60	13,6172	292214,5923

Le temps de vidange est de : T=5Jours, 11 Heures et 32 Minutes

Le calcul de la vidange de fond est dans tableau suivant :

Tableau 60 : Calcul de la vidange de fond

Paramètre	Valeur
$H^2 * \sqrt{V}$	11635.23
Q_{\max}	17.79
H	38.65
M	0.287
λ	0.023
Δ	11.08
S	2.25
D	1800
T	5 jrs, 11 h et 32 min

V.2. Etude de la prise d'eau :

V.2.1. Introduction:

Les ouvrages de prise d'eau dans les barrages, les réservoirs, les bassins de compensation et les canaux conçus pour prélever de l'eau sous pression doivent être planifiés de manière à causer le moins de perturbations possible dans l'acheminement de l'eau en aval. On distingue généralement deux types de prises d'eau : celles à grande profondeur et celles à faible profondeur. Les prises d'eau qui capturent l'eau en surface sur des cours d'eau à lit mobile sont exclues de ce cadre.

Les prises d'eau à grande profondeur sont généralement placées dans des réservoirs de grande hauteur, servant par exemple de bassins d'accumulation pour la production d'énergie hydroélectrique. Les exigences hydrauliques pour de telles prises sont les suivantes :

- Un écoulement sans apparition de cavitation,
- Des pertes de charge minimales,
- L'absence de formation de zones de séparation pouvant entraîner des vibrations.

V.2.2. Types et emplacements possibles :

Les deux types principaux d'ouvrage de prises sont :

a) Le siphon :

Le siphon est composé d'une conduite qui suit le profil supérieur du barrage, d'un clapet et d'un jeu de vannes qui commande son fonctionnement. Ce type d'ouvrage présente les avantages suivants :

- Économique
- Aussi la possibilité de l'installé dans des barrages anciens dépourvus de prises d'eau ;
- Installation facile ;
- En cas de progression de besoin en eau on peut ajouter facilement d'autres siphons.

Le siphon a l'inconvénient de se désamorcer fréquemment, ainsi que sa hauteur d'aspersion est limitée (7 jusqu'à 8m).

b) La conduite enterrée :

Actuellement, la conduite en acier enterrée est la plus utilisée notamment en milieu rural, elle fonctionne dans la majorité des cas en charge et elle peut être glissée dans la galerie de dérivation ou la conduite de vidange.

Les conduites de prises enterrées posent des problèmes d'infiltrations, et nécessitent des écrans anti-renard pour assurer l'étanchéité de la fondation.

A côté de la distinction entre une prise d'eau à siphon ou à conduite enterrée, on distingue Selon l'emplacement :

- Les prises situées aux rives ;
- Les prises indépendantes (situées loin des rives) ;
- Les prises combinées avec le barrage.

De plus, l'axe d'une prise d'eau peut être orienté verticalement ou horizontalement (ou légèrement incliné) par rapport au plan d'eau du barrage. La prise horizontale ou faiblement inclinée est la règle pour les applications dans le cadre des aménagements hydrauliques. En général, pour des raisons de sécurité, les prises d'eau sont équipées d'organes de fermeture. La position de la commande de ces vannes peut être souterraine ou à la surface.

V.2.3. Choix de type de prises :

Les prises d'eau flottantes ou multiple nécessitent des mécanismes très importants, ils ne sont pas économiques. Les conduites pour projeter un siphon ne sont pas disponibles, car il faut que la hauteur d'aspiration soit limitée à 7 ou 8 m au maximum.

Toutes ces considérations nous ont amenés à opter pour la construction d'une tour de prise d'eau indépendante et verticale pour le barrage de GUENITRA.

De plus, la variante de prise située sur la rive nécessiterait des travaux d'excavation dans la roche, ainsi qu'un accès à la tour par l'intermédiaire d'une passerelle métallique. Il a été décidé que la prise d'eau du barrage doit également servir en tant que dispositif de vidange de fond.

V.2.4. Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau :

a) La distribution mensuelle de la demande :

On dimensionne la conduite de prise par le volume maximum demandé qu'on a estimé dans la partie hydrologie qui est enregistré en mois de Juillet avec une valeur $U_{80\%max}=8.8$ Mm³.

Le débit maximum :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{8.8 * 10^6}{30 * 24 * 3600} = 3.28 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = \mu * S * \sqrt{2g * H}$$

μ : Coefficient de débit ; $\mu = 0.3$;

S : Surface transversale de la conduite en m^2 ;

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu * \sqrt{2g * H}} = \frac{3.28}{0.3 * \sqrt{2 * 9.81 * (148.65 - 136.52)}} = 0.70 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.70}{3.14}} = 0.94 \text{ m}$$

On prend $D=1000 \text{ mm}$

b) Correction du coefficient du débit:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \delta_1}}$$

$\sum \delta_1$: Somme des coefficients des pertes de charges linéaires et singulières.

Tel que les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Le coefficient de pertes de charges linéaires est donné par :

$$\delta_1 = \frac{\lambda * l}{D}$$

Avec :

$$\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de pertes de charges linéaires ;

n : Coefficient de rugosité ; $n=0.014$;

D : Diamètre de la conduite ; $D=1000 \text{ mm}$;

L : Longueur de la conduite en $L=422 \text{ m}$

AN :

$$\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}} = \frac{125 * 0.014^2}{1^{1/3}} = 0.024$$

$$\delta_1 = \frac{\lambda * l}{D} = \frac{0.024 * 422}{1} = 10.128 \text{ m}$$

Donc :

$$\sum \delta_1 = 2 + 10.128 = 12.128$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \delta_1}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 12.128}} = 0.275$$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu * \sqrt{2g * H}} = \frac{3.28}{0.27 * \sqrt{2 * 9.81 * (148.65 - 136.52)}} = 0.77 \text{ m}^2$$

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.77}{3.14}} = 0.99$$

La conduite sera en acier de diamètre de 500 mm

c) **Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{3.28}{\frac{\pi * D^2}{4}} = 4.18 \text{ (m/s)}$$

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons identifié la conception sein de la prise d'eau est de diamètre de 500 millimètres et un dispositif de vidange de fond avec un diamètre de 1800 millimètres, le tout étant intégré dans une galerie en béton armé.

Chapitre VI

Etude génie civil

Introduction

L'évacuateur de crue est exposé à diverses charges et contraintes. Dans ce chapitre, nous entreprendrons le calcul de la stabilité et du renforcement des composants de l'évacuateur de crue, dans le but de le rendre résistant aux différentes forces exercées, notamment la pression des terres, la force hydrostatique de l'eau, le poids propre de la structure.

L'évacuateur de crue sera construit en utilisant du béton armé. Le béton se compose des éléments suivants : de l'eau, des granulats (sable et gravier), du ciment, et des adjuvants, qui sont des produits chimiques ayant divers rôles potentiels, tels que fluidifier le mélange, retarder ou accélérer sa prise, ou agir en tant que superplastifiant. Ces produits peuvent également contribuer à améliorer les performances du béton destiné aux ouvrages hydrotechniques.

VI.1 Etude de stabilité

Le calcul de stabilité représente une phase essentielle dans la détermination des dimensions des composants de l'évacuateur de crue, dans le but de garantir leur résistance face aux diverses charges et de s'assurer de leur conformité aux exigences concernant le renversement, le glissement et le poinçonnement.

VI.1.1 Stabilité de déversoir

Le calcul de stabilité de déversoir se fait dans le cas le plus défavorable (Hauteur déversant maximale $H_d = 4,37$ m).

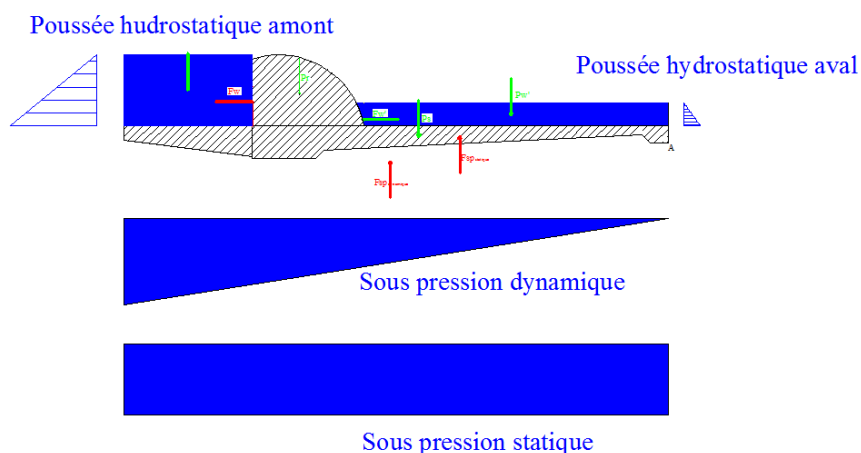


Figure 37 : Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir

VI.1.1.1 Calcul des forces

Avant le calcul des forces on doit pré dimensionner le radier du déversoir et vérifiant l'étude des infiltrations par la méthode de Bligh.

