REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

ETUDE D'UN PETIT BARRAGE SUR L'OUDE RHUMEL (W.MILA)

PRESENTE PAR :
MANNAI DAOUD

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
Mr B.BENLAOUKLI	M.C.B	Examinateur
Mr M.D.BENSALAH	M.A.A	Examinateur
Mme D.DJOUDAR	M.A.A	Examinatrice
Mr A.ZEROUAL	M.A.A	Promoteur

Septembre - 2014

Dédicace :

Merci mon dieu de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite, à ma mère. A mon père, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes les années des études, et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager, à me donner l'aide et à me protéger.

Aucune dédicace, ne saurait exprimer à sa juste valeur le profond amour que je vous porte.

Puisse Dieu, vous procure santé, bonheur et longue vie.

A mes sœur Rokiya, Aziza, et la belle petite Amira.

A mes frères Farees, Khaled, KHabeb.

A mes amies d'ENSH. Surtout la promotion 2013 et 2014

A mes amies d'Oued Ahtmania

A ma grande équipe de football Iti7ad Char9

A tous ceux qui me sont chères.

A tous ceux qui m'aiment.

A tous ceux que j'aime.

Remerciements

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions. J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter mon promoteur Mr : Zeroual.

Mes remerciements également *à:*mes frères : Farees. Khaled, khabeb.

pour leurs encouragements et leurs aides.

Tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail;

Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de pour suivre mes études, à mes frères, ainsi qu'à tous mes amis qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et de m'avoir plus d'une fois remonté le moral. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

ملخص :

تعتبر السدود من أكبر خزانات المياه التي تستعمل في مختلف الميادين، وهذه الدراسة تدخل في إطار الحفاظ على المياه السطحية في الجزائر.

لقد قمنا بدراسة قابلية إنجاز سد مائي صغير على واد **الرمل** (ولاية ميلة) ، **بعد دراسة معمقة وشاملة لمختلف الجوانب** (الجيولوجية، الهيدرولوجية، الطبوغرافية، ...)، وقمنا أيضا باختيار الاقتراح المناسب حيث صممنا الحاجز المائي و تحققنا من ثباته، أما فيما يتعلق بالانجاز **قمنا بشرح معمق** و دقيق يضم مختلف أطواره.

Résumé :

Les barrages sont les plus grands réservoirs d'accumulation des eaux qui sont utilisées dans les divers domaines, La présente étude s'inscrit dans le cadre de la conservation des eaux superficielles en Algérie.

L'étude que nous avons menée dans ce mémoire est consacrée à l'implantation d'un barrage sur Oued RHUMEL (w.MILA), Après une étude précise et complète des différentes étapes (géologique, hydrologique, topographique,…), nous avons choisi la variante adoptée, puis implanté la digue en vérifiant sa stabilité, Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract :

Dams are the big reserves of water which are used in diver fields The present study belongs to the general topic of the superficial water resources conservation in Algeria.

The study that we have carried out in this dissertation is devoted to the establishment of a dam on wadi RHUMEL (w.MILA), After a precise and complete study of the various stages "geological, hydrological, topographic,…), we chose the suitable alternative, then we established the dam and checked its stability, For the realization we gave an explanation supplements containing the various stages of calculation.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I :*Présentaion du site*

I.1 Situation du Projet 2

I.2 Choix du site 4

Conclusion 4

Chapitre II : *Géologique et Géotechnique*

Introduction 5

II.1 Etude géologique 5

II.1.1 Cadre géologique 5

II1.2 Aperçu stratigraphique 6

II.1.2.1 Quaternaire : 6

II.1.2.2 Le Tertiaire 6

II.1.2.3 Le Secondaire 6

II.1.3 Aperçu tectonique 8

II.2 Géologie locale 9

II.2.2 Argiles et grès du Smendou (Miocène) 9

II.2.3Colluvions 10

II.2.4 Terrasses alluvionnaires 10

II.3 Lit de l'Oued 10

II.4 Glissements de terrain 11

II.5 Géotechnique 11

II.5.1Travaux de reconnaissance effectués 11

II.5.2Essais géotechniques 12

II.5.3 Essais mécaniques 16

LISTE DES FIGURES

Figure I.01 Plan de situation de la retenue collinaire sur l'Oued Rhumel……..…..... 3
Figure I.02 Image satellitaire du site de la retenue collinaire sur l'Oued Rhumel ……..... 4
Figure I.03 Position du bassin versant de la retenu collinaire de l'OUED RHUMEL…… 4
Figure II.01 Extrait de la carte géologique de SIDI DRISS ……..…… 5
Figure II.02 Vue de l'axe de la retenue à partir de la rive gauche…… 6
Figure II.03 Vue sur les terrasses des deux rives à partir de rive gauche ..……..... 11
Figure II.04 Vue sur la taille des alluvions de l'Oued El Khenga 14
Figure II.05 Vue sur le grand glissement aval sur la rive gauche……. 18
Figure II.06 Fuseau granulométrique des zones d'emprunt (amont aval)…….. 21
Figure II.07 Abaque de plasticité des zones d'emprunt (amont et aval)……..... 24
Figure II.08 Carte de zonage sismique du territoire algérien …….……. 25
Figure III.01 Plan de satiation du PB d'Oued Rhumel ……..…… 26
Figure III.02 Courbe hypsométrique du bassin versant de l'OUED RHUMEL ……..….. 28
Figure III.03 Thalwegprincipale du bassin versant…….. 29
Figure III.04 Extraitde la carte pluviométrique dela zone d'étude (ANRH,1993)…… 32
Figure III.05 AjustementàlaloideGumbel(Maximum de vraisemblance)……..…..…… 33
Figure III.06 AjustementàlaloiLog-Normale (Maximumdevraisemblance)……. 34
Figure III.07 Hydrogrammes des crues pour différentes période de retour ……..…… 35
Figure III.08 Hydrogramme de crue de projet (Q1%)..……... 37
Figure III.09 Courbe surface - hauteur ……..…….. 40
Figure III.10 Courbe capacité - hauteur ……. 41
Figure III.11 courbes du débit en fonction la hauteur ……..…… 46
Figure III.12 courbe du volume en fonction du débit 52
Figure IV.01 Type des barrages ……... 72
Figure IV.02 Barragehomogène …… 73
Figure IV.03 barrage à masque …… 74
Figure V.01 Longueur en crête ……..…… 74
Figure V. 02 La ligne de saturation ……..……. 75
Figure V. 03 Cas de fin de construction sans séisme ……. 76
Figure V.04 Cas de fin de construction avec séisme …… 78
Figure V.05 Cas de fonctionnement normal sans séisme ……. 78
Figure V.06 Cas de fonctionnement normal avec séisme 82
Figure V.07 Cas de vidange rapide sans séisme 82
Figure V.08 Cas de vidange rapide avec séisme 85
Figure VI.01 l'evacuateur à entonnement frontal et entonnement latéral 87
Figure VI.02 Construction géométrique d'un profil Greager..... 89
Figure VI.03 Profil de déversoir type Greager 89
Figure VI.04 tirant d'eau dans le coursier …..……..…….. 90
Figure VI.05 La ligne d'eau dans le coursier ……..…… 91
Figure VII.01 Réseau a nœuds ……..…….. 92

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.01	Situation des puits de reconnaissance. ……..	12
Tableau II.02	Résultats d'essais physique…….…….....	13
Tableau II.03	Résultats des essais Proctor……..……..….….....	13
Tableau II.04	Résultats des essais de cisaillement rectilignes……	17
Tableau II.05	Résultats des essais de compressibilité oedométrique.....	20
Tableau II.06	Coefficients d'accélération :'A'' [RPA-99]…….……	20
Tableau III.01	Coordonnées de la courbe hypsométrique	21
Tableau III.02	Tableau récapitulatif des résultats précédents …….……	22
Tableau III.03	Résultats de lavaleur de T_C ……..	23
Tableau III.04	Recapitulation des caractéristiquesdu Bassin versant ……..……..	23
Tableau III.05	Températuresmoyennesmensuelle	24
Tableau III.06	Humiditésmoyennes mensuelle.....	24
Tableau III.07	Evaporation mensuelle …….	25
Tableau III.08	Caractéristiques de la station pluviométrique……	25
Tableau III.09	Répartition mensuelle dela pluie annuellede Constantine……	25
Tableau III.10	Caractéristiquesdelasérieavec**N=26 ans** ……..……..	26
Tableau III.11	Valeurs despluiesmaximalesjournalier annuelles Stationde Constantine…….	27
Tableau III.12	Paramètres de la série à étudier.....	27
Tableau III.13	Résultatsde l'ajustementà la loide Gumbel ……...	28
Tableau III.14	Résultatsde l'ajustement à la loidelog-normal.....	28
Tableau III.15	Paramètresdela série àétudier …….....	29
Tableau III.16	Pluiesjournalièresmaximalesde différentesfréquences ……..……	30
Tableau III.17	Intensité pourlesdifférentesfréquences.....	30
Tableau III.18	Pluiesde courteduréede différentesfréquences.....	32
Tableau III.19	Récapitulatif des résultats des apports.....	32
Tableau III.20	Récapitulatifdes résultats decoefficientde variation ……..	34
Tableau III.21	Résultats de calcul ……..	34
Tableau III.22	Apportsmensuel en Mm^3.....	35
Tableau III.23	Débit maximum de crue pour différents périodes de retour……	36
Tableau III.24	Valeurs de ϒ en fonction de bassin versant.....	36
Tableau III.25	Débit maximum de crue pour différents périodes de retour ……..	37
Tableau III.26	Débitmaximumde crue pourdifférents périodesde retour….....	38

Tableau III.27	Débit maximum de crue pour différents périodes de retour……..	40
Tableau III.28	Débit maximum de crue pour différents périodes de retour……	43
Tableau III.29	Récapitulatif des résultats de débit de crue……..	44
Tableau III.30	Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ……..	45
Tableau III.31	Valeurs des débits de crues en fonction du temps……	45
Tableau III.32	Valeur de α en fonction de la perméabilité ……..…….	48
Tableau III.33	Critères de sélection des formules de kassoul ……..…….....	
Tableau III.34	Résultats de calcul du volume mort ……...	53
Tableau III.35	Répartition mensuelle des besoins en eau ……...……..	56
Tableau III.36	Répartition mensuelle des apports ……..	57
Tableau III.37	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3)……	60
Tableau III.38	Répartition mensuelle de l'évaporation ……..……	64
Tableau III.39	Coefficient δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	66
Tableau III.40	Volumes des pertes dans la retenue ……..……	67
Tableau III.41	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes (1^{er}approximation)……	67
Tableau III.42	Volumes des pertes dans la retenue.....	68
Tableau III.43	Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (m^3).....	69
Tableau III.44	Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE.....	69
Tableau III.45	Première étape de calcul.....	70
Tableau III.46	Seconde étape de calcul. (Détermination de H0 et Q en fonction deb).....	70
Tableau III.47	3ème étape de calcul (détermination de débits déversés en fonction de H, b et Vf)…….	76
Tableau III.48	Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Kotchrine.....	77
Tableau III.49	Variation de la hauteur du barrage.....	80
Tableau III.50	Largeur en crête en fonction de la hauteur de barrage.....	81
Tableau III.51	Cout des digues.....	82
Tableau III.52	Coût du déversoir.....	83
Tableau III.53	Coût du canal d'approche.....	84
Tableau III.54	Coût Totale du barrage.....	84
Tableau III.55	Récapitulation des résultats de régularisation et du laminage ……	88
Tableau VI.01	fruits indicatifs des talus de barrage stables……..	89
Tableau VI.02	Coûtsdes variantes étudiées.....	91
Tableau V.01	Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation……..	92
Tableau V.02	Valeurs indicatives des pentes des talus …….....	95
Tableau V.03	Valeursde Cenfonctiondela pente dutalus etdu poids.....	95
Tableau V.04	Coordonnées de la parabole de KOZENY …….……..	96
Tableau V.05	Classification des barrages ……	97

Tableau V.06 Gradient admissible à travers le remblai terreux …….. 99
Tableau V.07 Gradient admissible pour les fondations du barrage..... 102
Tableau V.08 Détermination de coefficient de sécurité..... 111
Tableau V.09 Coefficient de stabilité admissible des talus……. 114
Tableau V.10 Détermination des rayons des cercles de glissement..... 119
Tableau V.11 Résultat de cas étudié..... 120
Tableau V.12 Caractéristique géotechnique..... 121
Tableau V.13 coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement ……..…..…….. 57
Tableau V.14 les cas de stabilité étudies ……..…… 60
Tableau VI.01 coordonnées du profil de Creager ……...…… 64
Tableau VI.02 Calcul de la profondeur normale..... 66
Tableau VI.03 Les données de départ ……..…..…….…… 67
Tableau VI.04 Calcul de ligne d'eau …… 67
Tableau VII.01 symboles des opérations..... 69
Tableau VII.02 Détermination des chemins critiques……..... 70

Introduction

Le barrage de Béni Haroun est un grand complexe hydraulique stratégique en Algérie, situé dans la wilaya de Mila au Nord-Est de l'Algérie. Le barrage de 120 m de hauteur, est le plus important et le plus grand barrage en Algérie avec une capacité de 960 millions de mètres cubes. Le barrage alimente en eau potable plusieurs régions limitrophes de la wilaya de Mila et fournit également une quantité importante d'eau d'irrigation pour quelques centaines d'hectares d'exploitations agricoles dans les régions voisines.

En juin 2011, le barrage a atteint un niveau des plus élevés depuis le début de son remplissage graduel en 2005 en atteignant le volume de 851 millions de mètres cube. Au12 février 2012, le barrage a atteint un pic historique jamais réalisé depuis sa mise en service à ce jour : 1 milliard de m3, dépassant ainsi de 40 millions m3 sa capacité théorique (960 millions m^3). Il s'agit malheureusement de capacités initiales, dont l'expérience, en particulier algérienne, montre qu'elle se réduit très vite, en particulier par l'envasement.

C'est dans ce cadre que d'important programme d'aménagement a été retenu pour le traitement du bassin versant de Beni Haroun, situé dans une zone constituée de montagnes où le ruissellement est important. Les responsables du secteur, qui font de cette action une «préoccupation majeure», ont souligné «l´importance et l´opportunité» de l´opération qui vise à «stabiliser les terres soumises à l´érosion en vue de diminuer les risques d´envasement du barrage.
La plupart des zones à aménager demandent la confection de seuils en gabions, des murettes et des travaux de correction torrentielle et la construction des petits barrages en amont. Il est également recommandé la plantation de haies vives, d´arbres fruitiers, d´opuntias ainsi que des reboisements.
L'objet de mon mémoire est l'étude d'un petit barrage sur l'Oued RHUMEL, située dans commune de Grarem gouga à l'amont du barrage de BENI HAROUNE.

