الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTIN DES OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME :

ETUDE DE LA RETENUE COLINNAIRE SUR OUED SABOUNE COMMUNE SEFIANE W. BATNA

Présenté par

AROUFI HAYET

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HADJ SADOK	PRFESSEUR	Président
ZAIBAK ISSAM	M.A.A	Examinateur
BOUZIANE MAMAR	M.AA	Examinateur
BEN SALAH MOHMED DRAIDI	M.C.B	Promoteur

Session 2020/2021


بسم الله الرحمن الرحيم

ℜ Dédicace ℵ

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de mon père, que je n'oublierai jamais et qui aurait comblé de
Bonheur s'il était encore dans ce monde, que Dieu ait son âme et l'abrite dans
Son immense paradis.
A la bougie qui a éclairé mon chemin depuis ma naissance, à celle dont j'ai
Prononcé le premier mot, source de ma vie et de mon bonheur, à ma mère.
A mes très chers frères :
Mohamed et Sofiane sans oublier Yassin
A tous mes oncles et tantes et leurs enfants. Sans oublier mes grandes mères.
A mon fiancé Mourad pour son encouragement et son confiance, à toute sa
Famille.
A tous mes amis (es) surtout
chahineze ,rokaia ,hayet ,racha ,.
.
A toute la promo ENSH 2020-2021

HAYET AROUFI

ℜ Remerciements ℵ

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu»

Je remercie fortement mon promoteur : M r BENSALAH MOHMED de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Mes remerciements vont également à :

- *Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*

Je tiens à remercier aussi :

- *Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
- *les étudiants de l'ENSH*
- *Tout ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire..*

HAYET

ملخص

في اطار السياسة الجزائرية لحماية وتعبئة الموارد المائية التي تعمل على تحسين القطاع الزراعي الذي يساهم بشكل مباشر في التنمية الاقتصادية. . من خلال هذا العمل قمنا بدراسة سد مائي على واد صابون في بلدية سفيان بولاية باتنة. بعد إجراء ملخص للدراسة الجيولوجية ، قمنا بإجراء الدراسة الهيدرولوجية ودراسة نماذج لنتمكن من اختيار السد المناسب. ثم انتقلنا إلى تصميم الهياكل المساعدة مثل : مفرغ الفيضانات، مأخذ الماء ومفرغ القعر. وأخيرا اختتمنا هذا العمل بدراسة بتنظيم الموقع والحماية والسلامة في العمل.

الكلمات المفتاحية:

الهيدرولوجيا، والجيولوجيا، مفرغ الفيضانات، مأخذ الماء ومفرغ القعر

Dans le cadre de la politique Algérienne pour la protection et la mobilisation des ressources en eau qui permet d'améliorer le secteur agricole qui participe au développement économique. Le présent travail consiste à l'étude d'une retenue collinaire sur l'Oued Saboun dans la commune de SEFIAN Wilaya de Batna. Après avoir effectué une synthèse de l'étude géologique, nous avons réalisé l'étude hydrologique et l'étude des variantes pour pouvoir choisir la digue appropriée. Nous avons ensuite procédé au dimensionnement des ouvrages annexes tel que : l'évacuateur de crue, la prise d'eau et la vidange de fond. Enfin, nous avons conclus ce travail par l'étude de l'organisation de chantier, la protection et la sécurité de travail.

Les mots clés

Hydrologie, géologie, évacuateur de crues, prise d'eau et vidange de fond.

Abstract

Within the framework of the Algerian policy for the protection and mobilization of water resources which improves the agricultural sector which participates in economic development. The present work consists of the studying a water dam on the Oued Saboun in the municipality of Sefian in the state of Batna. After carrying out a synthesis of the geological study, we carried out the hydrological study and the study of the variants to be able to choose the appropriate dike. We then proceeded to the sizing of ancillary structures such as: the spillway, the water intake and the bottom drain. Finally, we concluded this work by studying the site organization, protection and safety at work.

key words :

Hydrology, geology, spillway, water intake and bottom drainage.

Sommaire

Introduction ……... 02

Chapitre I : PRESENTATION DU LA ZONE D'ETUDE

Introduction…… **04**

I Situation géographique……. **04**

II Choix du site de la retenue collinaire……. **05**

III Caractéristiques morphologiques……... **05**

IV Caractéristiques climatiques du site du barrage…… **05**

IV.1Température……. **06**

IV.2 Evaporation…….. **07**

IV.3 Vitesse de vent……. **07**

IV.4 Humidité relatif de l'aire…… **08**

Conclusion ……. **09**

Chapitre II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Introduction……. **10**

I/ Morphologie du terrain……. **10**

II/ Tectonique ……. **10**

III/ Séismicité …….. **10**

IV. Géotechnique……. **12**

IV.1/ Reconnaissance de terrain ……. **12**

IV.2.Travaux de reconnaissance …… **12**

IV.3.Perméabilité de la fondation de la retenue ……. **13**

V. Etude géotechnique …….. **14**

V. 1.Caractéristiques de la cuvette ……. **14**

VI./ Evacuateur de crues ……. **15**

VI .1/Essais au laboratoire et in-situ ……... **15**

VI .2/ Echantillons remaniés (fouilles) …….. **15**

VII/ Résultats des travaux de reconnaissance et essais in- situ au laboratoire…….. **16**

CONCLUSION ……... **21**

CHAPITRE III ETUDE HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION ……. **23**

I. Bassin versant……. **23**

II. Comportement hydrologique ……... **23**

II.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant…… **24**

III. Caractéristiques hydrographiques …… **26**

III.1 Le relief…… **26**

III.2.Les principales caractéristiques altimétriques correspondent … **30**

III.3. Les indices de pente …….. **31**

III.4.Les Temps de concentration du bassin versant tc …….. **33**

IV. Précipitation…….. **35**

IV.1 Répartition de la pluie moyenne mensuelle …… **36**

IV.2.Répartition de la pluie journalière maximale …….. **36**

IV.3.Choix du modèle fréquentiel…….. **37**

IV.4. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités ……. **43**

IV.5.Etudes des apports ……. **46**

IV.6. Apport moyen annuel (A0) …… **46**

IV.7 Formules Empiriques …….. **46**

IV.8 Caractéristiques de l'écoulement …… **47**

IV.9. Coefficient de variation ……. **48**

V Irrégularité des apports …….. **49**

V.1 Estimation fréquentielle des apports …….. **49**

V.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel ……. **49**

VI Etude des crues ……. **50**

VI.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue……. **50**

VI.2 Hydrogramme de crue……. **53**

VI.3 Estimation de la crue de projet…… **56**

VII Transport solide …… **58**

VII.1Formules empiriques …….. **58**

VII.2 Calcul du volume mort …….. **59**

VII.3 Régularisation …….. **60**

VII.4 Répartition des besoins …… **61**

VII.5.Répartition mensuelle de l'apport A80% …….. **61**

VII.6. Calcul du volume utile…….. **65**

VII.7 Répartition mensuelle de l'apport A80% …….. **65**

VII.8.Calcule du volume utile interannuel par la méthode kirstly – menkel……. **65**

VIII laminage des crues ……. **70**

VIII.1.Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993)……... **74**

IX Etude d'optimisation ……..… **82**

IX.1 Calcul du coût approximatif de la digue ……. **82**

IX.2 Calcul de la revanche …….. **83**

IX.3 Largeur en crête……... **83**

IX.4.Calculer le tassment du barrage……. **84**

IX.5. Calcul le volume et le coût de la digue ……. **84**

IX.6. Calcul du coût de l'évacuateur de crues ……. **88**

IX.7. le coût total du barrage …… **91**

CHAPITRE IV . ETUDE DE VARIANT

Introduction…… **93**

I. Le choix du site du barrage ……. **93**

II. Le choix du type de barrage…… **93**

III. Les variantes à choisir ……... **95**

III.1 .Barrage en terre Homogène ……... **95**

III.2.Barrage à zones ……... **95**

III.3 Barrage en enrochement avec masque en béton…….. **96**

III.4.pentes des talus ……... **96**

IV. Etude comparative …… **97**

IV.1. 1.barrage homogène……... **97**

IV.2. Barrage zoné …….. **98**

IV. 3. Barrage en terre avec masque en béton …… **99**

V. Estimation du coût des variantes …… **99**

CONCLUSION ……... **100**

CHAPITRE V . ETUDE DETAILLEE DE LA VARIANTE CHOISIE

Introduction …… **102**

I. Conception de La Digue……... **102**

I.1.la revanche du barrage…….. **102**

I.2la Hauteur du barrage…….. **102**

I.3.largeur en crête …….. **102**

II. Classification de l'ouvrage ……. **102**

II.1.Pentes des talus …… **103**

II.2.Protection des talus …….. **104**

III. Drainage de la digue ……. **106**

III.1Constitution et fonctionnement des filtres et drains …… **106**

III.2.Etanchéité du barrage ……. **110**

III.3.La clé d'ancrage …….. **111**

III.4.Protection de la crête …….. **111**

IV. Etude des infiltrations …….. **111**

IV.1.Hypothèse de calcul …… **112**

IV.2.ligne de saturation ……... **112**

IV.2.1.Construction de la ligne de saturation ……. **114**

V. Calcul du débit de fuite par infiltration ……. **114**

V.1 Digue ……..…….. **114**

V.2.Fondation…….. **115**

VI. Calcul de stabilité ……. **116**

VI.1 Conséquences de l'instabilité des talus……. **116**

V.2 Méthode de calcul ……... **116**

V.3. Calcul manuelle ……. **117**

V.4.1Principe de la méthode …….. **117**

V.5. Calcul des forces appliquées à chaque tranche…….. **119**

V.6. Classement des forces…….. **120**

V.7. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement……..…….. **120**

Conclusion ……. **122**

CHAPITRE VI . LES OUVRAGES ANNEXES

Introduction……. **124**

I. Ouvrage d'évacuation de crues…….. **124**

I.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue…… **124**

I.2 Différents types des évacuateurs de crues……. **124**

II Choix du tracé de l'axe…… **126**

III.1 Caractéristiques de l'évacuateur de crue…… **127**

III.2. Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue…… **127**

III.3.Chenal d'écoulement …….. **130**

III.4 Le coursier……... **131**

III.5Calcul du convergent…… **132**

IV Classification du mouvement et du régime d'écoulement…….. **134**

IV.1Calcul de la ligne d'eau dans le coursier…….. **134**

V Dissipateur d'énergie …….. **135**

V.1Dimensionnement du bassin ……. **136**

V.2 Canal de restitution …….. **137**

VI Conception de l'évacuateur de crues ……... **139**

VI.1 Hauteur des murs bajoyers…….. **139**

VII Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier …… **140**

VII.1.Vérification de l'apparition des vagues roulantes ……. **140**

VIII. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange…….. **140**

VIII.1 Calcul du débit de vidange…… **140**

VIII.2.Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre…… **141**

VIII.3Correction du coefficient de débit µ…….. **142**

VIII.4.Coefficient de pertes des charges singulières……... **142**

IX Dimensionnement de la prise d'eau…… **143**

IX.1.Correction du coefficient de débit µ : on utilise la formule VI.31…… **143**

IX.2Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau…… **144**

Conclusion…… **144**

CHAPITRE VII . ORGANISATION DE CHANTIER

INTRODUCTION …….. **146**

I Organisation générale de chantier …… **146**

II Installations du chantier ……. **147**

III Ordre d'exécution des travaux …….. **147**

IV Succession des opérations du chantier …….. **147**

V Besoins Mécaniques Des Principaux Travaux…….. **148**

V.1 Travaux de terrassement ……..…… **148**

V.2 Excavation de la fouille …… **148**

V.3 Exécution de la digue…… **149**

V.4 Exécution de l'évacuateur de crues …….. **149**

V.5 Rendement des différents engins …… **150**

VI Planification ……. **152**

VI.1 Techniques de la planification ……. **152**

VI.2 Méthodes basées sur le réseau……. **152**

VI.3.Construction du réseau …….. **153**

VI.4.Différentes méthodes basées sur le réseau **153**

VI.5 Les étapes de la planification …… **154**

VI.6 Choix de la méthode de calcul ……. **154**

VI.7 Les paramètres de la méthode C.P.M ……. **154**

VI.8 Chemin critique (CC) ……. **155**

VI.9 Attribution des durées de chaque opération …… **155**

VII Les plannings …… **156**

VII.1 Plan de travail au plus tôt ……. **156**

VII.2 Plan de travail au plus tard (ptpp) …….. **156**

VII.3 Plan De Travail Intermédiaire …….. **156**

VIII Délai de construction et programme des travaux …… **156**

IX Symboles des différentes opérations …….. **157**

X. Détermination des chemins critiques ……. **159**

Conclusion…… **163**

CHAPITRE VIII SECURITE DE TRAVAIL

INTRODUCTION ……..…… **165**

I. CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL ……. **165**

I.1 Causes humaines ……..…….. **165**

I.2. Causes techniques …… **165**

II Conditions dangereuses dans le chantier …….. **164**

III Actions dangereuses …….. **164**

IV Mesures préventives ……. **164**

V Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation …… **167**

VI Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel ……. **169**

VII Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation **169**

Conclusion…… **170**

CONCLUSION GENERAL…….. 172

LES ANNEXES ……..

LISTE DES FIGURES

FIGURES CHAPITRE I

Figure I.1 : Vue satellite du site de la retenue collinaire d'Oued SABOUN(googl earth)…… **05**

Figure I.2 Répartition de température moyenne mensuelle de la station de BATN……. **06**

Figure I.3 répartition mensuelle de l'évaporation dans le site d'étude….. **07**

Figure I.4 répartition mensuelle de l'humidité de l'aire……. **08**

FIGURES CHAPITRE II

FigureN°1 :carte de micro zonage de l'Algérie selon le RPA 99/2003….. **11**

FIGURES CHAPITRE III

Figure III.1: réseau hydrographique d'un bassin versant oued saboun (Batna)……... **21**

Figure III.2 : Différents types des BV selon le coefficient de Gravelius **25**

Figure III.3 : carte hypsométrique d'Oued saboun……. **27**

Figure III.4: Courbe de niveau d'Oued saboun…….. **28**

Figure III.5 : Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin de l'Oued saboun……. **29**

Figure III.6: La répartition mensuelle de la précipitation……... **36**

Figure III.7 : Droite de d'ajustement à la loi de GUMBEL…… **40**

FigureIII.8 : Droite de d'ajustement à la loi de GALTON…….. **42**

Figure III.9: les Courbes de précipitation de courte duré d'un période de retour **45**

Figure III.10: les Courbes d'intensité d'un déférente période de retour… **45**

Figure III.11: La répartition mensuelle de l'apport (80 (%))……. **50**

Figure III.12 : Les Hydrogramme de crues……. **56**

Figure III.13 : la courbe capacité –surface –hauteur…….. **64**

Figure III.14 : Les Hydrogramme de crues et Hydrogramme d'évacuation…….. **70**

Figure III.15 : courbes H=(Q.q)…….. **74**

Figure III.16 : courbes V=(Q.q)…….. **74**

Figure III.17 Laminage à travers un barrage…….. **75**

Figure III.18 : courbes f(Qs) = (2S/Δt+Qs) …… **78**

Figure III.19 : de Hydrogramme d'entrée et Hydrogramme de sortie…… **81**

Figure III.20 : courbes d'optimisation……. **91**

FIGURES CHAPITRE IV

Figure IV. 1: Les defferent types des barrages en terres……. **94**

Fig**ure IV. 2** : Barrage en terre Homogène……... **95**

Figure IV. 3 : Barrage à zones …… **96**

Figure IV. 4 : Barrage en enrochement avec masque en béton……... **96**

FIGURES CHAPITRE V

FigureV.1 la projection des paramètres de Kozeny sur la digue…… **113**

FIGURES CHAPITRE VI

Figure VI.1: Dimensions du déversoir……. **128**

Figure VI. 2: Profil du déversoir……. **129**

FIGURES CHAPITRE VII

Figure VII.1planifié de l'organisation de chantier…….. **146**

Figure VII 2 : Travaux de terrassement…….. **148**

Figure VII 3: Excavation de la fouille …… **149**

Figure VII 4: Engin de prélèvement ……... **150**

Figure VII 5: Engin de transport……. **150**

Figure VII 6 : Engin compactage…… **151**

Figure VII. 7: Réseau à nœuds…… **158**

FIGURES CHAPITRE VIII

Figure VIII 1 : les signaux pour sécurité de travaille…….. **167**

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAUX CHAPITRE I

Tableau I.1 : les coordonnées UTM de site…….. **04**

Tableau I.2 : Répartition mensuelle de la température moyenne…….. **06**

Tableau I.3 : Répartition mensuelle de l'évaporation…… **07**

Tableau I.4: Répartition mensuelle de vitesse de vent……... **08**

Tableau I.5 : Distribution mensuelle de l'humidité de l'aire……. **08**

TABLEAUX CHAPITRE II

Tableau II.1: Coefficients d'accélération sismique…… **11**

Tableau II.2: les travaux de reconnaissance…….. **13**

Tableau II.3 Sondage de Tranchée T1 : rive droite…… **13**

Tableau II.4 Sondage de Tranchée T2 dans l'oued…….. **14**

Tableau II.5 Sondage de Tranchée T 3 : rive gauche…… **14**

TABLEAUX CHAPITRE III

Tableau III.01: Calcul des surfaces cumulées ……. **28**

Tableau III.02 :les altitudes dune bassin versant oued saboun……. **30**

Tableau III.03 : les résultats pour calcules l'indice de pente de roches … **32**

Tableau III.04: Caractéristiques hydromophométriques du bassin versant……. **35**

Tableau III.05 : les Coordonnée d'une station de NGAOUS…… **35**

Tableau III.6:Répartition mensuelle de la précipitation…… **36**

Tableau III.7: Caractéristiques de la série avec N=58ans……. **37**

Tableau III.8 : modèles fréquentiels et leurs validités…… **38**

Tableau III.9 : Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL……. **39**

Tableau III.10: Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL

et de l'échantillon…… **40**

Tableau III.11: Résultat de l'ajustement a la loi Log normal……. **41**

Tableau III.12 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Log Normale …….……. **42**

Tableau III.13: Pluies de courtes durées pour les différentes fréquences et leurs intensités…….. **44**

Tableau III.14: Tableau récapitulatif des apports……. **47**

Tableau III.15: Les apports fréquentiels…… **49**

Tableau III.16: Répartition mensuelle des apports…… **49**

Tableau III.17: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)…… **51**

Tableau III.18: Récapitulatif des résultats de la formule POSSENTI…... **51**

Tableau III.19: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TURRAZA)…… **52**

Tableau III.20: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de Giandotti) ……. **52**

Tableau III.21: Récapitulatif des résultats de débit de crue……. **53**

Tableau III.22 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ….. **54**

Tableau III.23: Débits fréquentielles pour la construction des Hydrogramme de crue……. **55**

Tableau III.24: Catégories des dommages résultant des crues…… **57**

Tableau III.25: Crue de projet recommandée …….. **57**

Tableau III.26: Choix de la crue de projet……. **58**

Tableau III.27: Répartition mensuelle des besoins…… **61**

Tableau III.28: Répartition mensuelle des apports…… **61**

Tableau III.29: les caractéristiques topographiques et volumétriques…... **62**

Tableau III.30: Répartition mensuelle des besoins…….. …….. **65**

Tableau III.31: Répartition mensuelle des apports ……. **65**

Tableau III.32: Répartition mensuelle de pluies et son débit 1……. **66**

Tableau III.33: Répartition mensuelle des apports…… **67**

Tableau III.34: calculer de la composante interannuelle par krustly – Menkel…… **68**

Tableau III.35: les résultats de défirent volume …….. **69**

Tableau III.36 : les donnes initiales…….. **72**

TableauIII.37:Résultats de la méthode Kotchiri…… **73**

TableauIII.38:Résultats de la méthode Muskingum…….. **75**

TableauIII.39:Résultats de Hydrogramme d'entrée et Hydrogramme de sortie……. **79**

Tableau III.40: Differetes largeurs en crête……... **84**

Tableau III.41: Calculer le volume de la digue pour hd=2.3m……. **85**

Tableau III.42: Calculer le volume de la digue pour hd=2.2m……. **85**

Tableau III.43: Calculer le volume de la digue pour hd=2.1m…….. **86**

Tableau III.44 Calculer le volume de la digue pour hd=2m…… **86**

Tableau III.45: Calculer le volume de la digue pour hd=1.9m…… **87**

Tableau III.46: Calculer le volume de la digue pour hd=1.8m……. **87**

Tableau III.47: Coût et volume de la digue……... **88**

Tableau III.48: Coût de déversoir…….. **89**

Tableau III.49: Coût de coursier…… **90**

Tableau III.50: Coût total de retenue……. **91**

TABLEAUX CHAPITRE IV

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus…….. **97**

Tableau IV.02 : . Comparaison financière des trois variantes…… **99**

TABLEAUX CHAPITRE V

Tableau V.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation……. **103**

Tableau V.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus…….. **103**

Tableau V.3 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues……... **104**

Tableau V.04 : La valeur de C…… **105**

Tableau V.5 : coordonnées de ligne de saturation……. **114**

Tableau V.6 : débit d'infiltration a travers la fondation……. **115**

Tableau V.7:Débit de fuite de Barrage…….. **115**

Tableau V.8 : détermination des rayons max et min……. **117**

Tableau V.9 : les valeurs admissibles des coefficients de sécurité…… **118**

Tableau V.10 : détermination des rayons max et min…… **118**

Tableau V.11 : Les caractéristiques géotechniques des sols…….. **121**

Tableau V.12 : le résultat de calcul de la stabilité de Méthode de FELLENIUS……. **122**

TABLEAUX CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : Sélection des types d'évacuateurs de crue……. **126**

Tableau VI.2 : Les coordonnées du profil de déversoir…….. **129**

Tableau VI. 3 : Calcul de la profondeur normale……..…… **131**

Tableau VI. 4 : Calcul de la profondeur normale…….. **134**

Tableau VI.5 : Données de calcul……... **134**

Tableau VI. 6 : Ligne d'eau…… **135**

Tableau VI.7 : Calcul de la profondeur normale…… **138**

TABLEAUX CHAPITRE VII

Tableau VII. 1 : Les paramètres de la méthode C.P.M…….. **154**

Tableau VII. 2: Symboles des opérations…….…… **157**

Tableau VII. 3 : Détermination des chemins critiques…….. **159**

Tableau VII. 4: Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire oued saboun……. **159**

TABLEAUX CHAPITRE VIII

Tableau VIII. 1: Mesures appropriées à envisager……. **168**

Tableau VIII 2: Vitesse de l'air dans les différentes canalisations…… **170**

LISTE DES PLANCHES

Planche 01 : levé topographique

Planche 02 : Profils en long

Planche 03 : coupe géologique de l'axe du barrage et profil en long de la digue.

Planche 04 : coupes en travers de la digue

Planche 05 : Schéma de calcul de la stabilité

Planche 06 Profil en long de l'évacuateur de crue

Planche 07 : Profil en long de l'évacuateur de crue.

Planche 08 plan de l'aménagement

LISTE DES ABREVIATIONS

ANRH : Agence National des Ressources Hydriques.

BV : Bassin Versant.

DRE : Direction des Ressources en Eau.

MNT : Modèle Numérique de Terrain

O.R.S.T.O.M : Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer .

ONM : Office National Météorologique.

OUTILS DE TRAVAIL

HYFRAN

L'ajustement des fonctions de distribution est réalisé à l'aide du logiciel Hyfran (Bobée et al 1999) conçu par l'Institut national de la recherche scientifique – Centre Eau Terre Environnement (INRSETE). Le critère d'information bayésien est utilisé pour déterminer la distribution qui s'ajuste le mieux aux données

ARC-GIS est une suite de logiciels d'information géographique (ou logiciels SIG) développés par la société américaine Esri (Environmental Systems Research Institute, Inc.). Arc GIS est composée de trois parties (Applications ou logiciels) essentiels :

- Arc Map : Permet d'éditer les fichiers en format géo data base

- Arc Catalog : Permet la gestion des données c'est –à-dire d'obtenir le maximum d'information sur l'objet édité. Il d'agit d'un système de gestions de bases de données (SGBD).

- Arc ToolBox : Composée d'un ensemble d'outils de transformation des données

AutoCAD

Est un logiciel de dessin et conception assistée par ordinateur (CAO), créé en 1982 par Autodesk et fonctionnant exclusivement sous Microsoft Windows et récemment sur Mac. Utilisé pour la conception de plans en 2D et 3D. Il est développé et commercialisé par Autodesk Inc. et a été l'un des premiers programmes de CAO qui pourraient être exécutés sur des ordinateurs personnels.

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Introduction

L'eau est une source Naturelle essentielle pour l'être vivant, sa demande est en croissance permanente. À cet effet on peut dire que la rareté des ressources en eau est liée directement à l'accroissement des besoins. Notre pays a souffert des problèmes de sécheresse abondante dans certaines régions des inondations dans autres, ce qui nous pousse à réfléchir au problème deux fois plus. Dans le cadre du développement agricole qui a été basé dans les années précédentes sur l'irrégularité des pluies et qui aujourd'hui demande la mobilisation des volumes d'eau .La direction de l'hydraulique de la wilaya de BATNA a programmé retenues collinaires sur oued SABOUN.

Pour bien mener cette étude, nous avons scindé notre travail en huit chapitres repartie comme suite, dont le premier s'occupe de la présentation générale de la zone d'étude, le deuxième sera dédié à l' analyse des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable ensuite un l'étude hydrologique suivi de l'analyse des variantes de la digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi que une étude détaillée de la conception, d'infiltration et de stabilité des talus. Ensuite, on fera une étude des ouvrages annexes à savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, Un autre chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes taches de réalisation ainsi que le planning des travaux. En terminant, un chapitre traitera la protection et la sécurité de travaille.

CHAPITRE I

PRESENTATION DU LA ZONE D'ETUDE

Introduction

L'étude d'une retenue collinaire, est basée sur une bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site. Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant de barrage, la vallée del'oued, à l'amont et l'aval du barrage, L'étude nous impose plusieurs variantes de choix des axes de l'implantation du barrage, qu'on devra choisir la meilleure solution de point de vue économique et technique. D'une manière générale, le choix de l'emplacement d'un barrage se fait, selon a procédure suivante :

- Analyse des cartes topographiques.
- Reconnaissance du terrain par des études géologique et topographique.
- Vérification de la structure du terrain au moyen du test de forage, de l'essai de perméabilité ou d'autres techniques possibles.
- Estimation du mécanisme d'écoulement des eaux a partir des résultats de l'observation des oueds.
- données hydrologiques et météorologiques, telles que la pluviométrie et le débit du cours d'eau, sont également collectées pour déterminer la nécessité du barrage

I Situation géographique

Géographiquement, la retenue collinaire sur OUED SABOUNE est située dans la commune Sefiane à l'ouest du de la wilaya de BATNA à une distance de 75 Km, elle est limitée par : à l'est par Djebel ich Ali et Djebel ech chaffa, à l'ouest par Kef sefian au sud La commune de seguana, au nord par Djebel refaa.

Tableau I. 1 : les coordonnées UTM de site

Site	X (km)	Y(km)	Z (m)
Site	743532	3920836	994

. Source ANBT

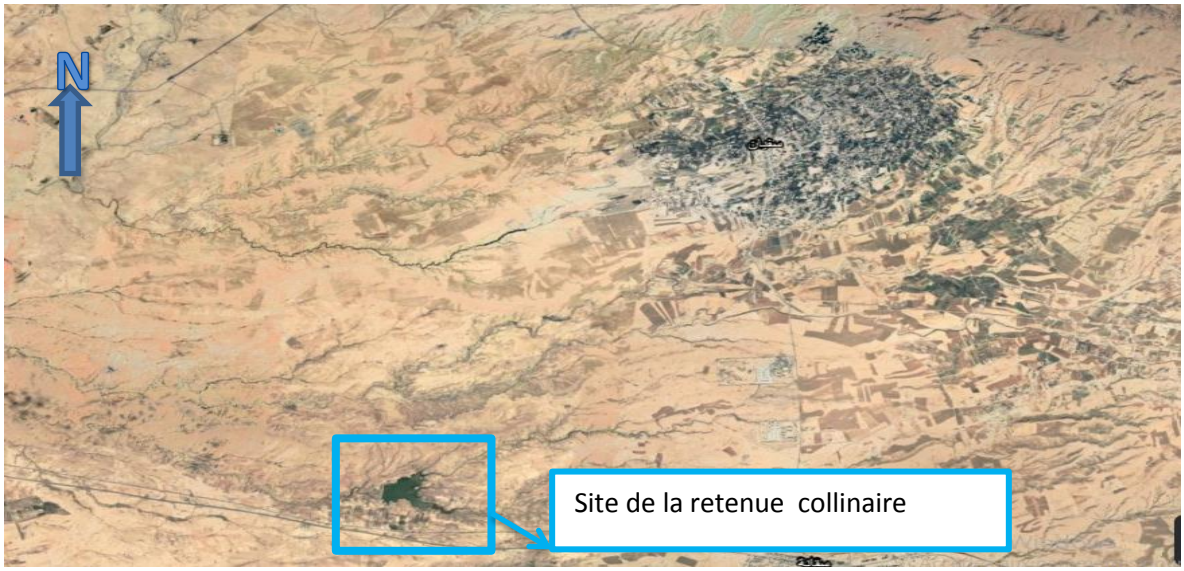


Figure I.1 : Vue satellite du site de la retenue collinaire d'Oued SABOUN(googl earth **)**

II Choix du site de la retenue collinaire

L'étude de la recherche du site a un but à la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques. Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'une retenue collinaire, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans le barrage.
- Une Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter lacréation d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

III Caractéristiques morphologiques

La région des Aurès se caractérise dans sa globalité par plusieurs traits importants tels que la diversité des formes, l'aspect massif des éléments d'un milieu de montagnes importantes a un milieu saharien.

Les oueds représentent les principaux cours d'eau traversant le cours du massif des Aurès.

IV Caractéristiques climatiques du site du barrage

Les conditions climatiques dans le bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau.

Le bassin versant OUED SABOUNE est dépourvu de poste climatologique, l'estimation des différentes caractéristiques climatique s'est faite sur la base de la station climatologique BATNA qui gérée par l'Office National de la météorologie (ONM d'Algérie).

IV.1Température

Les températures moyennes mensuelles de la station de BATNA sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Répartition mensuelle de la température moyenne

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avril	mai	jui	juil	aout	moy
Tmoy (°C)	20.3	14.8	9.6	5.9	4.9	6	8.5	11.9	15.9	20.9	24.7	24	14

Source ANBT

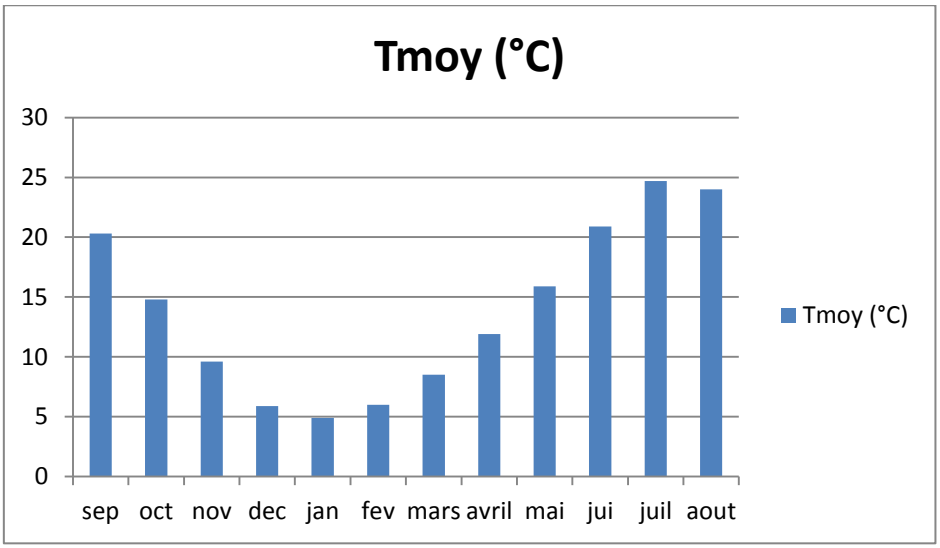


Figure I.2 Répartition de température moyenne mensuelle de la station de BATN

IV.2 Evaporation

Etant donné l'importance de l'évaporation dans l'analyse de la ressource en eau, sa bonne estimation est nécessaire pour le calcul de régularisation des débits et de dimensionnement de la digue et de ces différents ouvrages annexes. La répartition mensuelle de l'évaporation est présentée dans le tableau I.3

Tableau I.3 : Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Janv.	Fev.	Mars	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Aout.	Somme.
E(mm)	161.27	139.6	91.76	69.86	65.06	72.78	118.6	143.41	182.29	220.62	298.02	248.03	1811.36

Source ANBT

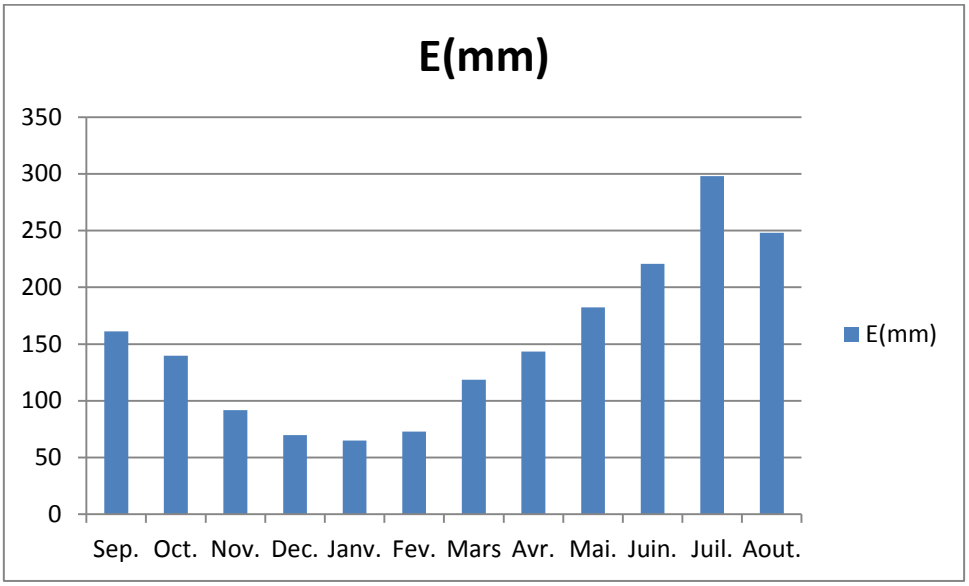


Figure I.3 répartition mensuelle de l'évaporation dans le site d'étude

IV.3 Vitesse de vent

Les vents les plus dominants sont ceux provenant du nord – ouest et du sud – est de la zone connait le SIROCCO pendant les mois de juillet et aout avec une moyenne annuelle de 15 jours. Le tableau suivant indique les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles

Tableau I.4: Répartition mensuelle de vitesse de vent

	Sens	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
Saisons	Automne	6.8	20.3	6.4	2.5	3.1	36.7	18	9
	hiver	9.3	22	2.1	1.4	1.4	33	20.6	12.1
	printemps	8.7	23.5	3.2	4.4	4.5	28.7	18.3	9.8
	été	8.6	28.6	3.7	3.4	6.1	25.6	15.3	7.3

Source ANBT

IV.4 Humidité relatif de l'aire

La distribution mensuelle de l'humidité de l'aire est, mesurée par l'hygromètre .

Tableau I.5 : Distribution mensuelle de l'humidité de l'aire

Mois	sep	oct.	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	jui.	juil	aout	moy
H(%)	60	67	73	77	76	71	67	64	59	53	44	47	63

Source ANBT

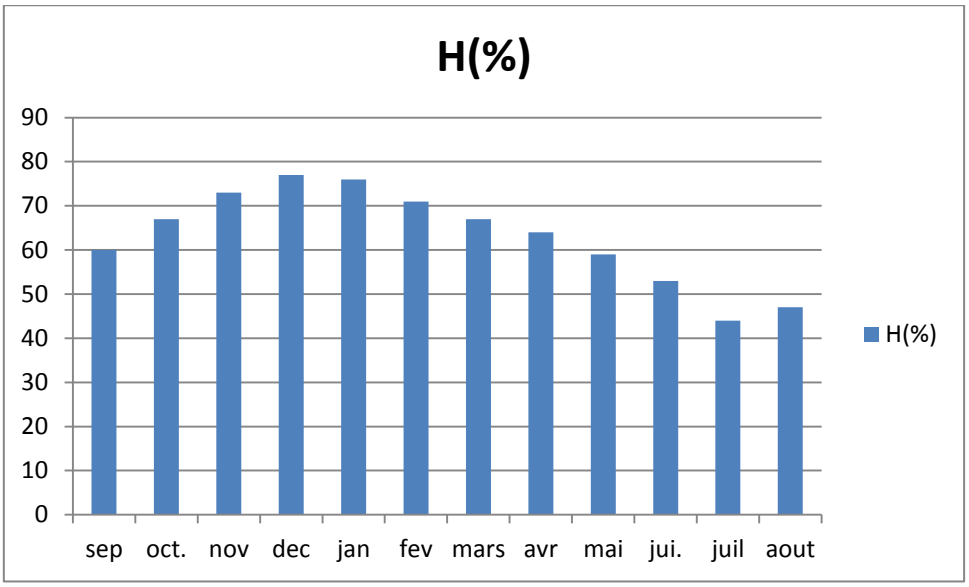


Figure I.4 répartition mensuelle de l'humidité de l'aire.

Conclusion :

.le choix de l'emplacement d'une retenue collinaire se fait, selon les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Introduction

Ce chapitre est le résultat des Essais mécaniques, physiques qui ont été menées en vue de connaître la géologie de surface et de sous-surface, les formations devant supporter la digue principale, leur stabilité, et les zones d'emprunt.

I/ Morphologie du terrain

L'observation des formations géologiques faites sur le terrain comportant la description détaillé des différentes formations visibles de la région que basée sur l'examen de la carte géologique. Principalement la présence de montagnes importantes à un milieu saharien.sa montre la présence de la forte pente a relativement moyen.

Au niveau de l'axe de la digue (rive gauche +droit) d'oued SABOU .Nous avons principalement les formation marneuse a marne argileuse de des banc des calcaire et des formation alluvionnaire au niveau du lie d'oued SABOU.

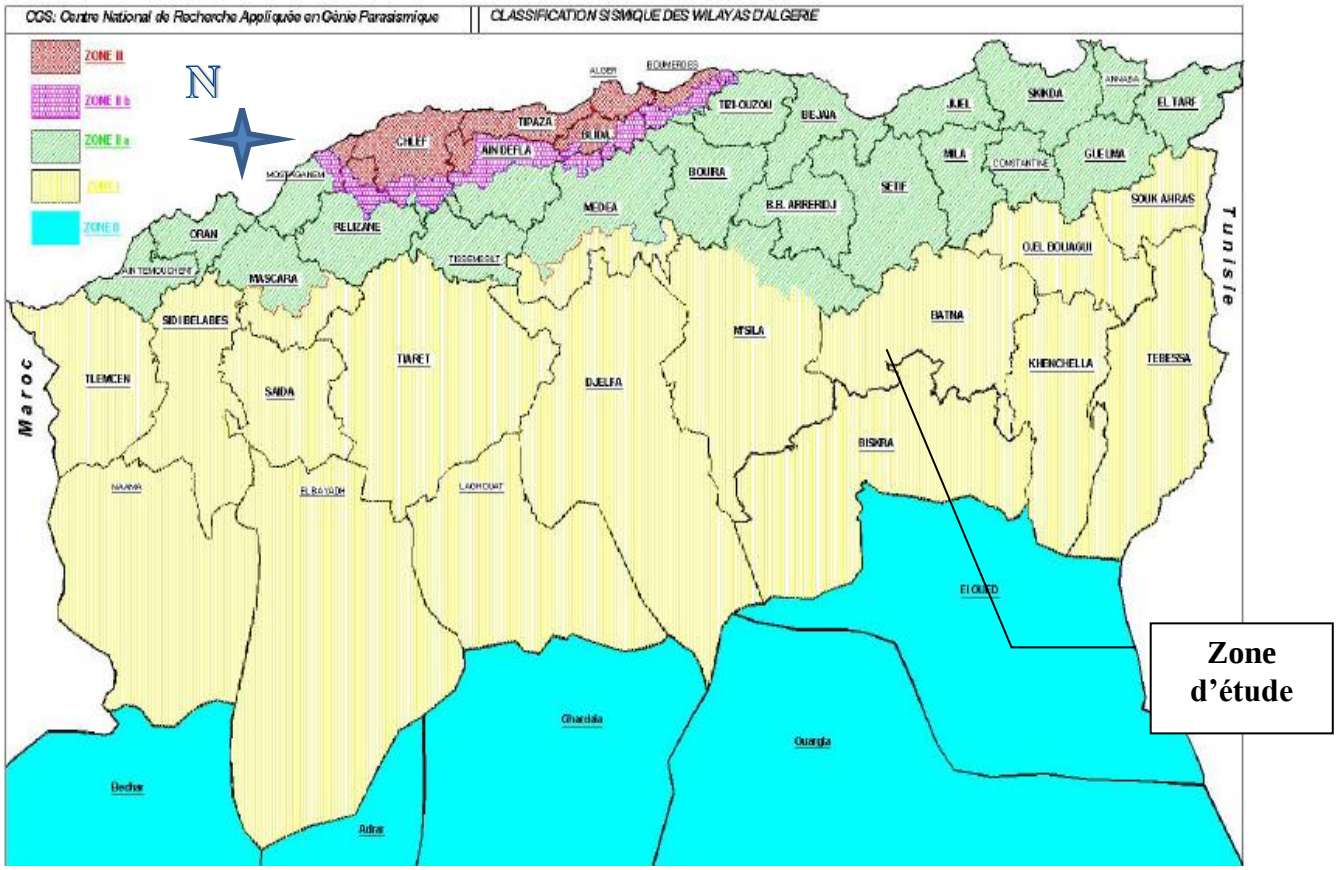
II/ Tectonique

De façon très schématique, on peut distinguer dans les Aurès, un type de failled'orientation Nord-Nord-Ouest à Sud-Sud-Est, dans les formations du Miocène. Cependant,au niveau d'oued SABOUNE, nous pouvons distinguer quelques petites failles à la faveur des affleurements qui ont rejoué verticalement et qui ont mis des terrains d'âge différent en contact.