1. Pré-dimensionnement de l'ouvrage

$$H_1 = P + H_{\text{dév}}$$

Avant radier :

$$\text{Longueur: } L_{\text{ar}} = (0 \div 2)h_1$$

Epaisseurs :

$$\text{On à: } h_1 \leq 5\text{m} , T_{\text{ar1}} = (0.4 \div 0.5) \text{ m}$$

$$5\text{m} < h_1 < 10\text{m} , T_{\text{ar1}} = (0.4 \div 0.6) \text{ m}$$

$$h_1 \geq 10\text{m} , T_{\text{ar1}} = 0.75 \text{ m.}$$

$$\text{Avec : } T_{\text{ar2}} = 0.75 + 0.05H_1$$

$$\text{AN: } H_1 = 3 + 4.37 = 7.37 \text{ m, donc: } 5 \text{ m} < h_1 < 10 \text{ m;}$$

$$T_{\text{ar1}} = 0.5 \text{ m}$$

$$T_{\text{ar2}} = 1.072 \text{ m;}$$

$$L_{\text{ar}} = 6.5 \text{ m.}$$

Radier :

$$\text{Longueur : } L_r = (3 \div 5)H_1$$

Epaisseurs :

$$T_{r1} = (0.25 \div 0.30) * H_1$$

$$T_{r2} = (0.13 \div 0.15) * H_1.$$

$$S = T_{r1}$$

$$T_{r4} = T_{r1} - 0.5.$$

$$S_1 = S_2 = T_{r2}$$

$$S_p = 0.02(L_{\text{ar}} + L_r)$$

$$\text{AN: } L_r = 13 \text{ m; } T_{r1} = 1.95 \text{ m; } T_{r2} = 0.91 \text{ m; } S = 1.95\text{m; } S_p = 0.39\text{m. ; } S_1 = S_2 = 1.41 \text{ m; ;}$$

$$T_{r4} = 1.45 \text{ m}$$

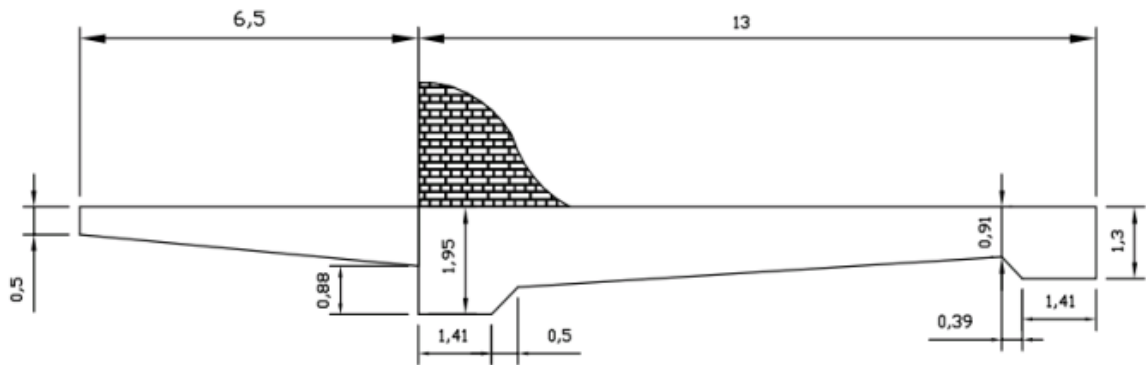


Figure 38 : Pré dimensionnement du déversoir

2. Méthode de contour linéaire (Méthode de Bligh)

L'hypothèse de cette méthode : le sol est homogène. On suppose qu'elle est vérifiée. Dans cette méthode la répartition des sous pression est considérer linéaire. Et la condition à vérifier est, que la longueur de contour déployé (LCD) est supérieure à la longueur de contour théorique de Bligh ($LC_{\text{Théorique}}$).

Avec :

$$LC_{\text{théorique}} = \Delta H * C$$

($C = 2.5$, Coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol).

$$\Delta H = H_1 - H_2 = 7.37 - 1.32 = 6,05 \text{ m}$$

$$LC_{\text{théorique}} = 6,05 * 3 = 18,15 \text{ m.}$$

$$L_{\text{RCD}} = t_{ar1} + \sqrt{(L_{ar}^2 + (t_{ar2} - t_{ar1})^2)} + (t_{r1} - t_{ar2}) + S_1 + \frac{t_{r1} - t_{r4}}{\sin 45}$$

$$+ \sqrt{\left(L_r - S_1 - (t_{r1} - t_{r4}) - S_2 - \frac{S_p}{\tan 45} \right)^2 + (t_{r4} - t_{r2})^2} + \frac{S_p}{\sin 45} + S_2 + S_p$$

$$+ t_{r2}$$

$$L_{\text{RCD}} = 22.58 \text{ m.}$$

$L_{\text{RCD}} > LC_{\text{Théorique}}$. Alors la condition de Bligh est vérifiée

Après avoir calculé les épaisseurs préalables dans chaque point de radier on doit les corriger avec les épaisseurs de Bligh que on calcul comme suivante :

$$h_x = \frac{\Delta H}{L_{\text{RCD}}} * L_x$$

$$t_x = n * \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \right) * h_x$$

Avec : t_x : épaisseur de radier (de Bligh)

γ_w : Poids spécifique de l'eau ($\gamma_w=1000\text{kgf/m}^3$)

γ_b : Poids spécifique de béton ($\gamma_b=2400\text{kgf/m}^3$)

n : Coefficient de sécurité varie en fonction de classe de l'ouvrage ;($n=0.85\div 1.25$)

Tableau 61 : Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh

Point	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
L_x	0	1.3	2.71	3.26	12.56	13.27	14.68	15.56	22.09	22.59
h_x	0	0.34	0.72	0.87	3.35	3.54	3.91	4.15	5.89	6.03
t_x	0	0.24	0.51	0.62	2.39	2.52	2.79	2.96	4.2	4.3
$T_{\text{pré-dé}}$	0	1.3	1.3	0.91	1.45	1.95	1.95	1.075	0.5	0
T_d	0	1.3	1.3	1	1.45	1.95	1.95	1.1	0.5	0

3. Les forces

Les forces verticales

- Sous pressions :

$$F_{sp} = \gamma_w * S_{sp} * l$$

F_{sp} : Épure des sous pression ($S_{sp} = \frac{22.58*6.05}{2} = 68.14\text{m}^2$)

l : largeur de déversoir

Donc : $F_{sp} = 68.14$ t. (Les calculs se fait pour un largeur de 1 ml)

- Poids de radier :

$$P_r = \gamma_b * S_r * l$$

Avec : S_d : section transversale du déversoir = 11.16 m^2

Donc : $P_r = 26.784$ t.

- Poids de la semelle :

$$P_s = \gamma_b * S_s * l$$

S_s : Surface de semelle ($S_s = 22\text{ m}^2$).

Alors : $P_s = 50.4$ t.

- Poids de l'eau amont :

$$P_w = \gamma_w * S_w * l$$

S_w : Surface de l'eau en amont ($S_w = 6.05 * 6.5 = 39.325\text{ m}^2$)

Alors : $P_w = 39.325$ t

- Poids de l'eau aval :

$$P'_w = \gamma_w * S'_w * l$$

S'_w : Surface de l'eau en aval (11.98m²).

Alors : $P'_w = 11.98$ t

Les forces horizontales :

- Poussée de l'eau amont :

$$F_w = 0.5 * \gamma_w * h_{am}^2$$

Alors : $F_w = 4.5$ t

- Poussée de l'eau aval :

$$F'_w = 0.5 * \gamma_w * h_{av}^2$$

Donc : $F'_w = 0.8712$ t

VI.1.1.2 stabilité au renversement

Le principe de stabilité au renversement implique de s'assurer que l'ouvrage ne bascule pas autour de l'axe A sous l'influence des charges horizontales et verticales qui lui sont appliquées. Pour vérifier cette stabilité, une formule particulière est utilisée, à savoir la suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} > (1 \div 3)$$

Avec :

M_s : la somme des moments des forces stabilisatrices.

M_r : la somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$M_s = P_w * 16 + P_r * 11.59 + P_s * 9.15 + P'_w * 3.66 + F'_w * 0.44$$

$$M_s = 1445.01 \text{ t.m}$$

$$M_r = F_w * 2.01 + F_{sp} * 11.84$$

$$M_r = 815.82 \text{ t.m}$$

$\frac{M_s}{M_r} = 1.77$; La condition est vérifiée et la stabilité au renversement assurée

VI.1.1.3 stabilité au glissement

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement :

$$\frac{\sum F_v}{\sum F_h} \geq 1.2$$

Avec :

$\sum F_h$: la somme des forces horizontales (53.71 KN)

$\sum F_v$: la somme des forces verticales (1966.29 KN)

S : Le largeur du radier * 1 m unitaire de longueur

AN : $\frac{1966.29}{53.71} = 36.6$ donc la stabilité au glissement est vérifiée

VI.1.1.4 stabilité au poinçonnement

La stabilité au poinçonnement de l'évacuateur est assurée lorsque la contrainte transmise par le radier de l'ouvrage est moindre que la contrainte supportée par le sol ($\sigma_{sol}=150$ bar).

Contraint maximale et minimale de radier :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6 * M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6 * M_G}{100\beta^2}$$

Avec :

$N=\sum F_v$: la somme des forces verticales (1966.29 KN).

M_G : la somme des moments par rapport au centre de gravité de radier.