Le travail a consisté à définir l'ensemble des paramètres, géomorphologique, et climatique du bassin versant de l'Oued Rhumel, suivi d'une étude géotechnique et hydrologique du site du barrage. Ceci a permis de dimensionner la digue et les différents ouvrages annexes.

Chapitre I:

Présentation du site

Introduction

L'étude topographique permet d'établir les documents nécessaires aux avant-projets : plans, cartes et documents qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

I.1 Situation du Projet

Le site de la retenue collinaire sur Oued RHUMEL est situé à environ une vingtaine de kilomètres au nord-est du chef-lieu de Wilaya (Mila), et à moins d'une dizaine de kilomètres à l'Est de Grarem Gouga Chef-lieu de la commune. Pour y accéder, à partir de Mila, on prend vers le Nord la RN 79, après avoir traversé la cuvette de Béni Haroun (Oued Rhumel) on prend vers l'Est la RN 27 vers Grarem Gouga, après avoir parcouru une dizaine de Km sur la route de Constantine, on prend vers le sud une piste qui mène sur la rive gauche du site (Fig.I.1). Les coordonnées UTM du site extraites de la carte au 1/50000 Grarem Gougua sont données ci-après :

X = 267 293m .

Y = 4041 990m .

Le plan de situation ci-dessous permet de repérer le site avec son bassin versant.

Figure I.1 Plan de situation de la retenue collinaire sur l'Oued Rhumel.Échelle 1/50000

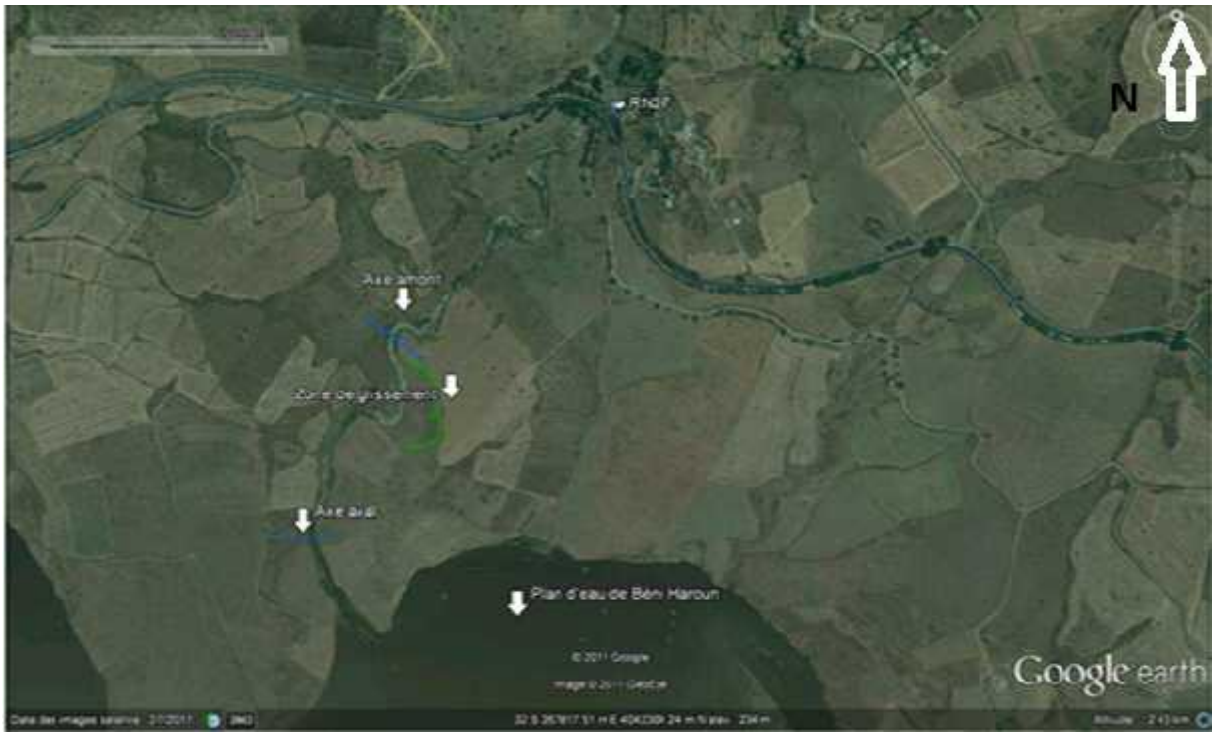


Figure I.2 Image satellitaire du site de la retenue collinaire sur l'Oued Rhumel (source : google EARTH)

Figure I.3 Position du bassin versant de la retenu collinaire de l'OUED RHUMEL (ANRH CONSTANTINE)

I.2 Choix du site

L'objectif de mon mémoire de fin d'études est de tester la faisabilité d'un site choisi pour l'implantation et la construction d'une petite retenue collinaire destinée à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes.et pour protégé le barrage de béni Haroun contre l'envasement. Les raisons de l'implantation de l'ouvrage, en question doivent, impérativement répondre aux conditions techniques et économiques. A savoir toutes les conditions techniques liées au site comme :

- La capacité de la cuvette à emmagasiner le maximum de volume d'eau.
- L'étranglement des deux rives d'encrage de la digue qui conditionnera la longueur de la digue.
- Moins la hauteur de la digue sera réduite, celle-ci moins les volumes de terre à mobiliser seront réduits lors de la confection du corps de la digue en terre saine.
- L'imperméabilité du soubassement géologique est une affaire capitale car c'est de cela que dépendra l'étanchéité du barrage et les conditions de circulation des eaux en profondeur (étanchéité du site).
- Les conditions géologiques des environs et les possibilités à trouver les matériaux les plus adéquats pour la construction du barrage (terre saine pour le corps de la retenue).
- Les bonnes conditions d'écoulement des eaux qui sont tributaires des conditions climatiques et essentiellement les précipitations.
- Les conditions d'accès au site de la retenue et les lieux des zones d'emprunts des matériaux nécessaires à la réalisation du projet.

Ainsi que les conditions économiques liées au coût du projet, à savoir :

- Le volume d'eau (régularisable) produit durant chaque cycle (année).
- Le coût global de la digue et des ouvrages annexes comme l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise et/ou de vidange.
- La durée de vie de la retenue.
- Les conditions d'envasement qui doivent êtres au minimum.

Toutes ces conditions déterminent le coût du m^3 d'eau produit par l'ouvrage. Ce paramètre est déterminé dans le jugement portant faisabilité ou non de l'ouvrage.

Conclusion

D'après l'étude topographique qui a été réalisée sur le site de la future retenue de l'Oued KHENGA KBIR, représenté par un plan topographique de la cuvette à l'échelle : 1/500, on peut dire que les conditions topographiques sont bien réunies pour la disposition définitive de la digue et ses ouvrages annexes.

Tracé

Chapitre II:

Etude géologique et géotechnique

Introduction

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ont pour objet de répondre aux questions concernant :

- La stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et des fondations.
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue et la stabilité de ses versants.
- L'existence et les caractéristiques des matériaux nécessaires à la construction de barrage

II.1 Etude géologique

Le présent dossier traite l'étude géologique de la retenue collinaire de **l'Oued El Khenga.** Sachant que cette étude est fondamentale dans le processus d'étude et de réalisation de l'ouvrage. C'est pourquoi son importance est capitale, voire déterminante. L'étude géologique de la zone d'étude est basée, essentiellement, sur les données recueillies sur terrain telles que les observations faites sur site et les travaux de prospection. La géologie générale de la zone d'étude a été établie sur la base des travaux antérieurs ,de la région de Constantine effectués par Tissot (1882), Ficheur (1894 et 1895) et L. Jolhaud (1908).

La géologie locale a été effectuée à la base des observations de terrain et des travaux de reconnaissance et de prospection et de reportée sur un fond topographique au 1/1000.

1.1.1 II.1.1 Cadre géologique

La retenue collinaire d'Oued Khenga « Région d'étude » se trouve à une vingtaine de kilomètres au Nord-Est de la ville de Mila, à une dizaine de kilomètres à l'Est de l'agglomération de Grarem et à moins d'un kilomètre de la Route Nationale R.N.27 du côté droit en allant de Mila vers Constantine.

La région d'étude se trouve en bordure sud des chaines numidiques, dans la partie septentrionale de la dépression de Constantine. Dans la partie nord, les reliefs de la chaine numidique de la feuille de Sidi Driss s'étendent depuis les gorges de l'Oued el Kébir, à l'Ouest, jusqu'au col de Sfardjela, à l'Est.

Une partie de ces reliefs est constituée par des rochers calcaires abrupts (Djebel Mcid-Aicha 1402 m, à l'Ouest et Le Kef Sidi Driss 1273 m, à l'Est). L'autre partie est formée d'assises gréseuses (puissante série) comme le Sra Béni Tlilène (1243 m) et le djebel Es-Sefra (1364 m). Ces sommets gréseux dessinent une ride en retrait vers le Sud, par rapport à l'alignement des pics calcaires. La dépression de Constantine sur cette feuille est traversée de l'Est à l'Ouest, par un important réseau hydrographique formé par le Smendou à l'Est et par le Rhumel à L'Ouest. L'Oued Smendou va se jeter dans le Rhumel immédiatement au Nord de Kheneg, gorge sinueuse entaillée par le fleuve dans une imposante masse calcaire.

Après s'être frayé un passage dans la barre gréseuse de Koudiet Tadrar, qui sépare la cuvette argileuse de Grarem de celle de Siliana, le Rhumel, rencontre l'Oued Endja, s'engage à travers la chaine numidique. A partir de cette confluence l'Oued Rhumel prend le nom d'Oued el Kébir et est profondément encaissé dans des marnes noires,

laissant apparaître par endroits de petits affleurements calcaires comme Kef Bou-Rabia et Dra di-Mira. Cet Oued est dominé par les sommets de djebel Mcid-Aicha (1462 m).

La carte géologique (feuille) de Sidi Driss, montre que sa partie nord appartient à la chaine numidique (plus de la moitie) et sa partie sud appartient à la dépression de Constantine.

II.1.2 Aperçu stratigraphique

La série stratigraphique de la région d'étude englobe des terrains appartenant au Quaternaire, au Tertiaire (Miocène) et au secondaire (Crétacé, voir fig.II.1). La chaine Numidique au Nord immédiat de la région d'étude est surtout caractérisée par la présence d'importants rochers de calcaires liasiques (Djebel Mcid Aicha, Kef Sema, Sidi Driss), séparés sur leur pourtour par des contacts anormaux des marnes et schisteuses, des schistes ou des grès crétacés (Mcid Aicha, Kef Sema) ou paléozoïques (Sidi Driss). A l'intérieur de ces masses rocheuses, la stratification es profondément bouleversée et de ce fait, les rochers liasiques de la chaine Numidique se présentent comme de véritables klippes en saillie sur les autres sédiments de cette ligne de relief.

II.1.2.1 Quaternaire :

a. Alluvions actuelles *(A) :*

Il s'agit de dépôts actuels constitués de graviers et de sables appartenant au lit majeur de l'Oued Rhumel. On les rencontre au Sud de la zone d'étude.

b. Alluvions récentes (a2) :

Il s'agit de limons et cailloutis roulés du fond de vallées, formant de basses terrasses au-dessus du niveau actuel des Oueds. Ces terrasses sont assez bien conservées le long de l'Oued Rhumel. Elles sont localisées au Sud dans le cadre de la présente étude.

b. Alluvions anciennes (q1) :

Ces alluvions de vallées, constituent des terrasses de limons et de cailloutis roulés, au Sud de notre zone d'étude. Elles dominent le lit actuel du Rhumel, localisées à des altitudes inférieures à 30 m.

II.1.2.2 Le Tertiaire

Il s'agit de petits affleurements, au Nord et au Nord-Ouest de la région d'étude, plus exactement à l'amont de la future retenue. Il s'agit de travertins calcaires et des calcaires concrétionnés. Ces formations couronnent les poudingues rouges de la région de Douar Guettera et spécialement au-dessus de Dar el-Fouini (grand affleurement). Grès et poudingues de Siliana (m4a) :

Ces terrains surmontent les argiles de Smendou, depuis le Nord-Ouest jusqu'au Nord-Est de la zone d'étude, à savoir, de Siliana à Dar el-Fouini, en passant par l'amont de la future retenue. Ces grès et poudingues sont jaunes ou rouges, renfermant des cailloux

Roulés, principalement au pied de la chaine numidique. Il s'agit d'un grand affleurement.

a. Argiles et grès du Smendou (m3b) : Il s'agit d'un grand affleurement d'argiles plus ou moins schisteuses, de couleur noire, de grès fins jaunâtres, de calcaires marneux gris ou jaunes et de marnes. Cet ensemble renferme abondamment du gypse. Ces formations cernent notre zone d'étude, la future retenue est insérée dans ces formations.

b. Grès et poudingues de l'Oued Mila (m2b) : Ce sont des grès rouges, on les rencontre aussi au Sud-Ouest, au Sud et au Sud-Est de la zone d'étude. Autour du Kheneg, ces grès renferment de nombreux cailloux roulés, contiennent une importante assise argileuse rouge.
c. Grès quartzeux (e2b) : Il s'agit de grès rougeâtres à grains de quartz bien cimentés, par endroits des zones d'argiles noires s'y intercalent. Cette assise passe insensiblement à des argiles et grès (Medjanien) de couleur noire ou multicolore, à des grès et marnes à Nummulites, à des calcaires à Nummulites, à des argiles, grès et calcaires à petits Nummulites, à des calcaires à silex et enfin à des argiles noires ou grisâtres subordonnées aux calcaires à silex.

Ces formations sont localisées au Nord de la zone d'étude.

II.1.2.3 Le Secondaire

a. Marnes et calcaires du Sénonien (C8-7) : Ce sont des marnes noires avec de rares bancs de calcaires marneux de même couleur dans la chaine Numidique ; marnes noires à lentilles de calcaires jaunes dans la dépression de Constantine. Ces marnes se trouvent au Nord-Ouest, au Nord et au Nord-Est de la zone d'étude. Ces affleurements sont importants.
b. Calcaires du Kheneg (CII-V) : Il s'agit d'un petit affleurement calcaire, dolomitisme le long des fractures, au Sud-Est du site de la future retenue. Ces calcaires sont probablement attribués au Barrémien.