III/ Séismicité

Cette partie de l'étude a pour but d'estimer le niveau de l'activité sismique de la région où sera implantée la retenue collinaire et d'évaluer l'accélération horizontale à prendreen compte notamment pour le dimensionnement de la digue.

Et cette carte nous montre les différentes zones sismiques de l'Algérie y compris larégion ou se trouvera notre barrage. Suivant les règles Parasismiques Algériennes RPA 1999 / version 2003.



FigureN°1 :carte de micro zonage de l'Algérie selon le RPA 99/2003

La carte de micro-zonage établit par le centre de recherche en génie parasismique (CGS) montre que le site d'oued SABOUN, dans la wilaya de BATNA est situé dans la zone I classé par le règlement parasismique Alegria RPA99/2003 de faible sismicité.

Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération sismique selon la zone et l'importance de l'ouvrage:

Tableau II.1: Coefficients d'accélération sismique.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance.
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

La retenue collinaire qui sera projetée dans cette zone appartient au groupe d'usage 1B, comme défini dans le RPA 2003 et de ce fait, le coefficient d'accélération **A** = **0.12g**.

IV. Géotechnique

IV.1/ Reconnaissance de terrain

La reconnaissance de la zone d'étude et de la cuvette a été effectuée selon deux campagnes . Distinctes :

- La première par la réalisation de fouilles pour la recherche des matériaux de construction qui serviront à l'édification de la digue.
- La deuxième par la réalisation de trois tranchées à l'axe du site pour la reconnaissance géologique mais également pour connaître le degré d'étanchéité du sol de fondation.

La reconnaissance de terrain nous permettra de :

- Faire la description lithologique du sol de fondation de la digue et de la cuvette en précisant sa qualité.
- définir les caractéristiques hydrogéologiques dans le cas où le niveau de la nappe alluviale de l'oued est atteint par les tranchées ou les fouilles.
- définir et délimiter les zones d'emprunt des matériaux de construction après leur analyse en laboratoire.

Ce présent rapport est une synthèse de toutes les données ayant été développées durant toutes les phases de cette étude.

IV.2.Travaux de reconnaissance

Il a été prévu de réaliser à l'emplacement supposé de la digue de la retenue collinaire trois (03) tranchées avec récupération d'échantillons intacts paraffinés et d'échantillons remaniés. La tranchée T1 en rive droite, la tranchée T2 dans l'oued et la tranchée T3 en rive gauche.

Ces tranchées ont été réalisées essentiellement pour la reconnaissance du sol d'ancrage de la digue, la détermination la profondeur du substratum, et également de connaître la capacité à retenir des eaux par l'intermédiaire d'essais de perméabilité sur les échantillons récupérés au niveau des tranches.

Aussi six (06) fouilles au niveau de la cuvette de la retenue pour la recherche des matériaux de construction

Les fouilles F1, F2, F3, F4 , F5 et F6 ont été exécutées dans la cuvette de la retenue dansle but de sélectionner les matériaux de construction les plus adaptés qualitativement.

Tableau II.2: les travaux de reconnaissance

N°	Travaux de reconnaissance	Quantité de travaux	
		Sol de fondation	Cuvette
01	Tranchées	03	/
02	Fouilles	/	06

IV.3.Perméabilité de la fondation de la retenue

D'après « les pratiques américaines de Gauthier et Villars », on peut considérer comme pratiquement imperméables les terres dont le coefficient de perméabilité K est inférieur à $5.80.10^{-7}$ m/s. Les essais de perméabilité réalisés sur les échantillons reconstitués des tranchées T1, T2 et T3 au niveau de l'axe de la digue nous confirmeront le caractère imperméable ou non de la couche de fondation qui supportera la digue.

Il a été prévu de réaliser trois (03) tranchées au niveau de l'axe supposé de la digue. La première T1, en rive droite, de 5m de profondeur, la deuxième T2, dans l'oued de 2.5 m de profondeur et la troisième T3 en rive gauche, de 4m de profondeur .

Tableau II.3 Sondage de Tranchée T1 : rive droite

Sondage	Profondeur en m	Description du sol	Perméabilité	Observations
T1	0.5 – 5	Marne argileuse t réagià l'acide.	**10^{-7} m/s**	Imperméable

Nous pouvons déduire que la formation entre 0,50 et 4 m de profondeur est imperméable.

Tableau II.4 Sondage de Tranchée T2 dans l'oued

Sondage	Profondeur en m	Description du sol	Perméabilité	Observations
T2	0.5-2	Marnes argileuses brunessableuses de terrasses, recouvrant les alluvions grossières.	**5.80. 10^{-7}**	Pratiquement Imperméables

Cette série de marne argileuse brune recouvre une couche alluvionnaire d'environ 80 cm d'épaisseur, ce qui nous amène à fonder la digue sous cette couche à environ 3 m de profondeur, dans les marnes qui constituent le substratum imperméable.

Tableau II.5 Sondage de Tranchée T 3 : rive gauche

Sondage	ndeur enm	Description du sol	Perméabilité	Observations
T3	4	Marne argileuse t réagià l'acide..	**$2.5.10^{-7}$ m/s**	Imperméable

Le tableau nous montre que la formation est imperméable sachant que la perméabilité a été mesurée à **$k=2.5.10^{-7}$m/s** traduisant ainsi une étanchéité quasi parfaite et qui est justifié pour des terrains de cette nature.

V. Etude géotechnique

V. 1.Caractéristiques de la cuvette

a. Perméabilité de la cuvette

La cuvette de l'oued est plus ou moins large dans l'ensemble, surtout juste en amont de l'axe, ce qui n'est pas le cas à l'extrémité de la cuvette où elle se rétrécit légèrement.. Au vu de la constitution lithologique de la cuvette, elle ne devrait pas présenter de fuite vers les bassins versants voisins. Sachant que le matériau de recouvrement est constitué principalement de marnes argileuses surtout en rive droite et gauche dont la perméabilité a été mesurée lors des essais au laboratoire sur des échantillons remaniés prélevés.

b. Stabilité des versants de la cuvette

Lors de la reconnaissance de l'oued, nous avons pu observer que les crues avaient créé des affouillements à la base des talus de la rive gauche, non loin de la fouille F1.

Ces masses de terre que les eaux de l'oued érodent en bordure de rive constituent un volume relativement appréciable de terre en fonction du volume régularisable en eau. Lors de la réalisation de la retenue, les pentes devront être adoucies pendant les prélèvements des matériaux pour une meilleure stabilité des talus qui aura pour conséquence une faible érosion et un minimum d'apports solides lors des crues. Les risques de glissement sont généralement liés au mécanisme d'affaissement des pentes naturelles suivant une ligne de rupture.

VI./ Evacuateur de crues

D'après les travaux de la reconnaissance sur site, les deux rives pouvaient recueillir l'évacuateur de crues. Il reposera sur les marnes argileuses brunes sableuses mises en évidence par la tranchée T1 en rive. Le prolongement de l'évacuateur de crues en aval de la digue sera facilité par la proximité du lit de l'oued qui va dans le même sens et par la faible pente de la rive droite.

VI .1/Essais au laboratoire et in-situ

A ce stade de l'étude, il a été réalisé des essais physiques et mécaniques sur des échantillons remaniés et intacts. Ils ont concerné six (06) échantillons remaniés pour T1, T2 et T3 dans l'axe de la retenue (axe) et F1, F2, F3, F4,F5 et F6 pour la cuvette. Cependant, nous avons dû faire des prélèvements d'échantillons intacts paraffinés lors des fouilles et tranchées pour des mesures de densités et de teneur en eau afin qu'elles reflètent les caractéristiques de l'échantillon.

VI .2/ Echantillons remaniés (fouilles)

a/ Essais physiques

- Analyse granulométrique et sédimentométrique.
- Teneur en eau.
- Densité sèche.
- Densité humide.
- Densité des grains.

b/ Essais mécaniques

- Limites d'Atterberg.
- Essai œdométrique.
- Perméabilité à l'odomètre.
- Essai Proctor normal.
- Essai de cisaillement rectiligne (CU).

VII/ Résultats des travaux de reconnaissance et essais in-situ au laboratoire

➢ **Sol de fondation**

Cette partie de l'étude constitue une étape importante de l'étude géotechnique.

Elle consiste à déterminer si le sol de fondation est apte à supporter une digue en terre.

Un sol de fondation constitué, des marnes argileuses, , ce qui est le cas pour nous, peut s'accommoder avec un barrage en terre homogène .

Le barrage en terre est le plus économique des barrages et que s'il est écarté c'est en général à cause des difficultés que présente l'implantation des ouvrages annexes et des matériaux pour son édification qui ne sont pas disponibles sur place.

Nous avons soumis trois échantillons remaniés, prélevés au niveau de l'axe du barrage en T1 (rive droite), T2 (dans l'oued) et T3 (rive gauche) à des essais d'identificationet mécaniques au laboratoire, et deux échantillons intacts paraffinés des tranchées T1 et T2 afin d'avoir les caractéristiques physiques et mécaniques des formations en place qui supporteront la digue.

➢ **Analyse granulométrique et sédimentométrique**

Le but de l'analyse granulométrique et sédimentométrique est d'étudier la taille des particules et de mesurer l'importance relative de chacune des fractions de sol de dimensions bien définies.

Les échantillons remaniés que nous avons récupérés lors de la campagne géotechnique au niveau de l'axe supposé de la digue sont ceux des tranchées T1, T2 et T3 à une profondeur

variant entre 1.0 et 3.0 m. Les courbes granulométriques des trois échantillons T1, T2 et T3 sont comparables malgré le fait que les échantillons de T1, T2 ne soient pas de la même nature que ceux de T3. Elles sont plutôt serrées et discontinues et montrent une dispersion deséléments allant du sable fin aux limons et argiles. La prédominance se trouve dans les argiles et limons ensuite vient le sable à des proportions différentes.

La granulométrie d'un sol peut être caractérisée par un coefficient d'uniformité ou coefficient de Hazen qui est égal au rapport d_{60}/d_{10}. Selon que ce coefficient d'uniformité soit plus ou moins voisin de 1, on parle d'une granulométrie serrée ou étalée. Une granulométrie est étalée dès que le coefficient d'uniformité dépasse 2.

- **Teneur en eau**

La teneur en eau des échantillons T1 ,T2 et T3 est respectivement de 9.4 %

9.8 % et 9.5%. On définit la teneur en eau W qui est, pour un certain volume de sol, le rapport du poids de l'eau au poids de la matière sèche. Ces valeurs représentent la teneur en eau mesurée sur des échantillons remaniés.

- **Densité**

Pour les échantillons remaniés, la densité des marnes argileuses en T1 est relativement élevée, que ce soit la densité humide, sèche ou des grains, puisqu'elle estrespectivement de 1.59.1.50 et 1.97T/m^3la densité des grains, ce qui est relativement faible pour des sols de cette nature.

- **Limites d'Atterberg**

Pour un matériau fin, elles mettent en évidence l'influence de la teneur en eau sur la consistance du matériau. L'essai se fait sur une fraction argileuse d'un sol dont les éléments sont inférieurs à 0.40 mm. Selon la classification des sols U.S.C.S (classification des sols unifiés américains) qui est basée sur les limites d'Atterberg et la granulométrie, quand plus de la moitié du matériau est de dimension inférieure à l'ouverture de maille du tamis (74µ), et quand la limite de liquidité est inférieure à 50%, ce qui est le cas de nos trois échantillons T1, T2 et T3 (voir ANNEXE N°1), elle caractérise un sol de nature argileuse inorganique à faible plasticité .et légèrement sableuses avec leur possibilité de gonflement et de tassement sont faibles à moyennes et des caractéristiques drainantes nulles donc imperméables. Nous

pouvons dire dans ce cas que le sol en place qui servira de couche de fondation à la digue est peu plasticité.

- **Essai oedométrique**

Cet essai est une application directe de la théorie de la consolidation. Il permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps. On applique à l'échantillon, en présence d'eau, des contraintes normales successives croissantes. Après avoir atteint la charge maximale, on décharge, également par paliers successifs, en notant le

onflement du sol.

Si la pression de consolidation est supérieure à la pression due au poids des terres qui surmontent ce point à une profondeur H, on dit que le sol est sur consolidé.

Les sols qui ont tassé uniquement sous leur propre poids et celui des terres de couvertures actuelles ont une pression due à leur poids égale à la pression de consolidation ce qui donne des sols normalement consolidés.

Les sols sous consolidés tels que la pression de consolidation soit inférieure au poids des terres qui à une profondeur H sont en cours de consolidation sous leur propre poids. Il s'agit de remblais récents mal ou non compactés. Les valeurs de l'essai œdométrique, la pression de consolidation, le coefficient de tassement et le coefficient de gonflement sont notés en ANNEXE N°1. Cet essai a été réalisé sur les trois (03) échantillons T1, T2 et T3 au niveau de l'axe supposé de la digue.

- **Essai Proctor**

L'essai Proctor se propose de mesurer la teneur en eau qui permet d'obtenir, après un compactage donné du matériau, une valeur maximale du poids spécifique sec γ_d. Les densités sèches des matériaux sont moyennes à faibles et reflètent bien la nature des matériaux analysés, Les teneurs en eau optimums sont relativement moyennes et ont légèrement baissé par rapport à la teneur en eau naturelle des échantillons paraffinés et même de certains échantillons remaniés.

➢ **Essai de cisaillement rectiligne**

Le but des essais de cisaillement est de mesurer la résistance au cisaillement sous contrainte normale et d'en déduire la valeur des deux constantes, la cohésion C et l'angle de frottement interne ϕ qui représentent les caractéristiques mécaniques du milieu. Ces valeurs servent entre autre à déterminer la contrainte admissible par le sol dans le cas de fondations superficielles et la poussée du sol. Les valeurs des essais sont reportées en ANNEXEN°1.

➢ **Matières organiques**

La teneur en matières organiques a été mesurée en laboratoire Les résultats ont montré que les échantillons de T2, T3 et T4 avaient des taux inférieurs au taux admissible qui est de 6%, sachant qu'ils ont été mesurés respectivement à 4.5 %, 4.41% et 4.1 % ce qui dénote une faible absorption en matière organique.

VIII/ Zone d'emprunt des matériaux

➢ **Analyse granulométrique**

L'analyse granulométrique et sédimentométrique offre toujours une approche intéressante des qualités géotechniques des matériaux, notamment par la connaissance de l'importance relative de la phase argileuse. Avec plus de 95 % de la masse totale, entre les cailloux, graviers, gros sable et sable fin, on classerait ce matériau dans les alluvions grossières ou graviers sablo-argileux puisque les limons et argiles ne représentent qu'environ4 % de la masse totale.

➢ **Teneur en eau**

La teneur en eau des échantillons varie entre 10 et 9.8% . Ces valeurs relativement faible ça montre la présence des sablo-argileux. Pour mieux précisé on utilise l'essai Proctor.

➢ **Limites d'Atterberg**

Les limites sont mesurées sur une fraction de sol qui passe au tamis de 0.40 mm. Elles font partie de l'identification d'un sol qui comprend en plus l'examen visuel et la granulométrie.

Elles permettent également d'avoir une idée sur la structure d'une argile naturelle de teneur en eau W par le calcul de son indice de consistance : $Ic = (W-W_L) / I_P$ ou de son indice de Liquidité $I_L = 1 - Ic$

- **Essai oedométrique**

Nous précisons que l'essai oedométrique a été réalisé sur des échantillons qu'ils ne gardent pas les caractéristiques originelles après qu'ils aient été remaniés et reconstitués pour les besoins de l'essai.

Si l'échantillon est soumis à un chargement, le tassement que l'on va observer est dû à un serrage du squelette solide du milieu. Celui-ci se produit grâce à une expulsion d'eau interstitielle et éventuellement, à un nouvel arrangement des grains du squelette solide. On dit que le matériau se consolide.

- **Perméabilité à l'odomètre**

Les essais de perméabilité ont été faits à l'odomètre sur des échantillons tamisés inférieurs à 5 mm, remaniés et reconstitués pour les besoins de l'essai. Ils ont donné des valeurs comprises entre $5.8.10^{-7}$ m/s pour la plus élevée et 10^{-7} cm/s pour la plus faible.

- **Essai Proctor**

Un matériau étant défini par sa granulométrie, l'essai Proctor se propose de mesurer la teneur en eau qui permet d'obtenir, après un compactage donné du matériau, une valeur maximale du poids spécifique sec γ_d. Les densités sèches des matériaux sont moyennes à faibles et reflètent bien la nature des matériaux analysés, ce qui est un peu logique au vu des densités humides. Les teneurs en eau optimums sont relativement moyennes et ont légèrementbaissé par rapport à la teneur en eau naturelle des échantillons paraffinés et même de certains échantillons remaniés. On peut reprocher à ces essais de compactage de mettre en œuvre une énergie dont le mode d'application ne correspond généralement pas aux engins de chantiers, statiques ou vibrants. En conséquence, on peut constater des écarts importants entre les densités sèches obtenues sur le chantier et celles définies en laboratoire. Il est conseillé de procéder sur le chantier qui permettra de déterminer le type et le mode de compactage, ainsi que la valeur de la densité sèche de référence.

- **Essai de cisaillement rectiligne**

Le but des essais de cisaillement est de mesurer la résistance au cisaillement sous contrainte normale et d'en déduire la valeur des deux constantes, la cohésion C et l'angle de frottement interne ϕ qui représentent les caractéristiques mécaniques du milieu. Ces valeurs servent entre

autre à déterminer la contrainte admissible par le sol dans le cas de fondations superficielles et la poussée du sol.

CONCLUSION

Dans le cas de notre étude, nous estimons que dans l'axe de la digue, les marnes argileuses brunes en rive (droite +gauche) (T1, T3) que l'on trouve en surface peuvent servir d'appui à la digue. Il faudra décaper la couche superficielle sur une épaisseur d'environ 0,50 m (terre végétale). Cedécapage concernera toute la largeur de base de la digue

CHAPITRE III
ETUDE HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivéede celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressourceen eau.

Donc l'étude hydrologique est très importante pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique. Ce chapitre a donc pour objectif de déterminer les principaux paramètres hydrologiques de la zone d'étude après avoir délimité le bassin versant et déterminer ces caractéristiques en utilisant le logiciel Arc GIS. Estimer les périodes de retours et déterminer les débits de crue nécessaire pour la conception de dimensionnement d'une retenue collinaire oued sabone.

I. Bassin versant

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont Alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières Solides transportés par l'eau forment à un point unique de l'espace une embouchure ou exutoire. Aujourd'hui, en hydrologie, les termes bassin et bassin versant sont synonymes. Ils désignent : Soit la totalité de l'espace drainée par un système fluvial quel que soit sa Taille. Soit une partie de cet espace (par ex., le bassin versant d'un affluent ou d'un Sous affluent) .Soit encore la superficie, même très petite drainée par un cours d'eau quelconque en amont d'un point précis qui est souvent une station de jaugeage.

II. Comportement hydrologique

L'analyse du comportement hydrologique d'un bassin versant s'effectue le plus souvent par la base de l'étude de la réaction hydrologique du bassin face à une sollicitation (la précipitation). Cette réaction est mesurée par l'observation de la quantité d'eau qui s'écoule à l'exutoire du système. La représentation graphique de l'évolution du débit **Q** en fonction du temps **t** constitue un Hydrogramme de crue. La réaction du bassin versant peut également être représentée par un limnigramme qui n'est autre que la représentation de la hauteur d'eau mesurée en fonction du temps.

II.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant

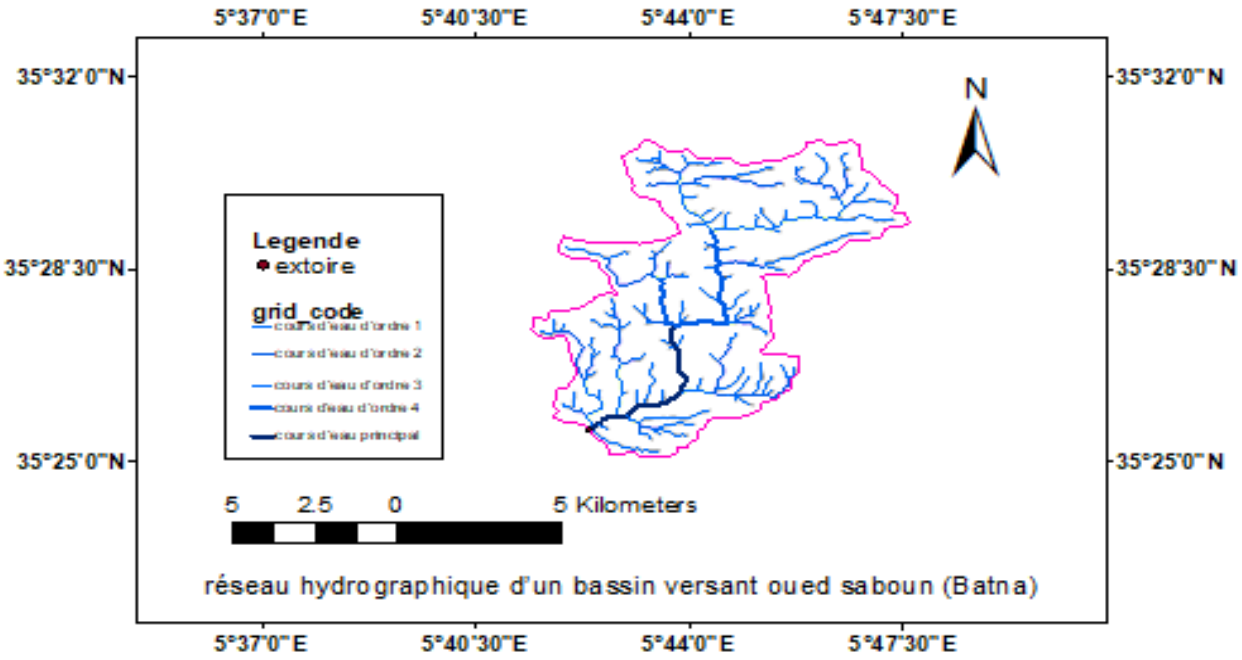


Figure III.1: réseau hydrographique d'un bassin versant oued saboun (Batna)

- **La superficie**

C'est le paramètre le plus important du bassin parce qu'il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques tels que le débit le volume de précipitation ou d'infiltration, elle est déterminée par le planimètre ou bien par l'utilisation d'un ARC GIS **S=59.19km^2**

- **Périmètre**

Il correspond à la longueur de la l'imite extérieure du bassin, il est déterminé à l'aide d'un curvimètre ou bien par l'utilisation d'un ARC GIS

P=53.59km

- **Longueur du talweg principal :**

L_{CP} = 19.76km

Indice de compacité de Gravelieus (K_c)

Défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface, cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface.

$$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} \quad \text{Avec : } R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad ; P_C = 2\pi r = 2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad \text{..... (III.01)}$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28\frac{P}{\sqrt{S}} \quad \text{..... (III.02)}$$

P : périmètre du bassin versant (Km).

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

AN : **K_C=1.95**

Si K_C = 01 => bassin ramassé.

Si K_C > 01 => bassin allongé.

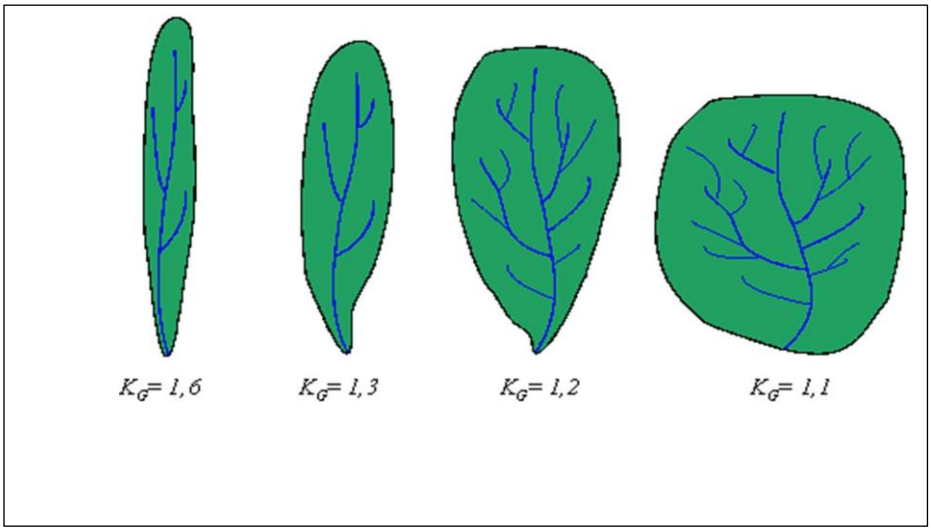


Figure III.2 : Différents types des BV selon le coefficient de Gravelius Kc.

Selon la valeur de K_C on pourra dire que notre bassin est de forme allongé

Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante:

$$K_P = \frac{P^2}{S} \quad \text{.....(III.03)}$$

K_P=48.88

➢ **Rectangle équivalent**

On assimile notre bassin à un rectangle défini par sa longueur "L", sa largeur "l" est la même superficie du bassin versant "S".

$$P = 2*(L+l) \quad \text{et} \quad S = L*l \rightarrow (1) \quad \text{……..……..(III.04)}$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

$$K_C = 0.28\frac{P}{\sqrt{S}} \rightarrow (2) \quad \text{……...……...…. (III.05)}$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2ème degré admet deux solutions L_r ; l_r :

$$L_r = \frac{K_C\sqrt{S}}{1.12}\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K_C}\right)^2}\right) \quad \text{..... (III.06)}$$

$$L_r = \frac{K_C\sqrt{S}}{1.12}\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K_C}\right)^2}\right) \quad \text{……..….. (III.07)}$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km).

L_r : largeur du rectangle équivalent en (Km).

On obtient : **L_r = 24.36 km ;**

L_r = 2.42 km.

III. Caractéristiques hydrographiques

III.1 Le relief

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou des caractéristiques suivants :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne.
- L'indice de pente globale I_g.
- L'indice de pente roche I_p.
- L'indice de pente moyenne du bassin versant I_m

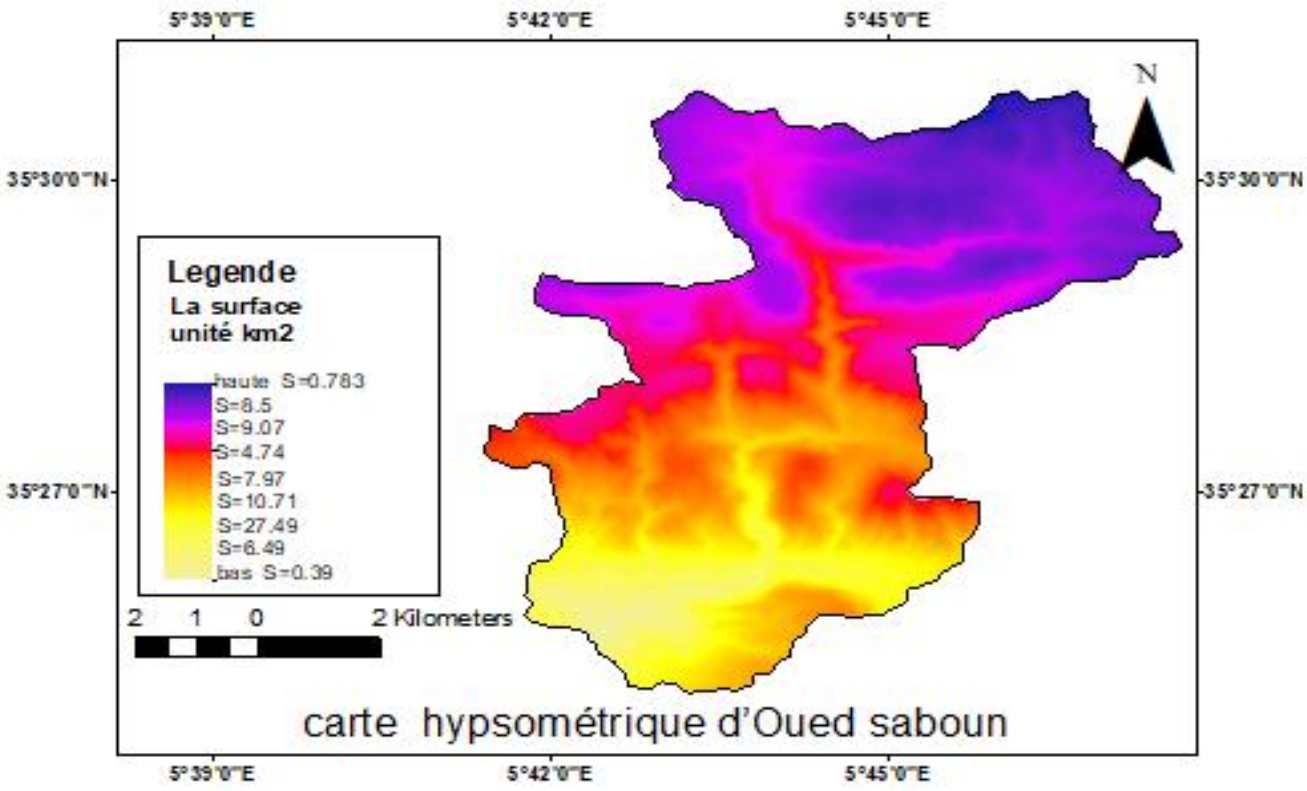


Figure III.3 : carte hypsométrique d'Oued saboun

↳ **Courbe et répartition hypsométrique** :

Les mesures effectuées sur la topographique du bassin versant, sont résumée dans le tableau III.01

Tableau III.01: Calcul des surfaces cumulées

Altitude moyenne (m)	S_i [Km^2]	S_i [%]	$S_{i\ cum}$ [Km^2]	$S_{i\ cum}$ [%]
1709	0.02	0.03	0.02	0.03
1700	0.78	1.32	0.80	1.35
1650	3.32	5.60	4.12	6.96
1600	5.18	8.75	9.30	15.71
1550	4.74	8.008	14.04	23.72
1500	4.33	7.31	18.37	31.04
1450	2.97	5.017	21.34	36.05
1400	1.77	2.99	23.11	39.04
1350	4.04	6.82	27.15	45.87
1300	3.93	6.639	31.08	52.51
1250	5.28	8.920	36.36	61.43
1200	5.43	9.17	41.79	70.60
1150	5.68	9.59	47.47	80.20
1100	4.84	8.17	52.31	88.38
1050	3.58	6.04	55.89	94.42
1000	2.91	4.91	58.8	99.34
994	0.39	0.65	59.19	100

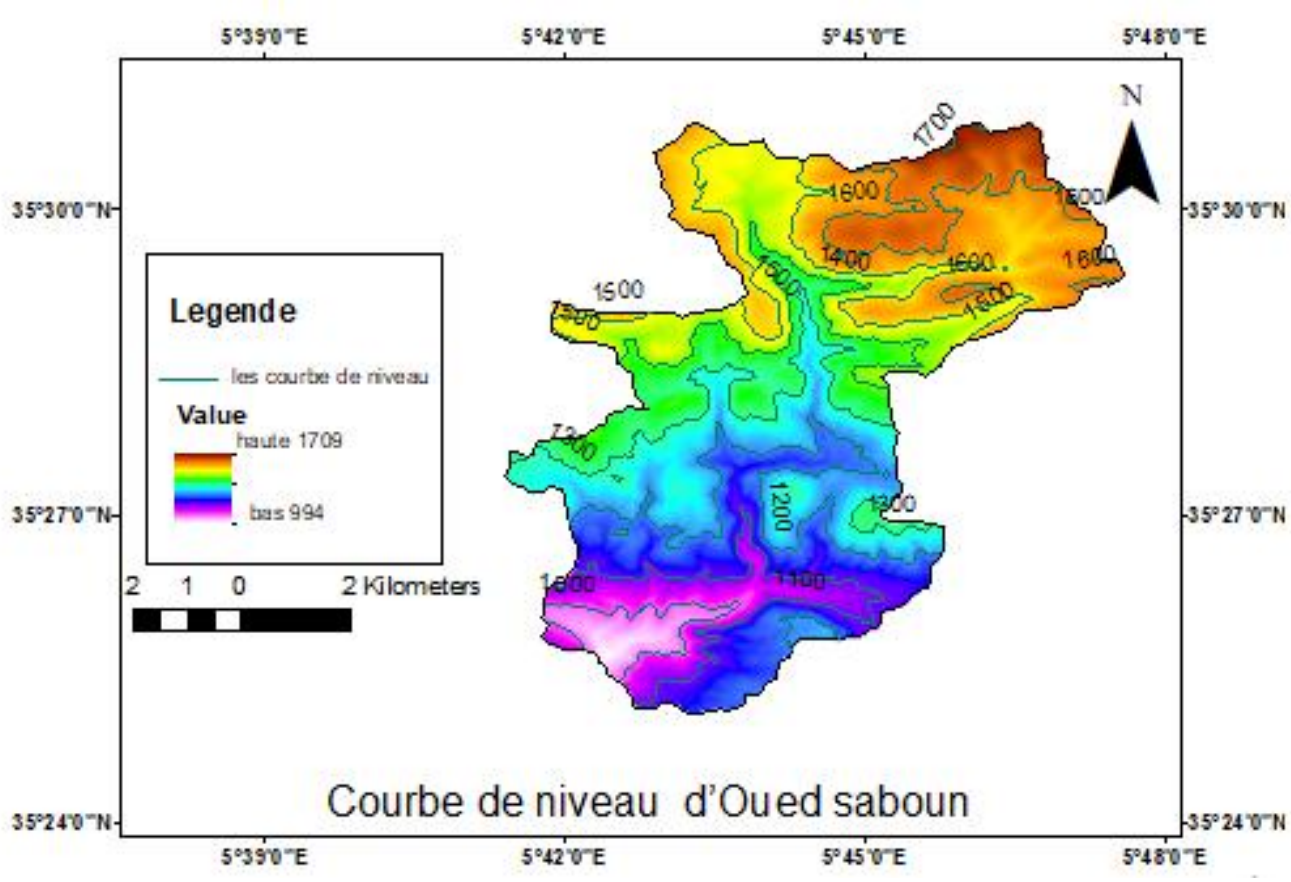


Figure III.4: Courbe de niveau d'Oued saboun

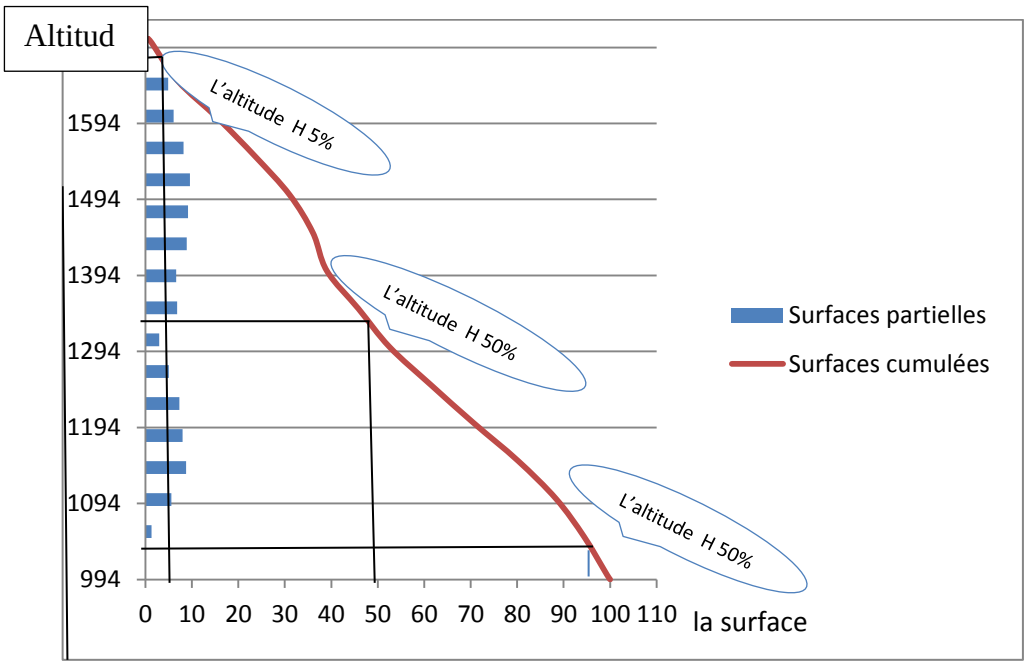


Figure III.5 : Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin de l'Oued saboun

III.2.Les principales caractéristiques altimétriques correspondent à

- ✓ **L'altitude maximale et minimale « H max, H min »**

L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale représente le point le plus bas du bassin qui est généralement l'exutoire. Ces altitudes sont tirées directement de la carte topographique.

- ✓ **L'altitude médiane « H 5% »**

C'est la projection du point qui correspond à 5% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

- ✓ **L'altitude médiane « H 50% »**

C'est la projection du point qui correspond à 50% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

- ✓ **L'altitude médiane « H 95% »**

C'est la projection du point qui correspond à 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

- ✓ **Altitude médiane Graphiquement**

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

Donc de graphe H50%=1334.5m.

- ✓ **L'altitude moyenne « H moy »**

$$H_{moy} = \sum \frac{Si.Hi}{Sbv} \quad \text{(III.08)}$$

Avec S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveau successives (Km^2);

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m);

S_{bv} : Superficie du bassin versant (Km^2).

Tableau III.02 :les altitudes dune bassin versant oued saboun

Altitude	Hmin (m)	Hmoy (m)	Hmax (m)	H5% (m)	H50% (m)	H95% (m)
BV	994	1344.5	1709	1614	1334.5	1035.2

III.3. Les indices de pente

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et des classifications. On les utilise aussi dans l'estimation des vitesses d'écoulements superficiels

- **Indice de pente globale Ig :**

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

$$Ig = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad \text{(III.09)}$$

$=\frac{1614-1035.2}{24.66}$ Avec : L : longueur du rectangle équivalent

$H_{5\%}$ =1614m

$H_{95\%}$ = 1035.2 m $\Rightarrow$ **Ig = 23.47%**

L = 24.66 km

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

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

$$Ipm = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad \text{(III.10)}$$

$=\frac{1709-994}{24.66}$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent

H_{max} =1709m

H_{min} = 914m (l'exutoire) $\Rightarrow$ **I_{pm}= 31.02m/km**

- **Indice de pente M.ROCHE Ip :**

Ip 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 Hi est Hi-1. Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i}^{n} \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \quad \text{(III.11)}$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

Si : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi-1

Tableau III.03 : les résultats pour calcules l'indice de pente de roches

Altitude (m)	S_i (%)	$D_i = H_i - H_{i+1}$ (m)	$\sqrt{Si * D_i}$
1700-1709	0.03	09	0.55
1650-1700	1.31	50	8.11
1600-1650	5.60	50	16.74
1550-1600	8.751	50	20.91
1500-1550	8.008	50	20.01
1450-1500	7.31	50	19.12
1400-1450	5.017	50	15.83
1350-1400	2.990	50	12.22
1300-1350	6.82	50	18.473
1250-1300	6.63	50	18.22
1200-1250	9.072	50	21.29
1150-1200	10.64	50	23.06
1100-1150	8.54	50	20.67
1050-1100	9.86	50	22.21
1000-1050	6.048	50	17.39
994-1000	3.31	06	4.45

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i}^{n} \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} = \frac{259.33}{\sqrt{24.66}}$$

I_p **=52.22m/km**

- **Densité de drainage D_d**

C'est le rapport entre la longueur total du réseau hydrographique du bassin versant et sa surface, Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km^2.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} Li}{S} \quad \text{..... (III.12)}$$

Avec $\sum_{i=1}^{n} Li$: La longueur totale de tous les cours d'eau (40.84 Km).

S : Superficie du bassin versant (59.19 Km^2).

AN : D_d=0.69km/km^2

- **Densité du thalweg élémentaire:**

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \quad \text{..... (III.13)}$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 01, (N_1= 39).

S : Superficie du bassin versant.

AN : **F_1=0.57thalwaeg/Km^2**

- **Coefficient de torrentialité** :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d * F_1 \quad \text{..... (III.14)}$$

AN: **C_t=0.36 Km^{-3}**

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.

III.4.Les Temps de concentration du bassin versant tc

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin versant se définit comme la durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

↳ Formule de TURAZA:

$$T_c = 0.108 \frac{\sqrt[3]{S * \text{Lcp}}}{\sqrt{Ipm}} \quad \text{..... (III.15)}$$

Avec T_c : temps de concentrations exprimé en heure.

S : surface du bassin versant (59.19 Km^2).

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (18.04 Km).

AN : **t_c=1.98h**

↳ Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{\min}}} \quad \text{..... (III.16)}$$

AN : **t_c=3.42h**

Formule de VENTURA :

Est donnée par

$$T_c = 0.1272 \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{Ipm}} \quad \text{..... (III.17)}$$

t_c=1.49h

on prend la valeur minimal t_c=1.49h

III.5. Vitesse de ruissellement :

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_C} \quad \text{..... (III.18)}$$

Avec L : Longueur du thalweg principal (18.04 km);

T_c : Temps de concentration (1.49 h).