β : largeur de radier de déversoir (75 m)

$M_G = -68.14*2.69+26.784*2.44 -11.98*5.49 +39.325*6.85 - 4.5*6.85 +0.871*0.44$

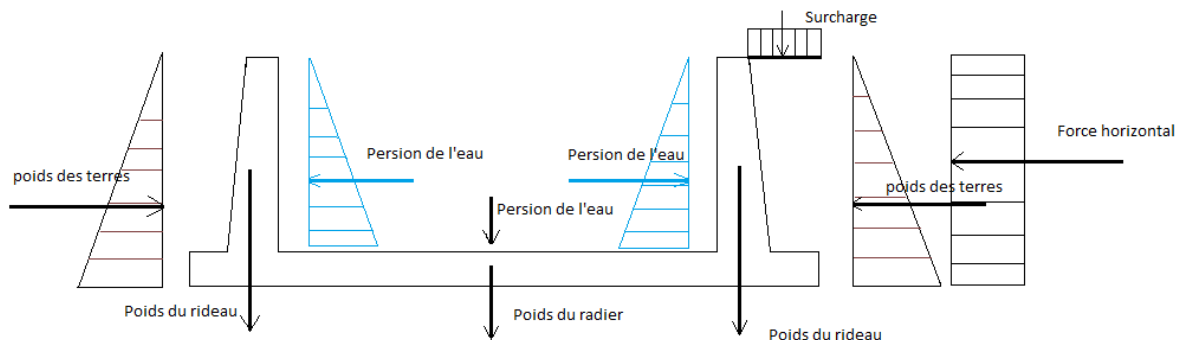
$M_G = 55.22$ t.m

$\sigma_1 = 0.274$ et $\sigma_2 = 0.254 < \sigma_{sol}$

Donc La stabilité au poinçonnement est vérifiée.

VI.2.1. stabilité de murs bajoyers

La stabilité des murs bajoyers est cruciale pour la sécurité des ouvrages hydrauliques, car ils sont exposés à des contraintes liées à la pression de l'eau et aux charges. Plusieurs facteurs géotechniques, hydrauliques et structuraux doivent être considérés pour assurer cette stabilité.

Pré dimensionnement :**Figure 39 :** Les forces agissantes sur le canal

$H = 4.41 \text{ m.}$

B_1 (semelle arrière gauche et droite) On prend $B_1 = 1.50 \text{ m}$

B_2 (semelle avant) = 45 m.

Les épaisseurs des murs :

$e_1 = H/10 = 50 \text{ cm.}$

$e_2 = 15 \text{ à } 30 \text{ cm ; on prend : } e_2 = 20 \text{ cm.}$

VI.1.2.1 calcul des forces

Les valeurs du calcul représentées dans le tableau ci-après :

Tableau 62:caractéristiques mécaniques

Notation	Désignation	Valeur
Poids des terres	γ_t	1.7 t/m^3
La cohésion	C	0
L'angle de frottement	Φ	18°
La surcharge	S	0.5 t/m^2
Poids du béton	γ_b	2.5 t/m^3
Poids de l'eau	γ_w	1 t/m^3

Forces verticale :

Poids de rideau : $Pr = \gamma_b * Sr * l$

Poids de la semelle: $Ps = \gamma_b * Ss * l$

Poids des terres sur la semelle : $P_t = \gamma_t * S_t * l$

Poids de surcharge : $P_{sr} = S_{sr} * l_s$

Poids d'eau : $P_e = \gamma_w * S_s * l$

Forces horizontales

Poussée des terres : $F_t = \frac{A_p * \gamma_t * H^2}{2}$

$A_p = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2)$; pour un remploi $\varphi = 18^\circ \Rightarrow A_p = 0,527$

H : hauteur des terres = $4.41 + 0,5 = 4.91$ m

Poussée des surcharges: $F_{sr} = A_p * S_r * H$

Poussée de l'eau : $F_w = 0.5 * \gamma_w * H^2$

Tableau 63: Les charges et les surcharges

Notation	Effort en t
Poids de rideau	3.70
Poids de la semelle	56.25
Poids des terres sur la semelle	8.84
Poids de surcharge	0.5
Poids d'eau	22.5
Poussée des terres	10.79
Poussée des surcharges	0.263
Poussée d'eau	9.72

VI.1.2.2 stabilité au renversement

Pour que le mur soit stable au renversement, il faut que la condition suivante soit Vérifiée :

$$M_s/M_r > 1,5$$

Les 2 moments sont calculés par rapport au point A.

Les moments stabilisateurs :

$$M_s = 567.487 \text{ t.m}$$

$$M_r = 30.32 \text{ t.m}$$

$$M_s/M_r = 18.71 > 1,5$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

VI.1.2.3 Stabilité au glissement

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement :

$$F_H / F_V < f = 0,8$$

Avec :

f: Coefficient de frottement du béton sur sol.

F_H : Force favorisant le glissement

F_V : Force empêchant le glissement

Dans notre cas, on a :

$$F_H = Ft + Fsr = 10.79 + 0.5 + 9.72 = 21.01 \text{ t} = 210.1 \text{ KN}$$

$$F_V = Pr + Ps + Psr + Pt + Pw = 3.70 + 56.25 + 0.5 + 8.84.79 + 9.72 = 78 \text{ t} = 780 \text{ KN}$$

$$F_H / F_V = 0.269 < 0.8$$

Alors la stabilité au glissement est vérifiée

VI.1.2.4 Stabilité au poinçonnement

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_1 = 1,54 \text{ bar et } \sigma_2 = 1,089 \text{ bar } \sigma \ll 150 \text{ bar.}$$

Alors la stabilité du mur bajeoyer au poinçonnement est vérifiée.

N.B : Puisque la stabilité du mur de bajoyers est vérifiée vis-à-vis le renversement, le poinçonnement et le glissement, on maintient les dimensions choisis.

VI.2 Calcul de ferrailage

VI.2.1 Ferrailage de rideau de coursier

Le rideau est calculé comme une console encastrée dans la semelle, sur lequel s'exercent deux poussées, celles des terres et celles des surcharges.

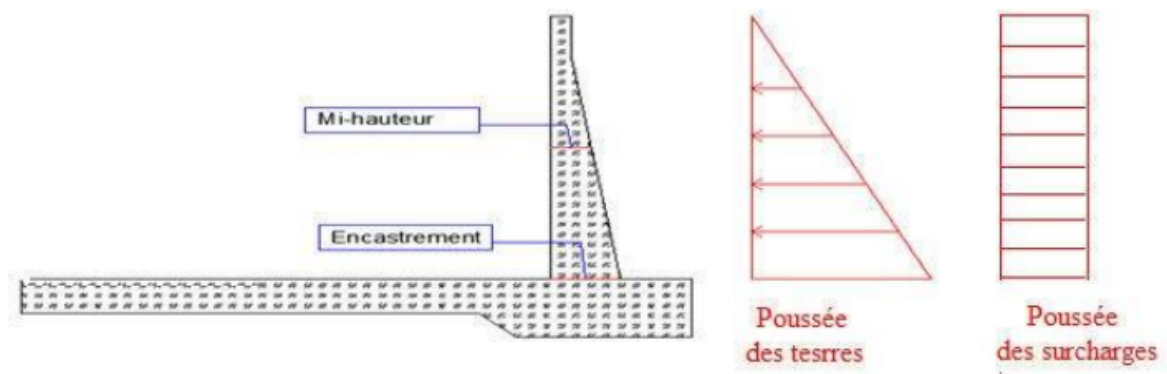


Figure 40 : Calcul de ferrailage du coursier

Calcul des moments à l'encastrement :

Poussée des terres :

$$M_t = 1,35 * F_t * (H/3)$$

$$M_t = 1,35 * 10,79 * (4,41/3) = 17,54 \text{ t.m.}$$

Poussée des surcharges :

$$M_{sr} = 1,5 * F_{sr} * (H/2)$$

$$M_{sr} = 1,5 * 1,1 * (4,41/2) = 3,63 \text{ t.m.}$$

(1,35 : Coefficient de pondération pour les charges permanentes).

(1,5 : Coefficient de pondération pour les charges supplémentaires).

$$M_e = M_t + M_{sr}$$

$$M_e = 21,17 \text{ t.m}$$

Calcul des aciers

Selon le diagramme dans l'annexe V, on commence par le calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2}$$

Avec

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression du béton.

$$(\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } f_{c28} = 25 \text{ MPA et } \gamma_b = 1,5 \text{ dans le cas courant, ce qui donne } \sigma_{bc} = 142 \text{ bar})$$

M_e : Le moment total à l'encastrement.

b ; largeur de la section ; $b = 100 \text{ cm}$.

e : l'enrobage ; $e = 3 \text{ cm}$.

d : hauteur de la section ; $d = h - e = 44 - 3 = 41 \text{ cm}$

Calcul à l'encastrement :

$$\mu = 0.088$$

Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32\alpha_l$$

Avec :

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1000 * \varepsilon_1 * 3.5}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$E_s = 2.10^6$ bar (élasticité du béton),

On choisit des aciers de nuance FeE 400, donc : $f_e = 4000$ bar,

γ_s : Coefficient de sécurité pour les aciers = 1,15.

Alors : $\mu_l = 0.392$

On a $\mu < \mu_l$ Donc pas d'acier comprimé.

$\mu < 0,186$ on est dans le pivot A (voir annexe IV diagramme de ferrailage)

Section d'aciers :

$$A_s = \frac{M_e}{\beta * d * \sigma_s}$$

Avec :

$\sigma_s = 3478.26$ bar . (Contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.115 \text{ on est dans le pivot A}$$

$$\beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,954$$

$$d = 41 \text{ cm}$$

$$A_s = 15.56 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,2% de la section du béton en toute section

$$A_{s_{\min}} = 0,5\% (100 * 44) = 22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = 22 \text{ cm}^2$$

Selon le tableau dans l'annexe V

On choisit 7 barres de diamètre de 20 mm, espacement 44 cm

VI.2.2 Ferrailage de la semelle de coursier

La semelle est soumise aux charges dues au poids des terres, poids de radier, sa propre poids, et les réactions de sol.

Nous considérons les deux parties AB et CD des consoles encastrent respectivement aux points P et N.

Contrainte de la semelle

$$\sigma_s = \frac{1.35 * P_s}{100 * B}$$

$$\sigma_s = 0.864 \text{ Kg/cm}^2$$

B : la longueur de la base de la semelle en cm.