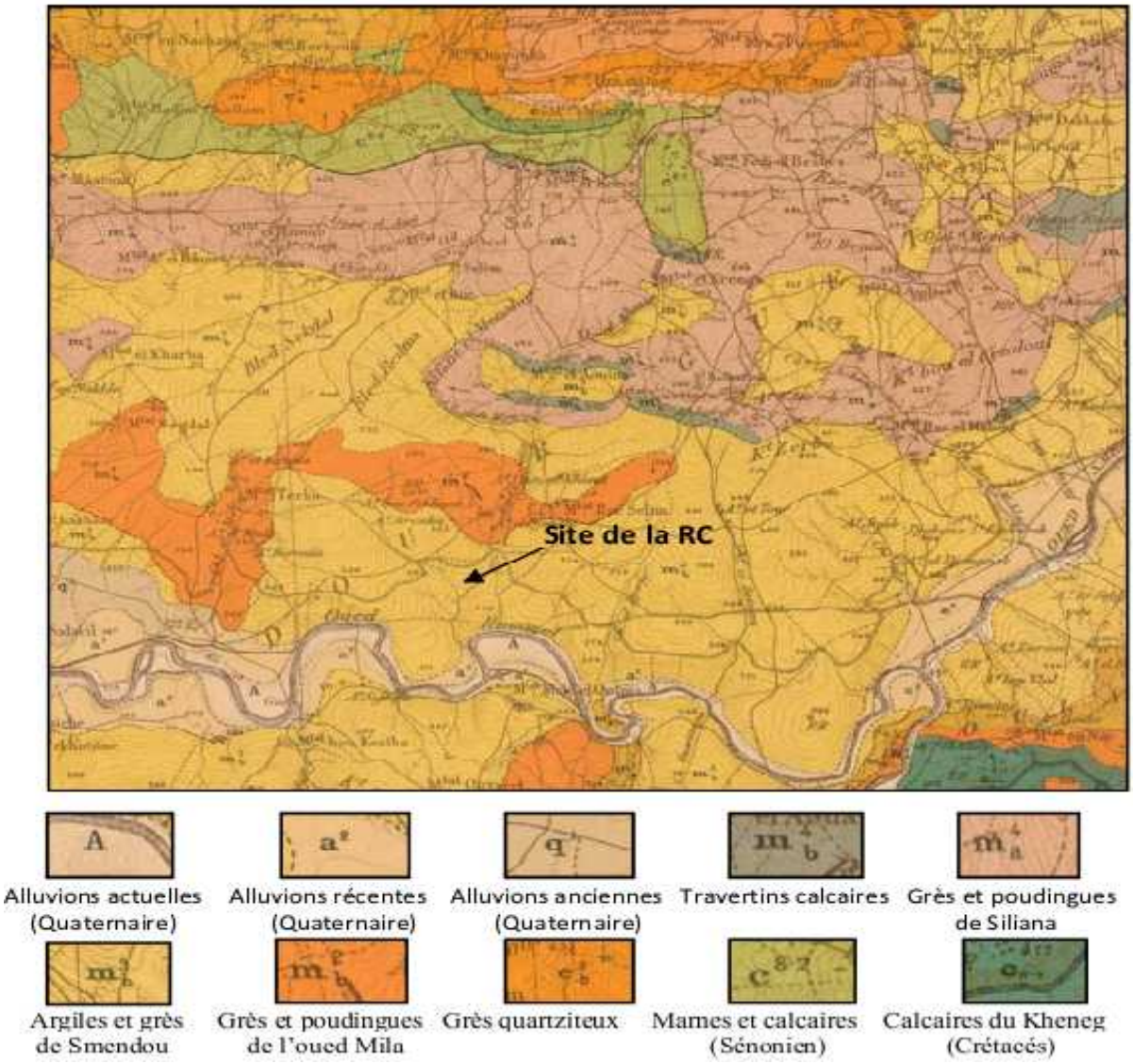


Figure II.1 Extrait de la carte géologique de SIDI DRISS. Echelle 1/50 000

II.1.3 Aperçu tectonique

Les contacts anormaux de la région d'étude, ne sont pas localisés au voisinage immédiat des rochers liasiques. Au Nord de la future retenue collinaire (Sud-Ouest de la forêt des Mouïa), les marnes du barrémien (CI-III) chevauchent les marnes et les calcaires du Sénonien (C8-7). A cet endroit le Sénonien de cette chaine numidique est représenté par des marnes noires à lentilles de calcaires jaunes. A l'entrée des gorges de l'Oued El Kébir, les barres calcaires éocènes plongent sous les marnes du Crétacé supérieur. Dans la dépression de Constantine, particulièrement dans le Douar Guettera aux environs de la zone d'étude, on observe des reploiements secondaires, ils forment ainsi des lignes de couteaux gréseux, qui cassent la monotonie des croupes argileuses mollement inclinées vers les vallées du Smendou et Rhumel. Les nombreuses gorges et les fréquents décrochements qui affectent les cours des Oueds de la région témoignent de l'importance des phénomènes de capture auxquels est dû l'établissement du réseau hydrographique actuel.

Concernant le régime des eaux, les assises gréseuses ou calcaires inter stratifiées à divers niveaux dans les séries argileuses du Miocène détermine chacune la formation d'une nappe aquifère. C'est de ces nappes que sortent l'essentiel des sources de la dépression de Constantine. Les lits argileux qui s'intercalent au milieu des grès éocènes constituent des couches imperméables et à la surface desquelles prennent naissance. Des sources des calcaires liasiques sortent des exsurgences froides à débit considérable au Nord-Ouest de la région d'étude (Djebel Mcid-Aicha) et au Nord-Est de Kef Sidi Driss.

Des sources chaudes sont présentent dans les gorges de l'Oued El Kébir au contact des calcaires liasiques dans la région de Béni Haroun, elles sont présentent aussi dans les marnes du Sénonien et également dans le Douar Guettera.

II.2 Géologie locale

Le site de la retenue collinaire sur Oued El Khenga, qui est un affluent rive droite del'Oued Rhumel, se trouve sur l'un des derniers étranglements de sa vallée avant d'arrive au plan d'eau du grand barrage de Béni Haroun. Il est localisé dans les formations du Smendou, représentées à cet endroit par des marnes, recouvertes par des argiles. La région de cet ouvrage est caractérisée par une érosion moyenne, la couverture végétale est faible surtout céréalière. Elle appartient à une zone argileuse déboisée, ne contenant que quelques arbres au bord de la Route Nationale (RN 27) en queue de la cuvette.

Figure II.2 Vue de l'axe de la retenue.(mois qui prendre les photo)

II.2.2 Argiles et grès du Smendou (Miocène)

Dans la région du site de la retenue, les marnes qui constituent le substratum sont recouvertes sur les deux rives par des argiles brunes à éléments grossiers et par des alluvions grossières dans le lit de l'Oued. Ces marnes sont rencontrées dans le puits P08 à 2.3 m de profondeur (Lit de l'Oued) et à 2.5 m de profondeur dans le puits P16 (Rive gauche, amont axe). Elles sont altérées en surface. Dans la partie haute de la rive gauche, en amont de l'axe existe un petit affleurement de grès fracturés en surface.

Ces bancs gréseux sont centimétriques à métriques, recouverts en partie par des colluvions argilo-caillouteuses (Voir plan N°1), avec un pendage de 26° vers l'Est (Rive gauche).

II.2.3 Colluvions

Les colluvions sont de nature argileuse, parfois gravelo-caillouteuses surtout dans la région de l'axe sur les deux rives, où l'on rencontre des éléments parfois très grossiers de nature gréseuse surtout. La taille de ces éléments gréseux peut atteindre parfois le demi mètre cube (voire plus). L'ensemble est de couleur brune. Ces colluvions sont réparties sur les deux rives, sur une épaisseur d'ordre métrique dépassant parfois les deux mètres.

II.2.4 Terrasses alluvionnaires

De part et d'autre du lit de l'Oued en aval et en amont de l'axe existe de petites terrasses alluvionnaires leur épaisseur est de l'ordre de un à trois mètres et plus, qui recouvrent les alluvions grossières, les argiles et les marnes du substratum. Elles sont d'une extension latérale relativement faible. Elles sont de couleur brune à brune foncée (noirâtre) et ocre-jaunâtre, constituées d'argiles parfois caillouteuses, avec des blocs pouvant atteindre parfois les 500 mm de diamètre .

Figure II.3 Vue sur les terrasses des deux rives

II.3 Lit de l'Oued

Le lit de l'Oued **actuel est** constitué d'alluvions grossières de nature gréseuse et calcaire arrondies à subarrondies. La taille des éléments varie en moyenne de 1 à 150 mm de diamètre, avec environ 20 à 30 % d'éléments grossiers supérieurs à 200 mm et 10 % de supérieurs à 500 mm. La matrice est constituée d'argile sablo-graveleuse. L'épaisseur moyenne de ces alluvions grossières est de l'ordre de 2 à 3 mètres.

Figure II.4 Vue sur la taille des alluvions. (Mois qui prendre les photo)

II.4 Glissements de terrain

En aval immédiat de l'axe de la future retenue, sur sa rive gauche, un glissement de terrain est observé, il est assez important, affectant les marnes. Ce glissement résulte de la conjugaison de plusieurs facteurs comme la pente (forte), la nature géologique (marnes altérées) et à cela s'ajoute le sapement des berges par l'Oued. D'autres glissements de terrain sont relevés. Ils sont localisés à l'aval et à l'amont de l'axe de la future retenue ainsi qu'une coulée boueuse affectent la rive droite.

Ces glissements sont de moindre importance que celui qui affecte la rive gauche.

Figure II.5 Vue sur le grand glissement aval .(mois qui prendre les photo)

Conclusions et recommandations

La retenue collinaire sur Oued El Khenga, affluent rive droite d'Oued Rhumel est située dans un massif marneux principalement sur les deux rives et en fond de vallée, avec une couverture colluviale argilo-caillouteuse et alluvionnaire assez importante. Les horizons marneux de par leur nature géologique (lithologie) sont faiblement perméables.

Le glissement de terrain de la rive gauche, à l'aval immédiat de l'axe de la future retenue nécessitera un traitement spécifique dans le but de le stabiliser. Le remblaiement de ça partie basse afin d'éviter son sapement par l'Oued est l'une des solutions. Les glissements de la rive droite eux aussi nécessiterons probablement de petits traitements (gradins….). Les matériaux issus de ces glissements pourront éventuellement servir pour la construction de la digue.

II.5 Géotechnique

II.5.1 Travaux de reconnaissance effectués

Pour reconnaître les conditions géologiques et géotechniques de la fondation et des zones d'emprunt, les travaux de reconnaissance ci-dessous ont été effectués :

a. Puits : Au total vingt (20) puits de reconnaissance ont été exécutés, quatre (04) au niveau de la fondation et seize (16) au niveau des zones d'emprunt (Zone amont et zone aval).

Les puits réalisés ont un linéaire de 57.9 ml, leur objectif est d'essayer de rencontrer le substratum et de trouver les matériaux nécessaires pour la construction du corps de la future digue. Ils sont répartis comme suit :

(Fondation ; P06, P07, P08 et P09)

(Zone aval ; P01, P02, P03, P04 et P05),

(Zone amont ; P10, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17 P18, P19 et P20).

Leurs situations ainsi que leurs profondeurs sont données ci-après.

Tableau II.1 Situation des puits de reconnaissance.

Désignation		Profondeur	Situation
Puits-01	Zone aval	3.00 m	Aval axe, rive gauche
Puits-02		3.00 m	Aval axe, rive gauche
Puits-03		3.00 m	Aval axe, rive droite
Puits-04		3.00 m	Aval axe, rive droite
Puits-05		2.00 m	Aval axe, rive droite
Puits-06	Fondation	3.00 m	Axe, rive droite
Puits-07		3.00 m	Axe, rive droite
Puits-08		3.00 m	Axe, lit de l'Oued
Puits-09		3.00 m	Axe, rive gauche
Puits-10	Zone amont	3.00 m	Amont axe, rive gauche
Puits-11		2.00 m	Amont axe, rive gauche
Puits-12		3.00 m	Amont axe, rive gauche
Puits-13		3.00 m	Amont axe, rive gauche
Puits-14		3.00 m	Amont axe, rive gauche
Puits-15		3.20 m	Amont axe, rive gauche
Puits-16		3.20 m	Amont axe, rive gauche
Puits-17		3.00 m	Amont axe, rive gauche
Puits-18		3.00 m	Amont axe, rive droite
Puits-19		2.50 m	Amont axe, rive droite
Puits-20		3.00 m	Amont axe, rive droite

Le niveau de la nappe n'a été rencontré que dans le puits de reconnaissance P08, réalisé dans le lit de l'Oued (NS = 2,1 m).

Les travaux de reconnaissance mis en œuvre ont permis de définir les conditions géologiques et géotechniques de la fondation et des zones d'emprunt.

II.5.2 Essais géotechniques

Des échantillons remaniés ont été prélevés à partir de ces puits. Ils ont été confiés au Laboratoire Géo mica de Boumerdès, pour procéder aux essais physiques, mécaniques et chimiques conformément au programme de reconnaissance que nous avons établi et ce dans le but de déterminer leurs caractéristiques géotechniques. Les résultats obtenus sont mentionnés dans les tableaux ci-après.

-Granulométrie

-Limites d'Waterberge

-Teneur en eau

-Essai Proctor Normal

-Cisaillement Direct UU

-Cisaillement direct CU

-Essai Œnométrique et perméabilité

-Matière organique

1 .Essais physiques

A-1. Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique réalisée sur les deux zones d'emprunt (amont-aval) de cette retenue collinaire permet de formuler ce qui suit :

-Zone d'emprunt aval

Ces matériaux sont à forte composante fine, elle oscille entre 79.0 et 89.0 (%), les inférieures à 0.08 mm varient de 63.0 à 85.0 (%) et les inférieures à 2 mm sont respectivement de 98.0 à 99.0 (%). Ces matériaux sont quasiment dépourvus de particules grossières (Cailloux et graviers). Le pourcentage des gros sables est important au niveau du puits P1 (20.0%).

-Zone d'emprunt amont

Les matériaux de cette zone restent à dominance fine, elle oscille entre 68.0 et 96.0 (%), le pourcentage des gros sables est importants pour les puits (P7, P12, P14 et 20), il varie de 17 à 31 (%). Les inférieures à 0.08 mm varient de 51.0 à 94.0 (%) et les inférieures à 2 mm oscillent entre 98.0 et 99.0 (%) comme pour la zone avale. Le puits P12 étant le plus grossier de cette zone.Le fuseau granulométrique global des matériaux de ces deux (02) zones d'emprunt

(amont et aval) est assez serré, ce qui témoigne de leur, homogénéité à dominante fine.