AN : **Vr=12.10Km/h**

Tableau III.04: Caractéristiques hydromophométriques du bassin versant:

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km^2	59.19
Périmètre		P	Km	53.79
Longueur du thalweg principal		L	Km	18.04
Indice de compacité		K_C	/	1.95
Coefficient d'allongement		K_P	/	48.88
Rectangle Equivalent	Longueur	L_r	Km	24.36
	Largeur	L_r	Km	2.42
Altitudes	Maximale	H_{max}	M	1709
	Moyenne	H_{moy}	M	1344.5
	Minimale	H_{min}	M	944
Indice de pente de Roche		I_P	M/Km	52.22
Indice de pente globale		I_g	M/Km	23.47
Indice de pente moyenne du bassin		I_m	M/Km	31.02
Densité de drainage		D_d	Km/Km^2	0.63
Coefficient de torrentialité		C_t	Km^{-3}	0.36
Temps de concentration		T_c	H	1.49
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	12.10

IV. Précipitation

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données de précipitations mensuelles et journalières

Es enregistrée au niveau de la station de NGAOUS qui est la plus proche de notre zone d'étude.

Tableau III.05 : les Coordonnée d'une station de NGAOUS

Station	Coordonnée			Code
NGAOUS	X(Km)	Y(Km)	Z(m)	051306
	764.1	255.1	750	

Source ANRH

IV.1 Répartition de la pluie moyenne mensuelle

Le tableau III.6, reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année.

La valeur de la pluie moyenne annuelle P =695.3 mm .

- **Tableau III.6**:Répartition mensuelle de la précipitation

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P(mm)	76.9	76.6	61.9	38.5	58	70	48.5	58.5	82.8	48.7	35.7	39.2	695.3
P (%)	11.0599741	11.016	8.90	5.53	8.34	10.06	6.97	8.41	11.90	7.004	5.13	5.6	100

Source ANRH

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée dans la figure III.2.

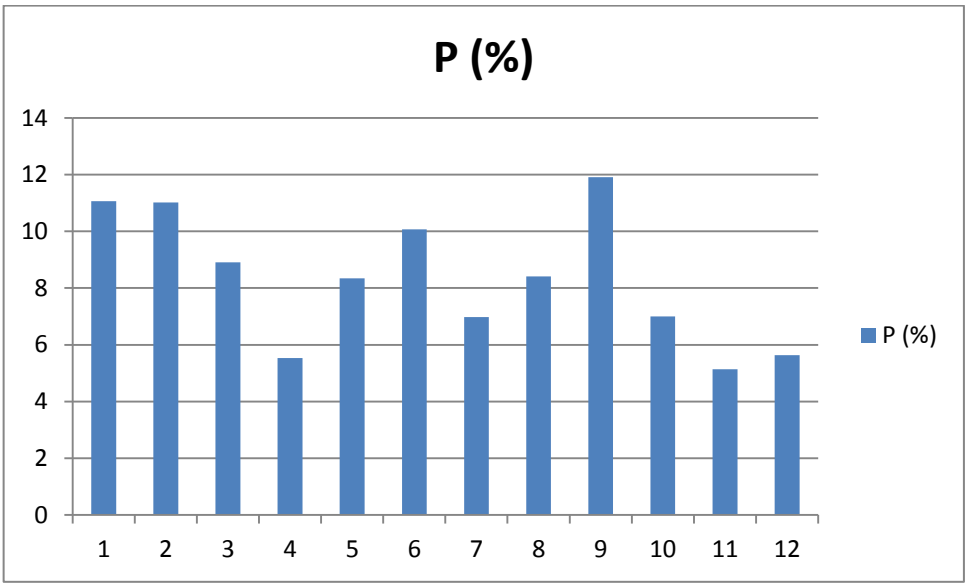


Figure III.6: La répartition mensuelle de la précipitation

IV.2.Répartition de la pluie journalière maximale

Les pluies maximales journaliers sont souvent génératrices 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 par la suite les précipitations maximales journalière fréquentielles les plus réaliste.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- ☞ Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- ☞ Calcul de la fréquence expérimentale.
- ☞ Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- ☞ Ajuster graphiquement la loi choisie.

☞ Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau III.7.

Tableau III.7: Caractéristiques de la série avec N=58ans

Caractéristiques	**Formules**	**Valeurs**
La somme des $P_{max\ j}$ (mm)	$\sum_{i=1}^{58} Xi$	*2200.1 Mm*
La moyenne des $P_{max\ j}$ (mm)	$\overline{X} = \frac{\sum_{i=1}^{58} Xi}{n}$	*37.93 mm*
L'écart type ($б_x$) Pour n > 30 ans	$\sigma_X = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{58}(X_i - \overline{X})^2}{n}}\right]$	*18.7 mm*
Coefficient de variation (C_v)	$C_V = \frac{\sigma}{\overline{X}}$	*0.49*
L'exposant climatique	*B=0.35*	

IV.3.Choix du modèle fréquentiel

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon

Tableau III.8 : modèles fréquentiels et leurs validités

Lois	Variables
Normal	Précipitations annuelles, Débits, Volume de stockage des réservoirs
Log Normal	Débits maxima annuels, Précipitations journalières, Précipitations Annuelles, Volume du ruissellement mensuel, Volume du ruissellement annuel
Pearson type III(Gamma)	Débits maxima annuels, Précipitations journalières, Précipitations annuelles, Volume du ruissellement mensuel, Volume du ruissellement Annual
Loi de Gumbel et Fréchet	Débits maxima annuels
Loi exponentielle	Précipitations journalières, Durée entre deux événements
Loi de Goodrich	Valeurs moyennes annuelles (débits, précipitations, etc..

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivant:

- La loi de GUMBEL
- La loi de GALTON (log-normal).

a) Ajustement de la série à la loi de GUMBEL

La loi de Gumbel est très universellement utilisée pour caractériser la distribution de valeurs extrêmes. En effet la loi double exponentielle est la forme limite de la distribution de la valeur maximale d'un échantillon de n valeurs. Cette loi doit ainsi être capable de décrire les séries de maxima annuel

1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad \text{.....(III.19)}$$

$$\text{Tel que :} \quad y = \frac{(x - x0)}{a}$$

Avec 1/a : la pente de la droite de GUMBEL.

Y : variable réduite de GUMBEL.

X : précipitation maximale journalière (mm).

X_0 : ordonnée à l'origine en (mm).

On peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(x)))$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang (1, 2, 3……n).
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad \text{(III.20)}$$

Avec m : Ordre de classement;

N : nombre d'observations (53).

- Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

Y = - ln (-ln (F(x)))

- Calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 ».
- Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

➢ Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$X = (1/a) * y + x_0$ …… (III.21)

Tableau III.9 : Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	pluies X_T	Ecart type	Interval de confiance
10000	0.99	164	18.8	127 – 200
2000	0.99	140	15.6	110 – 171
1000	0.99	130	14.2	102 – 158
200	0.99	107	11	85.1 – 128
100	0.99	96.5	9.62	77.6 – 115
50	0.98	86.3	8.26	70.2 – 103

Nombre d'observations : 58

Paramètres : u =29.57 (variable réduite).

α=14.56 coefficient d'ajustement ou Gradex).

Quantiles : q = F(x) (probabilité au non-dépassement).

T = 1/ (1-q) (période de retour).

- **Teste d'adéquation du khi carré**

H_0 :L'échantillon provient d'une loi normale

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

Résultats

X^2=3.03 degré de liberté =7

P value =0.88 Nombre de classe =10

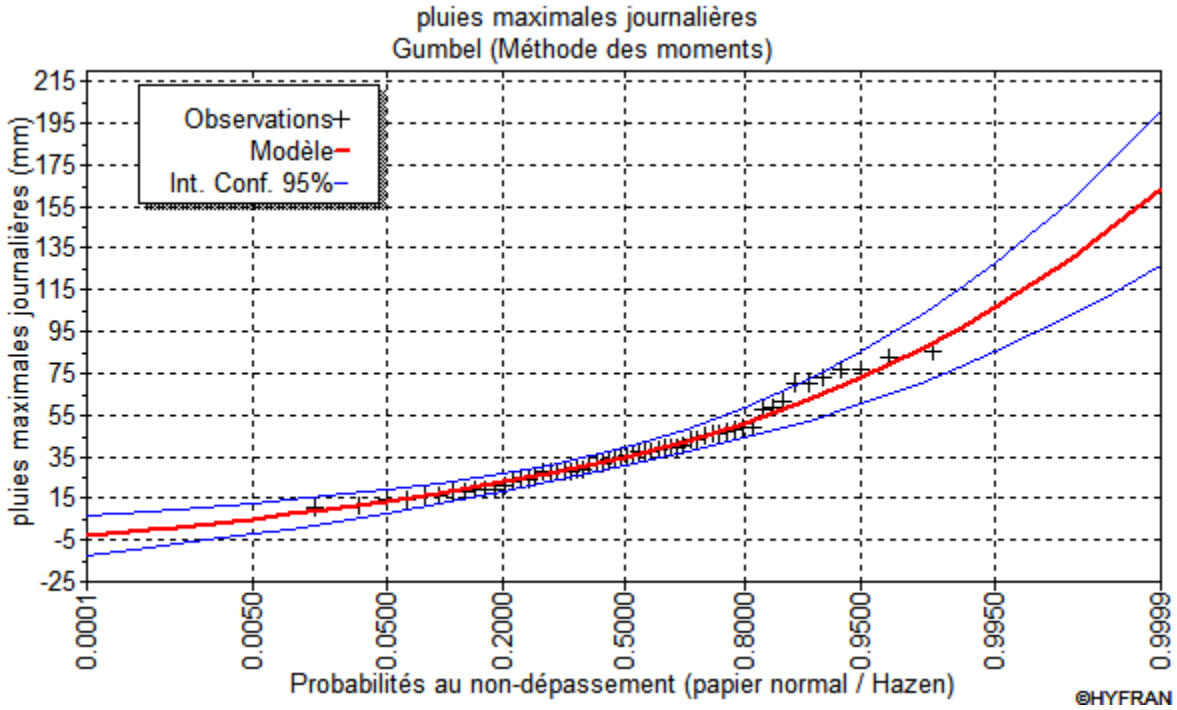


Figure III.7 : Droite d'ajustement à la loi de GUMBEL

Tableau III.10: Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	11
Maximum	Aucun	85.4
Moyenne	37.9	37.9
Ecart-type	18.7	18.7
Médiane	34.9	35
Coefficient de variation (Cv)	0.49	0.49
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.88
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.4	3

- **Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :**

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GUMBEL, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale.

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x)=\frac{1}{\sqrt{2\Pi}}\int_{u}^{+\infty}e^{-\frac{1}{2}u^2}du \quad \text{.....(III.22)}$$

Où : $u=\frac{X_i-\bar{X}}{\sigma_x}$ variable réduite de GAUSS.

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log } x(p\%)=\overline{LogX}+\delta.\text{Log } u(p\%)$$

$$LogX=\frac{\sum_{i=1}^{39}\overline{LogXi}}{N} \quad \text{.....(III.23)}$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log-Normal GALTON sont résumés dans le tableau III.11.

Nombre d'observations : 58

Paramètres : M_u =3.51

a =0.50

Quantiles : q = F(x) (probabilité au non dépassement).

T = 1/ (1-q) (période de retour);

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau III.11: Résultat de l'ajustement a la loi Log normal

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	X_T	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.99	218	40.6	138 – 297
2000	0.99	175	29.5	118 – 233
1000	0.99	159	25.3	109 – 208
200	0.99	123	16.9	89.5 – 156
100	0.99	108	13.8	81.1 – 135
50	0.98	94.4	11	72.7 – 116
20	0.95	76.9	7.81	61.6 - 92.2
10	0.9	64.1	5.72	52.8 - 75.3

- **Teste d'adéquation du khi carré**

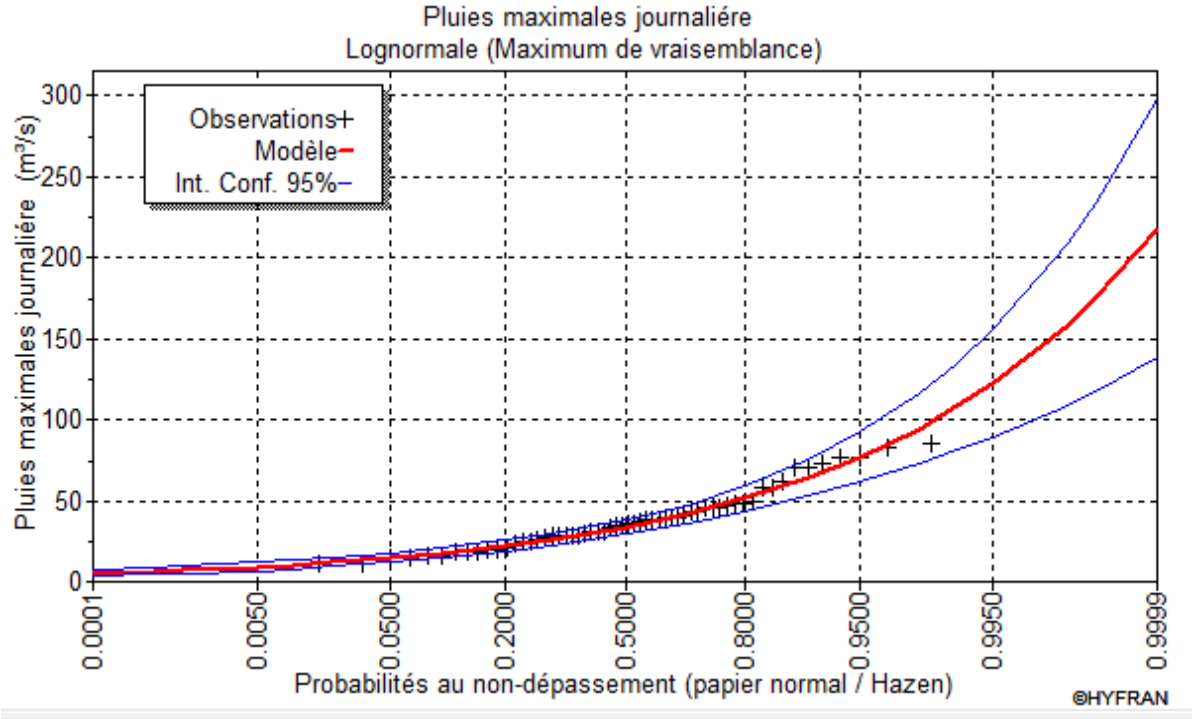
H_0 :L'échantillon provient d'une loi normale

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

Résultats

X^2=5.10 degré de liberté =7

P value =0.64 Nombre de classe =10



FigureIII.8 : Droite de d'ajustement à la loi de GALTON.

Tableau III.12 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Log Normale et de

Parameters	**Caractéristiques de la loi**	**Caractéristiques de l'échantillon**
Minimum	0	11
Maximum	Aucun	85.4
Moyenne	38.2	37.9
Ecart-type	20.4	18.7
Médiane	33.7	35
Coefficient de variation (Cv)	0.535	0.49
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.76	0.889
Coefficient d'aplatissement (Ck)	8.95	3

Conclusion finale *:*

D'après les résultats d'ajustement représenter sous forme des courbes et des tableaux on peut accepter aisément l'ajustement à une loi de GALTON

.

IV.4. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanami.

$$P_{max,t,p\%} = P_{max,j,p\%}\left(\frac{t}{24}\right)^{b} \quad \text{..... (III.24)}$$

$P_{max\ t\ p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max\ j\ p\%}$ [mm].

$P_{max\ j\ p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée [mm].

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique de ngaous donner par l'ANRH (b =0.35).

L'intensité des pluies est donnée par la relation suivante :

$$It = Ptp\ /t\ (mm/h) \quad \text{..... (III.25)}$$

Tableau III.13: Pluies de courtes durées pour les différentes fréquences et leurs intensités

		Fréquence							
		0.99		0.98		0.95		0.9	
		$P_{max\ t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I_0 (mm/h)
Temps (h)	0.5	56.23	112.47	24.35	48.70	19.83	39.67	16.53	33.07
	1.5	82.60	55.07	35.77	23.84	29.13	19.42	24.28	16.19
	2	91.35	45.67	39.56	19.78	32.22	16.11	26.86	13.43
	3.0	105.28	35.09	45.59	15.19	37.14	12.38	30.95	10.31
	4.5	121.34	26.96	52.54	11.67	42.80	9.51	35.67	7.92
	6.0	134.19	22.36	58.11	9.68	47.33	7.88	39.45	6.57
	8.0	148.41	18.55	64.26	8.03	52.35	6.54	43.63	5.45
	10	160.46	16.047	69.48	6.94	56.60	5.66	47.18	4.71
	12	171.03	14.25	74.06	6.17	60.33	5.02	50.29	4.19
	14	180.52	12.89	78.17	5.58	63.67	4.54	53.07	3.79
	16	189.15	11.82	81.91	5.11	66.72	4.17	55.61	3.47
	18	197.11	10.95	85.35	4.74	69.53	3.86	57.96	3.22
	20	204.52	10.22	88.56	4.42	72.14	3.60	60.13	3.006
	24	218	9.08	94.4	3.93	76.9	3.20	64.1	2.673

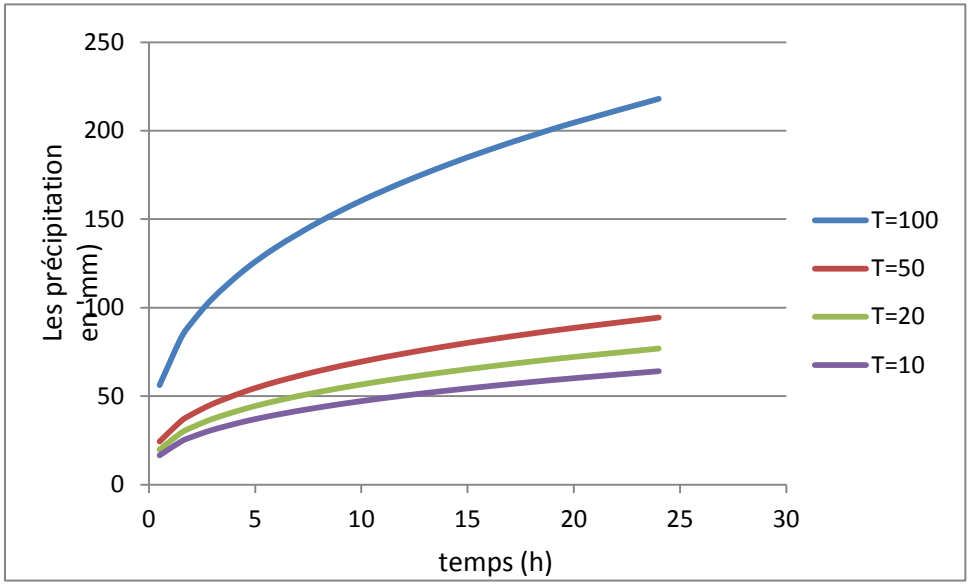


Figure III.9: les Courbes de précipitation de courte duré d'un période de retour

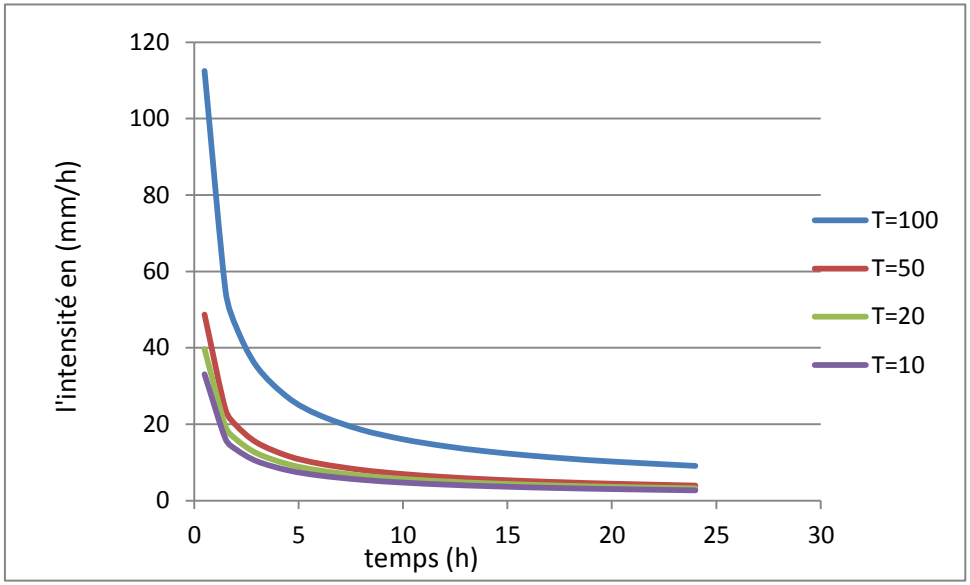


Figure III.10: les Courbes d'intensité d'un déférente déférente période de retour

IV.5.Etudes des apports

L'estimation des paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnellement des ouvrages s'est faite suivant l'approche par les formules empiriques.

IV.6. Apport moyen annuel (A_0)

La valeur de l'apport annuel moyen de la retenue été estimée à partir de plusieurs méthodes de calcul établies ou adaptés pour l'Algérie (formules empiriques).

IV.7 Formules Empiriques

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A_0.

- **Formule de l'ANRH**

$A_0 = 0.915 . P^{2.684} . S^{0.842}$ …….. (III.26)

Avec P : Pluie moyenne annuelle (m)=0.256

S : Superficie du bassin versant (Km^2).

A_0 =0.73 Mm^3

- **Formule de SAMIE**

On a :

$L_e = P_0^2 (293 - 2.2\sqrt{S})$ …….…… (III.27)

L_e =18.09mm

A_0 = Le*S

A_0 =1.070Mm^3

Formule de Deri II

$A_0 = 0.513 \cdot P_{moy}^{2.683} \cdot D_d^{0.5} \cdot S^{0.842}$ **[10^6 m^3]** ……..…. (III.28)

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [Km^2].

D_d : Densité de drainage [km/km²].

A_0 =0.34Mm^3

- **Formule de MALLET-GAUTHIER**

On a :

$L_e = 0.6 \cdot P_{moy} (1 - 10^{-0.36 * P_{moy}^2})$ =0.0081……..…. (III.29)

$A_0 = L_e * S = 0.0081 * 59.19 = 0.48\ Mm^3$ ……..…… (III.30)

A_0 =0.48Mm^3

Tableau III.14: Tableau récapitulatif des apports

La formule	L'apport moyen annuel (Mm^3)
Formule de l'ANRH	0.73
Formule de SAMIE	1.07
Formule de Deri II	0.34
MALLET-GAUTHIER	0.48

- **Conclusion**

On opte pour la valeur moyenne entre les 4 méthodes " ANRH, SAMIE, Deri II MALLET-GAUTHIER et on prend la valeur proche de moyenne :

$$A_{moy} = \frac{0.73 + 1.07 + 0.34 + 0.48}{4} = 0.65 Mm^3$$

A_0 =0.65Mm^3

IV.8 Caractéristiques de l'écoulement

- **Module de l'écoulement :**

Il est donné par : $M_e = A_0 / T$ …….. (III.31)

Avec A_0 : Apport moyen annuel (0.65 Mm^3).

T : Temps d'une année en secondes (T =3.1536.10^7 s).

AN :

M_e=20.06l/s

- **Module de l'écoulement relatif**

$M_{er} = M_e / S_{BV}$……. (III.32)

Avec M_e (q) : Module de l'écoulement (l/s).

S_{bv} : Superficie du bassin (Km^2).

AN :

M_{er} =0.34l/s/ Km^2

- **Lame d'eau écoulée :**

$L_e = A_0 / S_{BV}$ ……..... (III.33)

AN :

L_e =10.98 mm.

- **Coefficient de l'écoulement**

Il est donné par : $Ce = Le / Pmoy$ …… (III.34)

AN :

$C_e = 0.042$

IV.9. Coefficient de variation :

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

- **Formule de SOKOLOVSKY**

$$Cv = 0.78 - 0.29 \log q - 0.063 \log (S + 1) \text{……..……..} \quad \text{(III.35)}$$

Avec q : Module de l'écoulement relatif.

S : Superficie du bassin (Km^2).

AN :

$C_v = 0.80$

- **Formule d'OURKGUIP ROVODKHOZ**

$$C_v = \frac{0.7}{M_{er}^{0.125}} \quad \text{……...……} \quad \text{(III.36)}$$

AN :

$C_v = 0.80$

- Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$C_v = 0.83 / (S^{0.06}. q^{0.27})$ ……..…… (III.37)

Avec q : module de l'écoulement relatif

AN :

$C_v = 0.79$

Conclusion

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

$C_v = 0.796$

V Irrégularité des apports

V.1 Estimation fréquentielle des apports

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de GALTON) qui e

st donnée comme suit :

$$A_{\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_V^2 + 1}} * e^{U\sqrt{Ln(C_V^2+1)}} \quad \text{..... (III.38)}$$

Avec $A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0: Apport moyen annuel (Mm^3).

C_v: Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III.15.

Tableau III.15: Les apports fréquentiels

Période de retour (ans)	5/4	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	02	01	0.1
Le variable réduit «u »	-0.841	1.28	2.05	2.32	3.09
Apport (Mm^3)	0.28	1.24	2.13	2.58	4.42

$A_{80\%}$=28%

V.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on à donc :

Tableau III.16: Répartition mensuelle des apports

Mois	**Sept**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**jan**	**Fév**	**Mars**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juil**	**Août**
P (mm)	76.9	76.6	61.9	38.5	58	70	48.5	58.5	82.8	48.7	35.7	39.2
P (%)	11.05	11.01	8.90	5.53	8.34	10.06	6.97	8.41	11.90	7.004	5.13	5.6
Apport mensuel(%)	2.90	2.87	1.62	0.45	1.36	2.25	0.84	1.39	3.54	0.85	0.37	0.47
Apport 80(%)	4.29	4.24	2.39	0.67	2.01	3.33	1.24	2.05	5.23	1.25	0.54	0.70

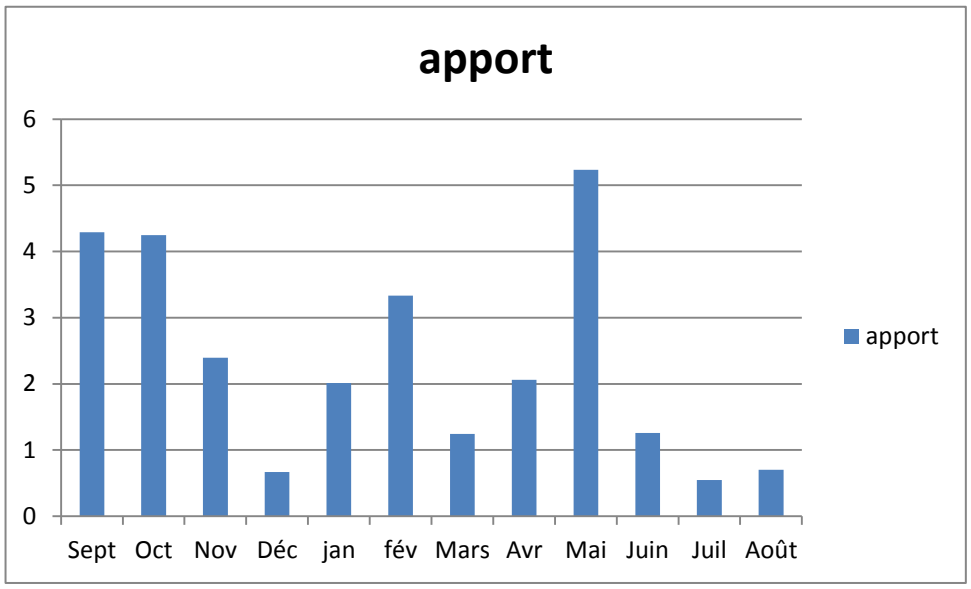


Figure III.11: La répartition mensuelle de l'apport (80 (%))

VI Etude des crues

VI.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue

- **Formule de MALLET-GAUTHIER**

$$Q_{max\ p\%} = 2K \log(1+20.P_{moy}).\ \frac{S}{\sqrt{L}}\sqrt{1+4\log T-\log S} \qquad \text{(III.39)}$$

Avec $Q_{maxp\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (256.5 mm).

S : Superficie du bassin versant (59.19 Km^2).

L : Longueur du talweg principal (18.04 Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin.

K varie entre (1-3); on prend K = 2

T : Période de retour (ans).

Tableau III.17: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour

(Formule de MALLET-GAUTHIER)

Période de retour (ans)	**1000**	**50**	**20**	**10**
Q_{max} (m^3/s)	**146.61**	**107.17**	**91.78**	**7.16**

- **- Formule de POSSENTI:**

On a:

$$Qp\% = \frac{\mu P \max\ j\% S}{Lp} \quad \text{.....} \quad \textbf{(III.40)}$$

- Pmaxp% : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.
- μ: Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend μ = 700.
- Lp : Longueur du cours d'eau principal (Km).
- On obtient les résultats ci-après - Tableau (III.18):

Tableau III.18: Récapitulatif des résultats de la formule POSSENTI**:**

PERIODE DE RETOUR	1000	50	20	10
$P_{maxj\%}$	130	94.4	76.9	64.1
Qmax(m^3/s)	298.57	216.81	176.6194	147.22

- **Formule de TURRAZA**

$$Q_{maxp\%} = \frac{C * It * S}{3.6} \quad \text{.....} \quad \text{(III.41)}$$

Avec S : Superficie du bassin versant (Km^2).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{tc} : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

Tableau III.19: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour

(Formule de TURRAZA)

période de retour (ans)	**1000**	**50**	**20**	**10**
C	0.46	0.38	0.35	0.32
I_{tc}	36	32	26.06	22.58
$Q_{max\ p\%}$ (m^3/s)	272.27	199.93	146.96	118.80

a) Formule de Giandotti

$$Q_{maxp\%} = \frac{160 * S\sqrt{Hmoy - H\min}}{1.5L + 4\sqrt{S}} Pmaxp\% \quad \text{..... (III.42)}$$

Pmaxp% : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée

S:superficie du bassin versant.

L:longueur du talweg principal.

H_{moy}, H_{min}: altitudes moyennes et minimales (en m).

Tableau III.20: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour

(Formule de Giandotti)

PERIODE DE RETOUR	1000	50	20	10
$\mathbf{P_{maxj\%}}$	130	94.4	76.9	64.1
Qmax(m^3/s)	361.57	262.56	213.88	178.28

Tableau III.21: Récapitulatif des résultats de débit de crue

Formule	$Q_{0.1\%}$ (m^3/s)	$Q_{0.2\%}$ (m^3/s)	$Q_{0.5\%}$ (m^3/s)	$Q_{10\%}$ (m^3/s)
MALLET-GAUTHIER	78.16	91.78	107.17	146.67
Formule de POSSENTI	147.22	176.61	216.81	298.57
TURRAZA	118.80	149.96	199.93	272.27
Formule de Giandotti	178.28	213.88	262.56	361.57
La moyenne	130.61	158.05	196.61	269.77

VI.2 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

- Le volume de la crue.
- La durée de la crue.
- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKY qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

- Pour le temps de montée :

$$Qmontée = Qmax \left(\frac{t}{t_m}\right)^2 \quad \text{..... (III.43)}$$

Tm = tc : Temps de montée.

- Pour la décrue :

$$Qdéc = Qmax \left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^3 \quad \text{..... (III.44)}$$

Avec $td = \delta\, tm$ (SOKOLOVSKY)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, il est pris en général compris entre (2-4), celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin,.

Tableau III.22 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ.

Condition	***S***
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 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 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

Pour notre bassin δ=3

Tableau III.23: Débits fréquentielles pour la construction des Hydrogramme de crue

	Période de retour (ans)			
Temps (h)	10	20	50	1000
0	0	0	0	0
0.25	4.14	4.97	6.10	8.40
0.5	16.57	19.88	24.41	33.62
0.75	37.30	44.74	54.93	75.64
1	66.31	79.55	97.65	134.48
1.25	103.61	124.29	152.59	210.13
1.49	147.22	176.61	216.81	298.57
1.5	145.44	174.48	214.20	294.97
1.75	117.98	141.53	173.75	239.27
2	94.218	113.01	138.74	191.06
2.25	73.86	88.61	108.78	149.81
2.5	56.68	68.005	83.48	114.96
2.75	42.40	50.86	62.44	85.99
3	30.747	36.88	45.27	62.35
3.25	21.44	25.728	31.58	43.49
4	5.04	6.05	7.43	10.23
4.25	2.52	3.02	3.71	5.11
4.5	1.019	1.22	1.50	2.06
5	0.026	0.03	0.038	0.05
5.21	0	0	0	0

Les Hydrogramme de crues sont représentés par la figure III.12.

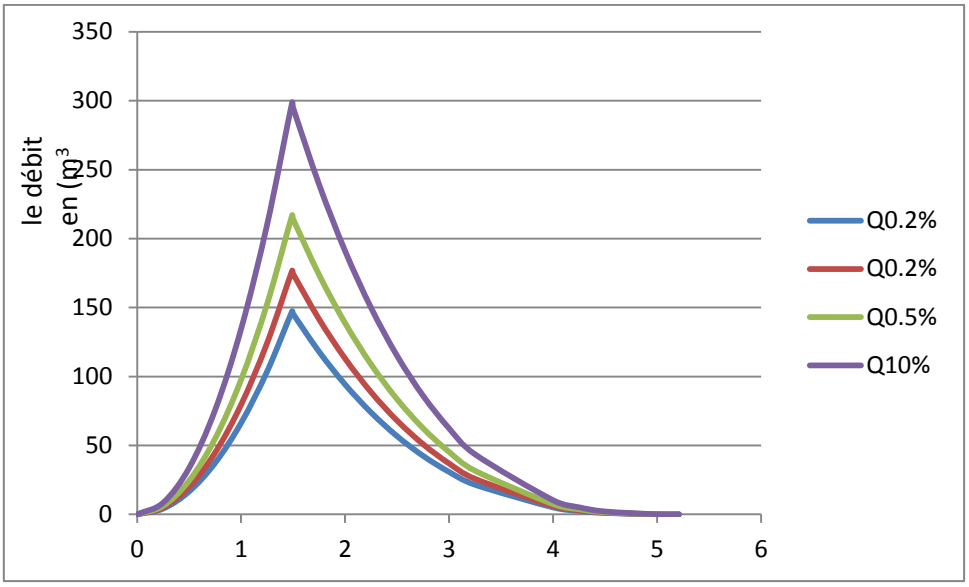


Figure III.12 : Les Hydrogramme de crues

VI.3 Estimation de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer. Le passage de cette crue doit se faire sans causer à l'ouvrage de dommage qui pourrait avoir des conséquences graves pour l'aval. En outre le laminage de la crue parla retenue ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l'amont.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que:

1-/ Méthode du gradient des valeurs extrêmes.

2-/ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable –débits maximum probable).

Tableau III.24: Catégories des dommages résultant des crues

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables : dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau III.25: Crue de projet recommandée

Catégories des dommages		Crue de projet recommandée probabilité de dépassement annuelle
Elevés	- Pert de vie; - Dommage considérable.	1/100000 à 1/10000
Importants	- Pas de perte de vie; - Dommages importants.	1/10000 à 1/1000
Faibles	- pas de perte de vie; - Dommages légers.	1/1000 à 1/100

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie–perméabilité…).

3/ Le risque est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau III.26: Choix de la crue de projet

LE RISQUE	RISQUE FAIBLE	RISQUE MOYEN (MODERE)	RISQUE IMPORTANT
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{max1\%}$ +revanche	$Q_{max\ 1\%}$ +revanche majorée avec vérification pour $Q_{max0,1\%}$ et $Q_{max\ 0,2\%}$	$Q_{max\ 0,1\%}$

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen on opte pour la crue centennale :

D'où $\boxed{Q = 269.77\ m^3/s.}$

VII Transport solide

L'écoulement de sédiments est le composant solide du torrent qui coule par la voie. Le transport des solides est entamé avec les processus d'érosion qui se produisent dans les rivières du bassin versant vers le courant hydrique. Du point de vue hydrologique pratique, ce qui nous intéresse c'est l'écoulement qui afflue au réseau de drainage; lequel comprend à son tour, par rapport à la rivière et à la vallée d'inondation, l'érosion des berges, le transport par le courant et la déposition du matériau dans différents tronçons.

L'apport solide a été évalué par application des formules empirique utilisées et établies sur des données de mesures des oueds du nord de l'ALGERIE.

VII.1Formules empiriques

- **Formule de TIXERONT**

Cette formule a été établie à partir de 32 bassins versants Algériens et 09 bassins tunisiens pour des durées comprises entre 02 et 22 ans, elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité.

$$Ts = \alpha . L^{0.015} \quad \text{(III.45)}$$

Avec Ts : le transport solide en (t/Km^2/ans).

L_e: Lame d'eau écoulée.

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α=75

AN : **$Ts = 107.43$ (t/Km2/an)**.

Formule de Fournier

$$T_0 = 91.78\frac{P_A^2}{P_{moy}} - 737{,}62 \quad \text{..... (III.46)}$$

Avec T_0 : Taux d'abrasion (t/Km²/an).

P_A : pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvial (mm).

Pmoy : pluie moyenne du bassin versant (mm).

$$T_0 = 91.78\frac{85.4^2}{256.5} - 737{,}62 = 1871.99 \text{t/km}^2\text{/ans}$$

AN : **T_0=1871.99 (t/Km^2/an).**

Conclusion :

La formule de Taxeront est utilisée pour l'évaluation du taux de dégradation spécifique.

VII.2 Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits.

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

- Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple) :

Le volume est donné par la formule suivante :

$$Vm = \frac{Ts.T.S}{\gamma_s} \quad \text{..... (III47)}$$

Avec T : Durée de vie du barrage (20 ans).

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t /m^3).

S : Surface du bassin versant (59.19Km^2).

AN :

V_m = 79484.77m^3

- Formule de TIXERONT :

$$V_m = (1.05 - 1.10)\frac{QsT}{\delta s} \quad \text{..... (III.48)}$$

Avec Q_s : Le débit solide (m^3/s).

δ_s : Poids spécifique de la vase humide (δ_s = 1.6 t/m^3);

Q_s = Ts*S

L_e : Lame d'eau écoulée.

S : Superficie du bassin versant.

T : Délai de service (T = 20ans).

AN :

Q_s = 6359.16T/ans

$$V_m = 1.05 * \frac{6359.16 * 20}{1.6} = 79489.53 m^3$$

AN : $V_m = 79489.53 m^3$

- Formule de FOURNIER :

Le volume mort est de :

$$\mathbf{V_m = \frac{T_0 . T . S}{\delta_S}} \quad \text{.....(III.49)}$$

$$T_0 = 91.78 . \frac{P_A^2}{P_{moy}} - 737,62$$

Avec T_0 = **1871.99** t /km^2 /ans (Calculer précédemment).

D'où $$V_m = \frac{1871.99 * 20 * 59.19}{1.6} = 1385038.60 \, m^3$$

On prend comme volume mort la formule de TIXERONT c'est la méthode la plus fiable et plus répandu.

$V_m = 79489.53 m^3$

VII.3 Régularisation

L'objet de l'étude de régularisation est d'établir la capacité de la retenue de L'oued SABOUN, de façon à ce que la régularisation des apports de l'oued soit optimum.

La retenue étant destinée à l'irrigation des terres limitrophes.

Il y a deux types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour cette étude, on a effectué une régularisation saisonnière puisque les apports sont supérieurs à la demande.

Les paramètres qu'on doit avoir pour pouvoir faire le calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.
- La répartition mensuelle de l'apport ($A_{80\%}$ Mm^3).

- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

VII.4 Répartition des besoins

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue auprès de l'ANRH est donnée au Tableau III27.

- **Tableau III.27**: Répartition mensuelle des besoins

Mois	Oct	Nov	Déc	Jan	fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept
Besoin (%)	00	00	00	00	00	00	1.65	15.93	26.17	30.33	24.35	1.53
U_{irr} (m^3)	00	00	00	00	00	00	1640	15760	25880	30000	24080	1520

Source ANRH

VII.5.Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$:

La répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ est donnée dans le Tableau III.27.

- **Tableau III.28**: Répartition mensuelle des apports

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Apport mensuel (%)	3.21	3.17	1.79	0.50	1.50	2.49	0.93	1.54	3.91	0.94	0.40	0.52
Apport 80(%)	4.29	4.24	2.39	0.67	2.01	3.33	1.24	2.05	5.23	1.25	0.54	0.70

➢ **Courbes Hauteurs -Capacités -Surface**

L'établissement du plan d'eau en courbe de niveau donne, d'une part les variations du volume de la retenue en fonction de la côte de la retenue normale et d'autre part la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la côte du plan d'eau, ce qui permettra de calculer les pertes par évaporation.

La cote minimale relevée est de 280 m et la cote maximale de 301 m, soit hauteur prés de 21 m.

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

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

$\Delta V_1 = ⅔ . S_1 . \Delta H$

Avec S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en (m^2).

S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en (m^2).

ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives.

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives en (m^3).