Contrainte de rideau, des terres et des surcharges

$$\sigma_{r,t,se} = \frac{1.35(P_t + P_r) + 1.5 * P_{sr}}{100 * B_1}$$

$$\sigma_{r,t,se} = 1.2386 \text{ Kg/cm}^2$$

Contraintes de sol

$$\sigma_{1.2} = \frac{1.35 * (P_t + P_r + P_s) + 1.5 * P_{sr}}{100 * B} \pm \frac{6 * M_G}{100 * B^2}$$

Avec :

MG : moment /G des forces verticales + moment /G des forces horizontales (avec l'application de coefficient de pondération) ; G : centre de la partie inférieure de la semelle.

Donc :

$$MG = 5.48 \text{ t.m}$$

$$\text{Alors : } \sigma_1 = 1.439 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 1.11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Au point A : } \sigma_A = -0.984 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Au point B : } \sigma_B = -1.203 \text{ kg/cm}^2 \text{ (le signe - signifie la direction vers le haut)}$$

$$\text{Au point C : } \sigma_C = 3.1 * 10^{-3} \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Au point D : } \sigma_D = -0.0744 \text{ kg/cm}^2$$

Le diagramme des contraintes de semelle du mur bajoyer est dans la figure suivante :

Partie AB

Le consol AB ferrailé avec le moment MB en flexion simple.

Moment à l'encastrement :

$$MB = S\sigma * x_{G1} * 1 \text{ ml} = 27.33 * 1.20 * 1 = 32.796 \text{ t.m}$$

$$S\sigma : \text{Aire du diagramme résultant} = 27.33 \text{ t/m}^2$$

Section à l'encastrement : - b = 100cm.

$$- e = 3 \text{ cm,}$$

$$- d = h - e = 50 - 3 = 47 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} = 0.104$$

$\mu < \mu_l$ pas d'acier comprimés, on est dans le pivot A

$$A_s = \frac{M_e}{\beta * d * \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = 3478.26 \text{ bar} . \text{ (Contrainte maximale de l'allongement de l'acier)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.137 \text{ On est dans le pivot A}$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.945$$

$$d = 47 \text{ cm}$$

$$A_s = 21.22 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,2% de la section du béton en toute section

$$A_{s_{\min}} = 0,5\% (100 * 0.5) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = 25 \text{ cm}^2$$

On choisit 7 barres de diamètre de 25 mm, espacement = 15 cm

Partie CD :

Le consol CD ferrailé avec le moment MC en flexion simple.

Moment à l'encastrement :

$$MC = S\sigma * x_{G2} * 1 \text{ ml} = 0,39 * 0,7 * 1 = 0.273 \text{ t.m}$$

$$S\sigma : \text{Aire du diagramme résultant} = 0,39 \text{ t}$$

Section à l'encastrement : - b = 100cm.

$$- e = 3 \text{ cm,}$$

$$- d = h - e = 50 - 3 = 47 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} = 8.76 * 10^{-4}$$

$\mu < \mu_l$ pas d'acier comprimés, on est dans le pivot A

$$A_s = \frac{M_e}{\beta * d * \sigma_s}$$

Avec :

$\sigma_s = 3478.26 \text{ bar}$. (Contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 1.095 * 10^{-3} \text{ on est dans le pivot A}$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.995$$

$$d = 47 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.17 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,2% de la section du béton en toute section

$$A_{s_{\min}} = 0.5\% (100 * 0.5) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = 25 \text{ cm}^2$$

On choisit 7 barres de diamètre de 25 mm, espacement = 15 cm

Les armatures de répartition 8 barres de diamètre de 10 mm, espacement = 15 cm

VI.2.3 Ferrailage du radier de déversoir

Les forces verticales :

$$\text{Sous pressions : } F_{sp} = \gamma_w * S_{sp} * l = 68.14 \text{ t}$$

$$\text{Poids de radier : } P_r = \gamma_b * S_r * l = 26.784 \text{ t.}$$

$$\text{Poids de la semelle : } P_s = \gamma_b * S_s * l = 50.4 \text{ t.}$$

$$\text{Poids de l'eau amont : } P_w = \gamma_w * S_w * l = 39.325 \text{ t}$$

$$\text{Poids de l'eau aval : } P'_w = \gamma_w * S'_w * l = 11.98 \text{ t}$$

Les forces horizontales :

$$\text{Poussée de l'eau amont : } F_w = 0.5 * \gamma_w * h_{am}^2 = 4.5 \text{ t}$$

$$\text{Poussée de l'eau aval : } F'_w = 0.5 * \gamma_w * h_{av}^2 = 0.8712 \text{ t}$$

Contrainte de rideau, des terres et des surcharges

$$\sigma_{r,t,se} = \frac{1.35(P_s + P'_w + P_r)}{100 * B}$$

$$\sigma_{r,t,se} = 0.926 \text{ Kg/cm}^2$$

Contraintes de sol

$$\sigma_{1.2} = \frac{1.35 * N}{100 * B} \pm \frac{6 * M_G}{100 * B^2}$$

Avec : MG : moment /G des forces verticales + moment /G des forces horizontales (avec l'application de coefficient de pondération) ; G : centre de la partie inférieure de la semelle.

Donc :

$$MG = 16.53 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{1.2} = \frac{1.35 * 81.16 * 10^3}{100 * 1300} \pm \frac{6 * 16.53 * 10^5}{100 * 1300^2}$$

$$\sigma_{1.2} = 0.84 \pm 0.05$$

$$\text{Alors : } \sigma_1 = 0.89 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 0.79 \text{ Kg/cm}^2$$

Contraintes résultantes :

$$\sigma_a = 0.926 - 0.89 = 0.036 \text{ bar}$$

$$\sigma_b = 0.926 - 0.79 = 0.132 \text{ bar}$$

Moment à l'encastrement

$$M = S\sigma * X_G * 1 \text{ ml} = 5.642 \text{ t.m}$$

Sσ : Aire du diagramme résultant = 1.1 t

Remarque : la résultante des contraintes est négative, cela signifie que le moment fléchissant va travailler dans le sens inverse, c.-à-d. vers le haut, donc les armatures tendues seront placées dans la partie supérieure du radier.

Section à l'encastrement

Calcul des aciers :

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} = 0.018$$

$\mu < \mu_l$ pas d'acier comprimés, on est dans le pivot A

$$A_s = \frac{M_e}{\beta * d * \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ bar} . \text{ (Contrainte maximale de l'allongement de l'acier)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.022 \text{ on est dans le pivot A}$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.991$$

$$d = 47 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{5.642 \cdot 10^5}{0.991 \cdot 47 \cdot 3478.26} = 3.48 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,2% de la section du béton en toute section

$$A_{s_{\min}} = 0,5\% (100 \cdot 0.5) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{s_{\text{calculé}}}, A_{s_{\min}}) = 25 \text{ cm}^2$$

On choisit 7 barres de diamètre de 25 mm, espacement = 15 cm

Conclusion

Le calcul de la stabilité et de la conception du déversoir et le coursier a été effectué en prenant en compte les scénarios les plus critiques. À la suite de ces analyses, il a été déterminé que le déversoir est stable sous diverses charges.

Chapitre VII

Organisation de chantier

Introduction

Pour garantir une continuité de travail efficace, il est impératif de mettre en place une organisation du travail optimale. Cela consiste en la recherche de la meilleure utilisation possible de la main-d'œuvre et des ressources matérielles en vue de la réalisation d'un projet de qualité dans un délai minimal, tout en veillant à l'efficacité économique. Il est essentiel d'établir une installation de chantier idéalement située, aussi proche que possible du lieu de travail, et d'assurer une coordination harmonieuse entre les différentes phases des opérations de travail. Cette approche doit être appliquée sur notre site de barrage afin de parvenir à une construction réussie résultant de notre planification bien conçue.

Avant de débiter les travaux sur le chantier, il est impératif de procéder à une étude théorique, appelée planification, qui permet d'organiser la répartition des différentes actions sur le chantier de la manière la plus efficace possible, comme suit :

Étapes du projet de construction de l'évacuateur de crue du barrage GUENITRA en wilaya de SKIKDA :

- Travaux de préparation :
 - Installation du chantier.
 - Mise en place des pistes et des accès au site.
- Réalisation de l'évacuateur de crue :
 - La construction de l'évacuateur de crue et de la prise d'eau est réalisée simultanément.
- Étapes de réalisations :
 - Excavation de la fouille le long de la trace à l'aide d'une pelle.
 - Aménagement du fond du canal.
 - Mise en place des filtres et des drains.
 - Ferrailage, coffrage, bétonnage.
 - Excavation de la fosse d'affouillement.
 - Protection en enrochement à la sortie de l'ouvrage.

L'objectif de notre projet est de réaliser une étude d'estimation des différents travaux de construction de l'évacuateur de crue du barrage GUENITRA, situé dans la wilaya de SKIKDA.