Tableau II. 2 Résultats d'essais physiques

	Puits	Prof	Granulométrie (%)							Limites d'Atterberg				Classification
	(N°)	(m)	Cailloux	Graviers	SableGros	Sable fin	Limons, Argiles	<80 µ	W	W_	Wp	Ip	Ic	Partes
	Zones d'emprunt		200~20	20~2	2~0,2	0,2~0,02	<0,02	-	(%)	(%)	(%)	(%)	-	Fine
Zones aval	P01	2,00 - 2,50	0,00	1,00	20,00	31,00	48,00	63,00	13,61	36,16	20,88	15,28	1,48	CL
	P04	2,00 - 2,50	0,00	2,00	9,00	15,00	74,00	85,00	-	57,17	30,9	26,27	-	CH
Zones amont	P06	2,00 - 2,50	0,00	1,00	3,00	16,00	80,00	94,00	15,31	59,98	29,99	29,99	1,49	CH
	P07	2,00 - 2,50	0,00	1,00	17,00	30,00	52,00	64,00	9,69	35,05	20,38	14,67	1,73	CL
	P12	2,00 - 2,50	0,00	1,00	31,00	30,00	38,00	51,00	12,91	29,29	18,33	10,96	1,49	CL
	P14	2,00 - 2,50	0,00	1,00	21,00	20,00	58,00	67,00	9,65	48,00	23,25	24,75	1,55	CL
	P15	2,00 - 2,50	0,00	1,00	4,00	17,00	78,00	92,00	23,16	70,45	35,01	35,44	1,33	CH
	P17	2,00 - 2,50	0,00	2,00	7,00	21,00	70,00	85,00	-	54,55	27,65	26,90	-	CH
	P18	2,00 - 2,50	0,00	1,00	11,00	19,00	69,00	79,00	15,5	58,76	27,22	31,54	1,37	CH
	P20	2,00 - 2,50	0,00	2,00	22,00	20,00	56,00	66,00	12,78	40,46	20,73	19,73	1,40	CL

. A-2. Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg (Fig.3), permettent de classer ces matériaux dans la catégorie

'' CL '', correspondant à des matériaux moyennement compressibles et moyennement plastiques pour les puits (P1, P7, P12, P14 et P19) et dans la catégorie ''CH'' hautement compressible et hautement plastique pour les puits (P4, P6, P15, P17 et P18) pour les deux zones d'emprunt (amont et aval) (Tableau 2).

L'indice de plasticité (Ip) des matériaux des deux zones d'emprunt (amont et aval) varie de 10.96 à 35.44 (%) correspondant ainsi à un sol peu plastique à plastique.

Les échantillons les plus plastiques sont ceux des puits (P6, P15 et P18) de la zone amont.

L'indice de consistance déduit pour ces matériaux, montre des sols à l'état dur pour l'ensemble des zones de ce petit barrage.

A-3. Essai Proctor Normal

Les essais Proctor normal effectués sur les échantillons des puits P12, P14 et P18 dénotent un matériau à densité sèche Proctor convenable en termes de compactage

oscillant entre 1,61 et 1,79 (t/m3) et une teneur en eau optimale (Wopm) moyenne. Elle varie de 16.70 à 22.10 (%) (Tableau 3).

Tableau II. 3 Résultats des essais Proctor

Puits	Prof	Proctor Normal	
(N°)	(m)	d max	Wopt
Zone d'emprunt amont		(kN/m³)	(%)
P12	2,00 - 2,50	1,79	16,70
P14	2,00 - 2,50	1,64	21,30
P18	2,00 - 2,50	1,61	22,10

Avant d'entamer la piste d'essais, lors de la réalisation de la digue, il serait souhaitable de reprendre quelques essais Proctor, il est préférable que ce soit avec un autre laboratoire, afin de comparer les différents résultats obtenus.

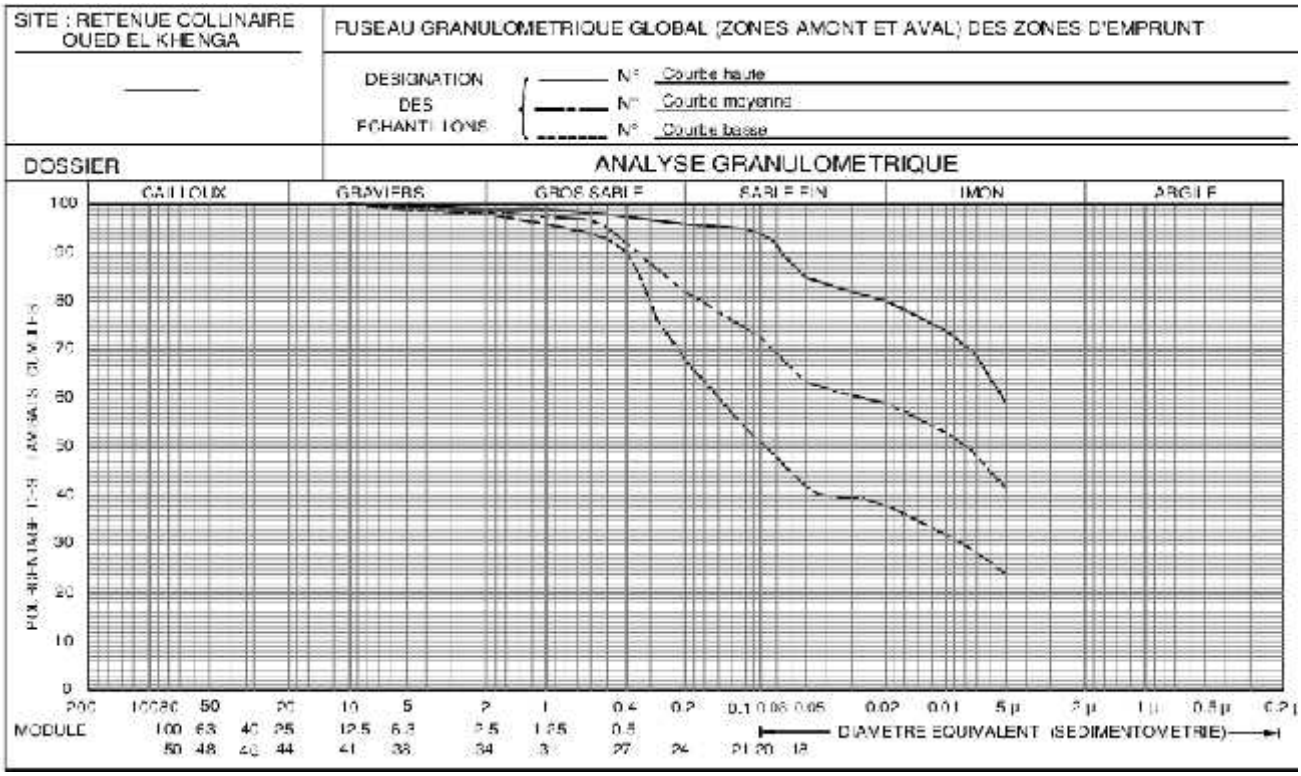


Figure II.6 Fuseau granulométrique des zones d'emprunt (amont aval)

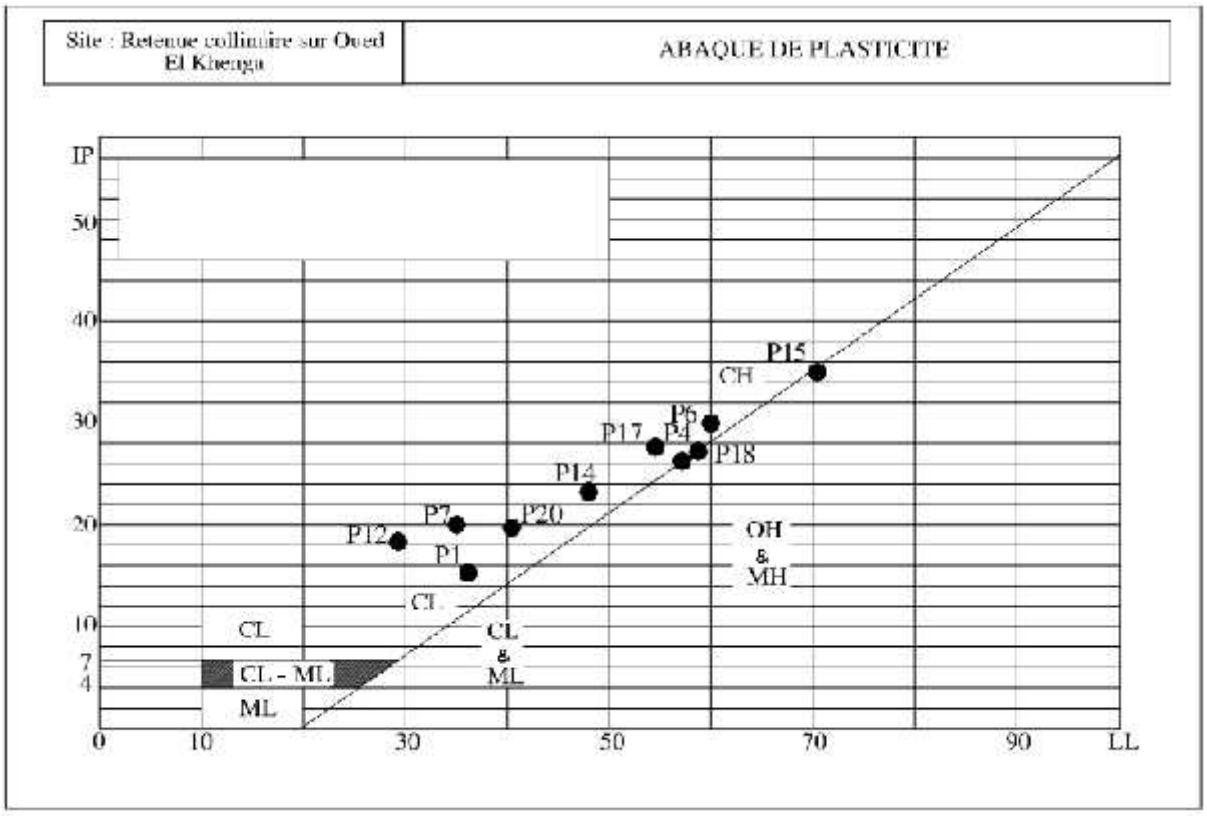


Figure II.7 Abaque de plasticité des zones d'emprunt (amont et aval)

1.2 II.5.3 Essais mécaniques

B-1. Essais de cisaillement rectiligne UU et CU

Les trois (03) essais de cisaillement non consolidés, non drainés de type UU réalisés Sur les échantillons des zones d'emprunt amont recompactés à l'optimum Proctor dénotent un matériau de cohésion faible à moyenne (Cuu- ferme), elle oscille entre 0,24 et 0,40 bars et à faible à moyen angle de frottement (φuu), oscillant entre 6,53 et 21,45 degrés. Concernant l'essai de cisaillement de l'échantillon du puits P12, consolidé, non drainé de type CU, il présente une cohésion moyenne et un angle de frottement moyen.

Ces matériaux présentent en général une assez bonne résistance mécanique pour un tel ouvrage.

Tableau II.4 Résultats des essais de cisaillement rectilignes

Puits	Prof	Cisaillement UU		Cisaillement CU	
(N°)	(m)	Cuu	Φuu	Ccu	Φcu
-		(bars)	(degré)	(bars)	(degré)
P12	2,00 - 2,50	0,40	6,53	0,33	19,65
P14	2,00 - 2,50	0,24	13,85	-	-
P18	2,00 - 2,50	0,30	21,45	-	-

B-2. Essai Oedométrique

Les deux (02) essais oedométriques réalisés sur ces matériaux dénotent un sol moyennement à assez compressible et insensible au gonflement. Ces matériaux présentent sous une pression de trois (0 3) et quatre (04) bars des sols faiblement perméables (pratiquement imperméables).

Tableau II.4 Résultats des essais de compressibilité oedométrique

Puits	Prof	Compressibilité Oedométrique			Perméabilité	
(N°)	(m)	Pc	Cc	Cg	3bars	4bars
-		(bars)	-	-	(cm/s)	(cm/s)
P12	2,00-2,50	2,02	0,1614	0,0162	1,96E-06	1,11E-06
P18	2,00-2,50	2,34	0,2503	0,0233	8,55E-06	1,29E-06

1.3 II.5.4 Essais chimiques

Deux (02) essais chimiques ont été effectués sur les échantillons des puits P12 et P18, sont caractérisés par une teneur en matière organique faible à très faible, elles oscillent entre 1.63% (P12) et 2,50 % (P18). Il s'agit d'un sol non organique.

II.6 Volume des matériaux

Les zones d'emprunt amont et aval reconnues offrent un volume de l'ordre de 122 000 m^3 avec une superficie de 61000 m^2et deux mètres d'épaisseur. Ce qui couvre largement le volume nécessaire pour réaliser la digue. Les zones amont ont une superficie de 39 200 m^2et les zones aval de 21 800 m^2 notons que les volumes de ces matériaux ont été estimés de façon pessimiste (Epaisseur 2m). Les zones amont surtout celle de la rive droite peut facilement dépasser les 3 mètres d'épaisseur.

La délimitation en discontinu des zones amont, indique qu'on peut élargir ces zones vers les parties hautes des versants droit et gauche. Les zones amont seront exploitées en premier et les zones d'emprunt aval sont considérées comme zones potentielles. les zones glissées de la rive droite peuvent également fournir des volumes additionnels.

II.7 Sismicité de la région d'étude

En Algérie, il a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans le règlement R.P.A 1999 version 2003(Règlement Parasismiques Algériennes de 1999 version 2003) deux types de secousses possibles et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 4 en fonction de l'importance décroissante qu'ils présentent pour la vie économique et sociale de la communauté.

La dite retenue collinaire constitue un ouvrage à faible importance pour la communauté et ceci lui permet d'être classée dans le groupe d'usage 2 selon le règlement R.P.A avec une durée de vie limité de 20 à 30 ans.

Tableau II-1 : Coefficients d'accélération : 'A'' [RPA-2003]

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	ZoneIII	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

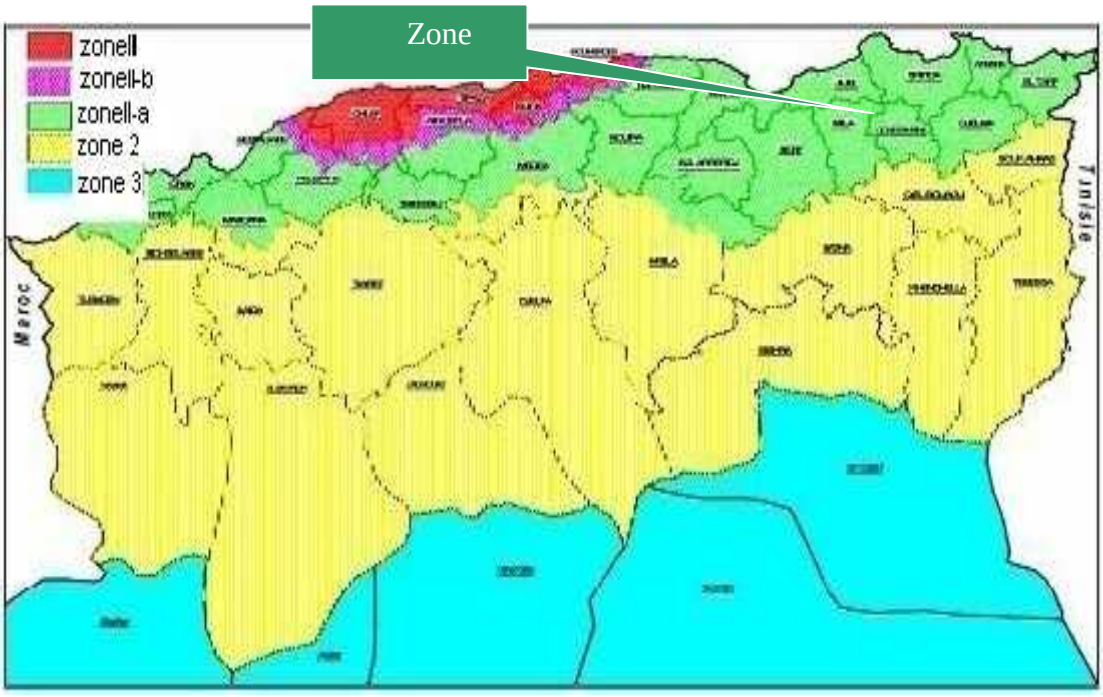


Figure II.8 : Carte de zonage sismique du territoire algérien.