- **Tableau III.29:** les caractéristiques topographiques et volumétriques

côte (m)	H (m)	S (km²)	S_{moy} (km²)	DH (m)	ΔV (Mm^3)	V (Mm^3)
994	0	0	0.02	1	0.02	0
995	1	0.04	0.065	1	0.065	0.02
996	2	0.09	0.13	1	0.13	0.085
997	3	0.17	0.205	1	0.205	0.215
998	4	0.24	0.265	1	0.265	0.42
999	5	0.29	0.31	1	0.31	0.68
1000	6	0.34	0.36	1	0.36	1.002
1001	7	0.39	0.42	1	0.42	1.37
1002	8	0.44	0.47	1	0.47	1.79
1003	9	0.50	0.54	1	0.54	2.27
1004	10	0.58	0.62	1	0.62	2.81
1005	11	0.65	0.70	1	0.70	3.43
1006	12	0.74	0.78	1	0.78	4.13
1007	13	0.82	0.90	1	0.90	4.90
1008	14	0.98		1		5.83
1009	15	1.14				

			1.06	1	1.06	6.89
1010	16	1.31	1.22	1	1.22	8.12
1011	17	1.48	1.39	1	1.39	9.52
1012	18	1.66	1.57	1	1.57	11.10
1013	19	1.85	1.76	1	1.76	12.86
1014	20	2.05	1.95	1	1.95	14.81

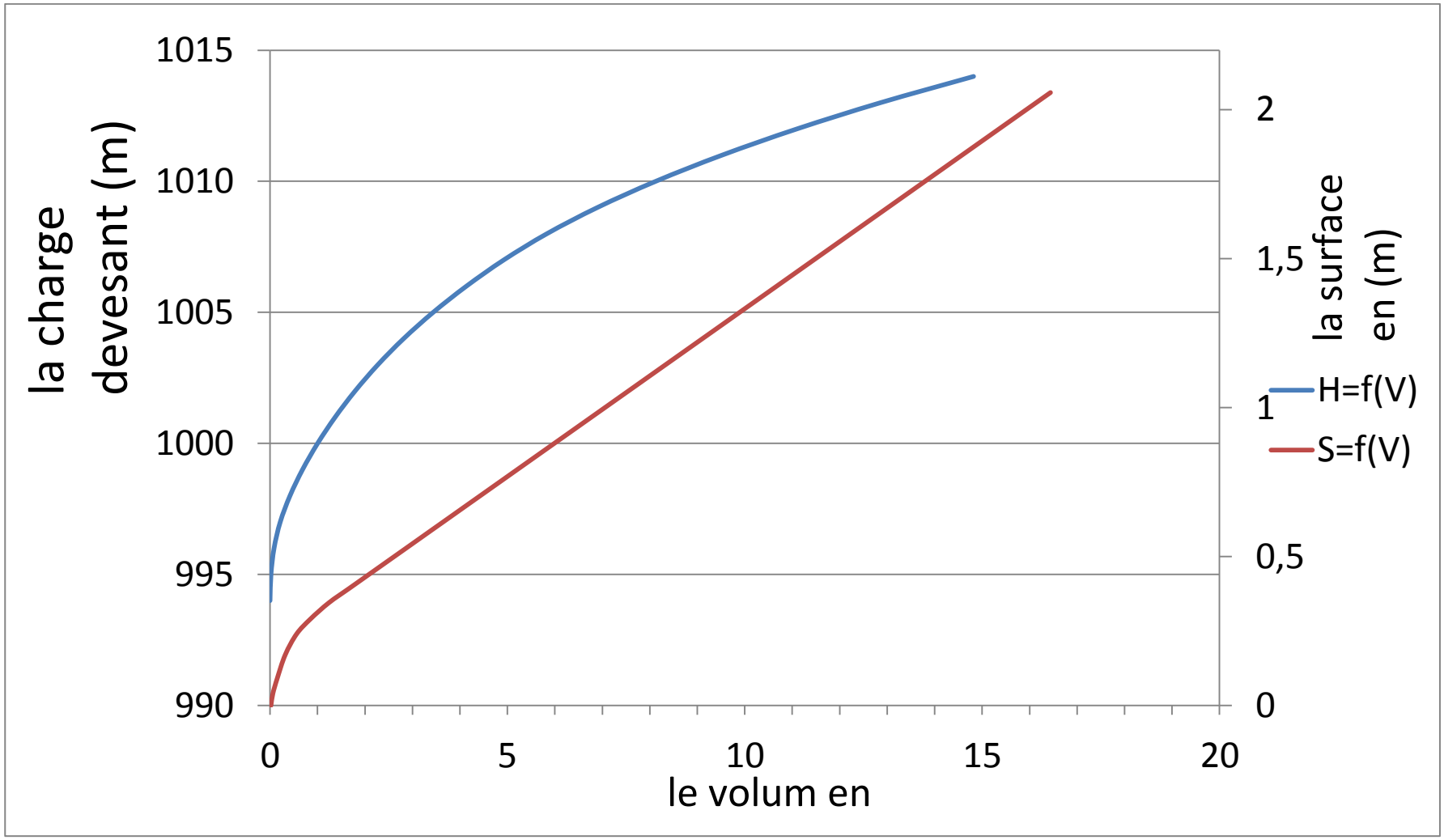


Figure III.13 : la courbe capacité –surface –hauteur

VII.6. Calcul du volume utile

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

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

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

➢ **Procédé de calcul**

Détermination de la période à bonne hydraulicité.

Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue auprès de l'ANRH est donnée au Tableau III.29.

- **Tableau III.30:** Répartition mensuelle des besoins

Mois	Oct	Nov	Déc	Jan	fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept
Besoin (%)	00	00	00	00	00	00	1.65	15.93	26.17	30.33	24.35	1.53
U_{irr} (m^3)	00	00	00	00	00	00	1640	15760	25880	30000	24080	1520

Source L'ANRH

VII.7 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$

La répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ est donnée dans le Tableau III.31.

- **Tableau III.31**: Répartition mensuelle des apports

Mois	**Sept**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Jan**	**Fév**	**Mars**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juil**	**Août**
Apport mensuel (%)	3.21	3.17	1.79	0.50	1.50	2.49	0.93	1.54	3.91	0.94	0.40	0.52
Apport 80(%)	4.29	4.24	2.39	0.67	2.01	3.33	1.24	2.05	5.23	1.25	0.54	0.70
Apport 80(%) Mm^3	0.042	0.042	0.023	0.067	0.02	0.033	0.012	0.020	0.05	0.012	0.054	0.007

VII.8.Calcule du volume utile interannuel par la méthode kirstly –menkel

Cette méthode basé sur les caractéristiques de l'échantillon .elle consiste à déterminer le déficit pendant des années sèches il faut disposer un série de débit moyenne annule exprimer en coefficient de débit Ki=Qi/Q0 et un coefficient de régularisation α

$$Vupa = (\beta s + \beta pla)W0 = VS + Vint \quad \text{(III.49)}$$

W_0 : apport moyen interannuel

βs : compassant saisonnière de volume utile

β_{pla} : compassant pluie annuelle de volume utile

Compassant saisonnière βs

$$\beta s = \alpha(Tét - Wét) \quad \text{(III.50)}$$

$$Tét = Nét/12 \quad \text{(III.51)}$$

α un coefficient de régularisation =q/Q0

$N_{ét}$:nombrer des mois ou Qi inférieur à Q0

Tableau III.32: Répartition mensuelle de pluies et son débit 1

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
P (mm)	76.9	76.6	61.9	38.5	58	70	48.5	58.5	82.8	48.7	35.7	39.2
Q(m^3/s)	273.98	277.2	219.9	136.99	209.0	252.3	173.04	209.0858	298.50	173.04	126.17	140.59

Q0=207.48m^3/s

$$W_{ét} = \frac{\sum_1^{Nét} Wm}{\sum_1^{12} Wpm} \quad \text{(III.52)}$$

$W_{ét}$: volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année

$\sum_1^{Nét} Wm$: Apport pendant l'étiage au cours de l'année

$\sum_1^{Nét} Wpm$: Apport total pendant 12mois de l'année

- **Compassant pluie annuelle de volume utile**

$$\beta\mathbf{pla} = \max(D) = (\max(\alpha - Knp\% * n)$$

$$Knp\% = Fp\% * Cvn + 1 \quad \text{(III.53)}$$

Fp% =la probabilité en fonction de $P_{\%}$ et Cs

$$Cvn = \frac{Cs}{\sqrt{n}} \quad \text{(III.54)}$$

Tableau III.33: Répartition mensuelle des apports

Mois	Sept	**Oct**	Nov	**Déc**	**jan**	**Fév**	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Apport 80(%) Mm^3	0.042	0.042	0.023	0.067	0.02	0.033	0.012	0.020	0.05	0.012	0.054	0.007
A/A0	1.4	1.4	0.76	2.33	0.66	1.1	0.4	0.66	1.67	0.4	1.8	0.23

A_0=31833m^3 $Nét$=6 $Tét$=0.41 α=0.9 $Wét$ =0.264 βs =0.13

Tableau III.34: calculer de la composante interannuelle par krustly –Menkel

N	$\sqrt{n}$	Cv^n	Cs^n	$F_{p\%}$	$K^n{}_{p\%}$	$\square_{pla}$
1	1	0.79	1.76	-0.95	0.2438	0.65
2	1.41	0.56	1.24	-1.07	0.39	1.004
3	1.73	0.45	1.01	-1.13	0.48	1.25
4	2	0.39	0.88	-1.15	0.5423	1.43
5	2.23	0.35	0.78	-1.17	0.58	1.58
6	2.44	0.32	0.71	-1.18	0.61	1.70
7	2.645	0.30	0.66	-1.19	0.64	1.80
8	2.82	0.28	0.62	-1.20	0.66	1.90
9	3	0.26	0.58	-1.21	0.67	1.98
10	3.16	0.25	0.55	-1.21	0.69	2.04
11	3.31	0.24	0.53	-1.21	0.70	2.09
12	3.46	0.22	0.50	-1.22	0.71	2.16
13	3.60	0.22	0.48	-1.22	0.73	2.20
14	3.74	0.21	0.47	-1.22	0.74	2.23
15	3.87	0.20	0.455	-1.22	0.74	2.26
16	4	0.19	0.44	-1.22	0.75	2.28
17	4.12	0.19	0.42	-1.22	1.23	2.30
18	4.24	0.18	0.41	-1.22	0.77	2.32
19	4.35	0.18	0.40	-1.23	0.77	2.36

20	4.47	0.17	0.39	-1.23	0.78	2.37
21	4.58	0.17	0.38	-1.23	0.78	2.38
22	4.69	0.16	0.37	-1.23	0.79	2.39
23	4.79	0.16	0.36	-1.23	0.79	2.39
24	**4.89**	**0.16**	**0.35**	**-1.23**	**0.80**	**2.39**
25	5	0.15	0.35	-1.23	0.80	2.39

$Vupa = (\alpha s + \alpha pla)W0 = VS + Vint = (0.13+2.396)*1.604*2.526 = 4106240 m^3$

$VNNR = Vm + Vu = 79489.53+4106240 = 4900729 = 4.9 Mm^3$

Tableau III.35: les résultats de défirent volume

Dénomination	Unité	Valeur
Volume mort	m^3	79489.53
Volume utile	m^3	4106240
Volume NNR	m^3	4900729
Cote NNR	M	1007.2
Cote Volume mort	M	996

VIII laminage des crues

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvraged'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Ce type de calcul optimise

Capacité de stockage temporaire du barrage et le débit progressive de déversement en fonction del'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suite :

$$Qdt = qdt + Sah \quad \text{(III.55)}$$

Q : Le débit entrant de la crue.

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue.S : La surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulé à l'instant ' **t** '

Ou : dh/dt la vitesse de remplissage (ou de montée de la retenue).

Il existe plusieurs procédés de calcul, on, cite :

- Méthode de KOTCHENIE .
- Méthode de STEP by STEP.
- Méthode d'EIER-CIEH.
- Méthode de HIDENBLA.

Dans notre étude on va utiliser la méthode de Kotcherine.

Cette méthode est un procède grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

L'Hydrogramme de crue est considère comme un triangle.

Les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.

Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).

Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment dela crue

.

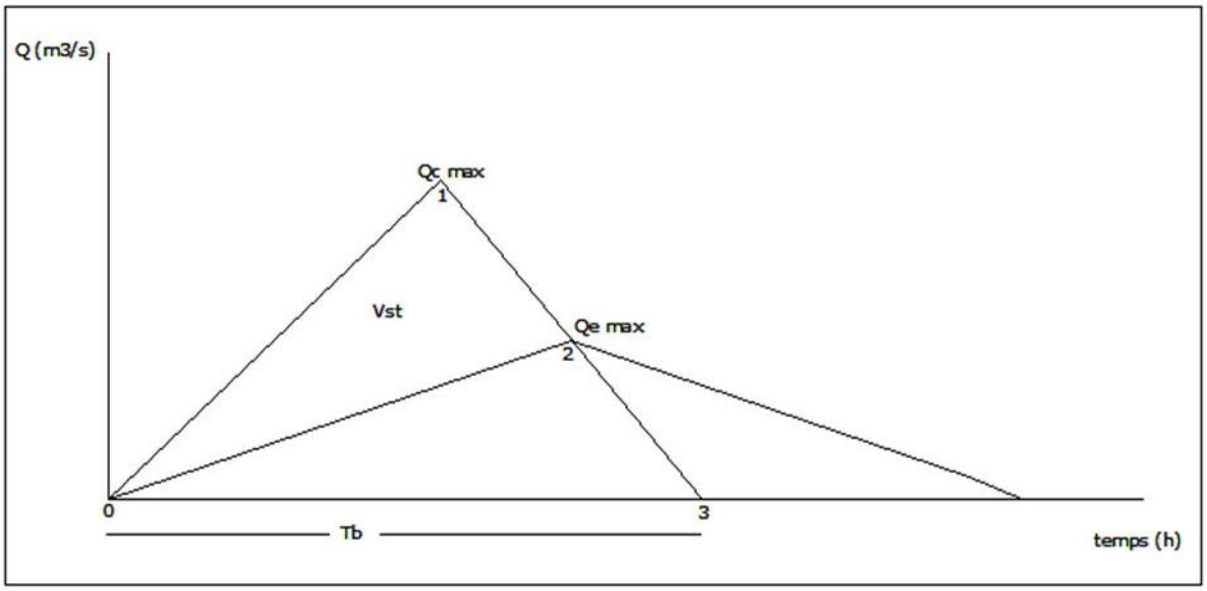


Figure III.14 : Les Hydrogramme de crues et Hydrogramme d'évacuation

Dans notre cas, on a un Hydrogramme de crue de forme triangulaire

- Donner différentes valeurs des lames d'eau hd
- $NPHE = NNR + hd$……..……. (III.56)

- Déterminer le volume VNPHE à l'aide de la courbe capacité-hauteur.
- Définir le volume en charge pour chaque lame tel que Vf=VPHE-VNNR
- Définir le volume de la crue pour l'Hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire. Vc : volume de la crue :

$Vc = 0{,}5 * Qmaxp\% * T$…….……..…… (III.57).

- Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame hd.

$qlam = Q\% * (1 - vf/vc)$ ……..……..…. (III.58)

- Construire le graphe $hd = f(qmax, p\%)$

-Définir les débits véhiculés à travers le déversoir pour chaque lame h_d en se donnant différenteslargeurs de déversoir b

- Construire la courbe relation capacité d'évacuation du déversoir qmax = qmax(b, hd).

L'intersection de la courbe qmax = qmax(hd) avec les courbes

$qmax = qmax(b, hd)$, donne lesvaleurs inconnues suivantes : qmax et hd relatives à chaque largeur de déversoir b.

Le débit de crues transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors par la formule :

$qmax, p\% = m.b\sqrt{2g}.hd^{3/2}$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir. m=0.49

g : accélération de la pesanteur. g=9.81m2/s

$Vc = 0.5\ Qmax\ p\% * T$ =269.77*6.93*3600=3.36Mm^3

Vf : le volume forcé (régularisable), (= 5% à 20%Vc)

$Vf = VPHE - VNNR$

Tableau III.36 : les donnes initiales

Données initiales		
G	m^2/s	9.81
A	/	1.00
$Q_{max\ p\%}$	m^3/s	240.92
V_{crue}	Mm^3	4.47
M	/	0.49

TableauIII.37:Résultats de la méthode Kotchiri

hd	PHE	VPHE Mm^3	V_F Mm^3	$q_{max\ p\%}$	$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot hd^{3/2}$					
					b(m)					
					20	22	24	26	28	30
0.1	1006.9	4.92	0.02	268.16	1.37	1.50	1.64	1.78	1.92	2.05
0.2	1007	4.94	0.04	265.44	3.88	4.27	4.65	5.04	5.43	5.82
0.3	1007.1	5.037	0.137	259.49	7.13	7.84	8.55	9.27	9.98	10.69
0.4	1007.2	5.11	0.21	253.54	10.98	12.07	13.17	14.27	15.37	16.47
0.5	1007.3	5.19	0.29	247.58	15.34	16.88	18.41	19.95	21.48	23.02
0.6	1007.4	5.27	0.37	241.65	20.17	22.19	24.20	26.22	28.24	30.26
0.7	1007.5	5.35	0.45	235.68	25.42	27.96	30.50	33.04	35.59	38.13
0.8	1007.6	5.43	0.53	229.73	31.06	34.16	37.27	40.37	43.48	46.59
0.9	1007.7	5.51	0.61	223.77	37.06	40.76	44.47	48.18	51.88	55.59
1	1007.8	5.59	0.69	217.82	43.40	47.74	52.09	56.43	60.77	65.11
1.2	1008	5.80	0.85	205.92	57.06	62.76	68.47	74.18	79.88	85.59
1.4	1008.2	5.91	1.01	194.01	71.90	79.09	86.28	93.47	100.66	107.85
1.	1008.4	6.06	1.16	182.11	87.85	96.63	105.42	114.20	122.99	131.77
2	1008.6	6.38	1.48	158.30	122.77	135.05	147.33	159.61	171.88	184.16
2.2	1008.8	6.54	1.64	146.39	141.64	155.81	169.97	184.14	198.30	212.47
2.5	1009.1	6.78	1.88	128.54	171.58	188.74	205.90	223.06	240.22	257.38

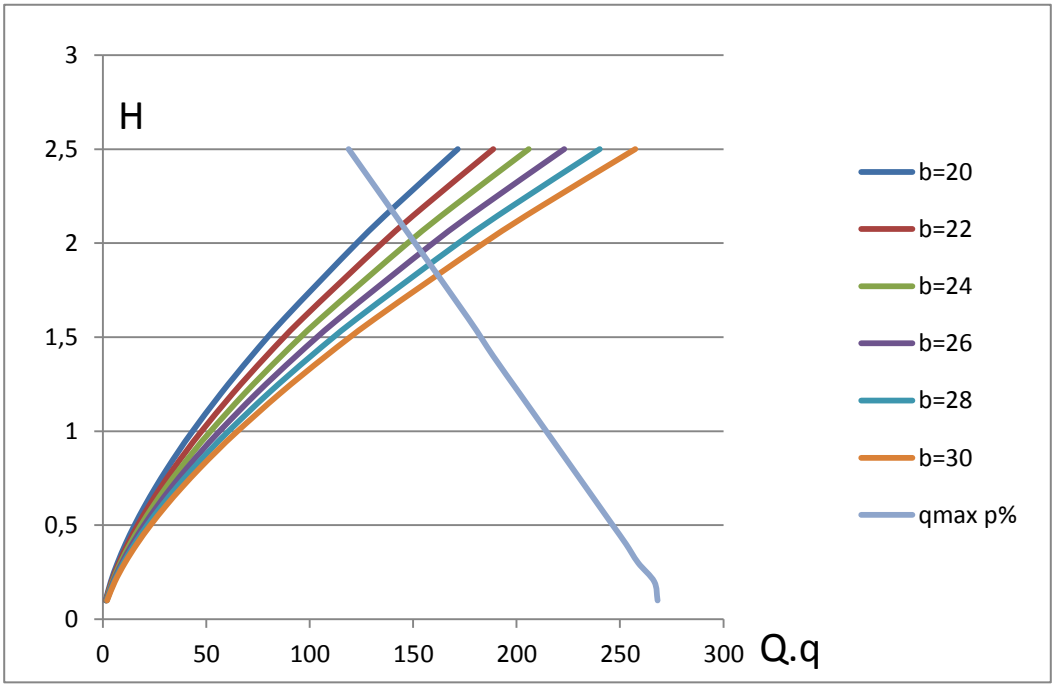


Figure III.15 : courbes H=(Q.q)

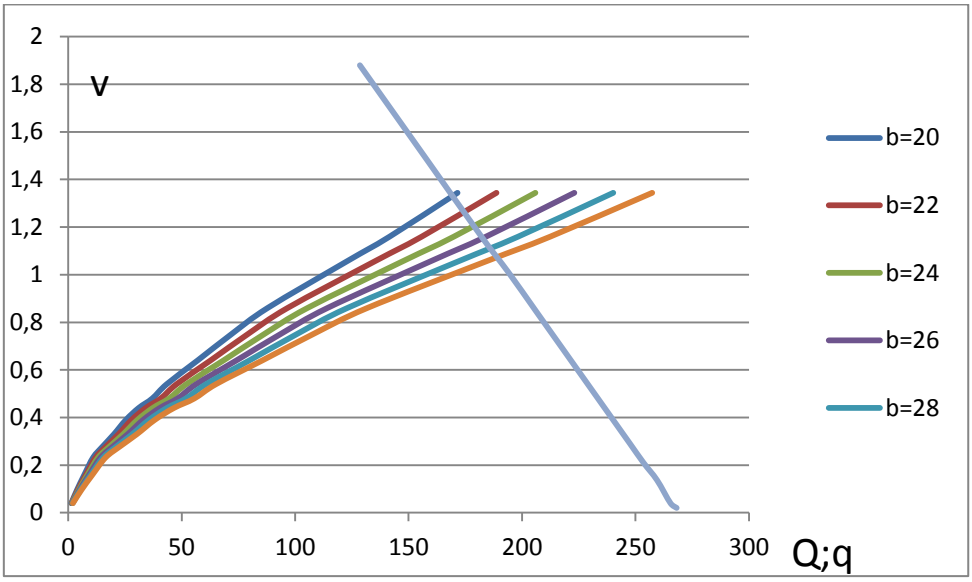


Figure III.16 : courbes V=(Q.q)

VIII.1.Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993)

- **Principe de la méthode de solution**

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé

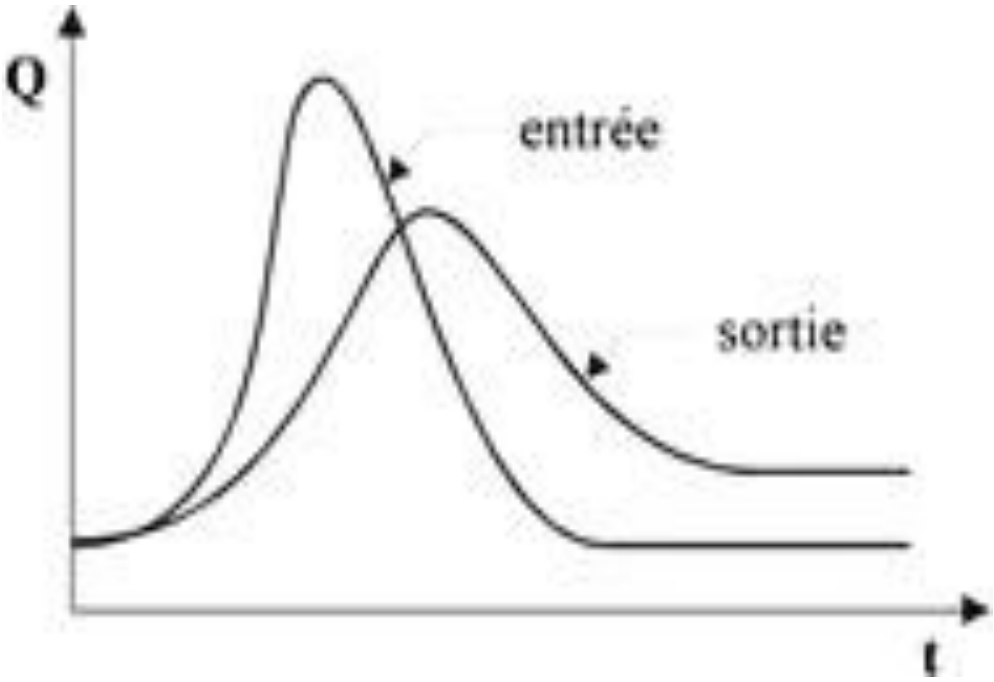


Figure III.17 Laminage à travers un barrage

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante

:$Q=mb\sqrt{2g}H^{3/2}$

- **Laminage pour un déversoir de largeur b=6 mètres**

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Qs) = (2S/\Delta t + Qs)$:

Initialement le débit de sortie Q_s = 0 m³/s et la hauteur H= 0m, le volume stocké V =0m³.

La valeur maximal de débit d'entrée Qe =298.57 m³/s..

TableauIII.38:Résultats de la méthode Muskingum

h	la cote	v	Q						2*v/t+Q					
			B=20	B=22	B=24	B=26	B=28	B=30	B=20	B=22	B=24	B=26	B=28	B=30
0.1	1007	0.02	1.37	1.50	1.64	1.78	1.92	2.059	12.48	12.62	12.75	12.89	13.032	13.17
0.2	1007.1	0.04	3.88	4.27	4.65	5.04	5.43	5.82	26.10	26.49	26.88	27.26	27.65	28.04
0.3	1007.2	0.137	7.13	7.83	8.55	9.27	9.98	10.69	83.24	83.95	84.67	85.38	86.09	86.81
0.4	1007.3	0.21	10.98	12.07	13.17	14.27	15.37	16.47	127.64	128.74	129.84	130.94	132.04	133.13
0.5	1007.4	0.29	15.34	16.88	18.41	19.95	21.48	23.02	176.45	177.99	179.52	181.06	182.59	184.13
0.6	1007.5	0.37	20.17	22.19	24.20	26.22	28.24	30.26	225.74	227.74	229.76	231.78	233.79	235.81
0.7	1007.6	0.45	25.42	27.96	30.50	33.049	35.59	38.13	275.42	277.96	280.50	283.04	285.59	288.13
0.8	1007.7	0.53	31.06	34.16	37.27	40.378	43.48	46.59	325.50	328.61	331.717	334.82	337.92	341.03
0.9	1007.8	0.61	37.06	40.76	44.47	48.18	51.88	55.59	375.95	379.65	383.36	387.07	390.77	394.48
1	1007.9	0.69	43.40	47.74	52.09	56.43	60.77	65.11	426.74	431.08	435.42	439.76	444.105	448.44
1.2	1008	0.85	57.06	62.76	68.47	74.18	79.88	85.59	529.28	534.99	540.69	546.4	552.10	557.81
1.4	1008.2	1.01	71.90	79.09	86.28	93.47	100.66	107.85	633.01	640.20	647.39	654.58	661.78	668.97

1.6	1008.4	1.16	87.85	9663	105.42	114.20	122.99	131.77	732.29	741.08	749.86	758.65	767.43	776.28
2	1008.6	1.48	122.7	135.1	147.33	159.61	171.88	184.16	945.0002	957.27	969.55	981.83	994.11	1006.38
2.2	1008.8	1.64	141.6	155.8	169.97	184.14	198.30	212.47	1052.75	1066.92	1081.08	1095.25	1109.41	1123.58
2.5	1009.1	1.88	171.58	188.74	205.90	223.06	240.22	257.38	1216.03	1233.19	1250.349	1267.50	1284.66	1301.82

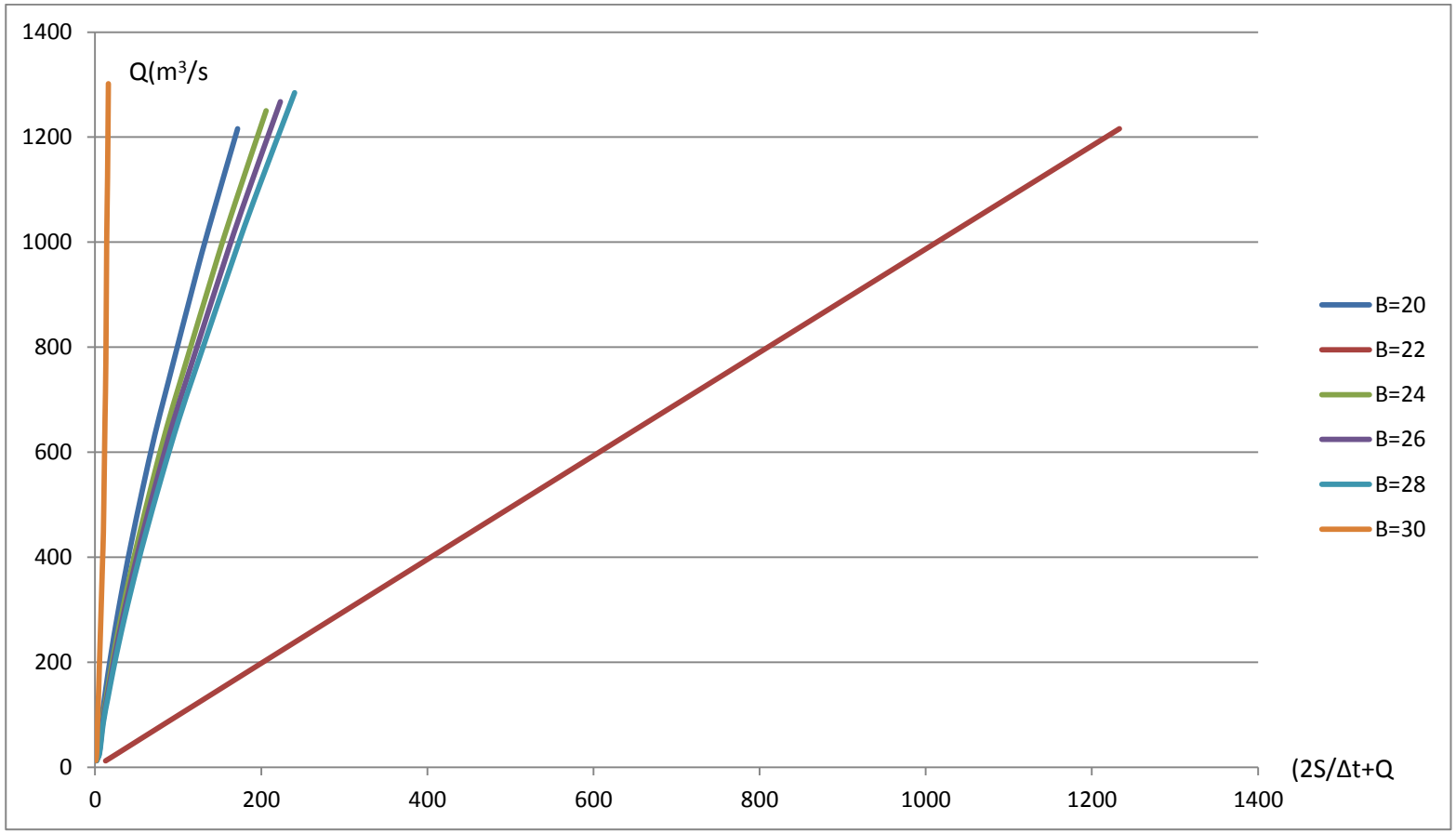


Figure III.18 : courbes $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$

TableauIII.39:Résultats de Hydrogramme d'entrée et Hydrogramme de sortie

Hydrogramme d'entrée			**Hydrogramme de sortie (Q laminé m³/s)**					
Temps(h)	**Q**	**Q1+Q2**	B=20	B=22	B=24	B=26	B=28	B=30
0	0	8.4	0	0	0	0	0	0
0.25	8.4	42.02	1.31	1.23	1.16	1.08	0.99	0.92
0.5	33.62	109.26	9.92	9.42	8.90	8.36	4.52	7.22
0.75	75.64	210.12	17.15	16.28	15.37	14.44	14.1	12.47
1	134.48	344.61	42.76	40.65	38.46	36.18	34.37	31.35
1.25	210.13	508.7	87.78	83.81	79.63	75.25	74.92	65.81
1.49	298.57	593.54	165.65	159.12	152.16	144.73	136.18	128.30
1.5	294.97	534.24	220.76	213.70	205.99	197.56	184.28	178.20
1.75	239.27	430.33	249.14	243.54	237.13	229.83	209.38	211.98
2	191.06	340.87	235.70	232.92	229.40	225.00	211.13	212.87
2.25	149.81	264.77	209.89	209.55	208.64	207.02	198.80	200.90
2.5	114.96	200.95	171.44	172.72	173.68	174.19	178.67	173.13
2.75	85.99	148.34	139.93	142.09	144.13	145.95	154.98	148.29
3	62.35	105.84	107.49	109.93	112.41	114.84	130.49	119.14
3.25	43.49	53.72	84.56	87.001	89.64	92.37	106.99	97.77
4	10.23	15.34	60.5	58	68.25	70.01	72.54	75.26
4.25	5.11	7.17	48.14	48.25	50.36	54.11	58.5	61.97
4.5	2.06	2.11	34.16	34.74	37.21	40.75	48.70	48.54
5	0.05	0.05	23.32	24.21	26.46	29.57	30	36.68
5.21	0	0	22.5	17.62	19.66	22.42	25.18	28.97
5.25	0	0	22	16.5	18.5	21.5	24.5	27.2
5.5	0	0	8.29	9.38	10.34	13.16	16.5	19.94
5.75	0	0	6.35	7.33	8.25	10.72	10.5	16.92
6	0	0	4.35	5.12	5.88	7.80	8.07	12.80
6.25	0	0	3.29	3.95	4.62	6.24	6.71	10.65
6.5	0	0	2.50	3.06	3.65	5.03	5.54	8.91

6.76	0	0	1.92	2.40	2.92	4.10	3.94	7.57
7	0	0	1.47	1.88	2.33	3.348	3.22	6.42
7.25	0	0	1.12	1.45	1.85	2.70	2.64	5.41
7.5	0	0	0.84	1.11	1.44	2.16	2.20	4.52
7.75	0	0	0.62	0.84	1.12	1.715	1.83	3.741
8	0	0	0.47	0.66	0.89	1.40	1.51	3.223
8.25	0	0	0.43	0.62	0.87	1.40	1.23	3.40
8.5	0	0	0.15	0.22	0.32	0.53	1.001	1.37
8.75	0	0	0.11	0.17	0.25	0.42	0.82	1.14
9	0	0	0.08	0.13	0.19	0.34	0.66	0.95
9.25	0	0	0.06	0.10	0.15	0.28	0.52	0.81
9.5	0	0	0.05	0.08	0.12	0.22	0.42	0.69
9.75	0	0	0.03	0.06	0.10	0.18	0.31	0.58
10	0	0	0.02	0.04	0.07	0.14	0.23	0.48
10.25	0	0	0.02	0.03	0.06	0.11	0.126	0.40
10.5	0	0	0.01	0.02	0.04	0.09	0.12	0.34
10.75	0	0	0.01	0.02	0.03	0.07	0.05	0.28

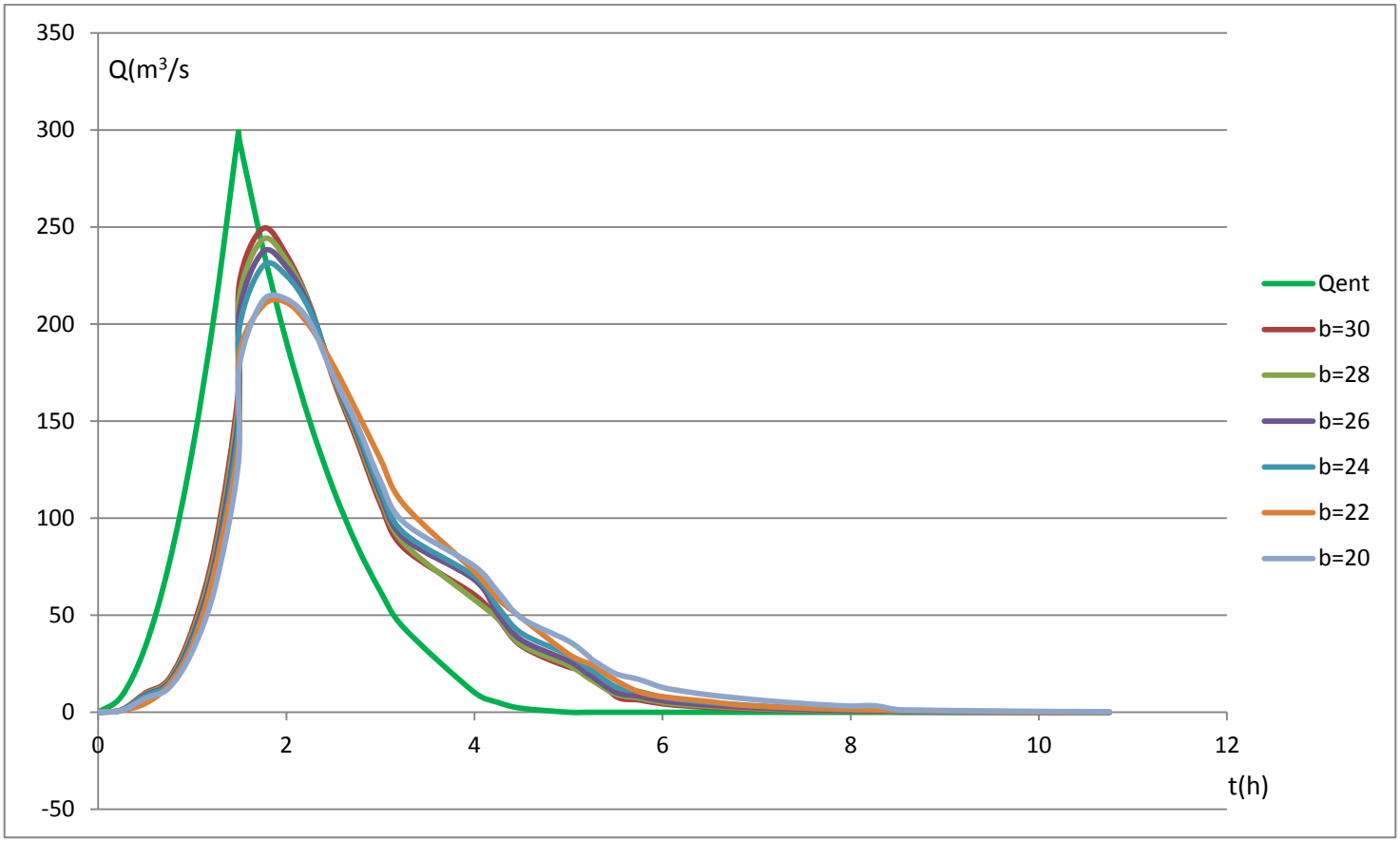


Figure III.19 : de Hydrogramme d'entrée et Hydrogramme de sortie

IX Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devais le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversant correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

IX.1 Calcul du coût approximatif 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 :

$$V_B = \Sigma V_i \quad \text{..... (III.59)}$$

$$V_i = \frac{Si + Si+1}{2} \cdot L \quad \text{..... (III.60)}$$

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 $\left[S_i = \frac{b + Bi}{2} \cdot H_i\right]$ ..... (III.61)

Bi : Largeur de base $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$ ..... (III.62)

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t]$ ..... (III.63)

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

IX.2 Calcul de la revanche

Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la revanche :

- **Formule de STEVENSON GAILLARD**

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{..... (III.64)}$$

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad \text{..... (III.65)}$$

Avec V : Vitesse de propagation des vagues (m/s).

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre (F = 0.514 km).

A.N : $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0.514} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{0.514}$

$H = 0.77m$

D'où : $V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 0.714$

$V = 3.04\,m/s$

Donc : $R = 0.75 \cdot 0.77 + \frac{3.04^2}{2 \cdot 9,81}$

$R = 1.05\,m$

- **Formule de MALLET et PAQUANT**

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Et :} \quad H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \quad \text{..... (III.66)}$$

A.N : $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0.514}$

$H = 0.73\,m$

D'où : $V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 0.73$

$V = 2.97\,m/s$

Donc : $R = 0.75 \cdot 0.73 + \frac{2.97^2}{2 \cdot 9.81}$

$R = 1.03\,m$

- **Formule Simplifiée**

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \quad \text{..... (III.67)}$$

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{0.514} = 1.21\,m$$

Conclusion :

R<1.5m

Donc On prend une valeur 1.5m

R=1.5m

IX.3 Largeur en crête

Formule de KNAPEN T :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \quad \text{..... (III.68)}$$

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

- **Formule de E- F-PREECE** :

$$b_{cr} = \left(1.1 \cdot \sqrt{H_b}\right) + 1 \quad \text{..... (III.69)}$$

- **Formule Anonyme (simplifiée)** :

$$b_{cr} = 3.60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \quad \text{..... (III.70)}$$

- **Formule pratique** :

$$b_{cr} = \frac{5}{3}\sqrt{H_b} \quad \text{..... (III.71)}$$

Avec H_b : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t. \quad \text{..... (III.72)}$$

IX.4.Calculer le tassment du barrage

Pour les barrages dont la hauteur ne dépassepas 20m on peut préalablement prendre le tassment égale à (0.50 ;1.50%) de la hauteur du barrage

Pour le petite barrage on calcue le tassment d'après la formule

$t=0.015_{H_b}$. ……(III.73)

Tableau III.40: Differetes largeurs en crête

Largeurs déversantes (m)	Lames déversantes (m)	Tass ements (m)	Hauteur du barrage (m)	Largeur en crête du barrage (m)			
				Formules utilisées			
				KNAPEN	PREECE	SIMPLIFIEE	Formule pratique
20	2.3	0.24	18	6.77	5.51	6.22	6.83
22	2.2	0.24	17.9	6.75	5.50	6.20	6.81
24	2.1	0.24	16.8	6.73	5.48	6.19	6.79
26	2	0.24	16.7	6.71	5.47	6.17	6.77
28	1.9	0.23	16.6	6.68	5.45	6.15	6.75
30	1.8	0.23	16.5	6.66	5.44	6.13	6.73

On opte pour une largeur de crête égale à : 06m.