VII.1. Les principaux intervenants sur chantier

Avant d'initier les travaux de réalisation du barrage, il est impératif de rappeler les rôles des différentes entités impliquées dans l'acte de construction.

a) Le maître de l'ouvrage

Le maître de l'ouvrage, qu'il s'agisse d'une personne physique ou morale, est chargé de définir l'objectif à atteindre (le programme), d'organiser le financement, de procéder à la passation des marchés de travaux, et de régler ces derniers. Une fois les ouvrages réceptionnés, le maître de l'ouvrage en devient le propriétaire, et parfois le gestionnaire.

b) Le maître d'œuvre

Le maître d'œuvre, qu'il s'agisse d'une personne physique ou morale, est désigné par le maître de l'ouvrage pour recevoir l'ouvrage, élaborer le dossier de consultation des entreprises, assister le maître de l'ouvrage lors de l'analyse des offres, surveiller l'exécution des travaux, et proposer leur réception et leur règlement après avoir établi le décompte. Dans le cas de la construction d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé d'interpréter son évolution jusqu'à la fin de la phase de mise en eau, et de rédiger le rapport relatif à la première mise en eau.

c) L'entrepreneur

L'entrepreneur, qu'il s'agisse d'une personne physique ou morale, est le titulaire du marché de travaux conclu avec le maître de l'ouvrage. Il est responsable de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur a la charge du chantier et de l'ouvrage en cours de construction jusqu'à leur réception officielle.

VII.2 Travaux préparatoires et installation de chantier

L'aménagement d'un site de chantier requiert un espace considérable, permettant la mise en place de diverses zones de stockage et de voies de circulation pour les engins. Cela est suivi.

Par une occupation progressive de ces espaces par le personnel, les équipements, et les postes de travail fixes. On peut identifier les installations suivantes :

VII.2.1 Installations dédiées au personnel

En général, cela inclut les dortoirs, les réfectoires, les installations sanitaires, et les bureaux de chantier, entre autres.

VII.2.2 Installations pour le stockage des matériaux

Pour le stockage des ciments, nous avons le choix entre des silos métalliques et des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats, quant à eux, peuvent être stockés en plein air, à condition de prévoir des zones distinctes pour éviter leur mélange, facilitant ainsi le dosage du béton. Les aciers sont quant à eux entreposés dans des baraquements ou des hangars pour éviter leur oxydation.

VII.2.3 Installations pour la réparation des engins

En règle générale, les réparations majeures ne sont pas effectuées sur le chantier lui-même. Cependant, il est essentiel de disposer d'un atelier bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents équipements.

VII.2.4 Installations pour la préfabrication

Cette catégorie englobe les hangars équipés du matériel nécessaire pour fabriquer des éléments de l'ouvrage, tels que les poutres, les dalles, les conduites, et autres. Concernant la fabrication des granulats, ceux-ci sont produits dans des stations de concassage et transportés jusqu'à la zone de stockage à l'aide de camions-bennes.

VII.3 Travaux de réalisation

VII.3.1 Implantation des ouvrages sur le chantier (Piquetage)

L'implantation des ouvrages sur le chantier, communément appelée piquetage, représente une étape cruciale dans le processus de construction. Elle consiste à matérialiser l'emplacement de l'ouvrage, y compris ses annexes et les installations mentionnées précédemment, en utilisant des piquets sur le terrain. Deux types de piquetage sont généralement effectués :

- Le piquetage principal, qui concerne les axes de l'ouvrage.
- Le piquetage secondaire (ou complémentaire), qui concerne les bords de l'ouvrage ou son contour.

VII.3.2 Travaux de terrassements

La réalisation des travaux de terrassements nécessite une gestion soignée des masses volumiques de matériaux excavés. Il est essentiel d'adopter des méthodes de travail

économiques pour la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, en tenant compte des caractéristiques techniques des engins mécaniques utilisés.

VII.3.3 Travaux d'excavations

Les opérations d'excavation doivent être exécutées conformément aux spécifications fournies dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces opérations comprennent le décapage, l'excavation et le stockage des déblais. Le décapage de la couche de terre végétale sur les surfaces où seront construites la digue, l'évacuateur de crues, et les zones d'emprunt est suivi du transport de cette terre vers une décharge située dans une zone stable, n'impactant pas le déroulement des travaux ni le régime des cours d'eau.

VII.3.4 Travaux secondaires

Ces travaux sont essentiels pour assurer l'exploitation optimale de l'ensemble des ouvrages. Ils englobent diverses tâches, notamment :

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- La préservation de la stabilité des décharges et leur protection contre l'érosion, en les maintenant éloignées des cours d'eau.
- La reforestation des zones exposées à un risque d'érosion dans les environs du barrage.

VII.4 Les moyens de chantier

En ce qui concerne les ressources humaines, l'entreprise doit fournir des informations détaillées sur les individus responsables du chantier ainsi que sur le personnel intérimaire, en précisant leurs qualifications, références, et compétences. Des indications similaires sont nécessaires pour les techniciens spécialisés, tels que les géotechniciens spécialisés dans les travaux d'étanchéité, d'injection, et autres, qui peuvent être appelés à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre, ainsi que des ouvrages annexes tels que l'évacuateur de crue, nécessite l'utilisation d'une variété d'engins mécaniques destinés à différentes tâches, notamment le scarifiage, l'excavation, le transport, le nivellement, la compaction des matériaux, ainsi que des équipements pour le bétonnage. Il est essentiel de détailler le matériel de compactage, ses fonctions, ses principales caractéristiques, et son rendement pour les divers engins de terrassement et de compactage susceptibles d'être utilisés lors de la construction du barrage.

- **Les moyens humains**

En ce qui concerne les ressources humaines nécessaires pour le projet, il est impératif de justifier la présence de personnel compétent pour la réalisation des études préalables et la construction, en précisant leurs titres et compétences. Le personnel requis pour le projet comprend notamment :

- Le conducteur de travaux, chargé du suivi du chantier et de la supervision des ouvriers.
- Le contremaître.
- Les chauffeurs d'engins, de camions, et de véhicules.
- Les ouvriers.
- Les ferrailleurs.
- Les soudeurs.
- Les coffreurs.
- Les topographes.
- Les ingénieurs spécialisés en hydraulique, génie civil, etc.
- Le géologue, pour la mission géologique pendant la phase d'étude.
- Les cadres dirigeants dans les domaines financiers, ressources humaines, et la sécurité du chantier.

- **Les engins de terrassement**

Le matériel de terrassement comprend une gamme d'engins traditionnels utilisés pour diverses tâches, notamment l'excavation des fondations des ouvrages du barrage, l'extraction et le transport des matériaux de construction, le bétonnage, et la réalisation des finitions (remblai, enrochement, etc.). Les engins couramment utilisés comprennent :

- Les bulldozers, utilisés pour les travaux de terrassement en masse et la création de voies d'accès.
- Les chargeurs, qu'ils soient à pneus ou à chenilles, pour le chargement des déblais.
- Les camions-bennes, pour le transport des déblais et des matériaux de construction.
- Les pelles hydrauliques, pour l'excavation des fondations.
- Les décapeuses.
- Les pompes immergées, pour l'évacuation des eaux du chantier en période hivernale.
- Les camion-citernes, pour le transport de carburant aux engins, ainsi que pour le transport de l'eau nécessaire à la préparation du béton et l'arrosage des pistes afin de réduire la poussière.
- Les compacteurs, utilisés pour compacter les matériaux de construction de la digue.
- Les grues à portique, pour la manipulation du béton, du coffrage et des armatures.

-
- Les camions malaxeurs, pour le transport du béton.
 - Les groupes électrogènes.

- **Le matériel de bétonnage**

Pour la fabrication du béton requis pour les ouvrages en béton tels que l'évacuateur, la tour de prise, le canal de dérivation, etc., on utilise généralement des bétonnières.

VII.5 Planification

La planification consiste en une recherche constante de la meilleure manière d'utiliser de manière économique les ressources humaines et matérielles, dans le but d'assurer une efficacité d'exécution. Son objectif principal est de garantir que le travail se déroule de manière :

- Correcte (dans le bon ordre, avec une séquence logique des opérations du réseau).
- Ponctuelle (sans retard).
- Économique (avec des avantages).

VII.5.1 Attribution des durées pour chaque opération :

L'attribution des durées pour chaque opération repose sur deux éléments essentiels :

1. Le nombre de ressources disponibles (ressources humaines et matérielles).
2. Les dimensions du projet.

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

Q : Quantité de travail

N : Rendement

n : Nombre d'équipes

L'attribution des durées pour chaque opération est étroitement liée à la cadence choisie :

- **Terrassements**

Pour les travaux d'excavation de l'évacuateur de crue, les conditions du terrain permettent d'atteindre des cadences relativement élevées sans contraintes majeures. La cadence moyenne retenue pour les travaux d'excavation de l'évacuateur est de 1000 m³/jour, soit 25 000 m³/mois.

- **Remblais**

- La cadence moyenne pour la mise en place des remblais est de 6000 m³/jour, soit 150 000 m³/mois.

- Cette cadence pourrait être dépassée en augmentant les équipements de mise en place et de compactage, mais en raison de la vulnérabilité des travaux de remblais aux conditions météorologiques, il est préférable de conserver une estimation conservatrice.

- **Bétonnage**

Pour les travaux de bétonnage de l'évacuateur de crue, une cadence de 200 m³/jour a été retenue. Étant donné que les travaux sont en plein air et facilement accessibles, cette cadence peut être atteinte sans difficulté, voire dépassée en fonction des moyens mis en œuvre par l'Entrepreneur.

VII.5.2 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en prenant en compte le temps nécessaire à la réalisation de chaque opération qui le compose. Certaines opérations peuvent être menées en parallèle pour accélérer le processus.

La réussite de ces travaux dépend d'une planification soignée des différentes tâches, impliquant une recherche constante de la meilleure manière d'utiliser la main-d'œuvre et les moyens matériels pour respecter les exigences suivantes :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct, avec une séquence logique des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- L'exécution du travail de la manière la plus économique possible.