Conclusions

Le site de la retenue collinaire d'Oued El Khenga se trouve sur une assise marneuse relativement étanche. Ses berges sont relativement instables, la rive droite présente quelques glissements à l'amont et à proximité de l'axe. La rive gauche présente un grand glissement à l'aval de l'axe.

L'axe de la digue devra être adapté aux zones d'instabilités reconnues. Lors de la réalisation de la retenue, il est nécessaire d'excaver sous toute l'emprise de la digue les colluvions (Terre végétale, colluvions, terrasses) et les alluvions grossières du lit de l'Oued, pour y asseoir la clé d'ancrage sur le substratum sain et y entrer de 0.5m en moyenne. Concernant les matériaux de construction fins des zones d'emprunt amont et aval, ils présentent des caractéristiques géologiques satisfaisantes et des propriétés Géotechniques acceptables.

Ils sont en général à dominante fine, moyennement Compressibles, moyennement plastiques, hautement compressibles et hautement Plastiques, présentant une bonne densité Proctor, faiblement perméables. Ils sont aussi caractérisés par une bonne résistance mécanique et pratiquement insensible au gonflement.

Les quantités de matériaux fins sont largement suffisantes et dépasseront probablement les besoins de la digue. pour les matériaux grossiers, les quantités nécessaires peuvent être approvisionnées du lit de l'Oued ou bien à partir des carrières environnantes.

Des affleurements très importants sont disponibles à l'amont de la route sur le même talweg.

En conclusion ce site pose des problèmes d'instabilités sur les deux rives dont il faudra impérativement tenir compte lors de l'implantation et la conception des ouvrages.

Chapitre III:

Etude Hydrologique

Introduction

L'ensemble des aspects liés aux au processus de maturation de n'importe quel ouvrage hydraulique, allant du choix du site jusqu'à l'étape de la réalisation, en passant par le dimensionnement des ouvrages, les aspects de la sécurité ainsi que la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont conditionnés par à une évaluation correcte et juste de la crue. Cette logique est fondamentale, surtout, s'il s'agit d'un grand ouvrage comme le barrage.

C'est pourquoi, nous procédons à l'étude hydrologique du bassin versant de l'Oued elkhengua pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation de la retenue, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues….etc.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles sont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

III.1 Bassin versant

III.1.1 Caractéristique géographiques du bassin versant

La retenue collinaire de Oued RHUMEL se situe sur **OUED ELKHENGUA** environ une vingtaine de kilomètres au Nord-Est du chef-lieu de la Wilaya (Mila), et à moins d'une dizaine de kilomètres à l'Est de Grarem Gouga chef-lieu de la commune.

Pour y accéder, à partir de Mila, on prend vers le Nord la RN 79 A après avoir traversé la cuvette de Béni Haroun (Oued Rhumel) on prend vers l'Est la RN 27 vers Grarem Gouga, après avoir parcouru une dizaine de Km sur la route de Constantine, on prend vers le sud une piste qui mène sur la rive gauche du site. Les coordonnées UTM du site extraites de la carte au 1/50 000 Grarem Gouga sont données ci-après :

X = 267 293 m

Y = 4041 990 m

Ce rapport fait le point sur les caractéristiques hydrologiques essentielles; en l'occurrence :

-Les caractéristiques physiques et morphologiques du bassin versant

- Les précipitations

- Les apports liquides et solides

- Les caractéristiques des crues

Un plan de situation tiré de la carte au 1/50 000 de Grarem Gouga Est permet de repérer le site avec son bassin versant. Il est représenté dans la figure suivante :

Figure III.01 Plan de satiation du PB d'Oued Rhumel

III.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant

III.1.2.1 Surface du bassin versant

La surface du bassin versant de la retenue collinaire de l'**OUED RHUMEL** a été obtenue par planimétrie de la surface horizontale du territoire délimité, avec précision. La ligne de partage des eaux étant la limite extrême du bassin. Le travail a été effectué sur une carte topographique au 1/50.000.et Les altitudes extrêmes (minimale et maximale) du bassin versant (B.V) sont respectivement de 1150 m et 190 m.

Nous avons déduit que le bassin versant occupe une superficie de **S = 17.48 km^2.**

III.1.2.2 Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant mesuré est de **P =19 Km.**

III.1.2.3 Longueur du thalweg principal

La longueur du thalweg principal à pour valeur **L= 7.10km .**

III.1.2.4 Altitude du bassin versant

Les Altitudes extrêmes du bassin versant sont :

- Altitude maximale **1150m.**
- Altitude minimale **190m.**

III.1.2.5 Pente moyenne de l'Oued

La pente moyenne de l'Oued est calculée sur la base de la relation suivante :

$$I0=\frac{H\max-H\min}{L} \quad \text{(III.01)}$$

on aura donc :**I0=13.52%**

III.1.3 Indice de compacité de GRAVELIUS

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

$$Kc=\frac{P}{Pc} \quad \text{(III.02)}$$

D'où: pc=2®R_c ; S=®Rc^2.

$$Rc=\sqrt{\frac{S}{®}} \text{ Donc : } Kc=\frac{P}{2®\sqrt{\frac{S}{P}}}=\frac{0,28.p}{\sqrt{S}}=\frac{0,28.19}{\sqrt{17,42}}=1,28$$

Avec :

Kc : Indice de compacité (sans dimension).

S : Surface du bassin versant [Km²].

P : Périmètre du bassin versant [Km].

Pc : Périmètre du cercle [Km].

D'après la formule de Kc on distingue trois cas :

Kc = 1 : Lorsque le bassin est parfaitement circulaire;

Kc = 1,12 Lorsque le bassin est carrée;

Kc> 1,12 Lorsque le bassin est relativement allongé.

Dans notre cas nous avons : Comme : **Kc= 1,28**

Kc=1.28, Kc> 1,128.

Nouspouvons conclure que la forme de notre bassin est relativement allongée.

III.1.4 Coefficient d'allongement

Le coefficient est obtenu par la formule suivante :

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

Avec :

L : La longueur du talweg principal.

S : La superficie du bassin versant.

Nous aurons, donc : $Ca=\frac{7,10^2}{17,42}=2,89$

III.1.5 Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est une transformation purement géométrique par laquelle on assimile un bassin versant à un rectangle ayant le même périmètre et la même superficie.

Ce paramètre permet de comparer les bassins, entre eux, du point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

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

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

$$\frac{0,28.p}{\sqrt{S}} \quad \text{(III.05)}$$

D'Après la formule 04 et 05 les grandeurs Lr et lr sont données par les formules suivantes :

$$L=\frac{Kc\sqrt{S}}{1,12}\left[1+\sqrt{1-\left(\frac{1,12}{Kc}\right)^2}\right] \quad \text{(III.06)}$$

$$l=\frac{S}{L} \quad \text{(III.07)}$$

Lr : Longueur du rectangle équivalent [Km].

Ir : Largeur du rectangle équivalent [Km].

Donc :

Lr = 7,00 km

Ir =2,50 Km

Conclusion

D'après l'indice de compacité et le dimensionnement du rectangle équivalent, nous pouvons conclure que notre bassin est relativement allongé.

III.2 Hypsométrie du bassin versant

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée à partir de la carte à l'échelle (1/50.000).

Cette dernière, a été identifiée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après planimétrie des surfaces partielles à partir de la carte à l'échelle (1/50.000).Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci – après:

Tableau III.01 Coordonnées de la courbe hypsométrique

Elévation	Elévation moyenne	Surface entre courbe		Surface cumulées		Hi.Si
		Si(Km^2)	Si(%)	Si(Km^2)	Si(%)	
1400- 1450	1075	0,31	2,43	0,31	2,43	333,25
1350-1400	950	0,56	3,2	0, 87	5,63	532
1300-1350	850	0,71	4,1	1,58	9,73	603,5
1250-1300	750	1,36	7,79	2,94	17,4	1020
1200-1250	650	1,72	9,83	4,66	27,53	1118
1150-1200	550	3,45	19,74	8 ,11	47,25	1897,5
1100-1150	450	5,67	32,46	13,78	79,73	2551,5
1050-1100	375	2,89	16,5	16,68	95,9	1083,75
1000-1050	245	0,8	4,1	17,48	100 ,00	196
		17.48				93335.5

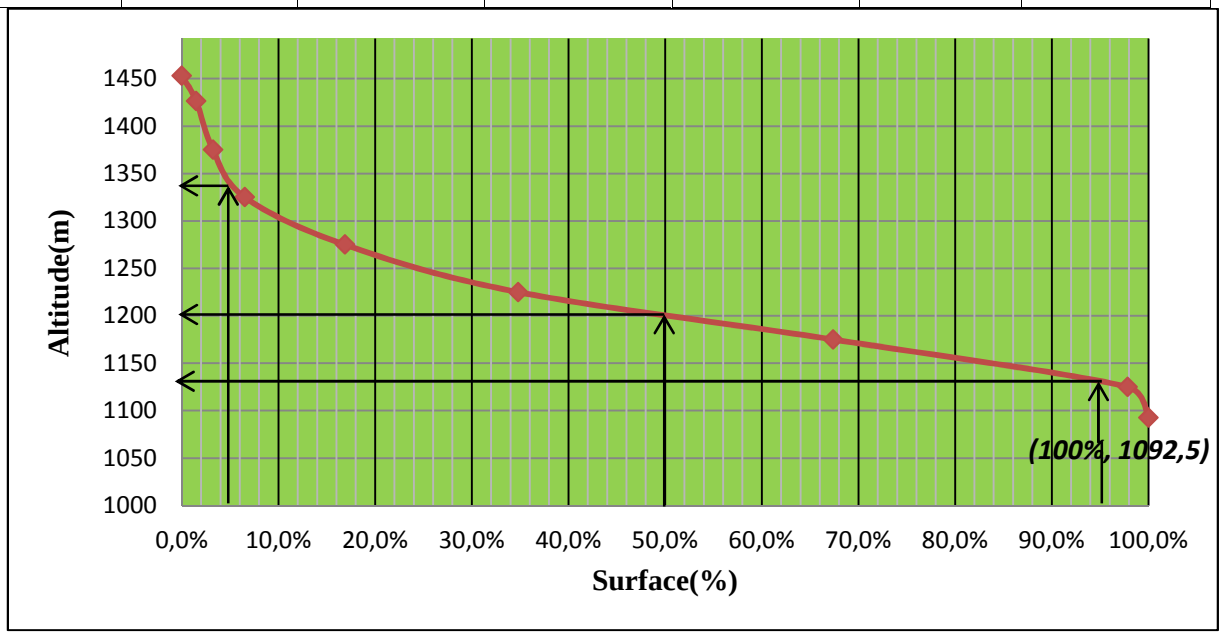


Figure III.02 Courbe hypsométrique du bassin versant de l'OUED RHUMEL

D'après le graphe, nous pouvons tirer H5% et H95%

H5% = 910m NGA

H95% = 330m NGA.

III.2.2 Altitude moyenne du Bassin Versant

Celle-ci est obtenue à l'aide de deux procédés

a) Le premier est graphique

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

H50% = 500m.

b) Le second est analytique

$$H_{MOY} = \frac{\sum_{i=1}^{n} H_i S_i}{S} \quad \text{.....(III.08)}$$

Avec:

Si : Surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2).

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

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

Dans ce cas, on opte pour une altitude moyenne :

Hmoy=529,88m.

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou bien dans la mise en œuvre des modèles hydrologiques.

Tableau III.02 Tableau récapitulatif des résultats précédents

Altitudes	Valeur (m.NGA)
Hmoyenne	529,88
Hmédiane	500
H95%	330
H5%	910
Hmax	1150
Hmin	190

III.2.3 Indice

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et permettre ainsi Des comparaisons et des classifications. Indice de pente globale (Ig)

L'indice de pente globale est déterminé à partir de la formule suivante :

$$\mathbf{I_p} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \quad \text{.....(III.09)}$$

D'où **: Ig=82,85 m/Km**

a) Indice de pente moyenne Im

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

D'après le graphe, nous pouvons tirer H5% et H95%

H5% = 910m NGA

H95% = 330m NGA.

III.2.2 Altitude moyenne du Bassin Versant

Celle-ci est obtenue à l'aide de deux procédés

c) Le premier est graphique

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

H50% = 500m.

d) Le second est analytique

$$Hmoy = \sum \left(\frac{Si' \; Hi}{S} \right) \quad \text{(III.08)}$$

Avec:

Si : Surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2).

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

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

Dans ce cas, on opte pour une altitude moyenne :

Hmoy=529,88m.

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou bien dans la mise en œuvre des modèles hydrologiques.

Tableau III.02 Tableau récapitulatif des résultats précédents

Altitudes	Valeur (m.NGA)
Hmoyenne	529,88
Hmédiane	500
H95%	330
H5%	910
Hmax	1150
Hmin	190

III.2.3 Indice

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et permettre ainsi Des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

b) Indice de pente globale (Ig)

L'indice de pente globale est déterminé à partir de la formule suivante :

$$\mathbf{I_p}=\frac{H_{5\%}-H_{95\%}}{L_r}\text{.....(}III\text{.09)}$$

D'où **: Ig=82,85 m/Km**

c) Indice de pente moyenne Im

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

$$\mathbf{I_m}=\frac{\Delta H}{\Delta L}\text{.....(III.10)}$$

Avec : $\Delta H = H\max - H\min$ =1150-190=960 m

Donc : **Im=137,14 m/km**

d) Indice de pente de Roche (Ip)

Cet indice 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 et Hi-1. Il est donné par la formule suivante :

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

D'où **: Ip=6,43**

III.2.4 Dénivelé spécifique (DS)

Elle est définie comme étant le produit de pente globale "Ig" et la racine carrée de la surface du bassin versant. Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tous les bassins versant de déférant surface.

$$D_S = I_g .\sqrt{S}\text{.....(III.12)}$$

D'où : D_S=346,2 m

Tableau III.03 Classification O.R.S.T.O.M

Classe	Type de relief	Intervalle de Ds
R1	Très faible	05 à 10m
R2	Faible	10 à 25 m
R3	Assez faible	25 à 50 m
R4	Modéré	50 à 100m
R5	Assez fort	100 à 250m
R6	Fort	250 à 500m
R7	Trés fort	500 à 750m

Le bassin versant est d'un relief fort selon la classification de l'ORSTOM.