IX.5. Calcul le volume et le coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté par la, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversant, en utilisant les formules citées précédemment.

Tableau III.41: Calculer le volume de la digue pour h_d=2.3m

n	Hi	BI	Si	SI+1	Li	SI+SI+1	vi
0	0	6	0	177.19	21	440.45	9249.45
1	7.01	44.55	177.19	880.90	21	529.04	11110.004
2	16.84	98.62	880.90	880.90	63	724.76	45660.03
3	16.84	98.62	880.90	568.62	21	563.19	11827.04
4	13.33	79.31	568.62	245.48	21	344.41	7232.74
5	8.42	52.31	245.48	120.20	21	122.74	2577.59
6	5.61	36.85	120.20	0	21	60.10	1262.18
7	0	6	0				Vt=88919.06

Tableau III.42: Calculer le volume de la digue pour h_d=2.2m

n	Hi	BI	Si	SI+1	Li	SI+SI+1	vi
0	0	6	0	177.19	21	435.53	9146.19
1	7.01	44.55	177.19	871.06	21	524.13	11006.74
2	16.74	98.07	871.06	871.06	63	719.848	45350.24
3	16.74	98.07	871.06	568.62	21	558.27	11723.78
4	13.33	79.315	568.62	245.48	21	344.41	7232.743
5	8.42	52.31	245.48	120.20	21	122.74	2577.59
6	5.61	36.85	120.20	0	21	60.10	1262.18
7	0	6	0				Vt=88299.49

Tableau III.43: Calculer le volume de la digue pour h_d=2.1m

n	Hi	BI	Si	SI+1	Li	SI+SI+1	vi
0	0	6	0	177.19	21	430.15	9033.27
1	7.01	44.55	177.19	860.31	21	518.75	10893.82
2	16.63	97.46	860.31	860.31	63	714.46	45011.48
3	16.63	97.46	860.31	568.62	21	552.89	11610.86
4	13.33	79.31	568.62	245.48	21	344.41	7232.743
5	8.42	52.31	245.48	120.20	21	122.74	2577.59
6	5.61	36.85	120.20	0	21	60.10	1262.18
7	0	6	0				87621.96

Tableau III.44 Calculer le volume de la digue pour h_d=2m

n	Hi	BI	Si	SI+1	Li	SI+SI+1	vi
0	0	6	0	177.19	21	425.29	8931.22
1	7.01	44.55	177.19	850.59	21	513.89	10791.77
2	16.53	96.915	850.59	850.59	63	709.60	44705.33
3	16.53	96.915	850.59	568.62	21	548.03	11508.81
4	13.33	79.315	568.62	245.48	21	344.41	7232.743
5	8.42	52.31	245.48	120.20	21	122.74	2577.59
6	5.61	36.85	120.20	0	21	60.10	1262.18
7	0	6	0				Vt=87009.66

Tableau III.45: Calculer le volume de la digue pour h_d=1.9m

N	Hi	BI	Si	SI+1	Li	$(S_i+S_{i+1})/2$	vi
0	0	6	0	177.19	21	420.46	8829.74
1	7.01	44.55	177.19	840.92	21	509.06	10690.29
2	16.43	96.36	840.92	840.92	63	704.77	44400.91
3	16.43	96.36	840.92	568.62	21	543.20	11407.34
4	13.33	79.31	568.62	245.481	21	344.416375	7232.74
5	8.42	52.31	245.48	120.20	21	122.74	2577.59
6	5.61	36.85	120.20	0	21	60.104	1262.18
7	0	6	0				Vt=86400.83

Tableau III.46: Calculer le volume de la digue pour h_d=1.8m

N	Hi	BI	Si	S_{i+1}	Li	$(S_i+S_{i+1})/2$	vi
0	0	6	0	177.19	21	415.65	8728.85
1	7.01	44.55	177.19	831.319	21	504.25	10589.40
2	16.33	95.81	831.31	831.31	63	699.97	44098.23
3	16.33	95.81	831.31	568.62	21	538.40	11306.44
4	13.33	79.31	568.62	245.48	21	344.41	7232.74
5	8.42	52.31	245.48	120.20	21	122.74	2577.59
6	5.61	36.85	120.20	0	21	60.10	1262.18
7	0	6	0				Vt=85795.46

Tableau III.47: Coût et volume de la digue

Largeur déversant(m)	Vb (m3)	Coût (10^6 DA)
20	88919.06	106.70
22	88299.49	105.95
24	87621.96	105.14
26	87009.66	104.41
28	86400.833	103.68
30	85795.46	102.95

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2.5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 1200 DA.

IX.6. Calcul du coût de l'évacuateur de crues

a- Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Greager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversant épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression…), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est m = 0.44.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1.80} \quad \text{.....(III.74)}$$

Avec H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S.L \quad \text{.....(III.75)}$$

Avec S : Section transversale (m^2).

L : Largeur déversant (m).

En fixant le mètre cube du béton à 50000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversant sera :

Tableau III.48: Coût de déversoir

Coût du déversoir			
Largeurs déversant (m)	**Section (m^2)**	**Volume du béton (m^3)**	**Coût du déversoir (10^6 DA)**
20	0.915	18.3	0.91
22	1.125	24.75	1.23
24	1.235	29.64	1.48
26	1.434	37.284	1.68
28	1.525	42.7	2.13
30	1.615	48.45	2.42

b- Calcul du coût du coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 124 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{béton} = S_{béton} \times L_{cou} \quad \text{(III.76)}$$

$$S_{béton} = Smur + Sradier \quad \text{(III.77)}$$

$$Smur = 2 * Hmur * e \quad \text{(III.78)}$$

$$Hmur = Hd + 0.8 \quad \text{(III.79)}$$

$$Sradier = bext.coursier * e \quad \text{(III.80)}$$

$$bext.coursier = bcoursier + 1.4 \quad \text{(III.81)}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale respectivement à 0.2 et 0.5 mètre et

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{cou} = \left(Q_{e,max}\right)^{0.4} \quad \text{(III.82)}$$

- **Tableau III.49**: Coût de coursier

LARGEURS DEVERSANT (M)	H_D	H_{MUR}	DEBITS DEVERSANT (M^3/S)	LARGEUR DE COURSIER (M)	$B_{EXT.COURSIER}$	S_{MUR}	S_{RADIER}	SURFACE DE BETON (M^2)	VOLUME DE BETON (M^3)	COUT DE BETON (10^6 DA)
20	2.3	3.1	151.41	7.44	8.84	3.1	1.76	4.869	603.84	28.71
22	2.2	3	166.55	7.73	9.13	3	1.82	4.82	598.62	29.04
24	2.1	2.9	181.69	8.01	9.41	2.9	1.88	4.78	593.01	29.35
26	2	2.8	196.83	8.27	9.67	2.8	1.93	4.73	587.082	29.65
28	1.9	2.7	211.98	8.52	9.92	2.7	1.98	4.68	580.85	29.93
30	1.8	2.6	227.12	8.75	10.15	2.6	2.03	4.631	574.36	31.19

IX.7. le coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-dessous :

Tableau III.50: Coût total de retenue

Largeurs déversants (m)	Coût de la digue (10^6 DA)	Coût de l'évacuateur de crue (10^6 DA)		Coût total (10^6 DA)
		Déversoir	Coursier	
20	106.70	0.91	28.71	136.32
22	105.95	1.23	29.04	136.22
24	105.14	1.48	29.35	135.97
26	104.41	1.68	29.65	135.74
28	103.68	2.13	29.93	135.74
30	102.95	2.42	31.19	136.56

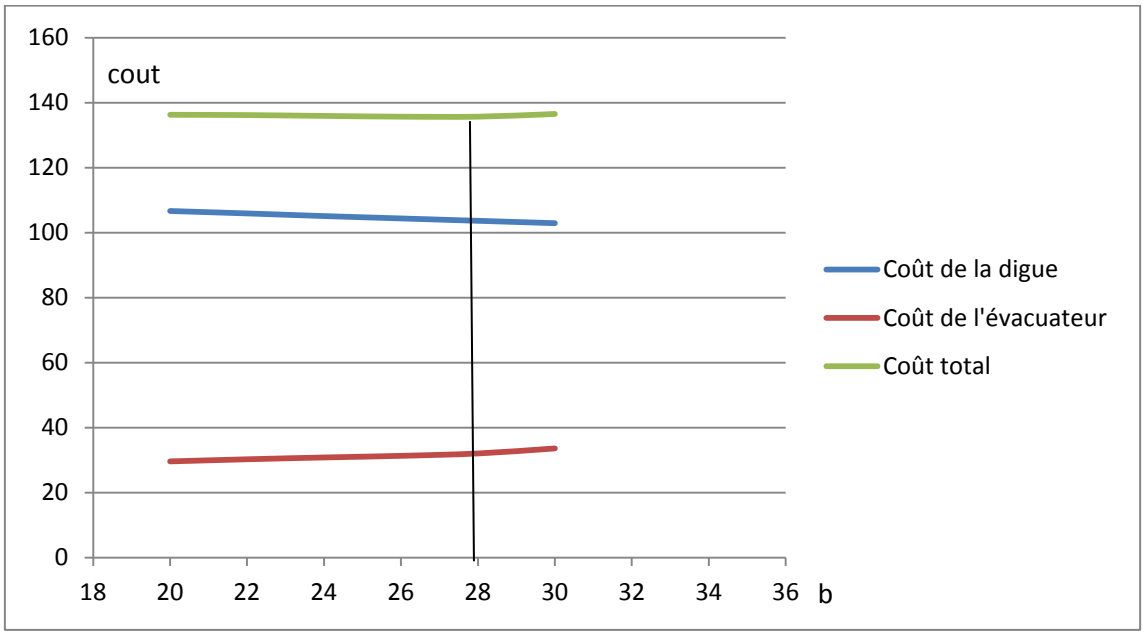


Figure III.20 : courbes d'optimisation

CONCLUSION

D'après la courbe d'optimisation la largeur déversant donnant le coût minimum est 28 mètre.

Donc la hauteur du barrage est :

$$H_b = 16.8m$$

La cote de la crête=NNR + hdév + R = 1010.8m

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANT

Introduction

Le choix du type de barrage se fait en fonction de la caractéristique locale. en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée. du problème de transport et d'approvisionnement. des possibilités en matériel et en main-d'œuvre. de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques

I. Le choix du site du barrage

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économie. sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie. la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.

La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de 'aménagement.

L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

II. Le choix du type de barrage

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

- **La topographie du site**

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant .En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

- **La morphologie de la vallée**

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter .Bien entendu. L'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée .Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai. un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

- **Les conditions géologiques et géotechniques**

La nature. la résistance. le pendage. la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant. constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

- **Les matériaux de construction**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ai. si que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées. le plus proche possible des zones d'emprunt.

- **Les conditions socio-économiques**

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par la possibilité de recourir à une main d'œuvre abondante. C'est en particulier le cas des barrages en maçonnerie ou en gabions.

- **Les defferent types des barrages en terres**

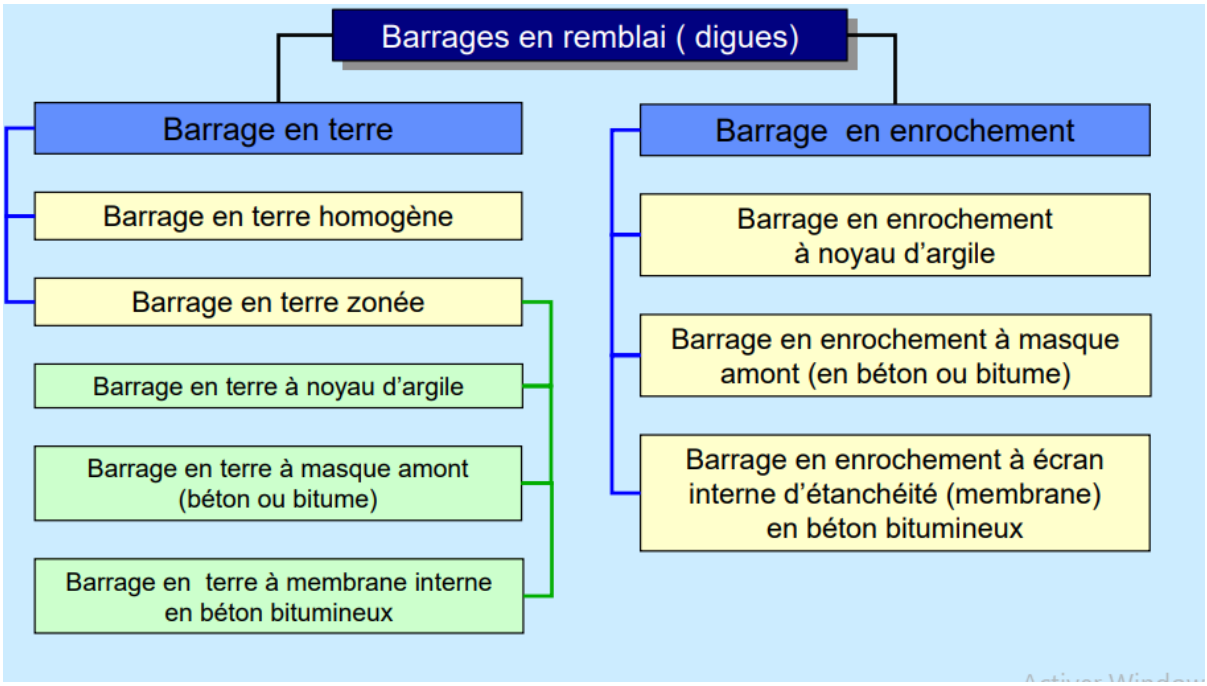


Figure IV.01: Les defferent types des barrages en terres

III. Les variantes à choisir

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

III.1 .Barrage en terre Homogène

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser. mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue. ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont. Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

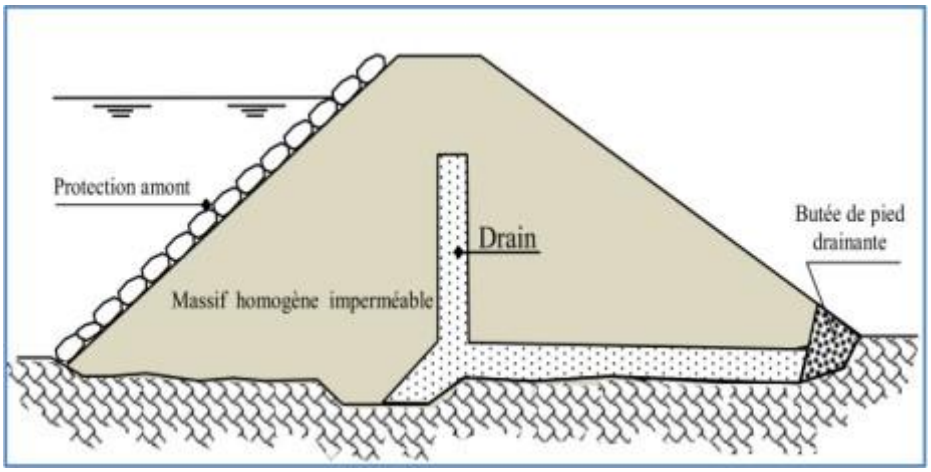


Figure IV.02 : Barrage en terre Homogène

III.2.Barrage à zones

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place. ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène. un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent. suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

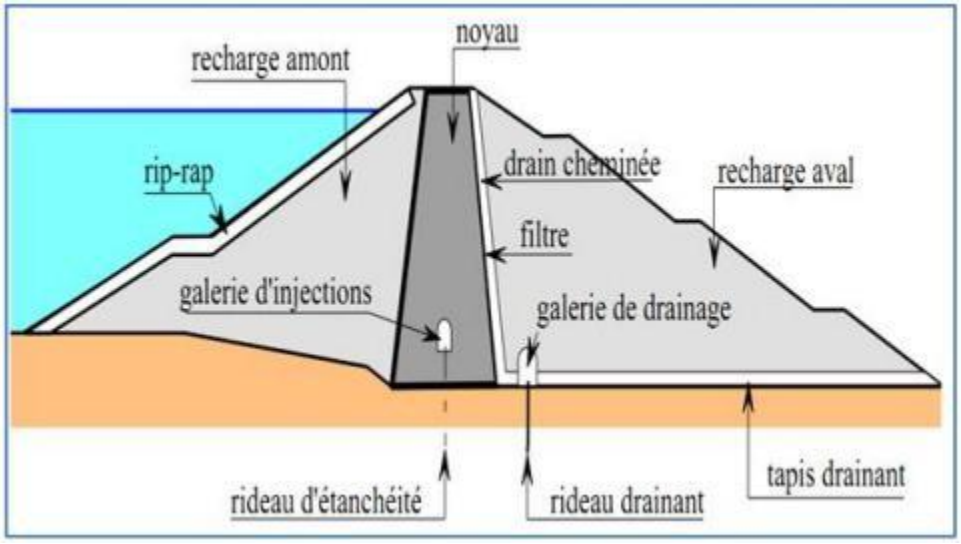


Figure IV.03 : Barrage à zones

III.3 Barrage en enrochement avec masque en béton

Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage.

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément. il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique. thermique……etc.

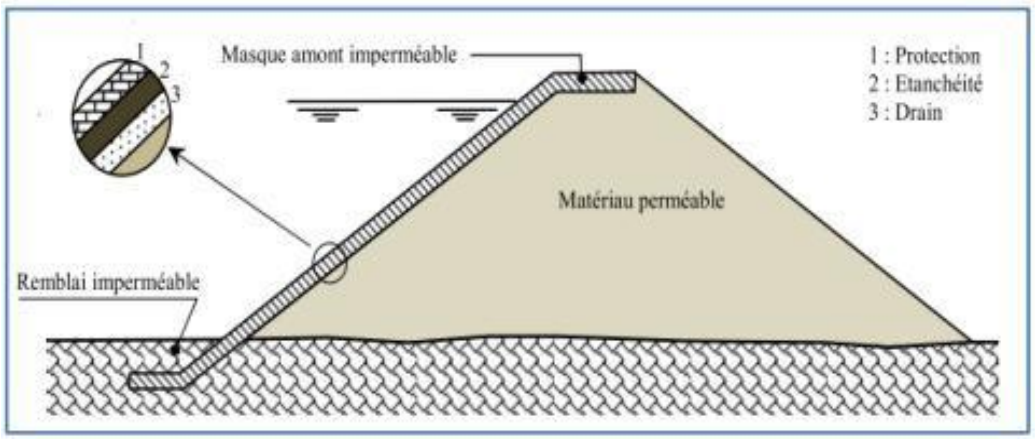


Figure IV.04 : Barrage en enrochement avec masque en béton

III.4.pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs. on donne des pentes qui paraissent optimales.

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2.5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2.5	2.5
	- A zones	2	2.5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2.5	2.5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2.5
	- A zones	3	3
H ≥20	- Homogène granulométrie étendue	3	2.5
	- A zones	3	3

IV. Etude comparative

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis parait nécessaire pour faire le choix du type de retenue.

IV.1. 1.barrage homogène

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement. il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1.5 à 2 fois le volume du remblai.

Pour un barrage homogène en argile les pentes des talus amont 3 et aval 2.5.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant.

IV.2. Barrage zoné

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 16.8m on prend les pentes des talus amont et aval (m1=2.5 et m2= 3).

A) Le Noyau :

Nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté. disposé verticalement au centre du barrage.

Vers le sommet. le noyau doit être monté au-dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence. en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobé en bitumineux.

Latéralement. nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

- **Dimensionnement du noyau**

Pour le noyau. on a opté pour un profil trapézoïdal dont les dimensions sont les suivantes:

- **largeur en crête**

La largeur au sommet du noyau sera déterminée par des raisons de conduite du chantier pour autoriser le passage des engins de compactage. mais aussi par des raisons d'étanchéité.

$$\mathbf{b_{noy} = 4m}$$

Les pentes des talus du noyau préalable :

- Talus amont est 1
- Talus aval est aussi 1

Largeur de la base du noyau: bn=37.26m

Le volume du noyau et des recharges est respectivement :

IV. 3. Barrage en terre avec masque en béton

Pour un barrage avec un masque en béton d'une hauteur de 16.8m on prend les pentes des talus amont et aval (m1=2.5 et m2=2.5) ainsi que l'épaisseur du masque est prise égale à 0.4m. le volume du remblai et du masque en béton sont présenté sur le tableau suivant:

V.Estimation du coût des variantes

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes

Tableau IV.02 : . Comparaison financière des trois variantes

Type de la digue	Matériaux	Quantité	Prix unit (DA)	Cout	Total(DA)
Homogène	Recherche (argile)	87621.9621	1200	105146355	121250280
	Enrochement	4969.63002	2400	11927112	
	gravier	2981.77801	800	2385422.41	
	sables	1987.85201	600	1192711.21	
	drain	598.68	1000	598680	
Zoné	Recherche	68763.5421	2400	165032501	193755947
	Noyant	18858.42	1200	22630104	
	Rup rap	2538.89249	2400	6093341.98	
Avec masque	Recharge (enrochement)	87621.9621	2400	165032501	409077910
	masque en béton	3975.70402	50000	22630104	

Le volume d'enrochement rup rap

$Ven = \frac{LT*In}{2} e$ In=$\sqrt{Hb^2 + m1^2\ Hb^2}$ =…….. (IV.01)

Le volume de gravier

$Ven = \frac{LT*In}{2} e$ In=$\sqrt{Hb^2 + m1^2\ Hb^2}$ …….. (IV.02)

Le volume de sables

$Ven = \frac{LT*In}{2} e$ In=$\sqrt{Hb^2 + m1^2\ Hb^2}$ …….. (IV.03)

Le volume de Rup rap

$Ven = \frac{LT*In}{2} e$ In=$\sqrt{Hb^2 + m1^2\ Hb^2}$…….. (IV.04)

Le volume de béton

$Ven = \frac{LT*(In)}{2} e$ In=$\sqrt{Hb^2 + m1^2\ Hb^2}$…….. (IV.05)

CONCLUSION

A travers le Tableau différents coûts des variantes il apparaît clairement que nous ne pouvons que nous orienter vers la 1 ère variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement.

CHAPITRE V
ETUDE DETAILLEE DE LA VARIANTE CHOISIE

Introduction

Après l'étude des variantes faite dans le chapitre précédent. nous avons constaté que la variante adéquate pour notre site de côté technique et économique un barrage homogène.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier la conception et l'étude détaillée de la digue choisie.

I. Conception de La Digue

I.1.la revanche du barrage

La revanche a était calculée dans le chapitre 03(Étude d'optimisation) par plusieurs formules**R = 1.5m**.

I.2la Hauteur du barrage

Elle est donnée par la relation :

$$Hb = HNNR + R + Hf + t \quad \text{.....(V.1)}$$

H_{NNR} : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée [m]H_f : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en [m]

R : Revanche du barrage en [m]

t:Tassement [m]

H_b = **= 17.2m.**

I.3.largeur en crête :

Par itérations qu'on a mesuré la largeur en crête du barrage. et sa valeur se stabilise a environ de 6m. donc b_{crete} =**6m**.

II. Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. et pour connaitre la classe de notre retenue collinaire nous avons le tableau suivant :

Tableau V.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	**Classes de barrages**			
	I	**II**	**III**	**IV**
	Hauteur de barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	< 25
Sols sablonneux. pierreux. Terrain argileux non plastique.	75	35÷75	15÷35	**< 15**
Terrain argileux plastique.	>50	25÷50	15÷25	< 15

D'après le tableau la retenue collinaire d'oued saboun est classée dans la quatrième catégorie d'ouvrage (classe **IV**).

II.1.Pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et des fondations.

Pour les massifs on donne des pentes qui paraissent optimal. comme montre le tableau :

Tableau V.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

HAUTEUR DU BARRAGE (M)	TYPE DU BARRAGE	FRUIT DES TALUS	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2.5	2.0
	- A zones	2.0	2.0
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2.0	2.0
	- Homogène à fort % d'argile	2.5	2.5
	- A zones	2.0	2.5
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2.5	2.5
	- Homogène à fort % d'argile	3.0	2.5
	- A zones	3.0	3.0
H >20	- Homogène granulométrie étendue	3.0	2.5
	- A zones	3.0	3.0

D'après le tableau. On choisit les pentes des talus ce qui va être vérifié après le calcul de la stabilité.

Pour les talus on prend :

- Fruit amont est : m_1=3
- Fruit aval est : m_2= 2.5

II.2.Protection des talus

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage. pour cela on doit protéger.

a) Le talus aval

Il sera protégé par une couche de 0.5m d'enrochement reposant sur deux couches de 0.3m de gravier. et du 0.2 de sable. Il est conseillé de recouvrir le talus avec une couche d'herbe de 30 cm pour plus de sécurité.

b) le talus amont

Il sera protégé par une couche d'enrochement .Pour déterminé l'épaisseur de cette couche. on utilise :

- **Première méthode**

la méthode de « U.S.ARMY ».

Tableau V.3 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur min de la couche d'enrochement (m)	D_{50} (m)
0 à 0.3	0.3	0.20
0.3à 0.6	0.4	0.25
0.6à 1.2	0.45	0.30
1.2 à 1.8	0.55	0.40
1.8 à 2.4	0.70	0.45
2.4 à 3.0	0.80	0.55

Pour notre cas. $0.6<H_v<1.2$ m e = 0.45 m.

D_{50} min = 0.30 m

➢ **Deuxième méthode**

$\mathbf{e = C \cdot V^2}$ ..... (V. 02)

D'où

e : Epaisseur de l'enrochement en [m].

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s].

C : Coefficient dont la valeur est fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.

Tableau V-04 : La valeur de C

Pentes des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\delta = 2.5$	$\delta = 2.65$	$\delta = 2.80$
1 /3	0.028	0.025	0.023

On à un poids spécifique du enrochement. θ =2.65 KN/m ^{3}.et une pente égale à 1/3

D'où la valeur de C est donnée 0.025.

Donc. nous obtenons une épaisseur d'enrochement e=0.50m

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire "W" tel que

$$W \geq 0.52 * e^3 * \delta \text{ ..... (V. 0 3)}$$

W = 0.1725 tonne.

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$$D_P = \sqrt[3]{\frac{W}{0.524 * \delta}} = \sqrt[3]{\frac{0.1725}{0.524 * 2.65}} = 0.50cm$$

On opte pour un diamètre égal à 0.50cm

Conclusion : En analysant les résultats obtenus. on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche e = 50 cm et un diamètre moyen de 50 cm.

III. Drainage de la digue

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant. de ce fait il convient de bien concevoir le système de drainagequi pourrait constituer une bonne méthode pour construire des barrages dans desconditions sures.

✓ **But du drainage**

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage. En effet le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre aux objectifs suivants:

- Abaissement de la ligne de saturation..
- Réduction de la pression de courant avec modification du réseau d'écoulement.
- Réduction de la pression interstitielle.
- Contrôle des percolations et du non migration des éléments du remblai.

III.1Constitution et fonctionnement des filtres et drains

a) les filtre

Lorsque le matériau constitutif du drain ne vérifié pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer. on interpose alors un filtre entre les deux matériaux. La fonction principale de filtre est de retenir ces particules du sol drainé tout enpermettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers. Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables. de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

les drains

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir une perméabilité plus élevée que celle du soldrainé. Le gravier. de granulométrie moyenne à grossière est un matériau idéal pour le drain. Egalement on peut utiliser la roche comme matériaux drainant. Ces matériaux sont disposésen bandes. en couches minces ou en cheminée. Ils doivent être inaltérables. parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavée si nécessaire.

Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement desfines particules du matériau adjacent.

✓ **Règles générales de dimensionnement des drains et filtres**

La référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI.

Condition de perméabilité. $D_{15}/d_{15} > 5$

Condition de non entraînement des particules fines $D_{15}/d_{85} > 4$

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

4. $d_{85}>D_{15}>5.d_{15}$

Pou rassurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on devra s'assurer de la

Condition d'uniformité à savoir : $< D_{60}/d_{10} < 8$

✓ **Calcul des drains :**

a. Dimensionnement du drain tapis

: Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre nous disposons Habituellement dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, d'un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

$$Ld=\frac{Lb}{3} \text{ …..... (V.04)}$$

Avec :

Lb : Longueur transversale du barrage [Lb=189m].

Donc :$Ld=\frac{189}{3}$=63 m

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

ld=1/2*($\sqrt{L^2-H^2}$ -L) …..... (V. 05)

ld : Largeur du drain nécessaire (m) .

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (63m).

H : différence de charge entre la retenue et le drain (13.2m).

Donc : ld=1/2*($\sqrt{63^2 - 13.2^2}$ -63)=0.7m

On prend : ld=1m

b) Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical. placé au centre du barrage. constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical). La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant pour drainer les fondations. en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est aux points les plus hauts de saturation de remblai

c)Dimensionnement du prisme aval

- **fruits des talus** *:*

m_1 =(1.00÷1.75) on prend m_1=1.5.

m_2 =(1.50÷2.50) on prend m_2=2.5.

- **la hauteur du drain :**

h_{dr}= (0.15÷0.20) *H_b ..... (V.6)

Avec H_b : Hauteur du barrage ;

AN: h_{dr} =0.20 *16.63

h_{dr}=**3.32m.**

- **la largeur en sommet :**

Elle est donnée par :

$$b_{dr}=\left(\frac{1}{3}\div\frac{1}{4}\right)h_{dr} \quad \text{..... (V.7)}$$

AN : $b_{dr}=\frac{1}{3}$ *3.32

b_{dr}=**11m**

largeur en base du drain

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) * h_{dr} \quad \text{..... (V.8)}$$

AN : B =1.1+(1.5 +2.5) *3.32

B=14.38m

✓ **Calcul des filtres :**

Les filtres sont des couches de granulométrie variée. (sable. gravier.…). Dans notre cas ilssont entourés le long de la digue (crête. amont. aval).

a. Règles des filtres

L'exigence primordiale aux sols des filtres. qu'ils doivent vérifier. les conditions de l'absencedu renard.

Condition 1:

$\frac{D5}{D17} \geq 0.32\sqrt[6]{\eta}(1 + 0.05\eta.\frac{n}{1-n}$Avec :η :Coefficient

D'hétérogénéité du sol du filtre. η =D_{60}/D_{10}n :

Porosité du sol en fonction d'unité n = no-(0.1Log η)

no= 0.4 pour les sols caillouteux no= 0.45 pour les sols argileux .

Condition 2 :

Vérification des suffisances de perméabilité:

$K_F = (2 + \sqrt[6]{\eta}.K)$ (m/s) d'où :

K : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s) .

KF : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

c)Détermination de la courbe granulométrique des filtres

On désigne par Dp et dp les diamètres des grains du filtre et du matériau filtré.

Selon les critères :

12 < D15 /d15< 40

12 < D50/d50< 58

On trace les limites des couches de filtres avec : D15. D50 : Diamètre de filtre.

d15. d50 : Diamètre du sol à protéger.

Granularité du sol protégé :

d10 = 0.002mm

d60 = 0.8m

d15= 0.005mm

d50 = 0.40mm

La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

0.06mm < D15< 0.2 mm

4.8 mm < D_{50}<23.2 mm

La courbe granulométrique moyenne est :D_{15} = 0.13mm D_{50} = 14 mm

La deuxième couche de filtre on la détermine en fonction de la courbe moyenne de lapremière couche :

0.348 mm < D_{15}< 1.16 mm1.38 mm< D_{50}< 4.60 mm

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche de filtre a les dimensionssuivantes :

D_{15} = 0.754 mmD_{50} = 2.99 mm

On prévoit:

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =20 cm.La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =20cm.

L'enrochement d'épaisseur = 50 cm.

III.2.Etanchéité du barrage

Même si la fondation (rocheuse) est réputée imperméable. un voile injecté au droit de laclé de la digue complètera l'étanchéité de la digue.

III.3.La clé d'ancrage

Des dépôts granuleux ont été observés à proximité du substratum rocheux. Ce constat implique de prévoir une clé d'encrage jusqu'au rocher afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches. La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à **6** m. L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m.

On prend : b= **6** m. Les talus $m_1=m_2=1$.

III.4.Protection de la crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau. et à la circulation des véhicules. la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravier argileuse bien compactée). Pour le barrage homogène. on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement. Afin d'empêche toutes stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage). On préconise en ce sens,d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4)% qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont.

IV. Etude des infiltrations

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné. d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des Renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations doivent permettre de déterminer les éléments suivants :

- ✓ La ligne de saturation du massif du barrage.
- ✓ Le débit de fuite.
- ✓ La pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- ✓ La zone submergée du corps de la digue.

IV.1.Hypothèse de calcul

Afin de pouvoir effectuer les calculs d'infiltrations d'une manière plus aisée. nous serons amenés:

- admettre la filtration dans un seul plan.
- prendre comme valeurs nulles. les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan.
- supposer que le sol du massif du barrage soit homogène. isotrope (coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions) et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul.
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogènes. elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

IV.2.ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle. On l'appelle aussi « ligne phréatique ».Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction. elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny et qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

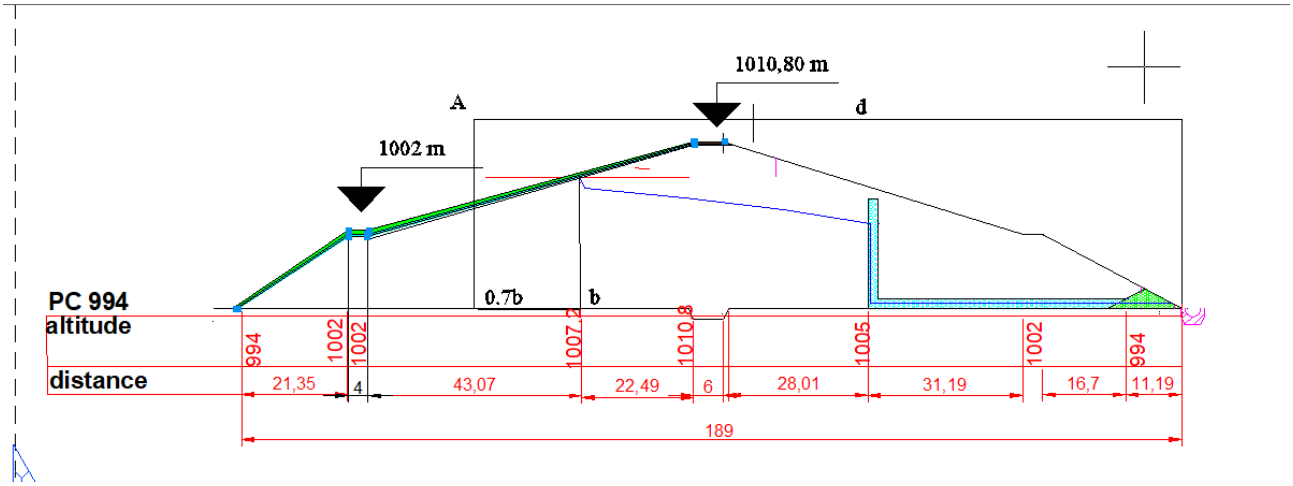
Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$(x+y_0)^2=x^2+y^2 \quad = x+y_{0=}\sqrt{x2+y2}$ ……(V.9)

$y_{0=}\sqrt{x^2+y^2} - x$ ……(V.10)

Aux conditions limites : x=d et y=h

$y_{0=}\sqrt{d^2+h^2} - d$……(V.11)



FigureV.1 la projection des paramètres de Kozeny sur la digue

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont.

d : distance horizontale d= L_B-0.7b

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

D'où b = 68m
d = 141.3
h = 13.2m

Donc : y_0= 0.61m

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$Y^2 = 1.23X + 0.37$

……(V.12)

Tableau V.5 : coordonnées de ligne de saturation.

X(m)	0	10	20	30	40	50	60	70
Y(m)	13.2	13.14	12.66	12.16	11.65	11.11	10.54	9.94
X(m)	80.00	90	100	110	110.1	110.2	140	141
Y (m)	9.29	8.61	7.68	7.04	4.99	3.55	1.001	0.60

IV.2.1.Construction de la ligne de saturation

La parabole de KOZENY coupe le plan d'eau amont en un point B_1 situé à une distance horizontale du talus $0.3\ b = 20.4$ m.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de KOZENY. on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont.

En aval. cette même parabole coupe le talus aval du noyau au point C.

C : point d'intersection de la ligne de saturation avec le drain vertical de coordonnée

V. Calcul du débit de fuite par infiltration

V.1 Digue

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de DARCY traduite par l'expression suivante :

$q_d = K.I.A$

Avec : q_d : Débit de fuite en m^3/s.

I : Gradient hydraulique adimensionnel.

A : section d'infiltration par unité de longueur.K : Coefficient de perméabilité (m/s).

Le gradient hydraulique est déterminé par $= \frac{dy}{dx}$ et : A = y.1

Donc :

D'où :$q_d = K.y_0$ ($m^3/s/ml$)……..(V.13)

Le débit total à travers le barrage sera : $Q_d = q_d * L_{cr}$……(V.14)

Avec : L_{cr} : longueur en crête du barrage (L_{cr}= 96m).

K : coefficient de perméabilité de remblai de la digue ($k=10^{-9}$m/s).

A.N: $q_d = 0.51 *10^{-9}$ m^3/s.ml

$Q = 0.51 *10^{-9} *96(= 4.86*10^{-8}$ m^3/s.

$Q = 1.54$ m^3/an.

V.2.Fondation

Le débit d'infiltration à travers la fondation est donné par la loi de Darcy :q = K.I.A

K : Coefficient de perméabilité.

($K=10^{-7}$m/s). I:gradient hydraulique.

$I = H_{NNR}/L_b = 13.2/189 = 0.06$

H_{NNR} = charge de la retenue.

L_b = 189m Emprise du barrage.

A : section d'infiltration par unité de longueur. A=T.1=TT=5m; Profondeur du sol de fondation perméable.

D'où q = K.I.T……(V.15)

-

Tableau V.6 : débit d'infiltration a travers la fondation.

H_b (m)	I (%)	K (m/s)	q (m^3/s.ml)	Q (m^3/s)	Q (m^3/an)
17.2	0.06	10^{-7}	$1.8*10^{-9}$	$3.4*10^{-7}$	10.72

Le débit total d'infiltration (en m^3/an) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant:

Tableau V.7:Débit de fuite de Barrage

Digue (m^3/an)	Fondation (m^3/an)	Barrage (m^3/an)
1.54	10.72	12.28

VI. Calcul de stabilité

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est fondamentale car elle s'appuie sur celle de ses talus amont et aval ainsi que de sa fondation. L'étude de stabilité de ces barrages a attiré. par son importance dans la méthodologie. l'attention de plusieurs chercheurs et ingénieurs. Pour aborder toute analyse ayant lien à la stabilité. il est convenu qu'il faut développer un certain nombre d'hypothèses selon la complexité et les données du problème.

Selon ces hypothèses. la solution du problème peut être déterminée analytiquement ou graphiquement ou par combinaison des deux. Suivant la méthode utilisée. il est convenu que pour arriver à un résultat. nous sommes obligé de donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. En général. cette surface est prise comme étant cylindrique. Circulaire à axe horizontal qui apparaît comme un cercle. appelé cercle de glissement dans une coupe transversale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme aux observations sur le glissement du talus. Il est important de signaler que jusqu'à ce jour. ce domaine reste ouvert à toutes suggestions. améliorations et approfondissements pour la bonne connaissance des phénomènes mécaniques qui peuvent induire la masse sujette au glissement.

VI.1 Conséquences de l'instabilité des talus

Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)Rupture des canalisations de vidange ou de puise d'eau Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

A la fin de construction (Talus aval et talus amont).

Fonctionnement normal (Talus aval).

Lors d'une vidange rapide (talus amont).

V.2 Méthode de calcul

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté du petit barrage de Guerroudjia et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés. nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement.

V.3. Calcul manuelle

Ce dernier a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.Quatre cas peuvent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

De la géométrie de la digue.

Des caractéristiques des matériaux utilisés.

Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).

Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.

De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 50 ans

V.4.1Principe de la méthode

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Déterminer le talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen. l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- Déterminer la zone du centre du cercle de glissement. pour cela Fandeev a recommandé de disposer le centre du cercle de glissement dont les limites sont définies par deux cercles de rayons. R_{min} et R_{max} donnés par le tableau suivant :

Tableau V-8 : détermination des rayons max et min

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
K1=R1/Hb	0.75	0.75	1.00	1.50	2.20	3.00
K2=R2/Hb	1.50	1.75	2.30	3.75	4.80	5.50

Hb : Hauteur totale du barrage (Hb=16.8 m).

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon. abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en plusieurs tranches verticales de largeur égales.

Le coefficient de sécurité à la stabilité est égal :

$KS = M_{resis}/M_{mot}$……(V.16)

Mresist: les moments résistants.