VII.5.3 Symboles des différentes opérations

Les symboles des opérations sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 64 : Symboles des opérations

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier et accès	A	5
Installation concassage et centrale à béton	B	4
Travaux de terrassement rives et lit de l'oued.	C	2
Excavation clef Rive gauche (pour l'évacuateur de crue)	D	6
Excavation fondation Rive droit (pour la galerie de dérivation)	E	6
Réalisation de la galerie de dérivation	F	8
Réalisation des batardeaux	G	2
Construction de la digue	H	15
Revêtement des talus de la digue	I	6
Construction de déversoir et coursier	J	7
Construction du bassin de dissipation et excavation canal de fuite	K	7
Réalisation de la tour de prise	L	8
Prise d'eau et Vidange de fond	M	6
Équipements hydromécaniques	N	1
Travaux de finition et mise en eau.	O	4

Donc la réalisation de l'évacuateur de crue va durer 16 mois D'après le diagramme de GANTT

VII.5.4 Techniques de la planification

Il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

- Méthode basée sur le réseau ou méthode C.P.M .
- Méthode basée sur le tableau
- Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

VII.5.4.1 Méthodes basées sur le réseau

Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".

Réseau à nœuds : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.

Cette méthode consiste à faire le calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau 65 : Les paramètres du réseau à nœuds

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

$$\text{Et : } \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \\ DCP_i + TR = DFP_i \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{cases}$$

Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double

$$\text{Condition suivante : } C.C \leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

$$DTR = \sum TR = 5 + 2 + 5 + 15 + 6 + 8 + 6 + 1 + 4 = 52 \text{ mois}$$

D'après le réseau à nœuds le temps de réalisation total du barrage est de 52 mois (annexe VI)

VII.5.4.2 Méthode du tableau

Il s'agit de faire le calcul en utilisant un tableau conçu pour le calcul de la durée du projet.

Définition du chemin critique. Elle s'applique à base du réseau à fléché.

Les résultats de calcul par cette méthode sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau 66 : Détermination du chemin critique par la méthode du tableau

Opération	TR (mois)	D.P		D.F.P		MT
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1-2	5	0	5	0	5	0
2-3	4	5	9	32	36	27
2-4	2	5	7	5	7	0
3-5	7	9	14	36	43	27
3-6	0	9	9	37	37	28
4-6	6	7	13	31	37	24
4-7	5	7	12	7	12	0
5-12	5	14	19	43	47	28
6-8	8	13	21	37	45	24
7-9	15	12	27	12	27	0
8-12	2	21	23	45	47	24
9-10	6	27	33	27	33	0
10-11	8	33	41	33	41	0
11-12	6	41	47	41	47	0
12-13	1	47	48	47	48	0
13-14	4	48	52	48	52	0

Du tableau le temps de réalisation est de 52 mois.

Conclusion

Organiser le barrage Guenitra en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles et à temps si c'est possible, les tâches à exécuter pour la construction de ce barrage.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible de tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier.

Malgré le planning établi, mais sur terrain on ne pourra jamais éviter certains problèmes et obstacles, qui vont retarder un peu l'avancement des travaux, notamment les intempéries, les crises des matières premières (aciers, ciment, produit chimiques,...)...Etc.

La construction du barrage Guinitra devrait durer environ 4 années et 4 mois dont 16 mois sont consacrés pour la réalisation de l'évacuateur de crues.

CONCLUSION GENERALE

Le site du barrage Guenitra, situé dans la wilaya de Skikda, représente un excellent potentiel qu'il convient d'exploiter pour résoudre les problèmes liés aux ressources en eau. Les caractéristiques du barrage et son emplacement offrent la possibilité de concevoir plusieurs alternatives pour l'évacuateur de crue, parmi lesquelles nous avons étudié deux options.

L'analyse des variantes de l'évacuateur de crues pour le barrage Guenitra (wilaya de Skikda) peut être résumée comme suit :

Le volume non-réservé normal (VNNR) est de 43,175 millions de mètres cubes, dont 30,5 millions de mètres cubes (V_u) sont utilisés pour l'irrigation et 12,675 millions de mètres cubes (V_m) pour le stockage.

Le débit de dimensionnement pour une période de retour de 1000 ans est de 1491 mètres cubes par seconde.

La largeur optimale du déversoir est de 75 mètres, avec une hauteur de charge de 4,37 mètres.

Deux variantes ont été étudiées : un évacuateur latéral à entonnement frontal et un évacuateur latéral à entonnement latéral. Les deux options sont adaptées au barrage et réalisables.

La décision finale repose sur des considérations topographiques et économiques. La variante choisie est l'évacuateur latéral à entonnement frontal, qui comprend un déversoir de type Creager avec un parement amont vertical, un chenal d'écoulement, un coursier et un bassin de dissipation de type USBR III. Du point de vue du génie civil, le déversoir et les murs bajoyers présentent une stabilité satisfaisante, et un plan de ferrailage a été élaboré.

La durée totale de construction du barrage est de 52 mois, dont 16 mois sont dédiés à la réalisation de l'évacuateur de crue.

En conclusion, la construction de l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal ne pose pas de problèmes techniques particuliers.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

A.N.B.T. Rapport de l'étude géologique et géotechnique de barrage de Guenitra w. de SKIKDA)

BENLAOUKLI B. et TOUAÏBIA B., 2004. Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. Blida.

BIZOT E, 1956. Béton armé. Editions Eyrolles. Paris.

DESIGN OF SMALL DAMS (1987) United States of the Department of the interior, Bureau of Reclamation. Third Edition.

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.

Technique des barrages en aménagement rural

TOUAIBIA. B (2004) Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida

USACE Engineering and Design. Hydraulic design of Spillway, Engineer Manual EM 1110-2-1603, January 1990.

Annexes

ANEXE I

Tableau I.1: Résultats de compactage pour silt argileux

	dmin	dmax	moy	min	max	moy.
LESI (300 éch.)	1,69	1,80	1,75	15,4	21,6	18 %
DGIH (283 éch.)	1,62	1,97	1,74	10,8	24,1	18 %

Tableau I.2: Résultats de compactage pour gravies argileux

Nombre de passes	Mesures D.G.I.H.		Mesures LESI Grand volume (120 l.)
	Petit volume (40 l.)	Grand Volume (120 l.)	
6	1,88 t/m ³	1,95 t/m ³	1,929 t/m ³
9	1,84	1,96	1,955
12	1,96	1,97	1,988
18	1,919		

Tableau I. 3: Caractéristique de cisaillement silt argileux

	court terme		long terme		\bar{B}
	c	ϕ	c'	ϕ'	
A.P.D.	0,5 b	15°	0,2	30°	0,85
Exécution	0,45 b	14,5°	0,3	24°	0,6

Tableau I. 4: Caractéristique de cisaillement gravies argileux

	Contraintes totales			Contraintes effectives	
	i	c		c'	
Cisaillement rapide	24 à 27 %	0	17°	0,1 b	27,5°
	14 %		24°	0,1 b	32°
Triaxiaux	10 %	0,45 b	13 à 14,5°	0,3 b	24°
	16 %	essais impossibles - échantillon trop plastique			

Tableau I. 5: caractéristiques des matériaux et terrains de fondations

CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX ET TERRAINS DE FONDATIONS
UTILISEES DANS LES CALCULS DE STABILITE

Projet suivant exécution

Zone N°	Zone du barrage	Types de matériaux ou de fondation	R E S I S T A N C E S						POIDS SPECIFIQUE		PERMEABILITE m/s
			Court terme		Long terme		Sec	Humide	w		
			ϕ	c t/m ²	ϕ'	c' t/m ²	γ_d t/m ³				
1 x	Noyau étanche	Silt argileux à gravier	15	5	30	2	1,70	2,00	1.10 ⁻⁸		
2 x	Recharges amont et aval	Graves argileuses	14	4,5	24	3	1,75	2,05			
3 x	Remblais graveleux	Graves	23	0	32	2	1,95	2,18	5.10 ⁻⁷		
4 - 6 x	Filtres, transition	Sables et graviers classés	17	15	24	10	2,02	2,22			
5 - 7 x	Drain et protection amont	Enrochements triés et graviers grossiers	37	-	37	-	2,15	2,25	7.10 ⁻⁵		
8	Protection aval	Blocs arrondis	40	-	40	-	2,20	2,30			
9 x	Remblais tout venant aval	Graves	35	-	35	-	1,99	2,10	2.10 ⁻³		
10	Remblais tout venant amont	Graves	37	-	37	-	1,94	2,10			
			40	-	40	-	1,70	1,80	1.10 ⁻²		
			41	-	41	-	1,94	2,08			
			40	-	40	-	1,70	1,80			
			40	-	40	-	2,15	2,25			
			-	-	-	-	2,18	2,29			
			40	-	40	-	2,15	2,25			
			-	-	-	-	2,18	2,29			

x valeurs moyennes obtenues en fin de chantier.