III.3 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

III.3.1 Réseau hydrographique

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes, citées pour la détermination de l'altitude moyenne. Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau.

Il existe plusieurs classifications, la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré ordre (x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x).

III.3.2 Densité de drainage

La densité de drainage est définie pour un bassin versant donné de superficie S, comme la longueur totale des cours d'eau de tous les ordres sur la surface drainée.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_i}{S} \quad \text{.....(III.13)}$$

Avec :

Lxi : Longueur totale des cours d'eau d'ordre i [Km].

n : L'ordre le plus élevé dans la classification. n=4

AN:

$D_d = \frac{47,3}{9,83} = 4,8 Km/Km^2 \cdot$ **Dd=3,39Km/Km²**

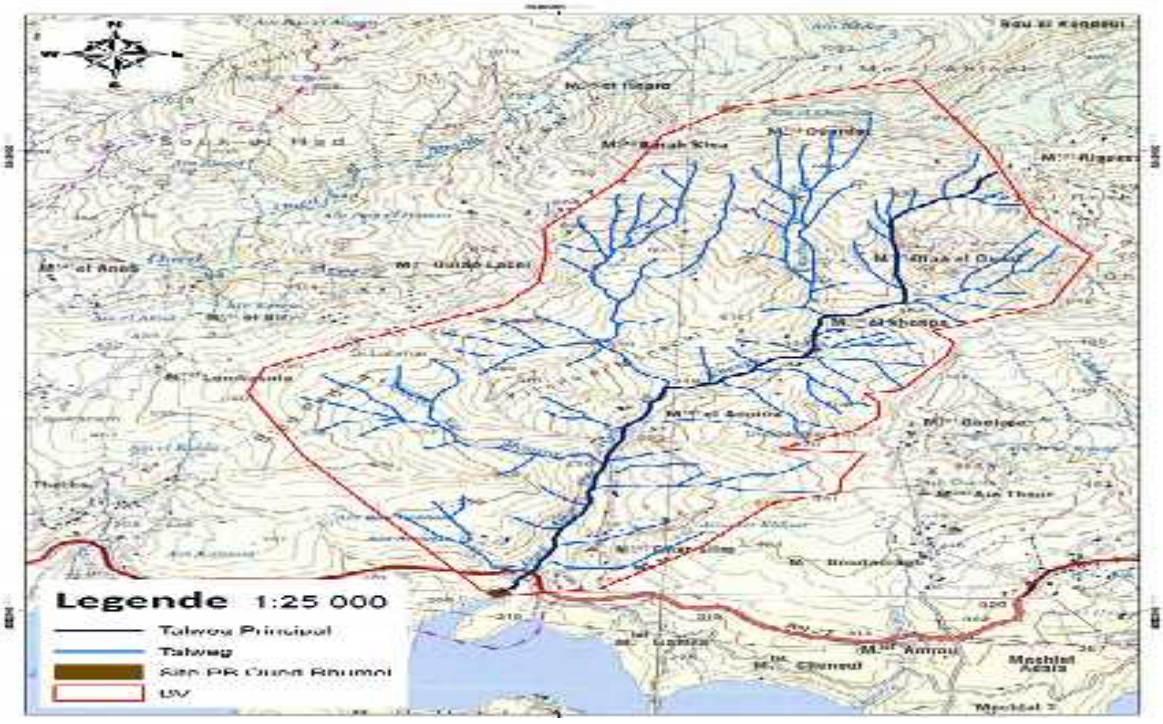


Figure III.03 Thalweg principale du bassin versant.

III.3.3 Densité du thalweg élémentaire

$$F1=\frac{N_1}{S} \quad \text{(III.14)}$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N1=81;

S : Superficie du bassin versant.

AN : $F_1=\frac{81}{17,48}=4,63$ thalweg/Km^2

III.3.4 Coefficient de torrentialité (Ct)

Le coefficient de torrentialité est un bon indice de l'érodabilité du bassin versant, il est donné par la formule suivante :

$$C_t = D_d \cdot \frac{N_1}{S} \quad \text{(III.15)}$$

Avec :

C_t : Coefficient de torrentialité.

D_d : Densité de drainage (Km/Km^2).

N_1 : Nombre de talweg d'ordre 1.

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

C_t=15,7 Km-3

III.3.5 Temps de concentration

III.3.5.1 Définition

Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C'est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire. C'est une caractéristique importante de tout bassin versant.

III.3.5.2 Calcul du temps de concentration

L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques, et par l'étude des données de pluie - débit concomitantes lorsqu'elles sont disponibles.

a) Formule de TURRAZA

$$Tc=0,108*\frac{\sqrt[3]{S' L}}{\sqrt{I}} \quad \text{(III.16)}$$

Avec :

Tc : Temps de concentration en (h).

S : Surface du bassin versant en (Km²).

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

Im : Pente moyenne du cours d'eau en (%).

D'où : Tc = 0,6h.

b) Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA)

$$\mathbf{Tc}=\left(0,87\times\frac{L^3}{H}\right)^{0,387} \quad \text{..... (III.17)}$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal (Km);

H : Différence entre altitude max. et altitude min.

H = 1502-815 = 687 m.

AN:

$$Tc=\left(0,87\times\frac{(7,1)^3}{960}\right)^{0,387}=0,49h$$

D'où: Tc = 0,16h

c) FormuledeGIANDOTTI

Elle est obtenue par la formule :

$$\mathbf{Tc}=\frac{4.\sqrt{S}+1,5.L}{0,8\sqrt{Hmoy-H\min}} \quad \text{..... (III.18)}$$

Cette formule ne pas valable pour Notre BV**.**

d) Formule de VENTURA

Est donnée par :

$$\mathbf{Tc}=0,1272.\frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{\mathrm{Im}}} \quad \text{..... (III.19)}$$

Avec :

Im : Pente moyenne du cours d'eau.

S : Surface du bassin versant.

Tc = 1.86 h

E) Formule de KIRPICH

$$\mathbf{T_C}=0,6615\ \mathrm{L}^{0,77}\ \mathrm{I}^{-0,385} \quad \text{..... (III.20)}$$

Tc=1,27h

F) Formule de TEMEZ

$$\mathrm{T_C}=0,3\left[\frac{\mathrm{L}}{\mathrm{I}^{1/4}}\right]^{0,76}$$

Tc=1,38h

Tableau III.03 Résultats de lavaleur de T_C

Formule utilisée	Tc : temps de concentration (heurs)
Formule de TURRAZA	0,6
Formule de SCS	0 ,16
Formule de VENTURA	1,86
Formule de TEMEZ	1,38
Formule de KIRPICH	1,27

D'après ces résultats en va prendre la valeur **Tc=1,86h** obtenue par la formule de TEMEZ .

III.3.5.3 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 météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration.

$$\mathbf{Vr}=\frac{L}{Tc} \quad \text{(III.21)}$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

Tc : Temps de concentration en (h).

AN:

$$Vr=\frac{7,1}{1,86}=3,82 \text{ km/h}$$

Conclusion

Chaque bassin versant réagit de façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Les caractéristiques hydrologiques d'un bassin sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique. Les paramètres hydro-morphométriques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.04 Recapitulation des caractéristiques du Bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km^2	17,48
Périmètre		P	km	19
Longueur du thalweg principal		L	km	7,1
Indice de compacité		KC	/	1,28
Coefficient d'allongement		KP	/	2,89
Rectangle équivalent	**longueur**	Lr	km	7
	largeur	lr	Km	2,5
Altitudes	**maximale**	Hmax	m	1150
	moyenne	Hmoy	m	529,88
	médiane	Hmed	m	500
	minimale	Hmin	m	190
Indice de pente globale		Ig	m/Km	82,85
Indice de pente moyenne		Im	m/Km	81,7
Indice de pente de Roche		IP	m/Km	6,43
Densité spécifique		Ds	m	29
Densité de drainage		Dd	Km/Km2	3,39
Coefficient de torrentialité		Ct	Km-3	15,7
Temps de concentration		Tc	h	1,86
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	3,82

III.4 Caractéristiques climatologiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et des ouvrages annexes.

Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

Les précipitations avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température, le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration

III.4.1 Température

En Algérie, la présence du Sirocco, un vent chaud et sec qui vient de Sahara, est caractéristique. Les températures maximales ont pour origine ce phénomène particulier,qui est accompagné par une humidité qui s'en trouve réduite. Dans le Tableau III.05 sont portées les températures moyennes annuelles a station de Ain el bey pour une période de 15 années.

Tableu III.05 Températuresmoyennesmensuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Moy.
T°C	21,15	16,77	11,15	7,79	6,54	7,65	9,89	12,25	16,96	22,11	25,22	25,42	15,24

III.4.2 Humidité

Dans le Tableau III.8 sont mentionnées les valeurs des humidités mensuelles moyennes, minimale et maximale.

Tableau III.06: Humiditésmoyennes mensuelle

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Jiu	Juil.	Aout	Moy.
Moy(%)	77,4	75	73,6	71,8	67,2	58,8	47,4	51,2	63,6	70,1	72,9	77,5	67,21

L'humidité moyenne interannuelle est de **67, 21%.**

III.4.3 Evaporation

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude.

Tableau III.07 Evaporation mensuelle

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Jiu	Juil.	Aout	Ann.
Evaporation(mm)	134	44,2	41,6	27,3	28,6	41,5	72,8	110	156	192	214	198	1260
Evaporation (%)	10,63	3,51	3,30	2,17	2,27	3,29	5,78	8,73	12,38	15,24	16,98	15,71	100

III.4.4 Pluviométrie

Les caractéristiques des stations pluviométriques disponibles pour cette études ont données dans le tableau III.08 dans le cadre de cette études on utilisera principalement les données pluviométrique de Hamma Bouziane et de Constantine. ce sont les stations les plus proche de la zone de l'étude d'aménagement. Les autres stations pluviométrique servent aconclure quantà l'homogénéité de la station pluviométrie dela région.[01].

Tableau III.08 Caractéristiques de la station pluviométrique.

Poste	Code	Altitude (m)	Période d'observation
Constantine	10-06-04	595	1984-2009

Figure III.04 Extrait de la carte pluviométrique de la zone d'étude (ANRH, 1993)
Échelle 1/50 000

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le tableau III.09

Tableau III.09 Répartition mensuelle de la pluie annuelle de Constantine

Mois	P (mm)	P (%)
Sep	41,74	7,51
Oct	38,26	6,89
Nov	55,98	10,05
Dec	97,61	17,56
Jan	75,52	13,59
Fév	55,54	10
Mars	60,48	10,88
Avr	53,56	9,64
Mai	43,72	7,87
Juin	18,52	3,33
Juil	4,73	0,85
Aout	10,04	1,81
Tot	555,7	100

III.4.4.1 Précipitations maximales journalières

L'estimation des pluies journalières est souvent génératrice de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

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.

Pour l'étude des pluies maximales journalières, nous avons retenu la station **de Constantine (code10-04-10)** pour les raisons suivantes : Cette station dispose d'une grand période d'observation (nombre d'année Observées=26 année). - Son altitude est proche de celle de notre bassin versant (Z=485m).

Les caractéristiques de la série sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.10 Caractéristiques de la série avec **N=26 ans**

Caractéristiques	Valeurs
Moyen	49.83
Ecart-type	19.68
Coefficient de variation(Cv)	0.4

L'exposant climatique pour notre région (b=0,42) est donné par l'ARNH d'Alger.

Pour l'étude des précipitations journalières maximales **($P_{j_{max}}$)**, la station de **Constantine** (code 100410) est prise en compte.

Tableau III.11 Valeurs des pluies maximales journalier annuelles Station de Constantine (code 10-04-10)

Années	**Pj_{max}**	**Années**	**$P_{j,max}$**
1984	102,5	1997	39,6
1985	29,1	1998	49,8
1986	49,1	1999	36,1
1987	28	2000	35
1988	49,6	2001	55,1
1989	36,7	2002	61,1
1990	40,5	2003	36,7
1991	55,6	2004	88,8
1992	72,3	2005	31
1993	53,2	2006	35,1
1994	63,9	2007	81
1995	37,8	2008	33,2
1996	29,2	2009	65,6

III.5 Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, 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. Toutefois, de nombreuses études comparatives, au tant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (B. Touabia, 2001).

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

1)-La loi de **GUMBEL**

2)-La loi de **GALTON (log-normal)**

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide de logiciel **"Hyfran".**

III.5.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

1/α: la pente de la droite de GUMEL;

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 rang1, 2,3……n.
- ✓ calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence

Expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \text{.....(III.22)}$$

m:rangdeprécipitation

n : nombre d'observations(26)

- ✓ calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante : y=ln(ln(f(x)))
- ✓ calculer les paramètres d'ajustement«α»et«x0»
- ✓ représenter graphiquement les couples (xi,yi) sur papier GUMBEL.

La droite de GUMBEL est donnée par la formule:

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x - x_0}{\sim}}} \text{ .....(III.23)}$$

GUMEBL s'écrit:

$$F(X) = e^{-e^{-y}}$$

Tel que : $y = \frac{X - X_0}{\sim}$; et on peut écrire : y=-ln (-ln (F(X))……..(III.24)

1/α : La pente de la droite de GUMBEL

Y : Variable réduite de GUMBEL

x : Précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : Paramètre de position (mode)

Tableau III.12 Paramètres de la série à étudier.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0	28
Maximum	Aucun	103
Moyenne	49,83	49,83
Ecart-type	19,7	19,7
Médiane	6,5	44,8
Coefficientde variation(Cv)	0,4	0,4
Coefficientd'asymétrie(Cs)	1,14	1,13

Les résultats de l'ajustement sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.13 Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel.