Mmot: les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération. Cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

Tableau V-9 : les valeurs admissibles des coefficients de sécurité

Combinaison des charges Classe de l'ouvrage et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1.20 ÷ 1.30	1.15 ÷ 1.20	1.1 ÷ 1.15	1.05 ÷ 1.10
Spéciales (Avec séisme)	1.05 ÷1.10	1.05÷1.10	1.05 ÷ 1.10	1.05

Notre barrage fait partie de la IVème classe. le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : Kss.adm= 1.05 ÷ 1.10
- avec séisme : Kas.adm= 1.05

Pour notre cas :

Tableau V-10 : détermination des rayons max et min

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1	R2
Amont	3.0	1.00	2.3	16.8	38.64
Aval	2.5	0.875	2.025	14.7	34.02

Le centre des rayons étant le point « B ».L'intersection des rayons R1 ; R2 avec les deux lignes (verticale. incliné) nous donne la zone des cercles. On trace à la suite, une courbe de rayon « R» qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval. et on indique le centre de glissement « o ».On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur b=0.1R. on identifie toutes les tranches gauches par des chiffres positifs et les tranches droites par des chiffres négatifs en commençant par la tranche « zéro » sous le centre de glissement (projection).Les efforts agissants sur une tranche de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) : N= Gn cos α

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : T= Gn sin α

Avec : α : Angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale

V.5. Calcul des forces appliquées à chaque tranche

✓ **Force de pesanteur (poids propre de la tranche)**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :

$$G\,n = b\,(\gamma 1\,.\,h1 + \gamma 2\,.\,h2 + \gamma 3\,.\,h3). \quad \text{..... (V.17)}$$

h1 . h2 . h3 : Hauteurs des tranches.

γ1: Densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.

γ2: Densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.

γ3: Densité de l'assise.

b : Largeur de la tranche.

✓ **Force de pression interstitielle**

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U.dl = \gamma w\,.\,h\,.\,dl. \quad \text{..... (V.18)}$$

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : Poids volumique de l'eau γ_w =10KN/m^3.

h : Hauteur de la tranche.

✓ **C) Forces de cohésion**

$$F\,c = c\,.dl. \quad \text{..... (V.19)}$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

✓ **D) Forces dues au séisme**

$$T = a.Gn \quad \text{..... (V.20)}$$

a : Coefficient de séisme.

G n : Poids de la tranche.

V.6. Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices :

✓ **Force de frottement**

$F1 = N\,n\,tg\,\varphi - U\,dl\,tg\varphi$ .....(V.21)

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

✓ **B) Force de cohésion**

$F\,c = c\,dl$ ..... (V.22)

Avec :

$dl = \frac{2.\pi.R.Bi}{360}$

R : Rayon de la courbe de glissement.

Bi : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$M\,s = [(N\,n - U\,dl)\,tg\varphi + c\,dl]\,R$ .....…… (V.23)

✓ **Les forces motrices**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (Nt). (Force de cisaillement) du poids (Gn) qui provoque le glissement du talus. Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$M = \sum_{i=1}^{n} Tn$ ……..... (V.24)

$\sin\alpha$ =Nombre total des tranche/ Numéro d'ordre de la divisée

Avec : $\cos\alpha = \sqrt{1-\sin\alpha^2}$ α …..... (V.25)

V.7. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

✓ **Fin de construction (aval et amont)**

L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction. Alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum. le drainage n'a pas encore eu lieu. le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

Sans séisme : $Kss = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n}$ ……(V.26)

Avec séisme : $Kas = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum {}^{a}G_n d_n}$ ……(V.27)

✓ **Fonctionnement normale (talus aval)**

De même que pour la fin de construction. le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations. Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval. du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

Sans séisme : $Kss = \frac{\sum (N_n - P) tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n}$ ……(V.28)

Avec séisme : $Kas = \frac{\sum (N_n - P) tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum {}^{a}G_n d_n}$ ……(V.29)

✓ **Vidange rapide (talus amont)**

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont. est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier. l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange. les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées. dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

Sans séisme: $Kss = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n}$ ……(V.30)

Avec séisme: $Kas = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum {}^{a}G_n d_n}$ ……(V.31)

Tableau V-11 : Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Fondation
φ	Degré (°)	21
C	t/m^2	0.4
γsat	t/m^3	2.01
γd	t/m^3	1.59
γ '	t/m^3	1.01

Tableau V-12 : le résultat de calcul de la stabilité de Méthode de FELLENIUS

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Avec séisme	**Sans séisme**
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R= 33.4m	1.24	1.86
	R= 32.06m	1.17	1.71
	R= 37.49 m	1.56	2.48
	R= 41.16m	1.53	2.46
	R= 22.6m	1.15	1.27
Fin de construction	Talus aval		
	R= 33.4m	1.30	2.02
	R= 32.06m	1.18	1.75
	R= 37.49 m	1.66	3.009
	R= 41.16m	1.56	2.61
	R= 22.6m	1.01	1.28
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 29.70 m	1.24	1.86
	R= 36.01m	1.15	1.43
	R= 31.01 m	1.04	1.50
	R= 33.34 m	1.002	1.45
	R= 46.9m	1.08	1.57

D'après les résultats obtenus. La stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tous les cas de sollicitation. d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.

Conclusion

On remarque les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est supérieur aux coefficients de sécurité admissibles avec et sans séisme. Pour cela la résistance au glissement causée par infiltration à travers la digue et sa fondation sont verifiés.

CHAPITRE VI

LES OUVRAGES ANNEXES

Introduction

Plusieurs types de barrages sont construits à travers le monde. Citons le barrage-poids ou barrage-gravité, le barrage-voûte, le barrage mixte poids-voûte et enfin les barrages en remblai. L'élaboration de ces derniers nécessite de prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée et la topographie du site et tant d'autres paramètres.

Parmi les ouvrages annexes prévus pour les barrages citons :

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuation de crues (l'évacuateur de crues).
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

I. Ouvrage d'évacuation de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles au moment où la retenue est pleine. sans risques de déversement sur la digue ou d'érosion dommageable pour la digue.

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

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences topographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories. selon les principes types :

a. l'évacuateur à écoulement libre.
b. L'évacuateur par puits noyé.

I.2 Différents types des évacuateurs de crues

- **Evacuateur de crues en puits (tulipe)**

Dans ce type d'ouvrage. le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire. Il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé. Mais lorsque l'ouvrage est noyé. il se comporte comme un orifice à veine mouillée. Ce type d'ouvrage équipera. Le plus souvent les grands barrages vu les avantages qu'il offre.

a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m^3/s.

b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

Ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

1. Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement. charriage)
2. Problème de vibration.
3. Prévention des protections anti vortex (d'où les coûts et l'entretien).
4. Dissipation au pied de la digue.

- **Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral**

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre. son critère de choix est purement topographique. Il présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation. puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

- **Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal**

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre.

Il représente les avantages :

1. Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
2. Facilité de réalisation.

Ses inconvénients sont :

1 Le coût peut élever.

2. La difficulté de modification.

- **Evacuateur de crues en siphon**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge posé sur le corps du barrage.

Il représente les avantages suivants:

1. Aucune exigence topographique.
2. Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

1. Amorçage et désamorçage.
2. Entretien indispensable.
3. Débit faible à évacuer.
4. Dispositif sur le corps de la digue.

II Choix du tracé de l'axe

Pour un tracé judicieux. l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

1. Le plus court possible.
2. Suffisamment éloigné du pied aval de la digue.
3. Rectiligne (si possible).
4. Plus ou moins orthogonal à l'axe de la digue.

Chaque catégorie des ouvrages comporte différentes variantes. Représentants des avantages et des inconvénients. le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre barrage.

- **Type d'évacuateur de crue**

Les types d'évacuateurs de crue qui sont normalement associés aux barrages en remblai sont énumérés dans le tableau suivant :

Tableau VI-01 : Sélection des types d'évacuateurs de crue

Type d'évacuateur de Crue :	Commentaires :
Déversoir latéral avec un seuil de déversement en dos d'âne	• Pour des versants à fortes pentes. • Volume des déblais importants
Déversoir frontal avec seuil déversant en dos d'âne.	• Pour des versants à faibles pentes. • Volume des terrassements faible. • La meilleure disposition du point de vue hydraulique.
Déversoir frontal avec seuil déversant en labyrinthe	• Réduira la largeur du coursier d'évacuateur. mais pas autant que l'option de l'évacuateur latéral.
Evacuateur en puits	• Utilisé où il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre à cause de facteurs géologiques ou topographiques.

Outre les conditions citées ci-dessus. Le choix de l'évacuateur de crue considère d'autres facteurs à savoir le type de barrage. Le débit à évacuer et la sécurité de l'ouvrage.

Ainsi. Pour des raisons de sécurité on doit choisir des évacuateurs à seuils libres sans organes mécaniques de contrôle.

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation. Donc cette variante peut être rejetée.

Conclusion

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus. le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue à entonnement frontal sur la rive droite de la vallée.

III Etude de la variante retenue

Les évacuateurs de crue à surface libre se composent principalement des ouvrages suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal d'écoulement.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de fuite.

III.1 Caractéristiques de l'évacuateur de crue

- Déversoir de type Greager
- Niveau normal de la retenue NNR = 1007.2m NGA.
- Niveau les plus hautes eaux : NPHE = 1009.3m NGA.
- Débit de pointe à évacuer Qévacuer = 158.52m^3/s
- Largeur du bassin d'affouillement l = 28m.

III.2. Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue

- **Le canal d'approche**

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et guider calmement la crue vers le seuil déversant. Généralement. L'écoulement est calme avec une vitesse faible. pour une valeur de m (coefficient de débit).

La vitesse d'approche est obtenue par la formule :

$$Va = \frac{Qprojet}{S} \quad \text{..... (VI. 01)}$$

Avec:

Va : Vitesse d'approche.

Q : Débit de projet évacué (m^3/s).

h : Charge d'eau (m). $h = H + P = 1.8 + 4.1 = 5.9m$.

S : Section du canal (m2). $S = h \times L = 5.9 \times 28 = 165.20m$.

P : Hauteur de pelle (m).

H : Lame déversant (m).

Donc : Va= $\frac{Qprojet}{S}=\frac{158.52}{165.20}$=0.95m/s

Pour la roche saine Vadm = (4.4 à 10) m/s

Va ≤ Vadm Donc pas de risque de l'érosion et d'affouillement.

- **Hauteur du mur du canal d'approche**

La hauteur de mur est :

Hm = H + P + R…..(VI. 02)

AN : R =1.5m

On adopte une valeur de : Hm=7.4m.

- **Longueur du canal d'approche**

La longueur du canal d'approche dépend de la topographie. elle est égale à 30m

- **Déversoir**

Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversant.

Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

Le profil du seuil déversant est de type Greager. L'avantage de ce contour est que chaque point de son parement aval à une pression égale à la pression atmosphérique. Tout profil situé au-dessus. entraînera des dépressions et par conséquent des risques de décollement.

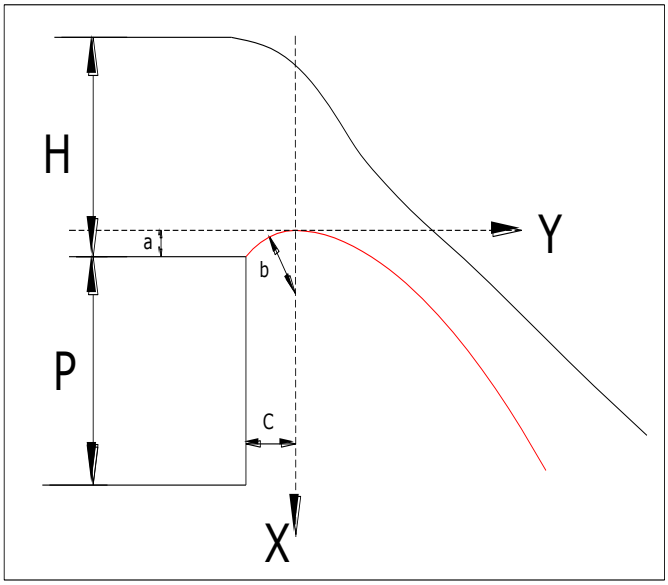


Figure VI-1: Dimensions du déversoir

A.N :

a = 0.015m . c=0.20m.

b = 0.21m.

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

$$Y=\left(\frac{X^{1.85}}{2H^{0.85}}\right) \quad \text{(VI. 03)}$$

Les résultats sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau N°VI-02 : Les coordonnées du profil de déversoir

X	0	0.21	0.420	0.63	0.84	1.26	1.68	2.1	2.52	2.94	3.57	4.2
Y	0.265	0.076	0.015	0	0.015	0.126	0.309	0.538	0.825	1.18	1.83	2.594

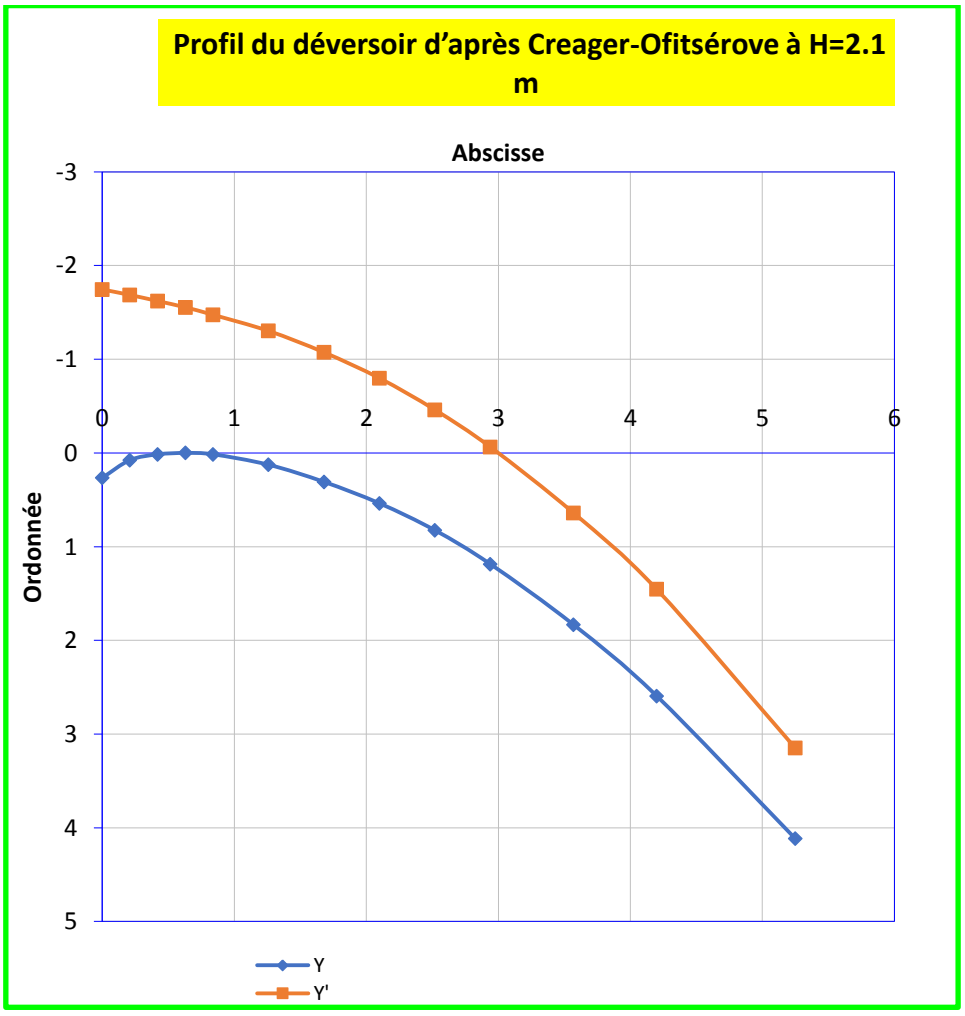


Figure VI-02: Profil du déversoir

III.3.Chenal d'écoulement

Le chenal suit directement le déversoir. il est généralement de section rectangulaire. Dans notre cas avec une largeur $bch = 28m$ une pente i=0.1% et une longueur $Lch = 30m$ (conditions topographiques).

L'écoulement dans le chenal doit être fluvial pour permettre le passage à l'écoulement torrentiel. à l'extrémité aval (début de coursier).

La profondeur d'eau au début du chenal est la même que la profondeur d'eau à la fin du convergeant.

- **Calcul de la profondeur critique**

On donne au coursier une pente assez suffisante (supérieure à la pente critique) pour provoquer un écoulement torrentiel. Contrairement à l'écoulement dans le chenal est fluvial du fait de la pente souvent inférieure à la pente critique.

La phase de passage d'un régime fluvial au torrentiel ou vice-versa est appelée régime critique où la surface libre occupe le niveau critique. On considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcul la profondeur critique par la formule :

$$hc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{..... (VI. 04)}$$

AN :

$$hc = \sqrt[3]{\frac{158.52^2}{28^2 \times 9{,}81}} = 1.48m$$

Avec :

q : Débit spécifique (m^2/s) .

b : Largeur du chenal b=28m

La profondeur critique est hcr=1.48m

Vérification de la pente critique

$$Icr = \left[\frac{Q(b+2Yc)^{2/3}}{K(b\times Yc)^{5/3}}\right]^2 \quad \text{..... (VI. 05)}$$

AN : Icr=0.0019

Icr=0.19%>0.1% donc la condition est vérifier

- **Calcul de la profondeur normale**

La profondeur normale hn (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement est uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C.\sqrt{RI} \quad \text{..... (VI. 06)}$$

Avec :

S : Section du chenal $S = b.hn$.

I : Pente du chenal $I = 0.1\%$.

Cn : Coefficient de Chézy $Cn = R^{1/6}/n.(1/n=K=71)$ ..... (VI. 07)

R : Rayon hydraulique = $R=\frac{S}{P}=\frac{b\times hn}{2hn+b}$

En substituant chaque terme par sa valeur. on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative

$$Q = K \times I^{1/2} \times (b \times hn)^{5/3} \times (2hn + b)^{-2/3} \text{..... (VI. 08)}$$

Tableau VI.03 : Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	$(b\times hn)^{5/3}$	$(2hn+b)^{-2/3}$	Q m^3/s
1.89	745.93	0.99	166.93
1.88	739.37	0.99	165.53
1.87	732.82	0.99	164.13
1.86	726.30	0.99	162.74
1.85	719.81	0.99	161.35
1.84	713.33	0.10	159.97
1.83	**706.88**	**0.10**	**158.59**
1.82	700.46	0.10	157.21

On aura : **hn=1.83m**.

Conclusion :

Hn=1.83m >hc =1.48 alors l'écoulement est fluvial.

III.4 Le coursier

En général. le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section ou on atteint la hauteur critique). à partir de laquelle la pente augmente.

B=20m

III.5Calcul du convergent.

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier. sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et à sa fin. elle égale à celle du coursier. Son rôle consiste à guider les filets d'eau jusqu'au coursier. passant d'un écoulement fluvial à la fin du chenal. à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

L = 2.5 (l1 – l2) …..... (VI. 09)

Avec :

l1 : Largeur au plafond du bief amont l1=28m

l2 : Largeur au plafond de la section de contrôle l2=10m

Donc : L = 2.5 (28– 20)=20m

- **Largueur du coursier**

Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement et de construction. on donne au coursier une section rectangulaire de la même largeur. à la fin de convergeant b=20

La longueur approximative du coursier est 124 mètre (selon le plan topographique).

- **La profondeur critique**

On exécute le même calcul que celui du chenal d'écoulement (on utilise la formule VI.05).

$$hc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{185.52^2}{20^2.9.81}} = 1.85m$$

Avec :

q : Débit spécifique (m2/s).

b : Largeur du coursier b=10m

La Profondeur critique est hcr=1.85m

- **La pente critique**

La pente d'un canal uniforme pour un débit donné est la pente que devrait prendre ce canal. Pour que la profondeur normale du courant considéré. soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer Icr on associera donc la relation du régime uniforme (formule VI.07)

$$Q = Sc.C.\sqrt{RI}$$

Avec celle du régime critique :

$$\frac{Q^2 \times b}{g * Sc^3} = 1 \quad \text{..... (VI. 10)}$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

$$Icr = \frac{g \times hc}{Rc * C^2} \quad \text{..... (VI. 11)}$$

$Sc = 37m2.\, P = 2hcr + b = 2 * 1.85 + 20 = 23.7m$

$Rc = \frac{S}{P} = \frac{37}{23.7} = 1.56m$. et $C = R1/6/n = 71(1.56)1/6 = 76.47$

Donc : $Icr = \frac{9.81 \times 1.85}{76.47^2 \times 1.85} = 0.0016\%$

- **Calcul de la profondeur normale**

La profondeur normale présente la profondeur du courant en régime uniforme (cela veut dire que la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes). Elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy VI.07).

$$Q = S.C.\sqrt{RI}$$

Avec :

S : Section du coursier S=b.hn.

I : Pente du coursier I=21.45%.

Cn : Coefficient de Chézy $Cn = R^{1/6}/n$

R : Rayon hydraulique = $R = \frac{S}{P} = \frac{b \times hn}{2hn + b}$

En substituant chaque terme par sa valeur. On aura l'équation suivante (VI.08) qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = K \times I^{1/2} \times (b \times hn)^{5/3} \times (2hn + b)^{-2/3}$$

Tableau VI.04 : Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	$(b \times hn)^{5/3}$	$(2hn + b)^{-2/3}$	Q m^3/s
0.90	123.63	0.13	520.94
0.80	101.59	0.13	430.73
0.70	81.32	0.13	346.93
0.60	62.90	0.13	270.01
0.50	46.42	0.13	200.52
0.49	44.88	0.13	194.00
0.48	43.36	0.13	187.57
0.47	41.87	0.13	181.22
0.46	40.39	0.13	174.95
0.45	38.94	0.13	168.76
0.44	37.51	0.13	162.66
0.43	**36.52**	**0.13**	**158.44**

-Conclusion :

On aura hn=0.43m.

IV Classification du mouvement et du régime d'écoulement

I=21.45% (hn = 0.43m). Icr= 0.16% (hcr=1.85m)

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que I>Icr (hn< hcr) alors le régime d'écoulement est torrentiel et le coursier est à forte pente.

IV.1Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 10m (le pas).

Tableau VI-05 : Données de calcul.

Q m3/s	Strickler	I (mm)	Yn	yc	Lbief(m)
158.58	71	0.21	0.43	1.85	124

Tableau VI.06 : Ligne d'eau

Section	abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs	J (mm/m)
amont	0.00	30	1.83	0.72	0.21	4.93
1	30	30	1.55	0.93	0.24	7.11
2	60	30	1.27	1.25	0.28	11.03
3	90	30	0.99	1.82	0.35	19.07
4	120	30	0.71	2.99	0.45	21.2
aval	124	4	0.43	6.35	0.68	23.45

On à : $F=\frac{V}{\sqrt{gh}}$ ..... (VI. 12)

Où :

Fr : Nombre de Froude.

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V=\frac{Q}{S}$

AN: $V=\frac{Q}{S}=\frac{158.52}{20\times 0.43}$ =18.43m/s

Donc : $F=\frac{18.43}{\sqrt{9.81\times 0.43}}=8.97$

V Dissipateur d'énergie

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel

.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1.00 \leq F_r \leq 1.70$ Ressaut ondulé.

$1.70 < F_r \leq 2.50$ Ressaut faible de petites apparaissions en surface.

$2.50 < F_r \leq 4.50$ Ressaut oscillant.

$4.50 < F_r \leq 9.00$ Ressaut stable (Stationnaire).

$F_r > 09$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est supérieur à *4.5* cela veut dire que le Ressaut stable (Stationnaire). Alors on utiliser le bassin de *type II*.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes *(Voir Annexe "C")*.

V.1Dimensionnement du bassin

De l'abaque de l'Annexe *"C"* On a :

$$\frac{y_2}{y_1} = 11.20$$

Avec y_1 : tirent d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : tirent d'eau après le ressaut en (m).

AN: $y_2 = 11.20 * 0.43$

$y_2 = 4.81$m

- **Longueur du bassin** *:*

De l'abaque de l'Annexe *"B"* on a :

$$\frac{L_{bas}}{y_2} = 2.75$$

AN: $L_{bas} = 2.75 * 4.81$

$L_{bas} = 13.24$ m.

On prend

- **Dimensionnement des blocs de chute**

$h_1 = y_1 = e_1 = 0.43$ m

Avec h_1 : hauteur des blocs de chute à l'entrée.

e_1 : l'espacement entre les blocs de chute.

Le nombre des blocs de chutes est *12 blocs*.

D'après l'abaque:

$$\frac{h_2}{y_1} = 1.95 \Rightarrow h_2 = 0.83\,\text{m}$$

$$\frac{h_4}{y_1} = 1.55 \Rightarrow h_4 = 0.66\,\text{m}$$

Avec h_2: hauteur du bloc chicane.

h_1: hauteur du seuil terminal.

- **Dimensionnement des blocs chicane**

$l = 0.2 * h_2 = 0.16$ m.

$L = 0.75 * h_2 = 0.62$ m.

Avec l : largeur du seuil.

L : espacement entre les blocs.

$a = 0.15 * y_2 = 0.72$ m.

Avec a : distance entre les blocs de chutes et les blocs chicanes.

V.2 Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus *1/1* et une pente $I_c = 0.1\%$ a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

- **La hauteur critique**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^{2}\right) \cdot K \quad \text{..... (VIII.13)}$$

Avec $$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad \text{..... (VIII.14)}$$

$$\sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad (m = 0.5) \text{..... (VIII.15)}$$

AN: $$K = \sqrt[3]{\frac{158.55^2}{9{,}81 * 16^2}} = 2.15$$

$$\sigma = \frac{2.15 * 0.5}{16} = 0.06$$

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0.06}{3} + 0{,}015 * 0.06^2\right) * 2.15 = 2.1\text{m}$$

$h_{cr} = 2.1$m

- **Pente critique :**

$$\mathbf{I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}} \quad \text{..... (VIII.16)}$$

Avec

$Scr = m * h2cr + b * hc$ …..... (VI. 17)

AN: $S_{cr} = 35.80$ m^2

$\mathbf{P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2}}$ …..... (VI. 18)

P_{cr} =18.34 m

Rcr = Scr /Rcr ..... (VI. 19)

R_{cr} =1.95 m

$$\mathbf{C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}} \quad \text{..... (VI. 20)}$$

C_{cr} =79.35

$$I_{cr} = \frac{158.52^2}{35.80^2 * 79.35^2 * 1.95} = 0.0016$$

$I_{cr} = 0.16\%$

- **La profondeur normale**

avec la méthode itérative.

$$Q = K \times I^{1/2} \times (b \times hn)^{5/3} \times (2hn + b)^{-2/3}$$

Tableau VI.7 : Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	$(b \times hn)^{5/3}$	$(2hn+b)^{-2/3}$	Q m^3/s
2.90	599.14	0.13	218.04
2.80	565.11	0.13	206.92
2.70	531.87	0.13	195.97
2.60	499.45	0.13	185.18
2.50	467.84	0.13	174.56
2.40	437.07	0.13	164.12
2.39	434.04	0.13	163.09
2.38	431.02	0.13	162.05
2.37	428.00	0.13	161.02
2.36	425.00	0.13	160.00
2.35	**422.00**	**0.13**	**158.97**
2.34	419.01	0.13	157.95

La profondeur normale a :

-Conclusion :

On aura hn=2.35m

La vitesse de l'écoulement :

$$\mathbf{V = Q/S = C\sqrt{RI}} \quad \text{..... (VI. 21)}$$

A.N :

$$V = 79.35 * \sqrt{1.95 * 0.0016} = 4.43$$

$V \geq V_{adm}$ (01.80 à0 2.20) m/s. donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VI Conception de l'évacuateur de crues

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues. et le calcul de la ligne d'eau. on doit vérifier l'apparaissions des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des bajoyers.

VI.1 Hauteur des murs bajoyers

- **Hauteur des murs à l'entrée du déversoir**

On a : $hm = he + r$ ..... (VI. 22)

Avec h_m : hauteur des murs bajoyers en (m).

h_e : lame d'eau sur le déversoir (m).

r : revanche de sécurité (m) donnée par .

$r = 0.61 + 0.14\, V^{1/3}$ ..... (VI. 23)

V : la vitesse tel que :

$V = Q / (b * h)$ ..... (VI. 24)

A.N

r =0.83m.

h_m =1.8+0.83 =2.63m

h_m =2.63m

- **Hauteur des murs du chenal**

Sur le long du chenal d'écoulement. la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête de la retenue.

- **Hauteur des murs au début du coursier :**

On a $h_m = h_e + r$

$r = 0.61 + 0.14 * V^{1/3}$

A.N

r ==0.83m

h_m =1.8 +0.83 =2.63

- **Hauteur des murs a la fin du coursier**

A.N :

h_m =0.43 +0.83=1.26m

- **Hauteur des murs dans le bassin de dissipation**

r =0.61 +0.14 *$V^{1/3}$

A.

r =0.74 m

h_m =2.35 +0.74 =3.1m

- **Remarque**

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.5 m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement. vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

VII Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

VII.1.Vérification de l'apparition des vagues roulantes

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$\frac{b}{h} \geq (10 \div 12) \quad \text{..... (VI. 25)}$$

$$Fr^2 \geq 40 \quad \text{..... (VI. 26)}$$

Avec h : profondeur d'eau minimale dans le coursier.

A.N : $\frac{b}{h} = 46.51 \geq (10 \div 12)$

$Fr^2 = 80. \geq 40$

VIII. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

VIII.1 Calcul du débit de vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange. le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Qvf = \frac{Vu}{T} + Qr \text{…..} \quad \text{(VI. 27)}$$

Avec :

Vu : volume utile en [m^3].

T : temps de vidange (10 jours).

Qr : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal au débit moyen annuel).

AN: $Qvf=\frac{4.9\times10^6}{10\times86400}+\frac{1.6\times10^6}{31{,}53\times10^6}=5.72m^3/s$

$Qvf=5.72m^3/s$

VIII.2.Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

On a:

$$Qvf=\mu.S.\sqrt{2.g.H} \text{ …..} \quad \text{(VI. 28)}$$

D'où : $S=\frac{Qvf}{\mu\sqrt{2gH}}$

Avec :

Qvf. : Débit de la vidange de fond (m^3/s).

H : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m]. (H=13.2m)

μ: Coefficient de débit : μ = 0.8

AN : $S=\frac{5.72}{0.8\sqrt{2*9.81*13.2}}=0.44m^2$

$S=0.44\ m^2$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D=\sqrt{\frac{4S}{\pi}}=\text{…..} \quad \text{(VI. 30)}$$

$$\sqrt{\frac{4*0.46}{\pi}}=0.74m$$

Le diamètre normalisé est de800mm

VIII.3Correction du coefficient de débit μ

On a : $\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \zeta I}}$ ..... (VI. 31)

$\sum \zeta I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

Coefficients des pertes de charge linéaire

$\xi lin = \frac{\lambda . l}{D}$ ..... (VI. 32)

$\lambda = \frac{125n^2}{D^{1/3}}$ ..... (VI. 33)

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [n = 0.014m1/^{3}.s].

D : Diamètre de la conduite [D = 800mm].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] (l = 95m).

A.N:

λ = 0.030

ξ Lin=4.75

VIII.4.Coefficient de pertes des charges singulières

On a :

ξEntrée= 0.2 . ξsortie = 1 . ξvannes = 0.1

Donc : ∑ξs=1.5 ξgrille=0.2

AN :

$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+(4.75+1.5)}} = 0.37$. $S = \frac{5.72}{0.37 \times \sqrt{2*9.81*13.2}} = 1.007 m^2$.

D'ou : $Dvf = \sqrt{\frac{4*1.007}{\pi}} = 1.1m$

On prend un diamètre normalisé : Dvf = 1m

La conduite étant en acier de diamètre 1m.

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$Vs = \frac{Q_{vf}}{Scon} \quad \text{..... (VI. 34)}$$

AN : $Vs = \frac{5.72}{1.007}$ =5.68m/s

IX Dimensionnement de la prise d'eau

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions située à l'aval de notre retenue.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le tableau des besoin. le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

Vmax = 0.3Mm^3.

Donc : $$Q = \frac{V\max}{T} \quad \text{..... (VI. 35)}$$

AN :

$Q = \frac{300000}{10.30.3600}$ =0.27m^3/s

T : Temps de prise (T = 10 heurs/jour en 30jours).

Qmax= $\mu.S.\sqrt{2.g.H}$

μ : coefficient de débit : μ= 0.2

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse.

A.N:

S= $\frac{0.27}{0{,}2\times\sqrt{2*9.81*7.5}}$ =0.11m

D= $\sqrt{\frac{4*0.11}{\pi}}$ =0.37

n prend un diamètre normalisé :

D = 400 mm

IX.1.Correction du coefficient de débit μ : on utilise la formule VI.31

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \zeta I}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \zeta I = 1.15 \frac{\lambda . l}{D} \quad \text{..... (VI. 37)}$$

AN :

$$\sum \xi = 1.15. \frac{0{,}03 \times 95}{0.60} = 5.46$$

Donc : $\mu = \frac{1}{\sqrt{1+5.46}} = 0.39$

A.N: $S = \frac{0.27}{0.39 \times \sqrt{2*9.81*7.5}} = 0.05$

$D = \sqrt{\frac{4*0.05}{\pi}} = 0.25m$

On prend un diamètre normalisé :

D = 300 mm

IX.2Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau

$$Vcon = \frac{Q\max}{s} \quad \text{..... (VI. 38)}$$

AN:

$$Vcon = \frac{Q\max}{s} = \frac{0.27}{0.05} = 5.4 m/s$$

Conclusion : La conduite de prise de diamètre de 300 mm.. Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au pied aval de la digue.

CHAPITRE VII
ORGANISATION DE CHANTIER

INTRODUCTION

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un projet ou d'un travail quelconque.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

Cette organisation consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

Organiser un chantier revient donc à prendre toutes mesures pour que la réalisation du projet se face:

- ☞ en conformité avec les plans établis.
- ☞ de bonne qualité.
- ☞ aux moindres délais.
- ☞ aux moindres coûts.
- ☞ sans accidents humains.

I Organisation générale de chantier

Quel que soit sa dimension. une entreprise reste toujours soumise au même impératif qui consiste à utiliser pleinement son potentiel de main d'œuvre et de matériel. La ventilation du personnel et des engins s'envisage alors dans les meilleures conditions en essayant de les laisser le plus longtemps possible en continuité de travail sur les mêmes lieux.

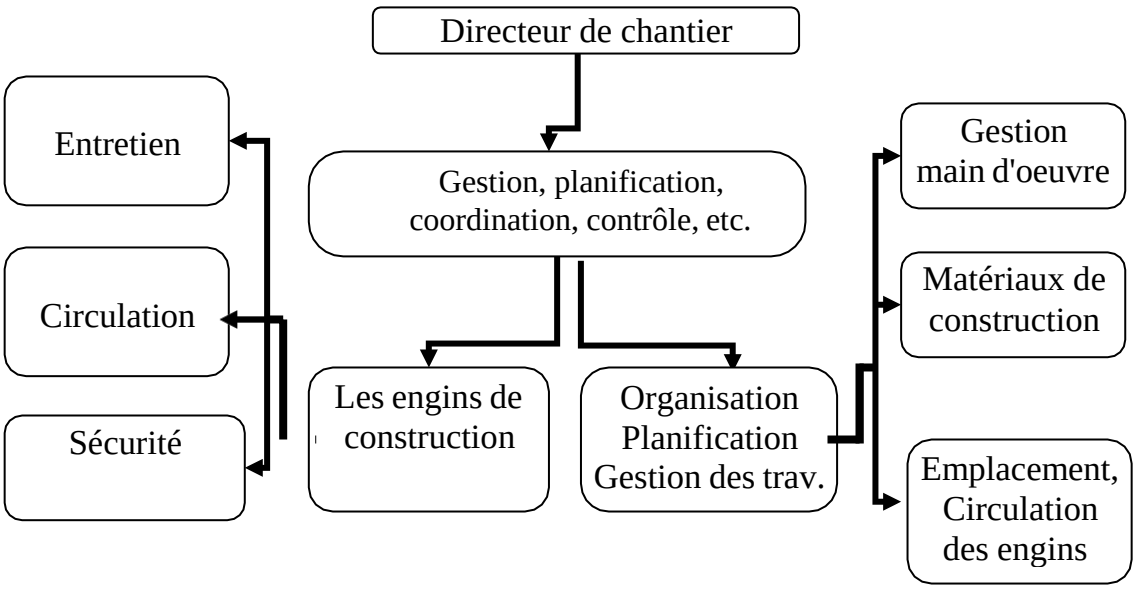


Figure VII.1planifié de l'organisation de chantier

.II Installations du chantier

Installations Destinées Au Personnel

Ce sont généralement les dortoirs. vestiaires. réfectoires. installations sanitaires et les bureaux de chantier.

Installations Destinées Au Stockage Des Matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit des silos. soit des baraquements en bois ou en métal. les agrégats sont stockés en plein air. seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits lions de la forte humidité (baraquements. hangars…).

Installations Destinées A La Réparation Des Engins

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même. mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

Installation Pour La Préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres. dalles. conduites. murettes …etc.

III Ordre d'exécution des travaux

- Installation du chantier.
- Implantation des axes des différents ouvrages.
- Coupure et dérivation de l'oued.
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues.
- Coupure finale et mise en eau.

IV Succession des opérations du chantier

Travaux préparatoires

- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction.
- Décapage de l'emprise de la digue et des installations du chantier.
- Préparation des zones d'emprunt.
- Déboisement et défrichement de la cuvette.

Exécution de l'ouvrage

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel.
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et celle de vidange de fond.
- Approvisionnement des matériaux filtrants.

- ☞ Exécution du remblai de la retenue.
- ☞ Génie civil des ouvrages de prise et de vidange de fond .
- ☞ Génie civil de l'évacuateur de crues.
- ☞ Mise en place de revêtement des talus.
- ☞ Mise en place des équipements hydromécaniques.
- ☞ Travaux de finition. fermeture des zones d'emprunt. revêtement de la crête de la digue et de route d'accès….

V Besoins Mécaniques Des Principaux Travaux

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction. les engins utilisés sont :

- ☞ Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des bulldozers.
- ☞ Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles rétro.
- ☞ Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne.
- ☞ Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des compacteurs à pneus.

V.1 Travaux de terrassement

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès (bulldozers. pelles retro. camions à benne. niveleuses. compacteurs à pneus…).



Figure VII 02 : Travaux de terrassement

V.2 Excavation de la fouille

L'excavation de la fouille (à ciel ouvert) se fait à l'aide de bulldozers et des pelles. la succession des travaux est comme suite:

- ☞ Creusage et déplacement des terres en utilisant un bulldozer.

☞ Chargement des terres dans des camions à benne à l'aide d'une pelle chargeuse ou en utilisant des chargeurs.

☞ Le transport des terres se fait à l'aide des camions à benne qui permettent aussi leur déchargement.

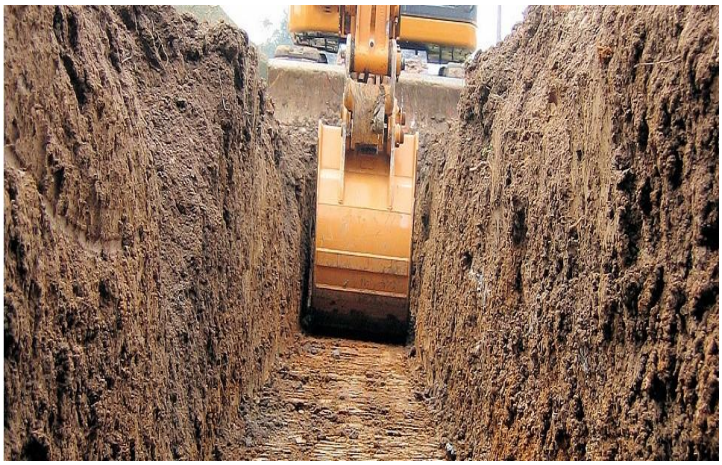


Figure VII 03: Excavation de la fouille

V.3 Exécution de la digue

- **Décapage de la couche de terre végétale**
- Pour le creusage et le déplacement des terres nous utilisons des bulldozers.
- Des chargeurs sont utilisés pour le chargement des terres.
- Le transport des terres est assuré par des camions à bennes.
- **Exécution de la fouille du noyau :**
- Les terrains meubles seront excavés à l'aide des pelles.
- Les terrains rocheux à l'aide d'explosifs.
- **Exécution du noyau de la digue**
- Déchargement: se fait à l'aide des camions à bennes.
- Régalage : se fait à l'aide de niveleuses.
- Humectage : à l'aide des camions citernes.
- Compactage : s'effectue en utilisant des compacteurs à pied de mouton jusqu'à atteindre la densité optimale.

V.4 Exécution de l'évacuateur de crues

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton. lors de sa mise en place et surtout au cours de la vibration. Les coffrages doivent être également suffisamment bien ajustés entre eux afin d'éviter les pertes de mortiers. Les fixations de coffrage intérieur au béton doivent être conçues de façon à ce que le démontage des coffrages puisse être effectué sans destruction du béton

V.5 Rendement des différents engins

Engin de prélèvement



Figure VII 04: Engin de prélèvement

L'engin utilisé est la "chargeuse- pelleteuse". munie d'une pelle rétro et d'un chargeur. Nous pourrons utiliser aussi l'excavateur. son rendement est estimé à:

$$R_{ex} = g.n.\frac{K_r.K_u}{K_a}, \quad \text{..... (VII.01)}$$

Avec n: nombre de cycles de l'excavateur (3600/T).

T : durée d'un cycle f (distance et volume de la carrière).

g : capacité du godet $(2.15 \div 2.5)m^3$.

K_r : coefficient de remplissage du godet $(08 \div 0.9)$.

K_u: coefficient d'utilisation $(0.7 \div 0.9)$.

K_a: coefficient d'ameublissement du sol $(1.14 \div 1.25)$.

Engin de transport :



Figure VII 05: Engin de transport

L'engin le plus souvent utilisé est le camion à benne. Son rendement est estimé à:

$$R_b = 60.Q.\frac{K_i.K_u}{T}, \quad \text{..... (VII.02)}$$

Avec Q: capacité du camion benne.