Figure I.1: Localisation des gites à matériaux

Tableau.II.1 : les pluies maximales journalières enregistrées dans la station Pluviométrique
SKIKDA source ANRH

Année	spet	oct	nov	déc	jan	Fév	mar	avr	mai	juin	juil	aout	Pjmax
1968	4,5	0	10,1	13,8	9,4	3	6,4	5,8	5,5	9,8	0	9,3	13,8
1969	71,3	33,8	1,6	34	13,8	33,8	11,8	43,4	10,6	3,1	0	6,1	71,3
1970	0,9	18,2	4,2	14,9	32,7	38,4	39,1	5,2	16	4,1	6,8	0,2	39,1
1972	12,6	38,1	0	27,8	55,6	28,9	29,4	19,4	0	24,2	0	0	55,6
1973	23,2	25,1	11,5	24,8	0,8	26,2	14,2	13,1	16,2	0	3,6	0	26,2
1974	29,7	21,5	17,4	9,4	9,4	39,7	15,7	8,1	32	0	0	0	39,7
1975	17,8	15,1	22,2	12,3	33,4	26,8	30,1	16,4	15,7	2,4	12,7	7,9	33,4
1976	0	27	41	8,2	18,4	4,8	6,1	22,5	46,9	20,9	0	13,5	46,9
1977	3,9	0	29,1	2,9	27,1	22,1	18,6	15,8	24,2	0,4	0	25,3	29,1
1978	3,8	10,2	50,3	7,6	23,9	24,3	13,3	31,8	4,1	25,3	4,2	0,6	50,3
1979	19,1	18,8	9,5	20,4	19,6	20,9	27,4	15,9	22,3	0,6	1,2	1,6	27,4
1980	10,9	5,1	14,1	41,9	17,7	13,9	18,6	10,1	8,1	31,7	0	12,9	41,9
1981	9,7	6,3	16,7	24,3	17,1	12,1	29,5	13,8	12,3	7,3	0	0	29,5
1982	6,5	142	55,5	27,7	7,3	14,2	10,7	7,3	8,2	2,4	0	1,2	142
1983	14,8	24,6	28,9	10,6	18,9	53	5,6	9,8	2,1	7,2	0	6,2	53
1984	11,9	24,1	4,3	97,6	18,6	23,7	44,9	15,9	19,9	2,1	0	0	97,6
1985	0	15,2	7,2	14,4	36,6	14,6	33,7	10,4	8,6	5,1	5,2	0,4	36,6
1986	13	23,4	52,3	31,8	17,2	29,2	17,3	13,4	20,1	0	2,2	0,3	52,3
1987	0,3	16	20,2	11,1	17,1	21	9,2	10	7	10,1	7,1	0	21
1988	17,1	1,3	21,1	72,6	28	18,1	25,4	10,8	5	6,1	2	4,5	72,6
1989	15	40,2	19,5	35	63	1,1	14,2	20,1	11,1	19,7	3,1	3,1	63
1990	0	5	31,4	48,2	15,5	27,2	41	20,5	24,2	16,5	0	3,1	48,2
1991	31,1	36,9	19	10,5	22,9	24,9	27	19,7	53	9,3	8,7	0	53
1992	0	11,1	32,5	70,9	28,6	15,7	13,7	7,6	29,6	10,2	0	1,2	70,9
1993	8,1	23,1	7,1	50	19,7	29,3	11,5	12,4	3,4	0	0	0	50
1994	6,6	34,5	16,6	34,4	95,9	12	39,8	18,9	5,3	13,7	0	2,7	95,9
1995	38,8	16,7	10,1	12,3	34,3	39	17,4	32,5	23,5	7,3	1,5	1,5	39
1996	16,1	9,1	0,5	38	17,9	10,7	38,4	21,2	9,5	9,9	0	9,1	38,4
1997	17,2	5	34	24,8	7,5	26,7	16,5	36,2	28,9	2,5	0	7,2	36,2
1998	39,1	14,5	43	8	39,5	8,6	11,5	9,2	4,1	3,9	4	3,9	43

1999	5,2	9,4	12,7	44,4	7,6	11,2	6,7	5,2	78,3	4,9	0	8,9	78,3
2000	1,9	32,6	15,1	14,1	36,1	23,1	13,2	13,1	14,1	0	0	0,3	36,1
2001	14,4	4,9	26,5	12	0	32,9	6,1	23,8	5,3	2,7	21,1	18,7	32,9
2002	4,5	16,6	28,7	29	42,5	24,8	16,1	36,5	10,6	0,8	0	0	42,5
2003	36,5	15,6	7,1	0	16,2	12,9	13,4	30,5	32,9	18,8	0	5,1	36,5
2004	12,6	12,9	114,1	31,1	19,7	20,1	12,4	51,1	0	0	1,6	1,9	114,1
2005	7,3	6,6	7,4	40,7	22,9	26,8	13,4	2,5	16,6	0	0	5,4	26,8
2006	16,9	24,6	20	46,6	8,4	14,9	44,1	11	4,8	14,8	0,6	1,9	46,6
2007	12,4	15,4	12,9	70,7	5,9	16	35,1	14,1	18,7	5,9	2,9	1,7	70,7
2008	16,4	12,3	20,9	12,6	50,5	12,7	15,6	32,9	27,7	0	3,1	1,1	50,5
2009	53,4	17,3	16,9	19,3	38,6	7,7	14,7	9,2	26,7	8,6	0,8	3,1	53,4
2010	12,3	18,9	46,9	30,3	11,6	101,3	58,2	12	16,5	15,7	3,8	4,2	101,3

Tableau III.1 : 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,		2.10	2.50	2.90	3.10	

conglomérats, marnes.				
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

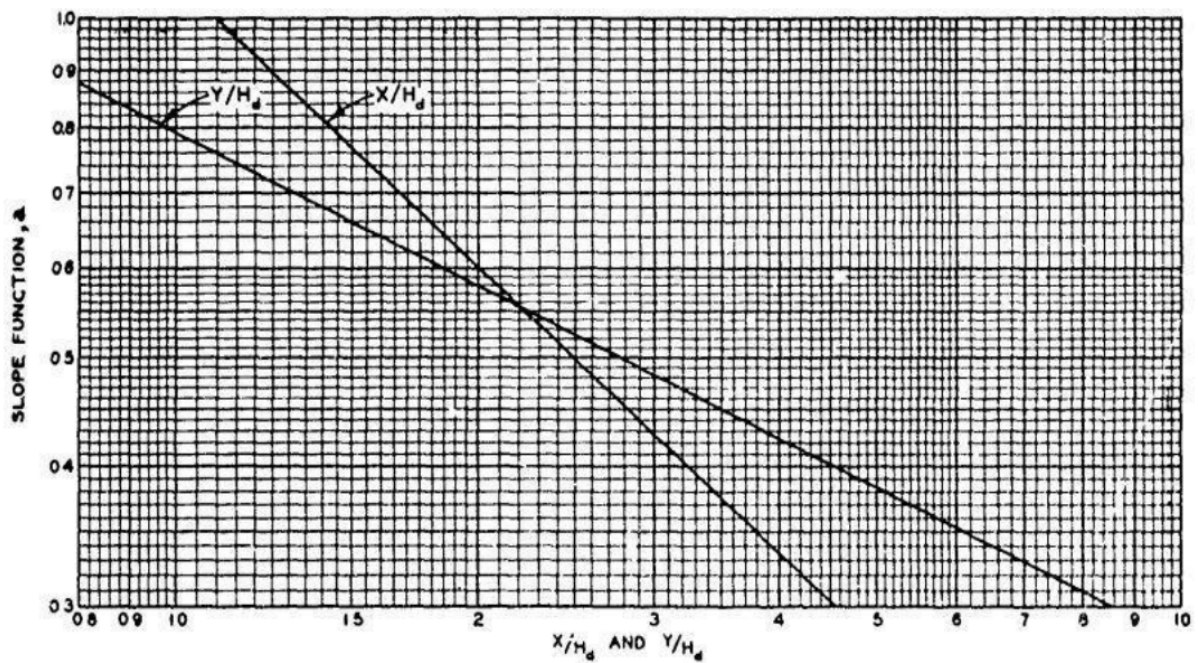


Figure III.1 : Abaque des coordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR

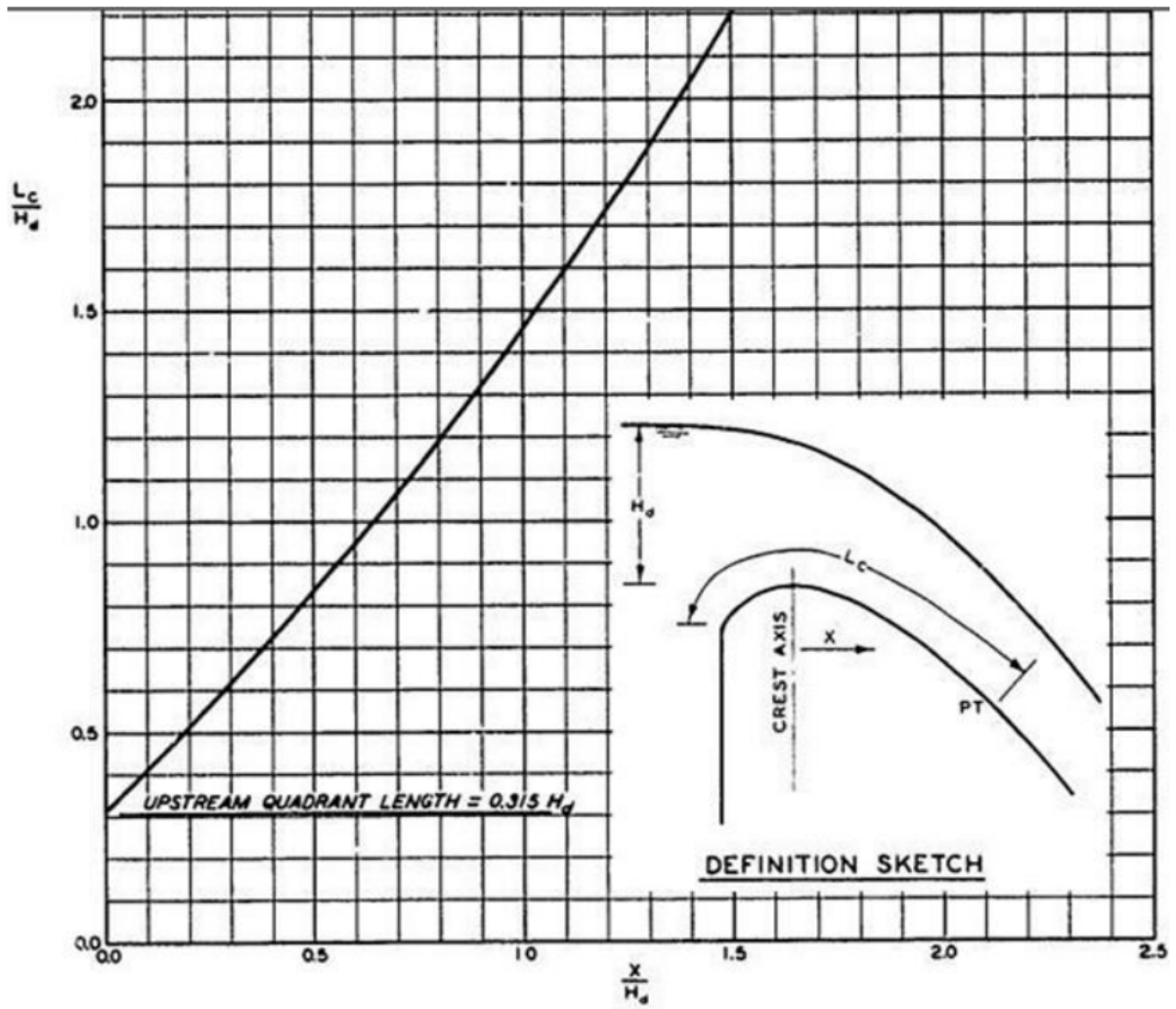


Figure III.2 : Abaque des coordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR

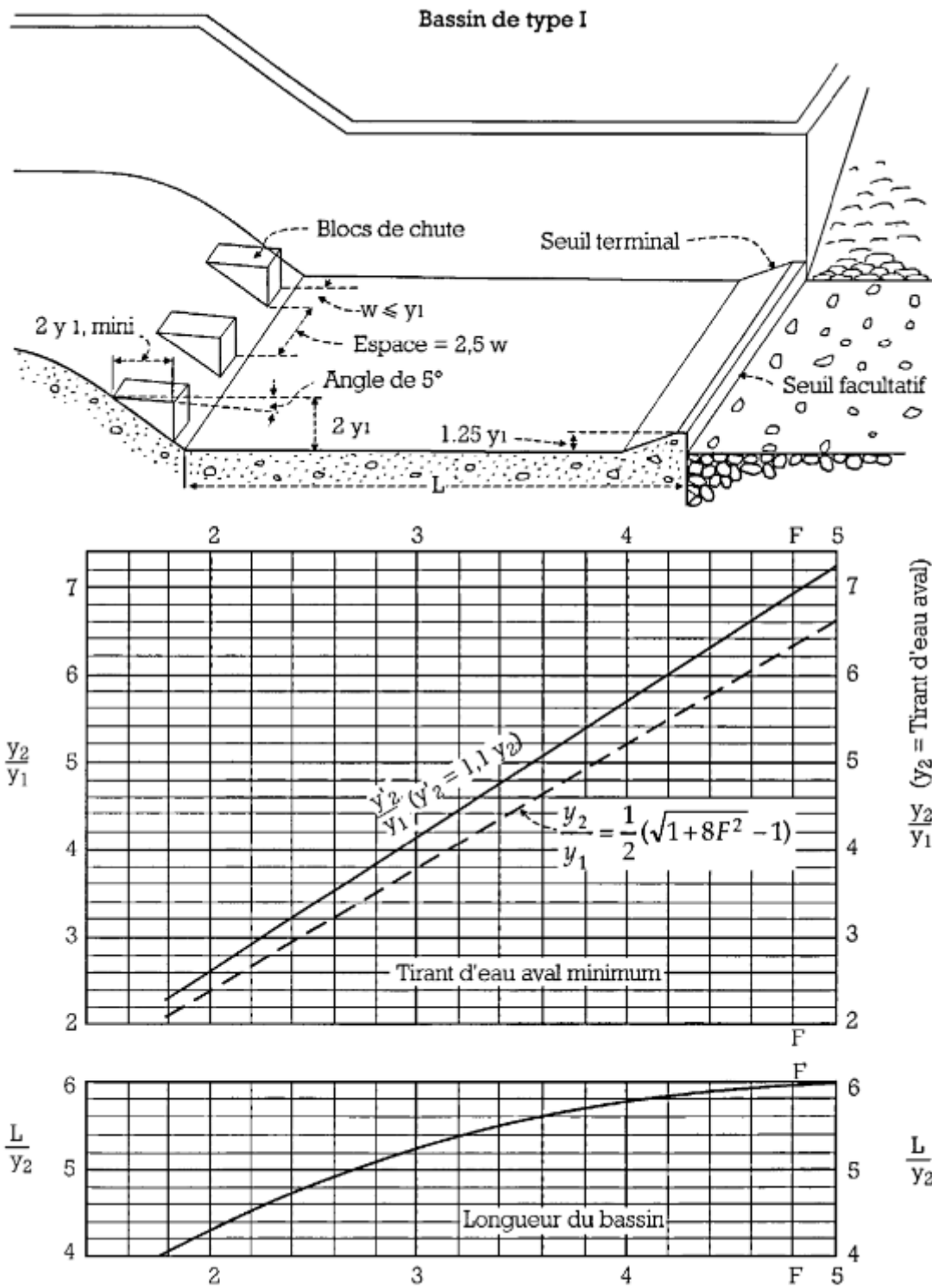


Figure III.3 : Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type I (USBR).

(Extrait de «DESIGN OF SMALL DAMS»).

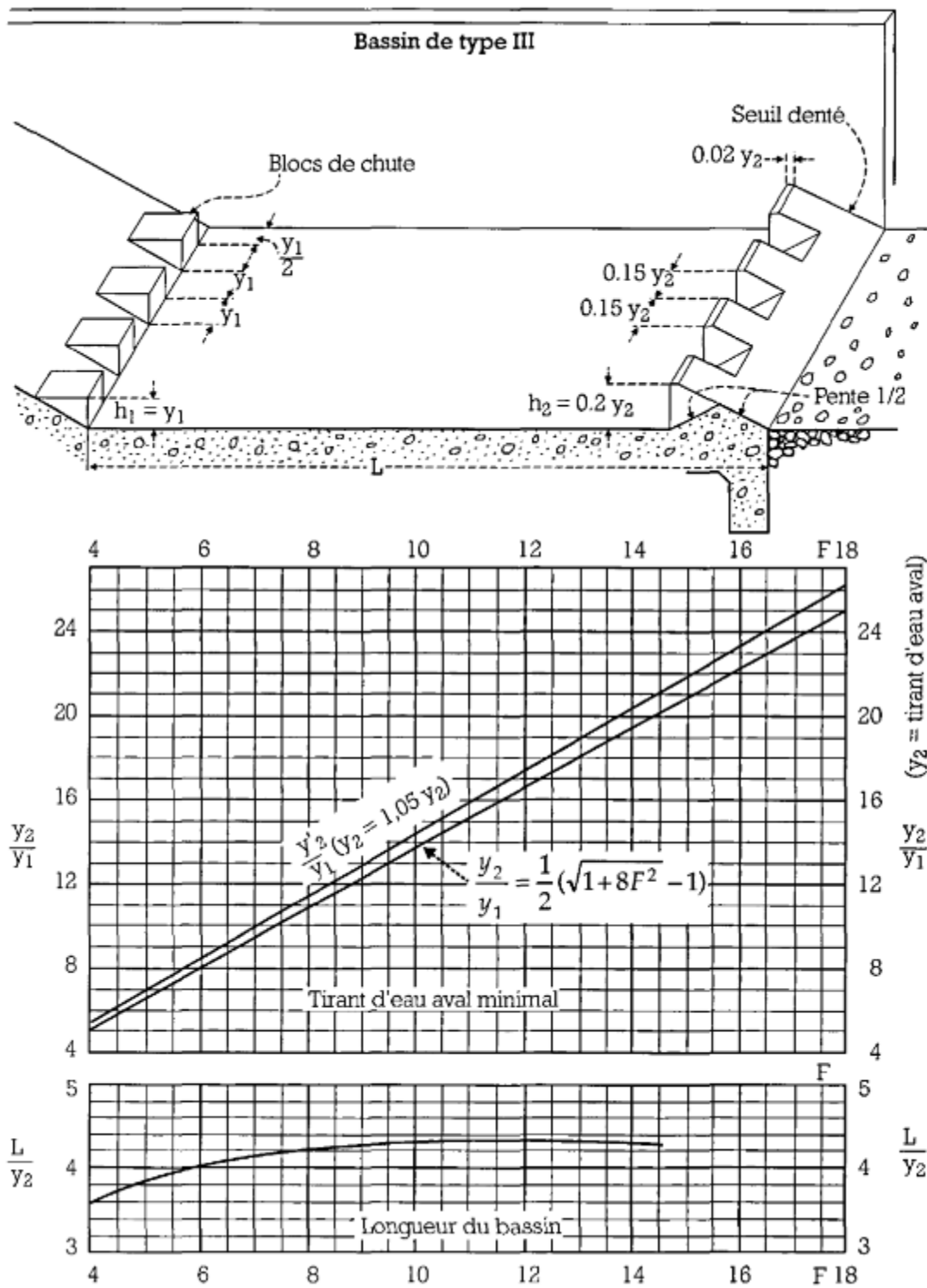


Figure III.4 : Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type III (USBR).
(Extrait de «DESIGN OF SMALL DAMS»).

Annexe IV

Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'état limite ultime