T	q	$P_{j,max}$	Ecart-type	Intervalle de confiance(95%)	
10000	0,9999	180	29,5	125	240
2000	0,9995	176	24,5	122	233
1000	0,999	173,5	22,3	115	225
200	0,995	121,5	17,3	87,5	155
100	0,99	117,5	15,1	79,5	129,5
50	0,98	109	13	76,7	125,5
20	0,95	87,5	10,2	70	94
10	0,9	76	8,06	64,8	85,4
5	0,8	65	5,97	57,5	75,2
3	0,6667	54,8	4,5	50,4	66,2
2	0,5	46,5	3,54	42,3	57,4

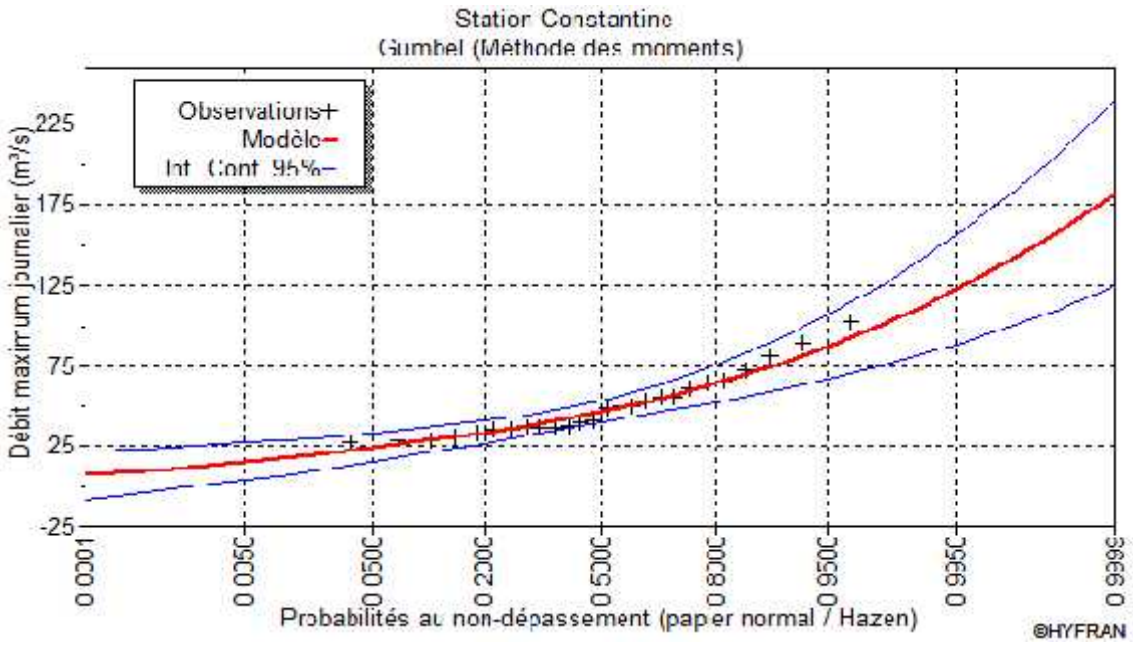


Figure III.05 Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance)

III.5.2 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 où elle est faite sur papier GUMBEL, comme le montre la (figure III-07).

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2P}} \int_{u}^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \text{..... (III.25)}$$

Ou : $u = \frac{X_i - \bar{X}}{\pm_x}$ (Variable réduite de GAUSS)

L'équation de la droite de Galton est la suivante : Log x (p %)= $\overline{Logx}$ +Log u (p %).

Les résultats de l'ajustement sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 Résultats de l'ajustement à la loi de log-normal

T	q	X_T(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0,9999	180	37	110	252
2000	0,9995	175	28,5	95,1	245
1000	0,999	172,5	25,1	92,2	237
200	0,995	119	18	85	155
100	0,99	109	15,2	80,5	129,5
50	0,98	105	12,6	76,7	125,5
20	0,95	87,5	9,43	70,5	107,5
10	0,9	74,4	7,24	64,8	80,5
5	0,8	63,3	5,3	57,5	75
3	0,6667	54,5	4,08	50,4	66,2

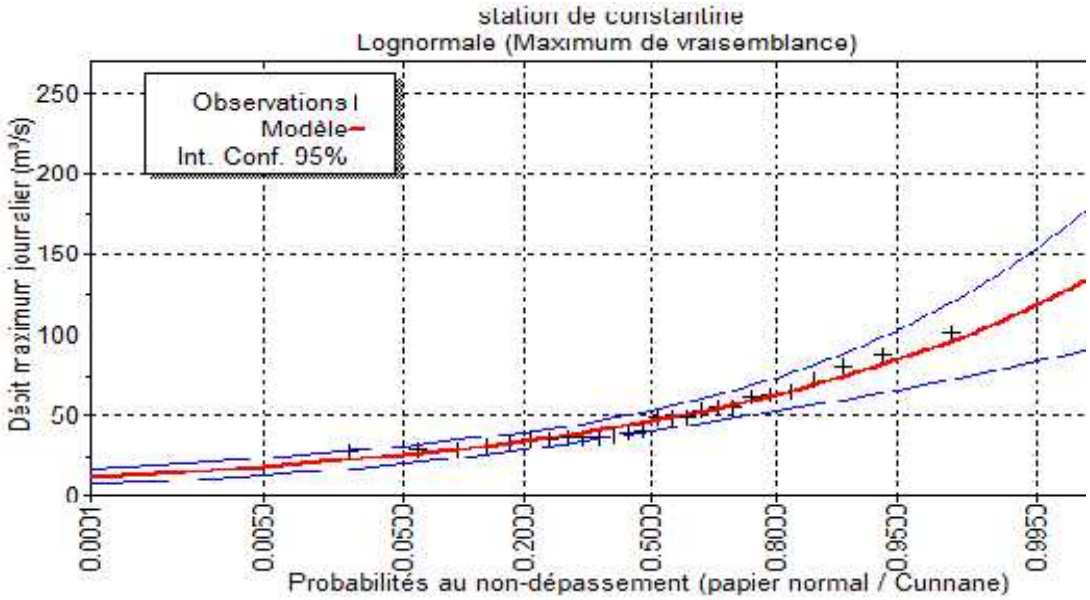


Figure III.06 Ajustement à la loi Log-Normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau III.15 Paramètres de la série à étudier.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0	28
Maximum	Aucun	103
Moyenne	49,83	49,83
Ecart-type	18,7	19,7
Coefficientde variation(C_v)	0,38	0,4
Coefficientd'asymétrie(C_s)	1,19	1,13
Coefficientd'aplatissement (C_a)	5,6	3,16

-Résultats d'ajustement

D'après les deux graphiques de l'ajustement, on peut dire que la pluie maximale journalière suit la loi de Log-normal car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de GALTON.

Les résultats de l'ajustement obtenus par l'HYFRAN sont est représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.16 Pluies journalières maximales de différentes fréquences

Fréquence (%)	0.1	1	2	5	10
Période de retour (années)	1000	100	50	20	10
Loi Log-Normal	172,5	119	109	105	85,5
Loi Gumbel	173,5	117,5	109	87,5	76

III.6 Pluies de courtes durées

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

$$P_{maxt,P\%} = P_{maxj,P\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b} \quad .....(III.26)$$

P% : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée

t : Temps[heure];

b : Exposant climatique,(d'après la station b =0,42).

Les valeurs des pluies de courte durée sont dans les tableaux suivant :

Tableau III.17 Intensité pour les différentes fréquences.

		0,1		**1**		**2**		**5**		**10**	
		$P_{max,t}$	**I_0**	**$P_{max,t}$**	**I_0**	**$P_{max,t}$**	**I_0**	**$P_{max,t}$**	**I_0**	**$P_{max,t}$**	**I_0**
Temps(h)	1	45,40	45,40	31,32	31,32	28,69	28,69	27,64	27,64	22,50	22,50
	1,86	58,92	31,68	40,64	21,85	37,23	20,01	35,86	19,28	29,2	15,69
	2	60,75	30,37	41,91	20,95	38,39	19,19	36,98	18,49	30,11	15,05
	4	81,28	20,32	56,07	14,02	51,36	12,84	49,47	12,37	40,28	10,07
	6	96,37	16,06	66,48	11,08	60,89	10,15	58,66	9,78	47,76	7,96
	8	108,74	13,59	75,02	9,38	68,71	8,59	66,19	8,27	53,90	6,74
	10	119,43	11,94	82,39	8,24	75,46	7,55	72,69	7,27	59,19	5,92
	14	137,55	9,83	94,89	6,78	86,92	6,21	83,73	5,98	68,18	4,87
	16	145,49	9,09	100,37	6,27	91,93	5,75	88,56	5,53	72,11	4,51
	22	166,31	7,56	114,73	5,21	105,09	4,78	101,23	4,60	82,43	3,75
	24	172,50	7,19	119,00	4,96	109,00	4,54	105,00	4,38	85,50	3,56

Tableau III.18 Pluies de courte durée de différentes fréquences

Période de Retour (ans)	**10**	**20**	**50**	**100**	**1000**
Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
Pluies de courte durée Pmaxt,p%(mm)	85,5	105	109	119	172,5

III.7 Etudes des apports

III.7.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0)

Pour l'évolution des apports, nous signalons que nous ne disposons d'aucune station de mesures au niveau du site à étudier. D'autre part, vu la faible étendue du bassin, le recours à l'analogie ne peut être envisagé nous avons donc utilisé les formules empiriques les plus employées en Algérie (B.Touaibia, 2001) et qui donnent d'assez bons résultats dans le cas des petits bassins versants semblables au notre.

III.7.2 Apport liquide

Les apports liquides de notre retenue sont déterminés par des formules empiriques.

III.7.2.1 Apport moyen annuelle

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuelle A_0. Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau 19.

Tableau III.19 Récapitulatif des résultats des apports.

Les formules			Le (mm)	Apport moyen A_0 Mm^3
ANRH	$A0 = 0{,}915 \cdot P_{moy}^{2{,}684} \cdot S^{0{,}842}$		159,03	2.78
DERIE I	$A_0 = 0{,}915\overline{P}^{2{,}684} S^{0{,}158}$		184,7	3.23
DERIE II	$A_0 = 0{,}513\overline{P}^{2{,}683} D_d S^{0{,}842}$		64,07	1.12
MEDINGE	$A_0 = Le \times S$	$Le=1{,}024(Pmoy-0{,}26)^2$	28.03	0.49
SAMIE		$Le = P^2moy\ (293-2.2\sqrt{S})$	175.05	3.06
Moyen			22.17	2.136

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (m) .
S : Surface du bassin versant en (km^2) .
L_e : Lame d'eau écoulée en (mm).
C_e : Coefficient d'écoulement.
D_d : Densité de drainage (km/km^2)

La valeur le plus proche à la moyenne est l'apport donné par la formule l'ANRH : **A_0= 2,78 Mm^3.**

III.7.3 Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement : Il est donné par : $Me=A_0/T$

A0 : Apport moyenne annuel

T : Temps d'une année en secondes $T=3{,}1536.10^7$s.

Soit: **Me=88.15l/s**

b) Module de l'écoulement relatif

On a: $M_0=M_e/ S_{bv}$

M_e: Module de l'écoulement (l/s)

S: Superficie du bassin (Km^2). Soit: **M_0=5.04 l/s.km^2**

c) Lame d'eau écoulée $L_e= A_0/S_{BV}$.

Soit**:** **Le=159,03 mm**

d) Coefficient de l'écoulement

Il est donné par : $C_e=L_e/ P_{moy}$

soit**:** **C_e =0.29**

III.7.4 Coefficient de variation

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

Tableau III.20 Récapitulatif des résultats de coefficient de variation

	Formules	**A.N**
Méthodes	**Le coefficient de variation C_V**	**C_V**
SOKOLOVSKY	$Cv= 0,78 –0,29\log(M_0–0,063 \log(S + 1))$	0.40
OURKGUIPROVODKHOZ	$Cv = \frac{0,7}{(M_{er})^{-0,127}}$	0,83
ANTONOV	$Cv= 0,7 / (S +1000)^{0,097}$	0,35
KRISTEKLYMENKEL	$Cv = 0.83 / (S^{0.06}. M_{er}^{0.27})$	0,48
Moyenne		**0,51**

La valeur de **C_V= 0,48** obtenue par la formule de **KRISTEKLYMENKEL** est finalement adoptée.

III.8 Irrégularité des apports

III.8.1 Estimation fréquentielle des apports

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi de distribution PEARSON III qui est donnée comme suit :

$$A_{P\%} = \overline{A} * (F_{P\%}.C_v + 1)$$

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

$\overline{A}$: Apport moyen annuel (Mm^3).

FP% : Fonction RYBKINE-FAUSTER qui tabulée en fonction de Cv, Cs et P%.
Cv : Coefficient de variation.

Cs : Coefficient d'asymétrie.

Les résultats de calcul sont données dans le tableau suivant.

Tableau III.21 Résultats de calcul

Période de retour	**4/5**	**10**	**50**	**100**
Fréquence (%)	80	10	2	1
Fonction	-0,84	1,28	2,05	2,33
Apport(%) (Hm^3)	1,57	2,83	3,55	3,81

$$\mathbf{A_{80\%}=1,57Mm^3}$$

Tableau III.22 Apports mensuel en Mm^3

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	**Total (Mm^3)**
Apport en Mm^3	0,842	0,148	0,165	0,241	0,198	0,178	0,2016	0,136	0,948	0,458	0,352	0,395	1,56
Apport en (%)	5,4	9,5	10,5	15,4	12,6	11,4	12,8	8,7	6,0	2,9	2,2	2,5	100

III.9 Etude des crues

Une crue est un phénomène hydrologique qui s'exprime par une pulsation brutale dans le niveau des eaux d'un cours d'eau. Elle produit des débits exceptionnels dépassant largement les normes habituelles. Autrement dit, un cours d'eau est considéré en crue lorsque son débit dépasse une valeur de faible probabilité.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissants une crue est:

1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

2- Le volume de la crue.

3- Le temps de base.

Pour déterminer le débit de pointe probable de la crue d'un bassin non jaugé on utilise les formules empiriques

III.9.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue

a) Formule de MALLET-GAUTHIER

Elle est exprimée par la relation:

$$Q_{max} = 2k\log(1+AP_{moy})\frac{S}{\sqrt{L}}\sqrt{1+4\log T-\log S}$$

Avec:

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

A: constante du bassin versant (20-30) adoptons A=20

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (0,542m).

S : Superficie du bassin versant (17,48 km^2).

L : Longueur du talweg principal (07 km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin k (1-3)

On prend k=2.

T : Période de retour.

Les résultats de calcul du débit maximum de crue pour différents périodes de retour par la Formule de MALLET-GAUTHIER sont donnés dans le tableau suivant :

Tab III.23 Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)

Période de retour	10	20	50	100	1000
$Q_{max}(m^3/s)$	55	63,20	72,62	79,02	97,27

b) Formule de SOKOLOVSKY (1958– 1968)

Sokolovski considère que l'hydro gramme de crue présente deux branches de courbe, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue, chacune d'elle à sa propre équation. Le débit maximum probable ($Q_{max\ p\%}$) est donnée par la formule de Sokolovski :

$$Q_{max,p\%} = \frac{0.28\cdot(P_{ct}-H_0)\cdot\alpha p\%\cdot F\cdot S}{T_c} \quad \text{.....(26)}$$

S : Superficie du bassin (Km^2).

T_c : temps de concentration (h).

P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H_0 : Perte initiale H_0 = 7mm.

αp% : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée

Avec:

$$\sim p\% = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} + \sqrt{H_0}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.27)$$

F: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue. $F = \left[\frac{12}{(4+3¥}\right]$

Tableau III.24 Valeurs de ϒ en fonction de bassin versant.

Condition	**γ**
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km²	γ = 2
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4.$

On prend : γ=2 ⇒Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable.