K_i: coefficient d'uniformité de présentation du camion de charge (0.9).

K_u: coefficient d'utilisation (0.85).

T : durée du cycle de travail f (chargement. transport. Déchargement. retour à vide).

Le nombre de camions à benne qui doit être utilisé se déduit de la manière suivante:

$$n = \frac{R_{ex}}{R_b} \quad \text{..... (VII.03)}$$

- **Engin de nivellement :**

L'engin qui est utilisé souvent est la niveleuse. Son rendement est estimé à:

$$R_n = q * n * K_u * K_p \text{..... (VII.04)}$$

Avec Q: volume du sol devant la lame de niveleuse.

n : nombre de cycle pour une opération complète.

K_u: coefficient d'utilisation.

K_p: coefficient de perte du sol.

- **Engin de compactage**



Figure VII 06 : Engin compactage

Les engins de compactage sont diversifiés et interviennent suivant la nature du sol à compacter et la profondeur. leur rendement est évalué suivant cette formule:

$$R = K.\frac{V.L.H}{N} \quad \text{..... (VII.05)}$$

Avec K: coefficient d'efficience.

V: vitesse du compacteur.

L: largeur traitée.

H: épaisseur de la couche.

N: nombre de passes.

VI Planification

➢ **Définition**

C'est une méthode qui dispose le cadre pour rendre son travail efficace. elle consiste en:

- ☞ Installation des postes de travail.
- ☞ Observations instantanées.
- ☞ Analyse des tâches.
- ☞ Le chronométrage.
- ☞ Définition des objectifs et des attributions.
- ☞ Simplification des méthodes.
- ☞ Stabilisation des postes de travail.

VI.1 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

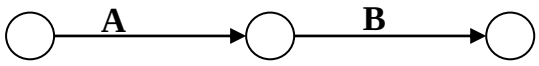
VI.2 Méthodes basées sur le réseau

× **Définition du réseau**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives. Simultanées. convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux

Réseau à Flèches :

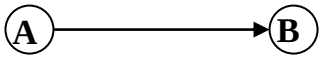
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.

VI.3.Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

☞ **Etablissement d'une liste des tâches**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

☞ **Détermination des tâches antérieures**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer. il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

☞ Construction des graphes partiels.

☞ Regroupement des graphes partiels.

☞ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.

☞ Construction du réseau.

VI.4.Différentes méthodes basées sur le réseau

☞ **Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré .

2ème phase : analyser systématiquement le réseau. heure par heure. jour par jour. selon l'unité de temps retenue .

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

☞ Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic) :

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes. c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

☞ Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B).
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

☞ **Méthodes basées sur le graphique**

↳ **Méthode linéaire (ligne of balance technique)**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

- **Méthode à barres**

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VI.5 Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser. elle comprend des étapes suivantes :

- **Collection des informations**

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

- **Décomposition du projet**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières . nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

- **Relations entre les tâches**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation. l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VI.6 Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**.

VI.7 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

Tableau VII.01 : Les paramètres de la méthode C.P.M

DCP	**TR**
DFP	**DCPP**
DFPP	**MT**

Avec :

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.

Et : $\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$

VI.8 Chemin critique (CC)

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 condition suivante :

$$CC \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

VI.9 Attribution des durées de chaque opération

se déterminent de deux façons:

- **Par calculer**

Pour l'attribution du temps. il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels). dimensions du projet.
- En utilisant les normes **C.N.A.T.** on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec : $\begin{cases} Q = \text{quantité de travail} \\ N = \text{rendement} \\ n = \text{nombre d'équipes} \end{cases}$

- **Par prédéduction**

Il arrive parfois qu'aucune comparaison ne soit possible :

Soit pour ne pas avoir eu l'occasion de réaliser des travaux identiques pourtant classiques.

Soit pour être en face d'un cas particulier propre au futur chantier.

La détermination du temps se fera par prédéduction. à la suite de recherche et de raisonnement logique bases sur :

L'étude des mouvements. la décomposition des taches.

La durée probable des mouvements et des taches décomposées.

VII Les plannings

Il existe trois types de plan de travail

VII.1 Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt. l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.2 Plan de travail au plus tard (ptpp)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard .les tâches ne sont pas retardées. l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VII.3 Plan De Travail Intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire. entre date u plus tôt et date au plus tard l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VIII Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent. tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne éscience la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- ☞ Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations .
- ☞ Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- ☞ Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux. disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié. bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport. la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

IX Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.02: Symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Travaux de préparation. installation de chantier. développement du réseau routier assurant l'accès au chantier	A	1
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	B	2
Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	C	2
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt	D	2
Phase 05 : déboisement de la cuvette	E	3
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	2
Phase 07 : approvisionnement du filtre	G	2
Phase 08 : mise en place un système de drainage	H	1
Phase 09 : remblai compacté	I	4
Phase 10 : excavations de l'évacuateur de crues	J	1
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues	K	3
Phase 12 : revêtements de talus	L	4
Phase 13 : équipements hydraulique	M	2
Phase 14 : travaux des finitions	N	4

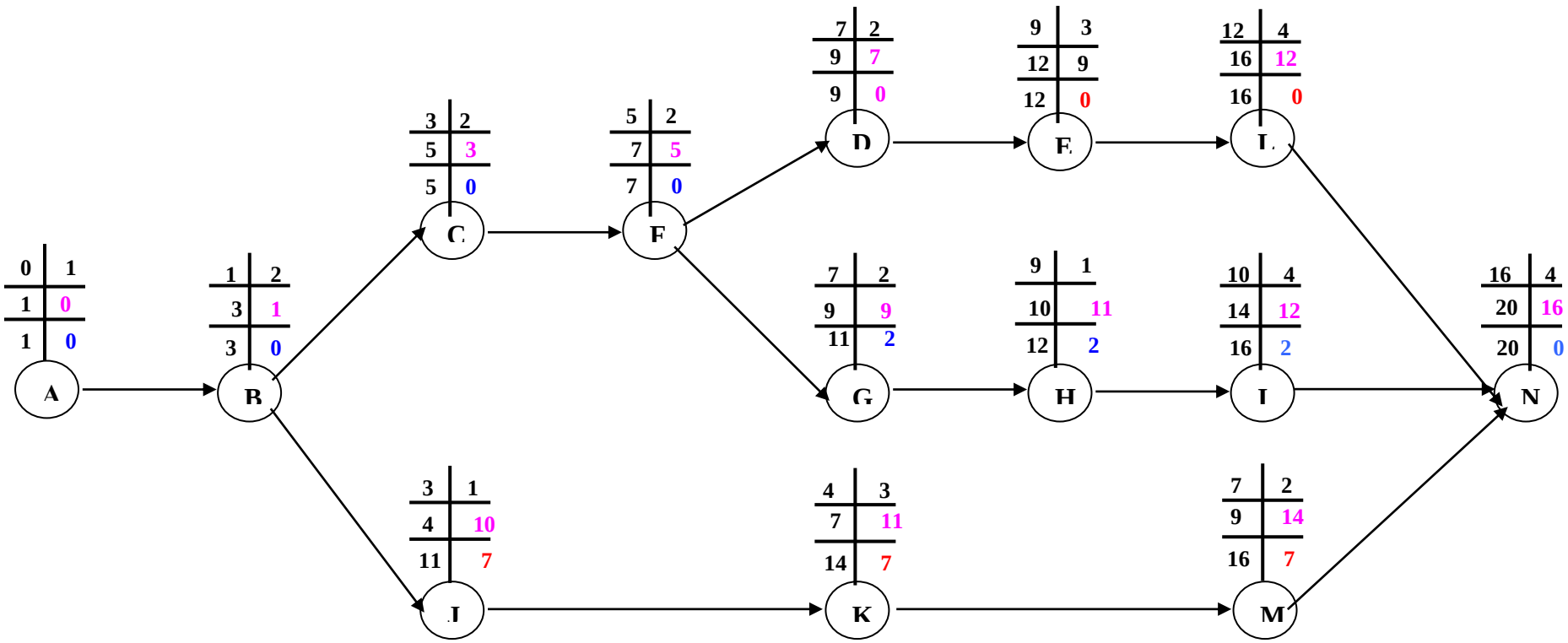


Figure VII.07: Réseau à nœuds

X. Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.03 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	2	1	3	1	3	0
C	2	3	5	3	5	0
D	2	7	9	7	9	0
E	3	9	12	9	12	0
F	2	5	7	5	7	0
G	2	7	9	9	11	2
H	1	9	10	11	12	2
I	4	10	14	12	16	2
J	1	3	4	10	11	7
K	3	4	7	11	14	7
L	4	12	16	12	16	0
M	2	7	9	14	16	7
N	4	16	20	16	20	0

D’après le chemin critique. le temps de réalisation de la retenue collinaire oued saboun est égal à 20 mois.

Tableau VII.04: Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire oued saboun

Phase de réalisation	Mois 01	Mois 02	Mois 03	Mois 04	Mois 05	Mois 06	Mois 07	Mois 08	Mois 09	Mois 10	Mois 11	Mois 12	Mois 13	Mois 14	Mois 15	Mois 16	Mois 17	Mois 18	Mois 19	Mois 20
Phase01 : Travaux de préparation. installation de chantier. développement du réseau routier pour le chantier.																				
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de dérivation provisoire. vidange																				
Phase 03 :																				

décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage																			
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt																			
Phase 05 : déboisement de la cuvette																			
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations																			
Phase 07 : approvisionnement du filtre																			
Phase 08 : mise en place un système de drainage																			
Phase 09 : remblai compacté																			

Phase 10 : excavations de l'évacuateur de crue																				
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues																				
Phase 12 : revêtements de talus																				
Phase 13 : équipements hydraulique																				
Phase 14 : travaux des finitions																				

Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas. l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques. et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux. obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

CHAPITRE VIII
SECURITE DE TRAVAIL

INTRODUCTION

Les accidents de travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et surtout, sur le plan humain.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise .il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, des règlements de sécurité La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moment c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier

.I. CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

I.1 Causes humaines

Ces causes peuvent :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.

I.2. Causes techniques

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

II Conditions dangereuses dans le chantier

- ☞ Installation non protégée ou male protégée.
- ☞ Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- ☞ Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- ☞ Protection individuelle inexistante.
- ☞ Défauts dans la construction.
- ☞ Eclairage défectueux.
- ☞ Facteur d'ambiance impropre.
- ☞ Conditions climatiques défavorables.

III Actions dangereuses

- ☞ Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, soue pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- ☞ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- ☞ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ☞ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- ☞ Imprudence durant le travail.
- ☞ Suivre un rythme de travail inadapté.

IV Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- ☞ Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- ☞ Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- ☞ Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- ☞ Les abris doivent être airés et chauffés.

V Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation



Figure VIII 01 : les signaux pour sécurité de travaille

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau VIII.01: Mesures appropriées à envisager

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. -Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	-Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins. De l'éboulement des terrains.	-Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	-Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	-Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	-Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	-Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	-Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

VI Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m^3 d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

$$\mathbf{Q = A_m .N}\text{.....}(\text{VIII.1})$$

Avec Q : Débit d'air frais en (m^3/h).

A_m : Alimentation Minimum (A_m = 30 m^3 / h / personne)

N : Nombre de personne dans le lieu à aérer.

VII Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation

- **Etude de dimensionnement du réseau de ventilation**

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- ☞ Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- ☞ Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- ☞ Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

- ☞ Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

La méthode dynamique

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau VIII.02.

Tableau VIII 02: Vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
01	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
02	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
03	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
04	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
05	Pièces spécialisées (coudes)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

Conclusion

La prévention devrait tendre à être appuyée sur les critères défensifs uniquement mais aussi il faut créer des progrès techniques et scientifiques en ce qui concerne le matériel utilisé de point de vue confort et facilité de manipulation

CONCLUSION GENERAL

Conclusion général

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de la retenue collinaire sur oued saboun , ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer les besoins des irrigations.

La construction d'oued saboun est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type "en terre" comme digue principale

- Aussi, comme le travail l'exige, les conditions géologiques, hydrogéologiques, hydrologiques et technico-économiques, ont été examinées et discutées minutieusement.

Nous sommes parvenus aux résultats suivants :

- Le site étudié présente de bonnes conditions géologiques, hydrologiques avec un apport liquide appréciable.
- La stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tous les cas de sollicitation.
- Evacuateur de crue latéral a entonnement frontal sera réalisé sur la rive gauche.
- Pour des raisons pratiques et économiques, on a associé l'ouvrage de vidange à celui de prise d'eau.

LES ANNEXES

ANNEXE A

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATSDES ESSAIS MECANIQUES ET ANALYSES CHIMIQUESFOUILLES DES ZONES D'EMPRUNT ET TRANCHEES AUNIVEAU DE LA DIGUE

. tranchée ousondage	Profondeur	Cisaillement rect UU		Oedomètre			Perméabilité	Matières organiques
N°	(m)	C	ϕ	Pc	Cc	Cg	K (4.85 bars)	
-		(bars)	(degré)	(bars)	(%)	(%)	(cm/s)	(%)
T2 (RD)	5.0 / 0.5-2.4	Matériau insuffisant		4.76	32.98	8.46	2.44 x10^{-7}	4.65
T3 (O)	2.6 / 1- 18.0	0.04	28.59	1.17	28.41	4.27	5.46 x10^{-7}	4.41
T4 (RG)	3.5 / 3.0	-	-	2.48	24.86	3.35	9.68 x10^{-8}	4.13
F1 (RD)	2.50 / 2.50	0.39	23.64	1.74	19.37	0.52	1.51 x10^{-7}	5.52
F2 (RG)	4.0 / 2.50	0.34	30.96	1.96	16.14	2.09	1.44 x10^{-8}	5.41
F3 (RD)	3.50 / 3.50	0.68	16.36	1.75	24.54	2.67	6.3 x10^{-8}	5.46
F5 (O)	1.50 / 1.50	-	-	-	-	-	-	3.05
F6 (RD)	3.50 /1.5-3	0.09	29.45	1.84	21.31	1.84	1.97 x10^{-8}	5.33

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE DENSITES ETTENEURS ENEAU DES ECHANTILLONS INTACTS PARAFFINESFOUILLES DES ZONES D'EMPRUNT « Retenue Oued saboun » ET TRANCHEES AU NIVEAU DE LA DIGUE

Fouille. tranchée ou sondage	Teneur en eau	Densité humide	Densité sèche	Densité des grains
N°	W	γh	γd	γs
-	(%)	t/m^3	t/m^3	t/m^3
T2 (RD)	9.5	1.70	1.28	1.7
T3 (O)	9.8	1.85	1.51	1.69
T4 (RG)		-	-	-
F1 (RD)	9.7	1.86	1.48	1.7
F2 (RG)	9.4	1.88	1.55	1.8
F3 (RD)	8.9	1.87	1.63	1.65
F5 (O)	9.5	-	-	-
F6 (RD)	9.2	1.86	1.59	1.75

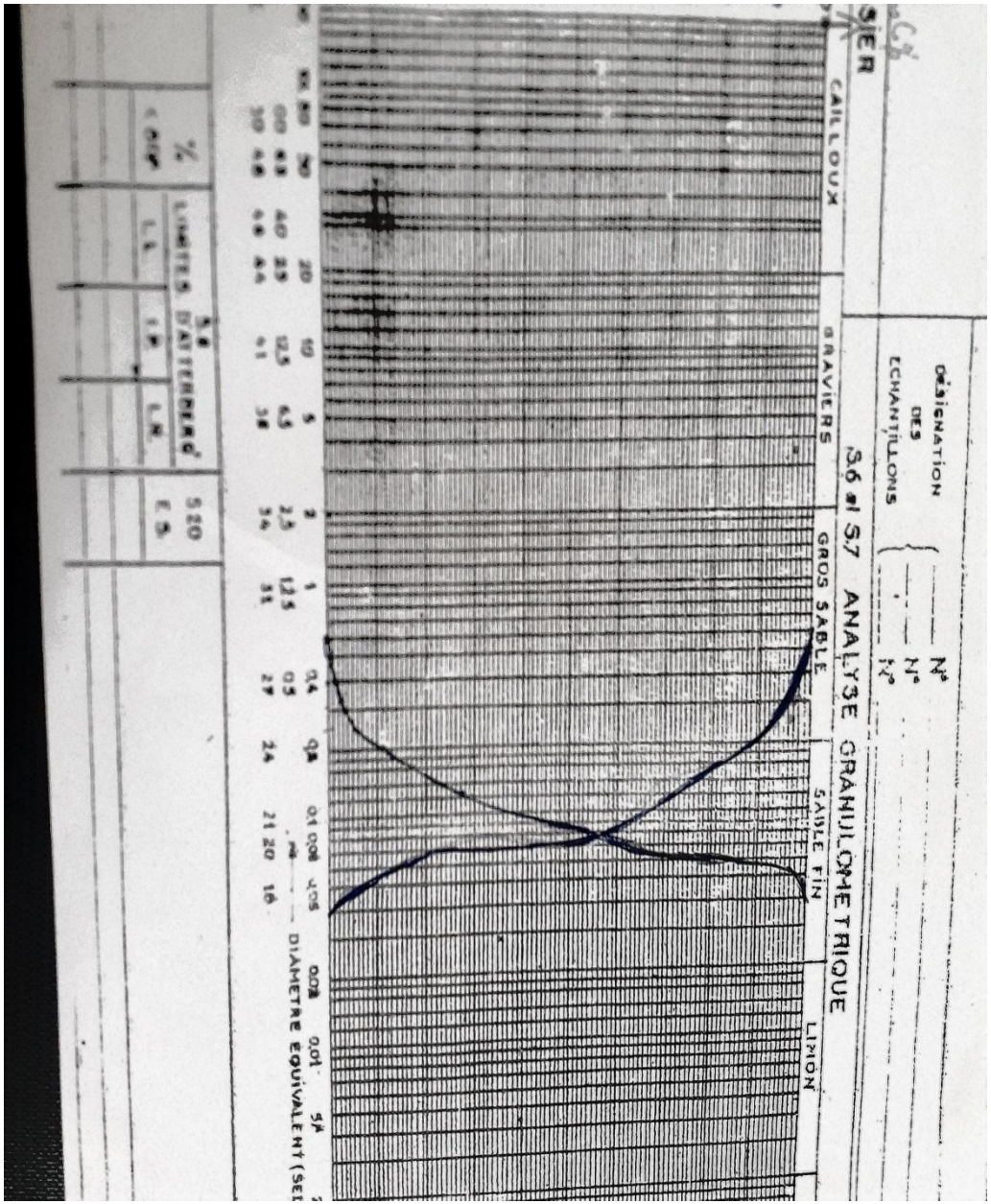
TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS PHYSIQUES Retenue Oued Bendjou

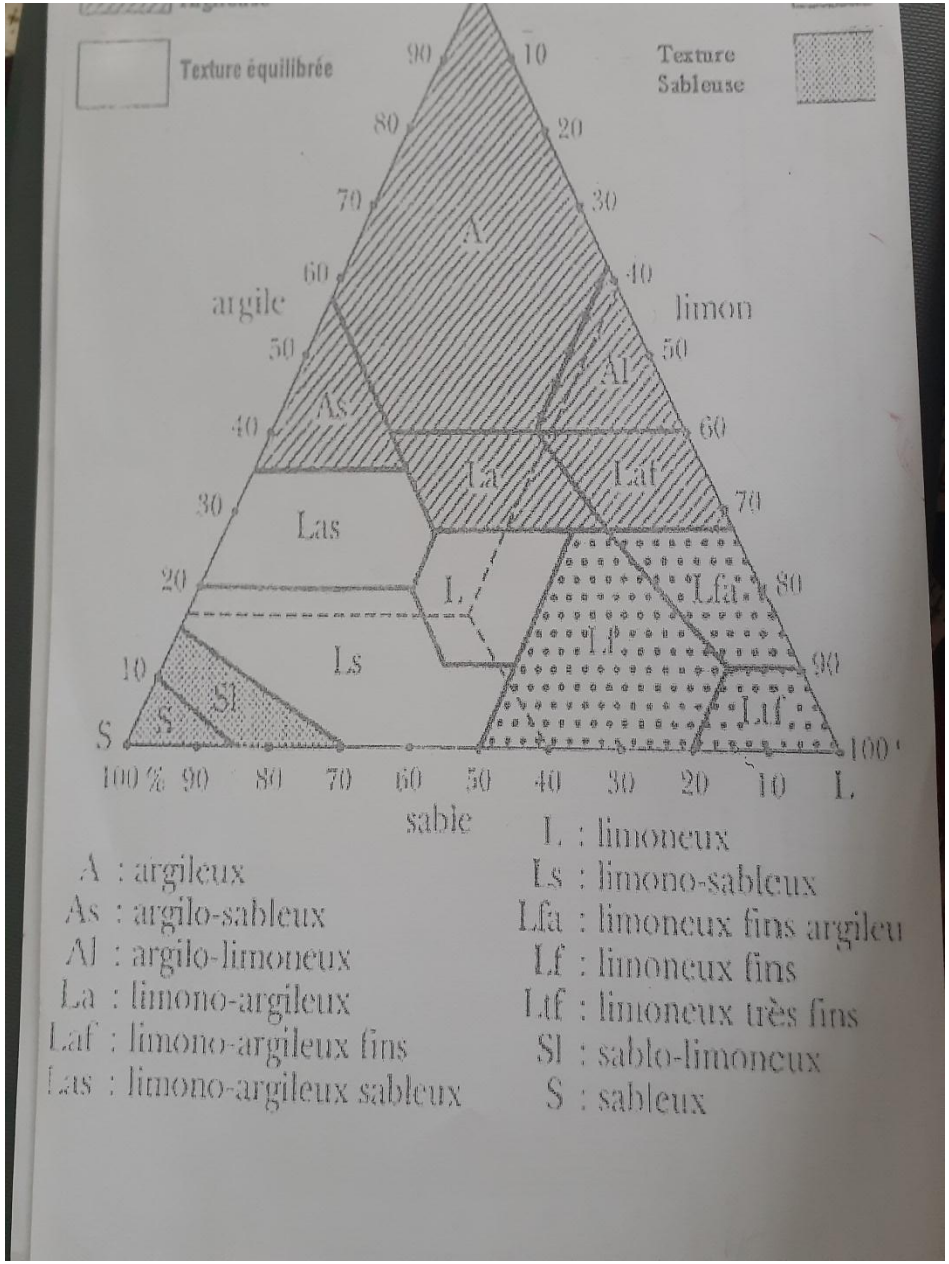
FOUILLES DES ZONES D'EMPRUNT ET TRANCHEES DANS L'AXE DE LA DIGUE

Fouille. tranchée ou sondage	Profondeur fouille/ prélèvement	Idenficiation visuelle	Granulométrie			Densité humide	Densité sèche	Densité des grains	Teneur en eau	Limites d'Atterberg			Proctor Normal		Classification
N°	(m)					γh	γd	γs	W	WL	Wp	Ip	W_{opt}	$\gamma dmax$	-
-	-		< 2 mm (%)	< 80 µ (%)	< 2µ (%)	t/m^3	t/m^3	t/m^3	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(t/m^3)	-
T2 (RD)	4.0 / 0.5-2.4	Marne grisâtre dure et sèche	98.00	96.00	20.00	2.14	1.97	2.54	8.89	38.00	-	15.00	-	-	CL
T3 (O)	2.6 / 1-18.0	Marne beige. altérée friable. humide	100.00	100.00	22.00	1.60	1.33	1.91	20.50	44.00	-	22.00	-	-	CL
T4 (RG)	3.5 / 3.0	Argile grisâtre à noirâtre	96.00	84.00	26.00	1.77	1.52	2.41	16.14	33.00	-	14.00	-	-	
F1 (RD)	2.50 / 2.50	Argile limono-sableuse	98.00	87.00	28.00	1.80	1.57	2.42	14.08	38.00	-	16.00	18.70	1.67	CL
F2 (RG)	4.0 / 2.50	Argile limoneuse ferme brunâtre	97.00	88.00	30.00	1.68	1.45	2.26	15.42	37.00	-	17.00	13.20	1.71	CL
F3 (RD)	3.50 / 3.50	Argile limoneuse.	100.00	94.00	38.00	1.83	1.63	2.22	12.20	39.00	-	20.00	11.50	1.56	CL

		finement silteuse													
F5 (O)	1.50 / 1.50	Alluvions grossières avec matrice limoneuse	8.00	2.00	-	2.06	1.86	2.66	11.01	Non mesurable			-	-	CL
F6 (RD)	3.50 /1.5-3	Argile cailouteuse brunâtre	94.00	89.00	35.00	1.67	1.50	2.54	11.48	44.00	-	23.00	14.70	1.51	MH

La courbe granulométrique et triangle de texture





ANNEXE B

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
Code station : 051306													
Nom station : NGAOUS													
X : 764.1													
Y : 255.1													
Z : 750													
1914													
PJ max (mm)	0	9.1	20.5	8.9	20	6.2	14.9	6.4	4.8	1.6	0	13.6	20.5
1915													
PJ max (mm)	38.3	1.3	3.7	1.4	0	13.4	16.9	6.3	8.2	18.6	0	0	38.3
1916													
PJ max (mm)	12.8	4.1	4.6	0	4.2	17.6	3.4	0	7.6	33	0	7.6	33
1917													
PJ max (mm)	0	0	0	9.8	0	41.3	43.7	25	27.6	22.7	0	24.3	43.7
1918													
PJ max (mm)	0	7.2	18.4	7.2	38.7	0	16.2	49.8	15	12	0	-999	
1919													
PJ max (mm)	6.3	4.1	3.9	0	0	3	0	0	13.7	0	0	8	13.7
1920													
PJ max (mm)	15	1.7	25	9	11.6	0	21.3	18	28.3	0	6.2	4.2	28.3
1921													
PJ max (mm)	8.3	0	11.2	9.3	5	28	0	0	0	39.8	0	3	39.8
1922													
PJ max (mm)	4.6	22.6	17	31	15.4	14	18	19	19.7	8	0	1.3	31
1923													
PJ max (mm)	12.4	31.1	19	14	0	18.9	11.4	14.8	3.2	14.1	0	0	31.1
1924													

PJ max (mm)	13.3	31.3	14.6	12.6	0	11.3	8.2	15.3	13	19	1.2	0	31.3
1926													
PJ max (mm)	0	1.3	10.5	17.6	39.7	14.4	18.4	0	18.1	13.4	0	1.1	39.7
1927													
PJ max (mm)	9.2	12.4	14.3	24.8	11.2	3.8	12.6	0	12.2	0	10.2	5.2	24.8
1928													
PJ max (mm)	11.3	-999	0	14	0	20.4	4.3	0	19.5	5.8	-999	-999	20.4
1929													
PJ max (mm)	51.9	6.2	32.1	12	9.4	15	2.3	9.1	19.2	9.2	0	0	51.9
1930													
PJ max (mm)	4.1	4.8	0	16.6	9.4	12.4	5.9	3.7	0	0	0	0	16.6
1931													
PJ max (mm)	10.5	5.5	14	12.2	18	13	20.9	11	9.8	4.6	0	0	20.9
1932													
PJ max (mm)	16	9.7	16	16.4	4.8	4.8	12.6	3.3	22.5	12	0	20.9	22.5
1933													
PJ max (mm)	3.2	0	18	9.2	28	4.3	7.2	0	26	13	16.3	0	28
1934													
PJ max (mm)	25	9.2	22	20.9	10.1	10.2	20.2	19.2	13.2	2.1	4.1	13.1	25
1935													
PJ max (mm)	24.3	19	7.4	19.2	67.9	6.5	6.6	4.3	7.2	7.1	3	12.1	67.9
1936													
PJ max (mm)	4.5	41.2	41.8	14.4	0.4	14.2	11.3	7.8	21.8	4.2	0.2	12.3	41.8
1937													
PJ max (mm)	16.8	8.5	4	10	4.2	5	0	8	3.5	1	1	6.5	16.8
1938													
PJ max (mm)	18.8	11.8	21.5	5.8	4.9	6.3	9.5	11.2	0	0	7.3	0	21.5
1939													
PJ max (mm)	23.4	71.2	8.8	12	16	25	28	0	0	19.6	0	14.5	71.2
1940													
PJ max (mm)	10	21.5	5.8	4	9.9	12.5	7.3	13.2	28	0	30.5	0	30.5

1941													
PJ max (mm)	33	17.7	12.1	4.3	7.2	13.8	7.5	3.2	1.3	2.8	0	3.6	33
1942													
PJ max (mm)	18.5	13.7	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	
PJ max (mm)	-999	-999	-999	-999	-999	-999	13	0	18	0	6.7	0	18
1951													
PJ max (mm)	21.5	31	10	10	23	0	11.5	11	15.5	0	8	9	31
1958													
PJ max (mm)	8.2	37.2	24	13.1	5	22	7.3	1	11.8	21	5	0	37.2
1959													
PJ max (mm)	11.5	15.5	18.8	-999	-999	-999	-999	8.5	5.7	37.7	16.5	-999	37.7
1960													
PJ max (mm)	-999	0	5	0.5	9.5	11	0	0	0	8	9.7	10.2	11
1961													
PJ max (mm)	3.4	18	15.2	2	1.3	24.3	6.3	7.1	13.1	0	-999	8	34
1962													
1967													
PJ max (mm)	17.2	3.9	43.6	7	1.8	8.4	8.8	24.3	5.2	8.2	4.2	9.6	43.6
1968													
PJ max (mm)	2.2	0	9	7.6	10.1	12.5	16.7	18.8	13.8	5.5	7	6.1	18.8
1969													
PJ max (mm)	18.4	28.2	8.1	18.6	9.3	5.7	4.6	11.9	33.2	0.4	9.1	7.9	33.2
1970													
PJ max (mm)	8.8	8.1	0	13.9	11.6	2	8	15.9	13.4	5	7.5	0	15.9
1971													
PJ max (mm)	26.3	1.5	61.9	7.5	24.8	7.9	16.7	29.6	9.1	5.5	2.1	25.3	61.9
1972													
PJ max (mm)	70.5	20.8	7.3	18.4	10.2	0.8	13.1	12.6	3.5	15.8	1.1	4.1	70.5
1973													

PJ max (mm)	20.1	0.6	5.9	2.8	1.7	8.3	45.8	15.5	1	6.8	6.9	1.5	45.8
1974													
PJ max (mm)	13	23.1	14.5	0.2	8.6	25.8	9	9.2	27.5	0	0	15.1	27.5
1975													
PJ max (mm)	22.7	3	17	6.9	-999	16.2	3	6.9	0	0	0	0	16.2
1976													
PJ max (mm)	-999	18	-999	-999	0	0	0	0	-999	0	0	4.5	18
1977													
PJ max (mm)	0	0	11.2	0	0.3	0.2	0.5	0	0.1	3	0	0	11.2
Totaux (mm)	0	0	11.2	0	0.6	0.3	1.2	0	0.3	3	0	0	16.6
1978													
PJ max (mm)	1	11	1	3	9.2	13	7	28.1	0	12	0	0	28.1
1979													
1980													
PJ max (mm)	0	0	3.4	7	0	12.5	7.7	10	1.6	10.8	0	39.2	39.2
1981													
PJ max (mm)	6.5	14	0	31.5	6.5	8.5	11	16	10.8	4.2	0	0	31.5
1982													
PJ max (mm)	2.3	48.8	36.3	3.2	0	5.7	3.5	2	3.4	0	0	-999	48.8
1983													
PJ max (mm)	0	0	4	5.3	3	14.5	3.5	5.5	5.2	1.5	0	1.5	14.5
1984													
PJ max (mm)	1	14.5	10.6	8	26.4	4	28	5	19	0	0	0	28
1985													
PJ max (mm)	10	40.5	58.6	21.5	25.1	10.3	18	10.5	9.7	5.6	0	0	58.6
1986													
PJ max (mm)	45.5	6	4.6	16.2	6.2	15.7	6.5	6.2	13.2	8.4	13.3	0	45.5
1987													
PJ max (mm)	2.2	23.3	17.6	38.5	4.2	1.5	3.8	17.2	13.2	11.5	0	0	38.5

1988													
PJ max (mm)	0	10.5	11	22	0	23.7	0	31.5	13.8	12.8	0	4.9	31.5
1989													
PJ max (mm)	22.4	4.3	8.3	3.6	7.4	0	6.4	29.6	39.4	0	0	18.8	39.4
1990													
PJ max (mm)	9.9	0.3	8.9	11.3	3.8	7.2	28.1	11.4	4.2	7.5	0	8.7	28.1
1991													
PJ max (mm)	9.7	34.4	13.2	14.6	20.7	12.8	14.7	10.6	19.5	0	16.3	0	34.4
1992													
PJ max (mm)	25.3	0	26.7	26	5.6	5.8	6.8	-999	17.3	0	0	5.6	26
1993													
PJ max (mm)	5.1	0	17.2	8.7	12.8	19.2	17.2	0	0	0	1.1	0	19.2
1994													
PJ max (mm)	29.2	46.8	8.4	5.1	9.5	5.1	10	11.8	0	48.7	0	0.6	48.7
1995													
PJ max (mm)	18.5	34.5	5.8	14.4	16.3	15.3	40.4	18.8	29.1	0	0	7.3	40.4
1999													
PJ max (mm)	29.1	-999	15.6	28.1	0	0	0	4.2	31.2	0	0	0	
2000													
PJ max (mm)	6.5	5.7	1.2	14.7	10.5	4	0	3.5	9.3	0	0	1.3	14.7
2001													
PJ max (mm)	10.5	0	29.2	8.4	11.8	4.5	5.2	8.2	0	13.9	0	8.3	29.2
2002													
PJ max (mm)	4.5	21.1	11.5	8.4	21.3	11.2	12.2	85.4	18.3	0	1.2	11.9	85.4
2003													
PJ max (mm)	31.8	76.6	6.4	8.1	3.7	0	39.4	63.3	26.3	10.3	0	15.9	76.6
2004													
PJ max (mm)	4.6	24.3	21.3	18.8	0	7.2	21.9	8.4	0	11.9	1.9	0	24.3
2005													
PJ max (mm)	21	12	41	12	0	30	-999	-999	40.5	20	0	12.5	41

2006																			
PJ max (mm)								29.9	12.2	39.4	11.8	9.2	8.1	20.9	17.6	20.9	0	0	0	39.4
2007																			
PJ max (mm)	18.2	4.8	2.9	1.8	3.5	8.1	10.2	0	23.7	7.1	35.7	0	35.7						
2008																			
PJ max (mm)	76.9	26.6	2.2	25.5	32.5	15.8	8.9	32.7	5.3	0	3.1	0	76.9						
2009																			
PJ max (mm)	45.7	28.4	7.5	14.8	6.1	19.8	23.6	36.1	9.8	13.2	0	4.2	45.7						
2010																			
PJ max (mm)	7.8	9.7	7.5	4.2	7.2	8.2	30.5	30.3	22.9	37.9	0	15.8	37.9						
2011																			
PJ max (mm)	21.8	42.8	4.8		0	0	18.6	6	7.3		0	0	42.8						
2012																			
PJ max (mm)	0	3.5	19.8	2.5	9.5	5.2	10.5	23.1	0	0	0	10.3	23.1						
2013																			
PJ max (mm)		10.6		17.2	19.5	3.1													

ANNEXE C

Annexe 3. Fonction Rybkine Foster Fp% (P%, Cs)

Cs	0,01	0,1	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99,9	5%-F95%	S
0,00	3,72	3,09	2,33	1,88	1,64	1,28	0,84	0,67	0,52	0,25	0,00	-0,25	-0,52	-0,67	-0,84	-1,28	-1,64	-1,88	-2,33	-3,09	3,28	0,00
0,10	3,94	3,23	2,40	1,92	1,67	1,29	0,84	0,66	0,51	0,24	-0,02	-0,27	-0,53	-0,68	-0,85	-1,27	-1,61	-1,84	-2,25	-2,95	3,28	0,03
0,20	4,16	3,33	2,47	1,96	1,70	1,30	0,83	0,65	0,50	0,22	-0,03	-0,28	-0,55	-0,69	-0,85	-1,26	-1,58	-1,79	-2,18	-2,81	3,28	0,06
0,30	4,38	3,52	2,54	2,00	1,72	1,31	0,82	0,64	0,48	0,20	-0,05	-0,30	-0,56	-0,70	-0,85	-1,24	-1,55	-1,75	-2,10	-2,67	3,27	0,08
0,40	4,61	3,66	2,61	2,04	1,75	1,32	0,82	0,63	0,47	0,19	-0,07	-0,31	-0,57	-0,71	-0,85	-1,23	-1,52	-1,70	-2,03	-2,54	3,27	0,11
0,50	4,83	3,81	2,68	2,08	1,77	1,33	0,81	0,62	0,46	0,17	-0,08	-0,33	-0,58	-0,71	-0,85	-1,22	-1,49	-1,66	-1,96	-2,40	3,26	0,14
0,60	5,05	3,96	2,75	2,12	1,80	1,33	0,80	0,61	0,44	0,16	-0,10	-0,34	-0,59	-0,72	-0,85	-1,20	-1,45	-1,61	-1,88	-2,27	3,25	0,17
0,70	5,28	4,10	2,82	2,15	1,82	1,34	0,79	0,59	0,43	0,14	-0,12	-0,36	-0,60	-0,72	-0,85	-1,18	-1,42	-1,57	-1,81	-2,14	3,24	0,20
0,80	5,50	4,24	2,89	2,18	1,84	1,34	0,78	0,58	0,41	0,12	-0,13	-0,37	-0,60	-0,73	-0,85	-1,17	-1,38	-1,52	-1,74	-2,02	3,22	0,22
0,90	5,73	4,32	2,96	2,22	1,86	1,34	0,77	0,57	0,40	0,11	-0,15	-0,38	-0,61	-0,73	-0,85	-1,15	-1,35	-1,47	-1,66	-1,90	3,21	0,25
1,00	5,96	4,53	3,02	2,25	1,88	1,34	0,76	0,55	0,38	0,09	-0,15	-0,39	-0,62	-0,73	-0,85	-1,13	-1,32	-1,42	-1,59	-1,79	3,20	0,28
1,10	6,18	4,67	3,09	2,28	1,89	1,34	0,74	0,54	0,36	0,07	-0,18	-0,41	-0,62	-0,74	-0,85	-1,10	-1,28	-1,38	-1,52	-1,68	3,17	0,31
1,20	6,41	4,81	3,15	2,31	1,91	1,34	0,73	0,54	0,35	0,05	-0,19	-0,42	-0,63	-0,74	-0,85	-1,08	-1,24	-1,33	-1,45	-1,58	3,16	0,31
1,30	6,64	4,95	3,21	2,34	1,92	1,34	0,72	0,49	0,33	0,40	-0,21	-0,43	-0,63	-0,74	-0,84	-1,06	-1,20	-1,28	-1,38	-1,48	3,14	0,37
1,40	6,87	5,09	3,27	2,37	1,94	1,33	0,71	0,47	0,31	0,02	-0,22	-0,44	-0,64	-0,73	-0,83	-1,04	-1,17	-1,23	-1,32	-1,39	3,12	0,39
1,50	7,09	5,23	3,33	2,39	1,95	1,33	0,69	0,46	0,30	0,00	-0,24	-0,45	-0,64	-0,73	-0,82	-1,02	-1,13	-1,19	-1,26	-1,31	3,09	0,42
1,60	7,31	5,37	3,39	2,42	1,96	1,32	0,68	0,44	0,25	-0,02	-0,25	-0,46	-0,64	-0,73	-0,81	-0,99	-1,10	-1,14	-1,20	-1,24	3,07	0,45
1,70	7,54	5,50	3,44	2,44	1,97	1,32	0,66	0,42	0,25	-0,03	-0,27	-0,47	-0,64	-0,72	-0,80	-0,97	-1,06	-1,10	-1,14	-1,17	3,04	0,48
1,80	7,76	5,64	3,50	2,46	1,98	1,31	0,64	0,40	0,24	-0,05	-0,28	-0,48	-0,64	-0,72	-0,79	-0,94	-1,02	-1,06	-1,09	-1,11	3,01	0,51
1,90	7,98	5,77	3,55	2,49	1,99	1,30	0,63	0,39	0,22	-0,07	-0,03	-0,48	-0,64	-0,71	-0,78	-0,92	-0,98	-1,01	-1,04	-1,05	2,98	0,54
2,00	8,21	5,91	3,60	2,51	2,00	1,29	0,61	0,37	0,20	-0,05	-0,31	-0,49	-0,64	-0,70	-0,78	-0,90	-0,95	-0,97	-0,99	-1,00	2,95	0,57
2,10	--	6,04	3,65	2,53	2,01	1,27	0,59	0,35	0,18	-0,10	-0,32	-0,50	-0,64	-0,69	-0,75	-0,81	-0,91	-0,99	-0,95	-0,95	2,92	0,59
2,20	--	6,14	3,68	2,54	2,02	1,26	0,57	0,29	0,16	-0,12	-0,33	-0,50	-0,64	-0,68	-0,74	-0,84	-0,88	-0,90	-0,91	-0,91	2,89	0,62
2,30	--	6,26	3,73	2,57	2,01	1,25	0,55	0,27	0,14	-0,13	-0,34	-0,50	-0,63	-0,67	-0,72	-0,82	-0,85	-0,83	-0,87	-0,87	2,86	0,64
2,40	--	6,37	3,78	2,60	1,23	1,23	0,52	0,25	0,14	-0,14	-0,35	-0,51	-0,62	-0,66	-0,71	-0,79	-0,82	-0,80	-0,83	0,83	2,82	0,67
2,50	--	6,50	3,82	2,62	2,00	1,21	0,50	0,24	0,10	-0,16	-0,36	-0,51	-0,62	-0,66	-0,70	-0,77	-0,79	-0,77	-0,80	-0,80	2,79	0,69
2,60	--	6,54	3,86	2,63	2,00	1,19	0,48	0,22	0,04	-0,17	-0,37	-0,51	-0,61	-0,65	-0,70	-0,75	-0,76	-0,74	-0,77	-0,77	2,76	0,72
2,70	--	6,75	3,92	2,64	2,00	1,18	0,46	0,20	0,07	-0,18	-0,38	-0,51	-0,61	-0,64	-0,68	-0,72	-0,74	-0,71	-0,74	-0,74	2,74	0,74
2,80	--	6,86	3,96	2,64	2,00	1,15	0,44	0,19	0,06	-0,20	-0,39	-0,51	-0,60	-0,63	-0,67	-0,71	-0,71	-0,69	-0,71	-0,71	2,71	0,76
2,90	--	7,00	4,01	2,65	1,99	1,13	0,41	0,17	0,04	-0,21	-0,39	-0,05	-0,60	-0,62	-0,65	-0,68	-0,69	-0,67	-0,69	-0,69	2,68	0,78
3,00	--	7,10	4,05	2,66	1,97	1,11	0,39	0,15	0,03	-0,22	-0,40	-0,51	-0,59	-0,60	-0,64	-0,66	-0,67	-0,65	-0,67	-0,67	2,64	0,80
3,10	--	7,23	4,09	2,66	1,97	1,09	0,37	0,13	0,01	-0,23	-0,40	-0,51	-0,58	-0,59	-0,62	-0,64	-0,64	-0,63	-0,65	-0,65	2,62	0,81
3,20	--	7,35	4,11	2,64	1,96	1,08	0,35	0,11	-0,01	-0,25	-0,41	-0,51	-0,57	-0,59	-0,61	-0,62	-0,63	-0,61	-0,63	-0,63	2,59	0,83
3,30	--	7,44	4,15	2,60	1,95	1,06	0,33	0,09	-0,02	-0,26	-0,41	-0,51	-0,56	-0,58	-0,59	-0,60	-0,61	-0,59	-0,61	-0,61	2,56	0,85
3,40	--	7,54	4,18	2,66	1,95	1,04	0,31	0,06	-0,04	-0,27	-0,41	-0,50	-0,55	-0,57	-0,58	-0,59	-0,59	-0,57	-0,58	-0,59	2,53	0,86
3,50	--	7,64	4,21	2,66	1,93	1,03	0,29	0,05	-0,05	-0,28	-0,41	-0,50	-0,54	-0,55	-0,56	-0,57	-0,57	-0,56	-0,57	-0,57	2,50	0,87
3,60	--	7,72	4,24	2,66	1,93	1,01	0,28	0,03	-0,07	-0,28	-0,42	-0,50	-0,54	-0,54	-0,56	-0,56	-0,56	-0,54	-0,56	-0,55	2,48	0,89
3,70	--	7,86	4,26	2,66	1,91	1,01	0,26	0,03	-0,08	-0,29	-0,42	-0,49	-0,52	-0,53	-0,55	-0,54	-0,54	-0,53	-0,54	-0,54	2,45	0,90
3,80	-	7,97	4,29	2,65	1,90	1,00	0,24	0,03	-0,10	-0,30	-0,42	-0,48	-0,51	-0,52	-0,54	-0,53	-0,53	-0,53	-0,53	-0,53	2,43	0,91

ANNEXE D

1CAS DE CALCULES :la méthode Fellinius

Ø(°)	A	C(T/M²)	ΓDSAT(T/M²)	ΓDH(T/M²)	ΓD'(T/M²)
21°	**0.12**	0.4	**2.01**	**1.59**	**1.01**

TABLEAU N°.1: FIN DE CONSTRUCTION(R=33.4m).

N	BI	h1	h2	sin α	cos α	Gn	T	N	dli	C*dli	tangϕ	N*tangϕ	dn	Gn*dn	a*Gn*dn
-3	0.70	0.60	0.00	-0.22	0.98	0.67	-0.15	0.65	0.41	0.16	0.38	0.25	28.63	19.12	2.29
-2	3.34	3.34	0.00	-0.11	0.99	17.71	-1.95	17.60	1.95	0.78	0.38	6.69	28.63	507.06	60.85
-1	3.34	5.54	0.00	0.05	1.00	29.42	1.47	29.38	1.95	0.78	0.38	11.17	28.63	842.32	101.08
0	3.34	7.41	0.00	0.00	1.00	39.35	0.00	39.35	1.95	0.78	0.38	14.95	28.63	1126.63	135.20
1	3.34	7.72	0.00	0.05	1.00	41.00	2.05	40.95	1.95	0.78	0.38	15.56	28.63	1173.77	140.85
2	3.34	8.34	0.00	0.11	0.99	44.26	4.87	44.00	1.95	0.78	0.38	16.72	28.63	1267.27	152.07
3	3.34	8.43	0.00	0.22	0.98	44.74	9.84	43.65	1.95	0.78	0.38	16.59	28.63	1280.96	153.71
4	3.34	8.21	0.00	0.34	0.94	43.60	14.82	41.00	1.95	0.78	0.38	15.58	28.63	1248.27	149.79
5	3.34	7.76	0.00	0.40	0.92	41.21	16.48	37.77	1.95	0.78	0.38	14.35	28.63	1179.85	141.58
6	3.34	6.31	0.00	0.45	0.89	33.51	15.08	29.93	1.95	0.78	0.38	11.37	28.63	959.39	115.13
7	3.34	2.63	0.00	0.56	0.83	13.94	7.81	11.55	1.95	0.78	0.38	4.39	28.63	399.11	47.89
8	1.58	1.81	0.00	0.68	0.73	4.53	3.08	3.32	0.92	0.37	0.38	1.26	28.63	129.82	15.58
							73.42			8.33		128.88			1216.03

Kas=1.24 Kss=1.86

TABLEAU N°.2: FIN DE CONSTRUCTION(R=32 .06m).

N	BI	h1	h2	sin α	cos α	Gn	T	N	dli	C*dli	tangϕ	N*tangϕ	dn	Gn*dn	a*Gn*dn
-3	1.85	1.94	0.00	-0.25	0.97	5.71	-1.43	5.53	1.03	0.41	0.38	2.10	27.37	156.19	18.74
-2	3.20	4.11	0.00	-0.15	0.99	20.89	-3.13	20.65	1.79	0.72	0.38	7.85	27.37	571.66	68.60
-1	3.20	6.37	0.00	-0.08	1.00	32.39	-2.59	32.28	1.79	0.72	0.38	12.27	27.37	886.38	106.37
0	3.20	6.85	0.00	0.00	1.00	34.83	0.00	34.83	1.79	0.72	0.38	13.23	27.37	953.22	114.39
1	3.20	8.42	0.00	0.08	1.00	42.82	3.43	42.68	1.79	0.72	0.38	16.22	27.37	1171.86	140.62
2	3.20	8.93	0.00	0.15	0.99	45.41	6.81	44.90	1.79	0.72	0.38	17.06	27.37	1242.88	149.15
3	3.20	9.09	0.00	0.25	0.97	46.25	11.56	44.78	1.79	0.72	0.38	17.02	27.37	1265.86	151.90
4	3.20	8.89	0.00	0.34	0.94	45.23	15.38	42.54	1.79	0.72	0.38	16.16	27.37	1238.01	148.56
5	3.20	8.28	0.00	0.40	0.92	42.10	16.84	38.59	1.79	0.72	0.38	14.66	27.37	1152.36	138.28
6	3.20	7.17	0.00	0.45	0.89	36.46	16.40	32.56	1.79	0.72	0.38	12.37	27.37	997.79	119.73
7	3.20	5.43	0.00	0.60	0.80	27.60	16.56	22.08	1.79	0.72	0.38	8.39	27.37	755.48	90.66
8	2.26	2.75	0.00	0.69	0.72	9.88	6.82	7.15	1.26	0.51	0.38	2.72	27.37	270.47	32.46
							86.65			8.08		140.05			1279.46

Kas=1.17 Kss=1.71

TABLEAU N°.2: FIN DE CONSTRUCTION(R=37.49m).

N	Bl	h1	h2	sin α	cos α	Gn	T	N	dli	C*dli	tangϕ	N*tangϕ	dn	Gn*dn	a*Gn*dn
-2	3.50	2.76	0.00	-0.25	0.97	15.36	-3.84	14.87	2.29	0.92	0.38	5.65	31.78	488.12	58.57
-1	3.70	5.31	0.00	-0.17	0.99	31.21	-5.31	30.76	2.42	0.97	0.38	11.69	31.78	991.83	119.02
0	3.70	7.44	0.00	-0.08	1.00	43.77	-3.50	43.63	2.42	0.97	0.38	16.58	31.78	1391.00	166.92
1	3.70	8.33	0.00	0.00	1.00	49.01	0.00	49.01	2.42	0.97	0.38	18.62	31.78	1557.39	186.89
2	3.70	8.12	0.00	0.08	1.00	47.74	3.82	47.59	2.42	0.97	0.38	18.08	31.78	1517.19	182.06
3	3.70	8.65	0.00	0.17	0.99	50.89	8.65	50.15	2.42	0.97	0.38	19.06	31.78	1617.22	194.07
4	3.70	8.47	0.00	0.25	0.97	49.80	12.45	48.22	2.42	0.97	0.38	18.32	31.78	1582.63	189.92
5	3.70	7.81	0.00	0.30	0.95	45.92	13.78	43.80	2.42	0.97	0.38	16.64	31.78	1459.24	175.11
6	3.70	6.60	0.00	0.35	0.94	38.80	13.58	36.34	2.42	0.97	0.38	13.81	31.78	1233.01	147.96
7	3.70	4.69	0.00	0.40	0.92	27.59	11.04	25.29	2.42	0.97	0.38	9.61	31.78	876.85	105.22
8	3.70	1.82	0.00	0.56	0.83	10.68	5.98	8.85	2.42	0.97	0.38	3.36	31.78	339.34	40.72
							56.64			10.59		151.43			1566.46

Kas=1.56 Kss=2.48

TABLEAU N°.2: FIN DE CONSTRUCTION(R=41.16m).

N	BI	h1	h2	sin α	cos α	Gn	T	N	dli	C*dli	tangϕ	N*tangϕ	dn	Gn*dn	a*Gn*dn
-2	1.99	1.52	0.00	-0.26	0.97	4.79	-1.25	4.63	1.43	0.57	0.38	1.76	34.52	165.48	19.86
-1	4.10	4.33	0.00	-0.20	0.98	28.19	-5.64	27.63	2.95	1.18	0.38	10.50	34.52	973.28	116.79
0	4.10	6.72	0.00	-0.11	0.99	43.81	-4.82	43.54	2.95	1.18	0.38	16.55	34.52	1512.24	181.47
1	4.10	7.47	0.00	0.00	1.00	48.66	0.00	48.66	2.95	1.18	0.38	18.49	34.52	1679.89	201.59
2	4.10	8.12	0.00	0.11	0.99	52.93	5.82	52.61	2.95	1.18	0.38	19.99	34.52	1827.29	219.27
3	4.10	8.34	0.00	0.20	0.98	54.37	10.87	53.27	2.95	1.18	0.38	20.24	34.52	1876.80	225.22
4	4.10	8.10	0.00	0.26	0.97	52.77	13.72	50.96	2.95	1.18	0.38	19.36	34.52	1821.67	218.60
5	4.10	8.32	0.00	0.35	0.94	54.24	18.98	50.81	2.95	1.18	0.38	19.31	34.52	1872.30	224.68
6	4.10	5.92	0.00	0.40	0.92	38.56	15.42	35.34	2.95	1.18	0.38	13.43	34.52	1331.09	159.73
7	4.10	3.71	0.00	0.45	0.89	24.19	10.88	21.60	2.95	1.18	0.38	8.21	34.52	834.88	100.19
8	4.10	0.36	0.00	0.60	0.80	2.35	1.41	1.88	2.95	1.18	0.38	0.71	34.52	81.01	9.72
							65.41			12.36		148.55			1677.11

Kas=1.53 Kss=2.46

TABLEAU N°.2: FIN DE CONSTRUCTION(R=22.60m).

N	BI	h1	h2	sin α	cos α	Gn	T	N	dli	C*dli	tangϕ	N*tangϕ	dn	Gn*dn	a*Gn*dn
-4	1.60	1.60	0.00	-0.22	0.98	4.07	-0.90	3.97	0.62	0.25	0.38	1.51	19.21	78.19	9.38
-3	2.20	3.63	0.00	-0.11	0.99	12.70	-1.40	12.62	0.85	0.34	0.38	4.80	19.21	243.92	29.27
-2	2.20	5.41	0.00	0.05	1.00	18.91	0.95	18.88	0.85	0.34	0.38	7.18	19.21	363.20	43.58
-1	2.20	6.94	0.00	0.00	1.00	24.28	0.00	24.28	0.85	0.34	0.38	9.22	19.21	466.34	55.96
0	2.20	8.04	0.00	0.05	1.00	28.12	1.41	28.09	0.85	0.34	0.38	10.67	19.21	540.26	64.83
1	2.20	8.15	0.00	0.11	0.99	28.51	3.14	28.34	0.85	0.34	0.38	10.77	19.21	547.65	65.72
2	2.20	8.54	0.00	0.22	0.98	29.87	6.57	29.14	0.85	0.34	0.38	11.07	19.21	573.86	68.86
3	2.20	8.67	0.00	0.34	0.94	30.31	10.31	28.50	0.85	0.34	0.38	10.83	19.21	582.26	69.87
4	2.20	8.68	0.00	0.40	0.92	30.35	12.14	27.81	0.85	0.34	0.38	10.57	19.21	582.93	69.95
5	2.20	8.12	0.00	0.45	0.89	28.40	12.78	25.37	0.85	0.34	0.38	9.64	19.21	545.64	65.48
6	2.20	7.36	0.00	0.56	0.83	25.75	14.42	21.33	0.85	0.34	0.38	8.11	19.21	494.57	59.35
7	2.20	6.18	0.00	0.68	0.73	21.60	14.69	15.84	0.85	0.34	0.38	6.02	19.21	414.94	49.79
8	2.20	4.39		0.70	0.71	15.34	10.74	10.95	0.85	0.34	0.38	4.16	19.21	294.66	35.36
9	0.85	0.79		0.72	0.69	1.06	0.76	0.74	0.33	0.13	0.38	0.28	19.21	20.38	
							85.60	0.00		4.44		130			689.86

Kas=1.15 Kss=1.27

TABLEAU N°1: service normale (R=33.4m).

N	Bl	h1	h2	sin α	cos α	Gn	T	N	dli	C*dli	tangϕ	dn	Gn*dn	a*Gn*dn	P	(N-P)* tangϕ
-3	0.70	0.60	0.00	-0.22	0.98	0.67	-0.15	0.65	0.41	0.16	0.38	19.12	2.29	0.00	19.12	0.25
-2	3.3	3.34	0.00	-0.11	0.99	18.40	-2.02	18.29	2.03	0.81	0.38	526.80	63.22	0.00	526.80	6.95
-1	3.3	5.54	0.00	0.05	1.00	30.57	1.53	30.53	2.03	0.81	0.38	875.10	105.01	0.00	875.10	11.60
0	3.3	7.41	0.00	0.00	1.00	40.88	0.00	40.88	2.03	0.81	0.38	1170.49	140.46	0.00	1170.49	15.54
1	3.3	7.72	0.00	0.05	1.00	42.59	2.13	42.54	2.03	0.81	0.38	1219.45	146.33	0.00	1219.45	16.17
2	3.3	8.34	0.00	0.11	0.99	45.99	5.06	45.71	2.03	0.81	0.38	1316.60	157.99	0.00	1316.60	17.37
3	3.3	8.43	0.00	0.22	0.98	46.48	10.23	45.34	2.03	0.81	0.38	1330.82	159.70	0.00	1330.82	17.23
4	3.3	8.21	0.00	0.34	0.94	45.30	15.40	42.60	2.03	0.81	0.38	1296.85	155.62	0.00	1296.85	16.19
5	3.3	4.18	3.58	0.40	0.92	23.06	9.22	21.14	2.03	0.81	0.38	660.27	79.23	7.25	660.27	5.28
6	3.3	4.06	2.25	0.45	0.89	22.40	10.08	20.00	2.03	0.81	0.38	641.32	76.96	4.56	641.32	5.87
7	3.3	2.63	0.00	0.56	0.83	14.48	8.11	12.00	2.03	0.81	0.38	414.65	49.76	0.00	414.65	4.56
8	1.58	1.81	0.00	0.68	0.73	4.53	3.08	3.32	0.92	0.37	0.38	129.82	15.58	0.00	129.82	1.26
							62.67			8.64			1152.15			118.25

Kas=1.30 Kss=2.02

TABLEAU N°.2: service normale (R=32.06m)

N	Bl	h1	h2	sin α	cos α	Gn	T	N	dli	C*dli	tangϕ	dn	Gn*dn	a*Gn*dn	p	N-P)* tangϕ
-3	1.85	1.94	0.00	-0.25	0.97	5.71	-1.43	5.53	1.03	0.41	0.38	27.37	156.19	18.74	0.00	2.10
-2	3.20	4.11	0.00	-0.15	0.99	20.89	-3.13	20.65	1.79	0.72	0.38	27.37	571.66	68.60	0.00	7.85
-1	3.20	6.37	0.00	-0.08	1.00	32.39	-2.59	32.28	1.79	0.72	0.38	27.37	886.38	106.37	0.00	12.27
0	3.20	6.85	0.00	0.00	1.00	34.83	0.00	34.83	1.79	0.72	0.38	27.37	953.22	114.39	0.00	13.23
1	3.20	8.42	0.00	0.08	1.00	42.82	3.43	42.68	1.79	0.72	0.38	27.37	1171.86	140.62	0.00	16.22
2	3.20	8.93	0.00	0.15	0.99	45.41	6.81	44.90	1.79	0.72	0.38	27.37	1242.88	149.15	0.00	17.06
3	3.20	9.09	0.00	0.25	0.97	46.25	11.56	44.78	1.79	0.72	0.38	27.37	1265.86	151.90	0.00	17.02
4	3.20	8.89	0.00	0.34	0.94	45.23	15.38	42.54	1.79	0.72	0.38	27.37	1238.01	148.56	0.00	16.16
5	3.20	8.28	0.00	0.40	0.92	42.10	16.84	38.59	1.79	0.72	0.38	27.37	1152.36	138.28	0.00	14.66
6	3.20	4.86	2.30	0.45	0.89	24.73	11.13	22.08	1.79	0.72	0.38	27.37	676.80	81.22	4.12	6.83
7	3.20	5.43	0.00	0.60	0.80	27.60	16.56	22.08	1.79	0.72	0.38	27.37	755.48	90.66	0.00	8.39
8	2.26	2.75	0.00	0.69	0.72	9.88	6.82	7.15	1.26	0.51	0.38	27.37	270.47	32.46	0.00	2.72
							81.38			8.08				1240.94		134.51

Kas=1.18 Kss=1.75

TABLEAU N°: fonctionnement normale (R=37.49).

N	Bl	h1	h2	sin α	cos α	Gn	T	N	dli	C*dli	tangϕ	dn	Gn*dn	a*Gn*dn	P	N-P)* tangϕ
-2	3.50	2.76	0.00	-0.25	0.97	15.36	-3.84	14.87	2.29	0.92	0.38	31.78	488.12	58.57	0.00	5.65
-1	3.70	5.31	0.00	-0.17	0.99	31.21	-5.31	30.76	2.42	0.97	0.38	31.78	991.83	119.02	0.00	11.69
0	3.70	7.44	0.00	-0.08	1.00	43.77	-3.50	43.63	2.42	0.97	0.38	31.78	1391.00	166.92	0.00	16.58
1	3.70	8.33	0.00	0.00	1.00	49.01	0.00	49.01	2.42	0.97	0.38	31.78	1557.39	186.89	0.00	18.62
2	3.70	8.12	0.00	0.08	1.00	47.74	3.82	47.59	2.42	0.97	0.38	31.78	1517.19	182.06	0.00	18.08
3	3.70	8.65	0.00	0.17	0.99	50.89	8.65	50.15	2.42	0.97	0.38	31.78	1617.22	194.07	0.00	19.06
4	3.70	8.47	0.00	0.25	0.97	49.80	12.45	48.22	2.42	0.97	0.38	31.78	1582.63	189.92	0.00	18.32
5	3.70	7.81	4.00	0.30	0.95	45.92	13.78	43.80	2.42	0.97	0.38	31.78	1459.24	175.11	9.68	12.97
6	3.70	2.78	3.81	0.35	0.94	16.35	5.72	15.32	2.42	0.97	0.38	31.78	519.75	62.37	9.22	2.32
7	3.70	4.69	0.00	0.40	0.92	27.59	11.04	25.29	2.42	0.97	0.38	31.78	876.85	105.22	0.00	9.61
8	3.70	1.82	0.00	0.56	0.83	10.68	5.98	8.85	2.42	0.97	0.38	31.78	339.34	40.72	0.00	3.36
							48.79			10.59				1480.87		136.26

Kas=1.66 Kss=3.009

TABLEAU N°.2: fonctionnement normale (R=41.19m)

N	BI	h1	h2	sin α	cos α	Gn	T	N	dli	C*dli	tangϕ	dn	Gn*dn	a*Gn*dn	p	N-P)* tangϕ
-2	1.99	1.52	0.00	-0.26	0.97	4.79	-1.25	4.63	1.43	0.57	0.38	34.52	165.48	19.86	0.00	1.76
-1	4.10	4.33	0.00	-0.20	0.98	28.19	-5.64	27.63	2.95	1.18	0.38	34.52	973.28	116.79	0.00	10.50
0	4.10	6.72	0.00	-0.11	0.99	43.81	-4.82	43.54	2.95	1.18	0.38	34.52	1512.24	181.47	0.00	16.55
1	4.10	7.47	0.00	0.00	1.00	48.66	0.00	48.66	2.95	1.18	0.38	34.52	1679.89	201.59	0.00	18.49
2	4.10	8.12	0.00	0.11	0.99	52.93	5.82	52.61	2.95	1.18	0.38	34.52	1827.29	219.27	0.00	19.99
3	4.10	8.34	0.00	0.20	0.98	54.37	10.87	53.27	2.95	1.18	0.38	34.52	1876.80	225.22	0.00	20.24
4	4.10	8.10	0.00	0.26	0.97	52.77	13.72	50.96	2.95	1.18	0.38	34.52	1821.67	218.60	0.00	19.36
5	4.10	5.60	2.72	0.35	0.94	36.51	12.78	34.20	2.95	1.18	0.38	34.52	1260.20	151.22	8.01	9.95
6	4.10	4.91	1.00	0.40	0.92	32.01	12.80	29.34	2.95	1.18	0.38	34.52	1104.93	132.59	2.95	10.03
7	4.10	3.71	0.00	0.45	0.89	24.19	10.88	21.60	2.95	1.18	0.38	34.52	834.88	100.19	0.00	8.21
8	4.10	0.36	0.00	0.60	0.80	2.35	1.41	1.88	2.95	1.18	0.38	34.52	81.01	9.72	0.00	0.71
							56.59			12.36	0.38			1576.52	0.00	135.79

Kas=1.56 Kss=2.61

TABLEAU N°: fonctionnement normale (R=22.06).

N	BI	h1	h2	sin α	cos α	Gn	T	N	dli	C*dli	tangϕ	dn	Gn*dn	a*Gn*dn	P	N-P)* tangϕ
-4	1.60	1.60	0.00	-0.22	0.98	4.07	-0.90	3.97	0.62	0.25	0.38	19.21	78.19	9.38	0.00	1.51
-3	2.20	3.63	0.00	-0.11	0.99	12.70	-1.40	12.62	0.85	0.34	0.38	19.21	243.92	29.27	0.00	4.80
-2	2.20	5.41	0.00	0.05	1.00	18.91	0.95	18.88	0.85	0.34	0.38	19.21	363.20	43.58	0.00	7.18
-1	2.20	6.94	0.00	0.00	1.00	24.28	0.00	24.28	0.85	0.34	0.38	19.21	466.34	55.96	0.00	9.22
0	2.20	8.04	0.00	0.05	1.00	28.12	1.41	28.09	0.85	0.34	0.38	19.21	540.26	64.83	0.00	10.67
1	2.20	8.15	0.00	0.11	0.99	28.51	3.14	28.34	0.85	0.34	0.38	19.21	547.65	65.72	0.00	10.77
2	2.20	8.54	0.00	0.22	0.98	29.87	6.57	29.14	0.85	0.34	0.38	19.21	573.86	68.86	0.00	11.07
3	2.20	8.67	0.00	0.34	0.94	30.31	10.31	28.50	0.85	0.34	0.38	19.21	582.26	69.87	0.00	10.83
4	2.20	8.68	0.00	0.40	0.92	30.35	12.14	27.81	0.85	0.34	0.38	19.21	582.93	69.95	0.00	10.57
5	2.20	8.12	0.00	0.45	0.89	28.40	12.78	25.37	0.85	0.34	0.38	19.21	545.64	65.48	0.00	9.64
6	2.20	7.36	0.00	0.56	0.83	25.75	14.42	21.33	0.85	0.34	0.38	19.21	494.57	59.35	0.00	8.11
7	2.20	6.18	0.00	0.68	0.73	21.60	14.69	15.84	0.85	0.34	0.38	19.21	414.94	49.79	0.00	6.02
8	2.20	3.76	0.62	0.70	0.71	13.15	9.21	9.39	0.85	0.34	0.38	19.21	252.66	30.32	0.52	3.37
9	0.85	0.79	0.00	0.72	0.69	1.06	0.76	0.74	0.33	0.13	0.38	19.21	20.38	2.45	0.00	0.28
							84.07	274.29		4.44				650.82	0.00	104.03

Kas=1.01 Kss=1.28

TABLEAU N°.: Vidange rapide (R=29.7m).

N	Bl	h1	h2	sin α	cos α	Gn	T	N	dli	C*dli	tangϕ	dn	Gn*dn	a*Gn*dn	P	N-P)* tangϕ
-4	0.18	2.54	0.00	-0.34	0.94	0.46	-0.16	0.43	0.09	0.04	0.38	25.24	11.63	1.40	0.00	0.16
-3	2.90	5.13	0.00	-0.22	0.98	15.01	-3.30	14.64	1.50	0.60	0.38	25.24	378.88	45.47	0.00	5.56
-2	2.90	7.26	0.00	-0.11	0.99	21.26	-2.34	21.14	1.50	0.60	0.38	25.24	536.72	64.41	0.00	8.03
-1	2.90	8.65	0.00	0.05	1.00	25.34	1.27	25.30	1.50	0.60	0.38	25.24	639.48	76.74	0.00	9.62
0	2.90	9.05	0.00	0.00	1.00	26.51	0.00	26.51	1.50	0.60	0.38	25.24	669.05	80.29	0.00	10.07
1	2.90	10.13	0.00	0.05	1.00	29.66	1.48	29.62	1.50	0.60	0.38	25.24	748.52	89.82	0.00	11.26
2	2.90	10.45	0.00	0.11	0.99	30.61	3.37	30.42	1.50	0.60	0.38	25.24	772.55	92.71	0.00	11.56
3	2.90	10.48	0.00	0.22	0.98	30.68	6.75	29.93	1.50	0.60	0.38	25.24	774.40	92.93	0.00	11.37
4	2.90	10.30	0.00	0.34	0.94	30.15	10.25	28.36	1.50	0.60	0.38	25.24	761.09	91.33	0.00	10.78
5	2.90	10.31	0.00	0.40	0.92	30.18	12.07	27.66	1.50	0.60	0.38	25.24	761.83	91.42	0.00	10.51
6	2.90	6.10	2.10	0.45	0.89	30.11	13.55	26.89	1.50	0.60	0.38	25.24	759.92	91.19	3.16	9.02
7	2.90	3.25	3.20	0.48	0.88	28.17	13.52	24.71	1.50	0.60	0.38	25.24	711.06	85.33	4.81	7.56
8	2.90	4.06	0.00	0.50	0.87	11.88	5.94	10.29	1.50	0.60	0.38	25.24	299.78	35.97	0.00	3.91
							62.40			7.25				938.99		109.42

Kas=1.24 Kss=1.86

TABLEAU N°.: Vidange rapide (R=36.01m).

N	Bl	h1	h2	sin α	cos α	Gn	T	N	dli	C*dli	tangϕ	dn	Gn*dn	a*Gn*dn	p	N-P)* tangϕ
-3	3.50	2.79	0.00	-0.25	0.97	9.84	-2.46	9.53	2.37	0.95	0.38	30.60	301.26	36.15	0.00	3.62
-2	3.60	5.79	0.00	-0.15	0.99	21.05	-3.16	20.81	2.44	0.97	0.38	30.60	644.20	77.30	0.00	7.91
1	3.60	7.92	0.00	-0.08	1.00	28.78	-2.30	28.69	2.44	0.97	0.38	30.60	880.64	105.68	0.00	10.90
0	3.60	8.51	0.00	0.00	1.00	30.94	0.00	30.94	2.44	0.97	0.38	30.60	946.84	113.62	0.00	11.76
1	3.60	9.97	0.00	0.08	1.00	36.23	2.90	36.12	2.44	0.97	0.38	30.60	1108.72	133.05	0.00	13.72
2	3.60	10.08	0.00	0.15	0.99	36.63	5.49	36.22	2.44	0.97	0.38	30.60	1120.96	134.52	0.00	13.76
3	3.60	10.19	0.00	0.25	0.97	37.03	9.26	35.86	2.44	0.97	0.38	30.60	1133.20	135.98	0.00	13.63
5	3.60	9.77	0.00	0.34	0.94	35.51	12.07	33.39	2.44	0.97	0.38	30.60	1086.47	130.38	0.00	12.69
5	3.60	7.36	1.65	0.40	0.92	38.70	15.48	35.47	2.44	0.97	0.38	30.60	1184.23	142.11	4.02	11.95
6	3.60	4.63	2.60	0.45	0.89	35.63	16.03	31.82	2.44	0.97	0.38	30.60	1090.28	130.83	6.33	9.68
7	3.60	1.60	3.50	0.60	0.80	31.14	18.69	24.91	2.44	0.97	0.38	30.60	952.99	114.36	8.53	6.23
8	3.50	2.36	0.00	0.62	0.78	8.32	5.16	6.53	2.37	0.95	0.38	30.60	254.74	30.57	0.00	2.48
							77.16			11.64				1284.54		118.34

Kas=1.15 Kss=1.43

TABLEAU N°V.3: Vidange rapide (R=31.01m).

N	Bl	h1	h2	sin α	cos α	Gn	T	N	dli	C*dli	tangϕ	dn	Gn*dn	a*Gn*dn	P	N-P)* tangϕ
-4	3.10	3.63	0.00	-0.25	0.97	11.35	-2.84	10.99	1.68	0.67	0.38	26.35	299.07	35.89	0.00	4.18
-3	3.10	6.41	0.00	-0.17	0.99	20.07	-3.41	19.78	1.68	0.67	0.38	26.35	528.84	63.46	0.00	7.52
-2	3.10	7.74	0.00	-0.08	1.00	24.23	-1.94	24.16	1.68	0.67	0.38	26.35	638.56	76.63	0.00	9.18
-1	3.10	9.14	0.00	-0.05	1.00	28.60	-1.43	28.57	1.68	0.67	0.38	26.35	753.65	90.44	0.00	10.86
0	3.10	10.01	0.00	0.00	1.00	31.34	0.00	31.34	1.68	0.67	0.38	26.35	825.84	99.10	0.00	11.91
1	3.10	10.90	0.00	0.17	0.99	34.13	5.80	33.63	1.68	0.67	0.38	26.35	899.27	107.91	0.00	12.78
2	3.10	10.29	0.00	0.25	0.97	32.20	8.05	31.18	1.68	0.67	0.38	26.35	848.53	101.82	0.00	11.85
3	3.10	11.16	0.00	0.30	0.95	34.93	10.48	33.32	1.68	0.67	0.38	26.35	920.31	110.44	0.00	12.66
4	3.10	10.73	0.00	0.35	0.94	33.58	11.75	31.46	1.68	0.67	0.38	26.35	884.83	106.18	0.00	11.95
5	3.10	2.16	2.16	0.40	0.92	20.22	8.09	18.53	1.68	0.67	0.38	26.35	532.85	63.94	3.62	5.67
6	3.10	5.42	3.60	0.56	0.83	39.39	22.06	32.63	1.68	0.67	0.38	26.35	1037.82	124.54	6.04	10.10
7	3.10	3.05	4.10	0.60	0.80	35.10	21.06	28.08	1.68	0.67	0.38	26.35	924.80	110.98	6.88	8.06
8	3.10	4.47	0.00	0.65	0.76	14.00	9.10	10.64	1.68	0.67	0.38	26.35	368.78	44.25	0.00	4.04
							86.77		8.72					1135.58	0.00	120.75

Kas=1.04 Kss=1.50

TABLEAU N°V.3: Vidange rapide (R=33.34m).

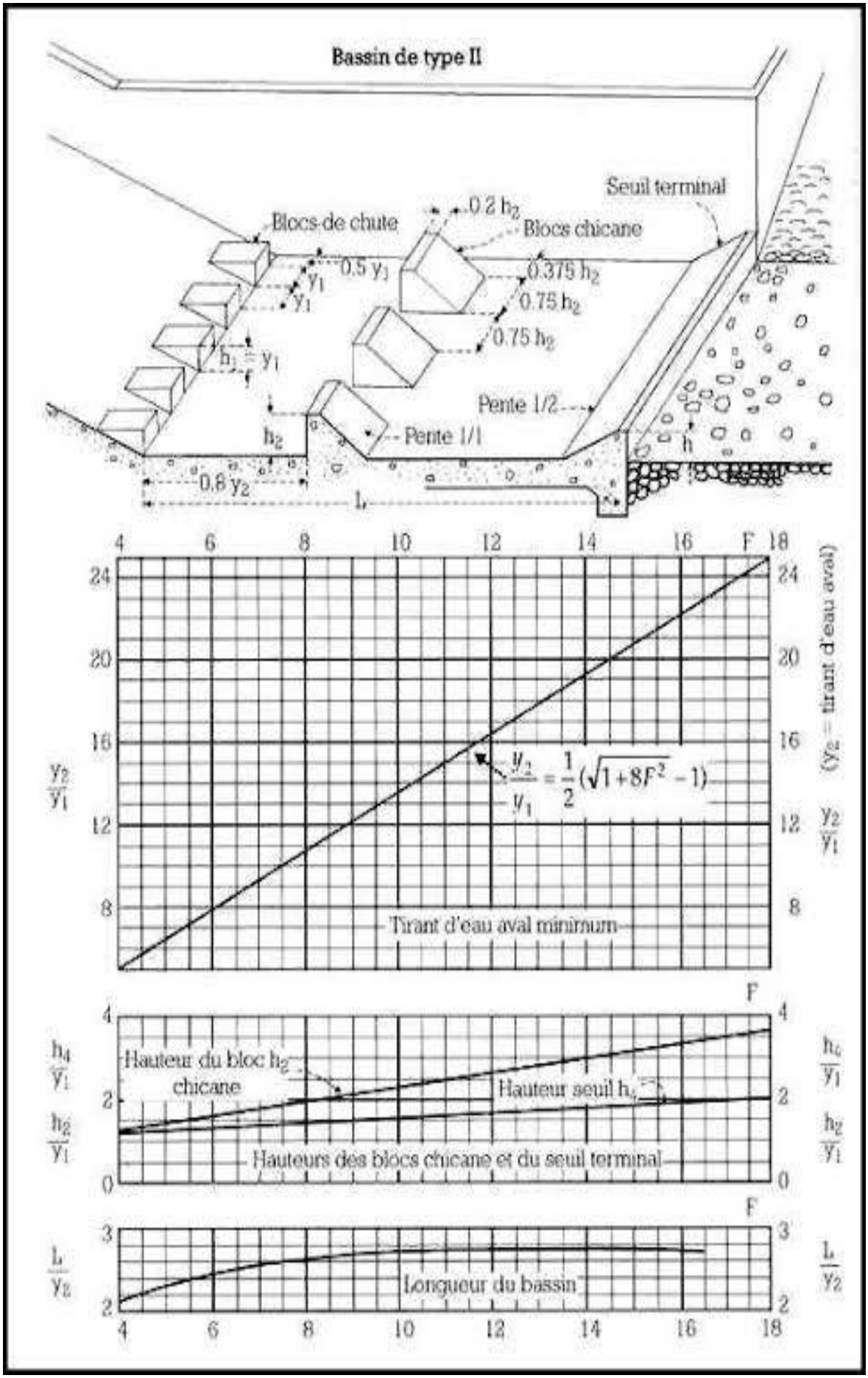
N	Bl	h1	h2	sin α	cos α	Gn	T	N	dli	C*dli	tangϕ	dn	Gn*dn	a*Gn*dn	p	N-P)* tangϕ
-4	0.60	2.76	0.00	-0.26	0.97	1.67	-0.43	1.61	0.35	0.14	0.38	28.33	47.30	5.68	0.00	0.61
-3	3.30	6.34	0.00	-0.20	0.98	21.13	-4.23	20.70	1.92	0.77	0.38	28.33	598.65	71.84	0.00	7.87
-2	3.30	7.67	0.00	-0.11	0.99	25.56	-2.81	25.41	1.92	0.77	0.38	28.33	724.23	86.91	0.00	9.66
-1	3.30	9.10	0.00	-0.08	1.00	30.33	-2.43	30.23	1.92	0.77	0.38	28.33	859.26	103.11	0.00	11.49
0	3.30	10.40	0.00	0.00	1.00	34.66	0.00	34.66	1.92	0.77	0.38	28.33	982.01	117.84	0.00	13.17
1	3.30	11.01	0.00	0.20	0.98	36.68	7.34	35.94	1.92	0.77	0.38	28.33	1039.13	124.70	0.00	13.66
2	3.30	10.68	0.00	0.26	0.97	35.58	9.25	34.36	1.92	0.77	0.38	28.33	1007.98	120.96	0.00	13.06
3	3.30	11.30	0.00	0.35	0.94	37.65	13.18	35.27	1.92	0.77	0.38	28.33	1066.52	127.98	0.00	13.40
4	3.30	10.54	0.45	0.40	0.92	38.11	15.25	34.93	1.92	0.77	0.38	28.33	1079.79	129.57	0.86	12.95
5	3.30	1.26	2.22	0.45	0.89	18.92	8.52	16.90	1.92	0.77	0.38	28.33	536.14	64.34	4.26	4.80
6	3.30	4.51	4.10	0.60	0.80	39.5	15.34	33.78	1.92	0.77	0.38	28.33	1196.29	143.56	7.87	9.85
7	3.30	1.75	5.25	0.62	0.78	40.66	25.21	31.90	1.92	0.77	0.38	28.33	1151.78	138.21	10.08	8.29
8	3.30	3.97	0.00	0.68	0.73	13.22	8.99	9.69	1.92	0.77	0.38	28.33	374.39	44.93	0.00	3.68
							93.16			9.35				1279.62	0.00	122.48

Kas=1.002 Kss=1.45

TABLEAU N°V.3: Vidange rapide (R=46.9m).

N	Bl	h1	h2	sin α	cos α	Gn	T	N	dli	C*dli	tangϕ	dn	Gn*dn	a*Gn*dn	p	N-P)* tangϕ
-2	3.40	7.10	0.00	0.05	1.00	24.38	1.22	24.35	2.78	1.11	0.38	39.86	663.86	79.66	0.00	6.32
-1	4.69	8.69	0.00	0.00	1.00	40.35	0.00	40.35	3.76	1.51	0.38	39.86	1408.37	169.00	0.00	13.43
0	4.69	9.05	0.00	0.05	1.00	42.02	2.10	41.97	3.76	1.51	0.38	39.86	1629.67	195.56	0.00	15.54
1	4.69	9.16	0.00	0.11	0.99	42.53	4.68	42.28	3.76	1.51	0.38	39.86	1847.27	221.67	0.00	17.50
2	4.69	8.73	0.00	0.22	0.98	40.54	8.92	39.54	3.76	1.51	0.38	39.86	1952.82	234.34	0.00	18.16
3	4.69	7.71	0.00	0.34	0.94	35.80	12.17	33.66	3.76	1.51	0.38	39.86	1966.71	236.01	0.00	17.63
4	4.69	5.96	0.00	0.40	0.92	27.67	11.07	25.36	3.76	1.51	0.38	39.86	2118.22	254.19	4.52	16.79
5	4.69	1.54	6.16	0.45	0.89	64.11	28.85	57.25	3.76	1.51	0.38	39.86	2455.50	294.66	15.43	15.04
6	4.69	4.16	1.78	0.56	0.83	35.79	20.04	29.65	3.76	1.51	0.38	39.86	2314.50	277.74	19.76	10.77
7	4.69	3.29	0.00	0.68	0.73	6.30	4.29	4.62	1.55	0.62	0.38	39.86	238.27	28.59	0.00	1.67
							93.33	0.00		13.78				1991.42		132.85

Kas=1.08 Kss=1.57


Bassin de type II
Seuil terminal
0.2 h2
Blocs-de chute
Blocs chicane
0.5 y1
y1
y1
0.375 h2
0.75 h2
0.75 h2
h1 = y1
Pente 1/2
h2
Pente 1/1
h
0.8 y2
L
F
y2/y1
(y2 = tirant d'eau aval)
Tirant d'eau aval minimum
y2/y1 = 1/2 (√(1+8F²) − 1)
ht/y1
h2/y1
Hauteur du bloc h2 chicane
Hauteur seuil ht
Hauteurs des blocs chicane et du seuil terminal
L/y2
Longueur du bassin