D'où F=1,2.

Tableau III.25 Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (**Formule de SOKOLOVSKY**).

Fréquence (%)	**10**	**5**	**2**	**1**	**0,1**
Ptc(mm)	29,2	35,86	37,23	40,64	58,92
αp%	0,34	0,39	0,40	0,42	0,49
Qmaxp%(m3/s)	24,00	35,54	38,18	44,61	80,33

c) Formule de TURRAZA

$$Q_{max,p\%} = \frac{\sim P\% \cdot I_t \cdot S}{3.6} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.28)$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

$\sim P\%$: Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_t : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration(mm/h).

Tableau III.26 Débit maximum de crue pour différents périodes de retour **(Formule de TURRAZA**).

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
Itc	15,68	19,28	20,01	21,85	31,68
αp%	0,34	0,39	0,40	0,42	0,49
Qmax (m^3/s)	35,88	36,5	38,86	44,56	75,37

d) Formule de l 'ANRH

Établi pour les cours d'eau de l'Algérie du nord, le débite de pointe ($Q_{p\%}$) pour une période de retour T est donnée par:

$$Q_{p\%}=Q_p(T)*Q_{moy} \quad \text{(III.28)}$$

Avec:

Q_p (T): débit de pointe annule adimensionnel relativement à la moyenne et à un temps de retour T, données par: $\mathbf{q_p(T)=e^{(0.8*u)}}$

u:variable réduite de gauss pour une probabilité données.

Q_{moy}: débit de crue moyen annuel calculé par la relation de **Bennie/Atkins**

$$\mathbf{Q=0.00078*A^{0.688}*P^{1.275}}$$

A:superficie du bassin versant en km^2 .A=17.48 km^2

P: Pluie moyenne annuelle en mm, P=542 mm.

Tableau III.27 Débit maximum de crue pour différents périodes de retour **(Formule de l 'ANRH**).

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
u	1,282	1,645	2,057	2,327	3,08
qp(T)	2,78	3,71	5,16	6,4	11,66
Qmoy	17,09	17,09	17,09	17,09	17,09
Qp%	47,51	63,4	88,18	109,37	199,27

e) Formule de SOGREAH-ANRH

Cette méthode a été établie pour le bureau d'étude **SOGRAH** pour le compte de **l'ANRH**

les débits de probabilité donnée (Q_T) sont estimés la formule suivante:

$$Q_T=C_Q*(P-P_1) \quad \text{(III.29)}$$

Avec:

P:pluie journalière maximales de même fréquence

p_1:seuil de ruissellement statistique pris égal à 20 mm pour tout le Nord Algérien.

C_Q: coefficient de ruissellement statistique calculé par la relation suivante:

$$C_Q=\left(\frac{A}{6.T_B^{-0,77}}\right) \quad \text{(III.30)}$$

T_B: temps base en heure donnée par:

$$T_B=2.33+\left\{\left\{\left[L_{cp}^{1,7}.P.\sqrt{Icp}\right]^{0,577}./1000\right\}\right. \quad .....(III.31)$$

Lcp: longueur du cours d'eau principal en km^2,Lcp=7,1 km.

P:plui moyenne annuelle en mm, P=542 mm

A:superficie du bassin versant en km^2, A=17,48 km^2

Tableau III.28 Débit maximum de crue pour différents périodes de retour **(Formule de SOGREAH-ANRH**).

Fréquence(%)	**10**	**5**	**2**	**1**	**0,1**
$\mathbf{P_{jmax\ (mm)}}$	85,5	105,00	109,00	119,00	172,50
$\mathbf{P_{1\ (mm)}}$	20	20	20	20	20
$\boldsymbol{Q_{T\ (m^3/s)}}$	22,01	28,66	30,00	33,38	58,16

Tableau III.29 Récapitulatif des résultats de débit de crue.

Fréquence (%)	**10**	**5**	**2**	**1**	**0,1**
Mallet – Gauthier	**55**	**63,20**	**72,62**	**79,02**	**97,27**
Sokolovski	24,00	35,54	38,18	44,61	80,33
TURRAZA	35,88	36,5	38,86	44,56	75,37
SOGREAH-ANRH	22,01	28,66	30,00	33,38	58,16
ANRH	47,51	63,4	88,18	109,37	199,27
Moyen	36,88	45,46	53,56	62,18	102,08

Sur la lumière de ces formules on opte pour les résultats de la formule de «**MALLET-GAUTHIER**» pour les simples raisons suivantes :du fait que cette méthode est la plus proche de la moyenne, celle-ci tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, la surface de bassin versant, ainsi que la longueur du cours d'eau principal et de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci.

III.9.2 Hydrogramme de crue

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

1- Le volume de la crue.
2-La durée de la crue.
3-Le débit maximum de la crue.

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski 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.

1. Pour le temps de montée

$$Q_m = Q_{max}\left(\frac{t}{t_m}\right)^x \text{.....(}III\text{.32)}$$

2. Pour le temps décrue

$$Q_d = Q_{max}\left[\frac{(t_d - t)}{t_d}\right]^y \text{.....(}III\text{.33)}$$

Où :

t_m : Temps de montée de la crue ($t_m=t_c$ =1.86h).

td : temps de la décrue ($td=\delta.t_m$).

x,y : puissances des courbes (x=2 ; y=3).

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau III.30 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ.

Condition	Δ
- 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.

A.N : $t_d = ¢ * t_m$ =3* 1,86 =5,58heures

Tab III.31 Valeurs des débits de crues en fonction du temps

Temps (h)	Période de retour (ans)				
	1000	**100**	**50**	**20**	**10**
	Qmax(0,1%)	**Qmax (1%)**	**Qmax (2%)**	**Qmax (5%)**	**Qmax(10%)**
0,0	0	0	0	0	0
0,2	1,12	0,91	0,84	0,73	0,73
0,4	4,50	3,65	3,36	2,92	2,54
0,6	10,12	8,22	7,56	6,58	5,72
0,8	17,99	14,62	13,43	11,69	10,17
1	28,12	22,84	20,99	18,27	15,89
1,2	40,49	32,89	30,23	26,31	22,89
1,4	55,11	44,77	41,14	35,81	31,16
1,6	71,98	58,47	53,74	46,77	40,66
1,8	91,10	74,00	68,01	59,19	51,51
1,86	97,27	79,02	72,62	63,20	55
2,06	87,18	70,82	65,09	56,64	49,30
2,26	77,82	63,22	58,10	50,56	44,00
2,46	69,15	56,17	51,62	44,93	39,10
2,66	61,14	49,67	45,65	39,73	34,57
2,86	53,79	43,69	40,16	34,95	30,41
3,06	47,04	38,22	35,12	30,57	26,60
3,26	40,89	33,22	30,53	26,57	23,12
3,46	35,30	28,67	26,35	22,93	19,96
3,66	30,24	24,56	22,58	19,65	17,10
3,86	25,69	20,87	19,18	16,69	14,52
4,06	21,62	17,56	16,14	14,05	12,22
4,26	18,00	14,63	13,44	11,70	10,18
4,46	14,82	12,04	11,06	9,63	8,38
4,66	12,03	9,77	8,98	7,82	6,80
4,86	9,61	7,81	7,18	6,25	5,44
5,06	7,55	6,13	5,63	4,90	4,27
5,26	5,80	4,71	4,33	3,77	3,28
5,46	4,35	3,53	3,24	2,82	2,46
5,66	3,16	2,57	2,36	2,05	1,79
5,86	2,21	1,79	1,65	1,43	1,25
6,06	1,47	1,20	1,10	0,96	0,83
6,26	0,92	0,75	0,69	0,60	0,52
6,46	0,53	0,43	0,39	0,34	0,30
6,51	0,27	0,22	0,20	0,17	0,15
6,86	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06
7	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02
7,2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

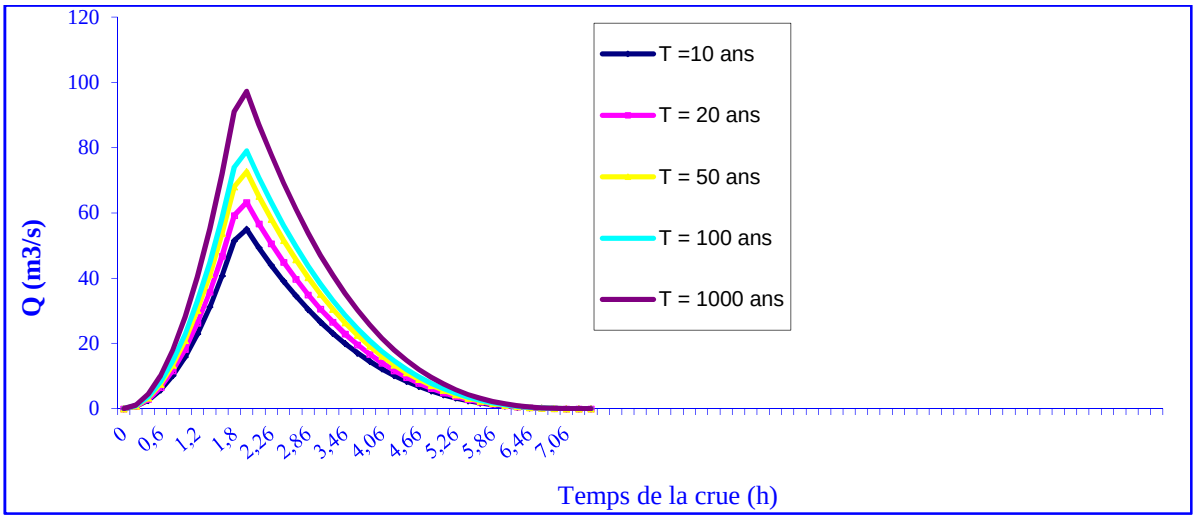


Figure III.07 Hydrogrammes des crues pour différentes période de retour

III.9.3 Choix de la crue de projet

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer. Le passage de cette crue 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 par la retenue ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l'amont.

Pour la crue de projet, on adopte une période de retour T=100ans tandis qu'on adopte une période T=20ans pour la crue des travaux.

C'est-à-dire $\mathbf{Q_{max1\%}=79,02\ m^3/s}$ et $\mathbf{Q_{max5\%}=63,2\ m^3/s}$

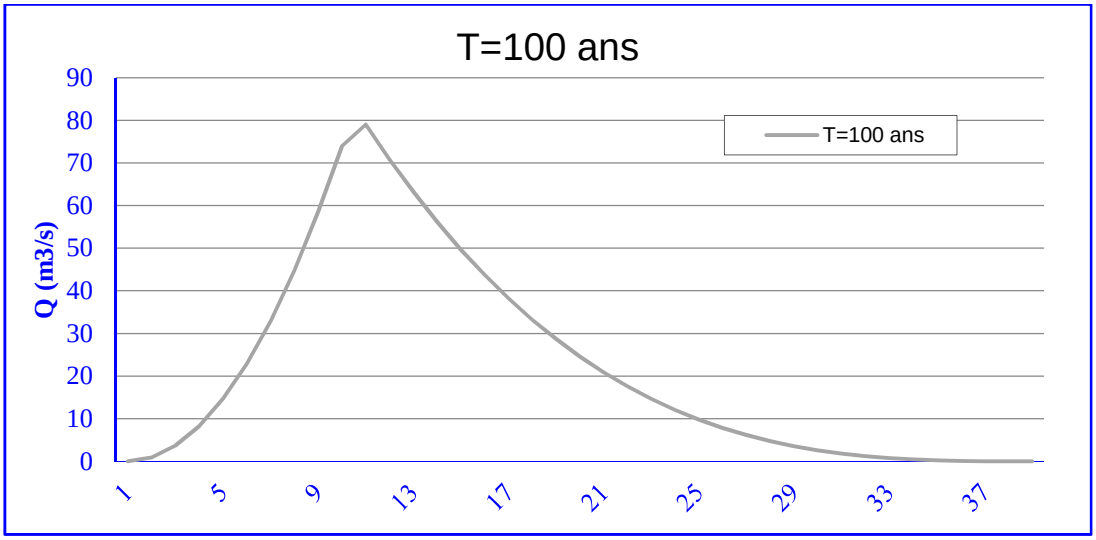


Figure III.08 Hydrogramme de crue de projet (Q1%).

III.9.4 Apport solide et l'estimation de volume mort

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour le dimensionnement de l'ouvrage ; une évaluation correcte des durées devient une définition rationnelle des modes digestion et d'exploitation. Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion.

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie. L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'Oued d'amont en aval. L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.
La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide. La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement.

En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant.

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

a) Formule de TIXERONT

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1{,}05 \div 1{,}10)\ \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \quad \text{..... (III.25)}$$

Et $$Q_S = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S \quad \text{..... (III.26)}$$

Avec :

Q_S : Débit solide en [tonne/an].

δs : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m^3].

T : temps d'exploitation [T = 20 ans]

α : Caractéristique de perméabilité.

Tableau III.32 Valeur de α en fonction de la perméabilité.

Variation de perméabilité	Elevée	Moyenne	Faible à moyenne	Faible	Imperméable
α	8,5	75	350	1400	3200

A.N : $Q_S = 350 \cdot 159.03^{0.15} \cdot 17.48 = 13086.73$ t/an

$$V_m = 1{,}05 \cdot \frac{13086.73 * 20}{1{,}6} = 0.1717633 \text{Mm}^3$$

b) Formule de SOGREAH (1969)

$A=K_{sog} * R^{0,15}$

Avec :

R : ruissellement annuel de crue. (172 mm)

K_{sog} : perméabilité du bassin.

c) Formule de Fournier (1960)

$$E = \frac{1}{36} \times \left(\frac{p_m^2}{p_{an}} \right)^{2.65} \times \left(\frac{h^2}{s} \right)^{0.46}$$

Avec :

E : Apports solide spécifique moyens annuelles (t/km/an).

P : pluie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux (mm).

P : pluie moyenne annuelle (mm).

h : Dénivelé (m).

S : superficie du bassin (km^2).

d) Formule de Gavrilovic :

$$P_e = T \times H_{an} \times ® \sqrt{Z^3}$$

Ona :

$$T = \sqrt{\frac{t^o}{10 + 0,1}}$$

Avec :

t^o et H_{an} : valeurs obtenues des données climatologiques

Z : obtenue dans la section 2.3

De plus une équation déterminant le taux de rétention (R_m) des sédiments produits dans le bassin a été ajoutée à l'équation de Gavrilovic (PND, 1987).

$$R_m = \frac{\sqrt{p}_r}{0,2(L+10)} \times H$$

P_r : le périmètre du bassin.

H : l'altitude moyenne.

L : la longueur du talweg principal.

DS : la dégradation spécifique.

$DS=P_e*R_m$

e) Formule de Touaibia et Achite

$$E_s = 34,12 S^{-0.164} \times D_d^{-0.284} \times (C_e \times 100)^{0,573} \times (C \times 100)^{-0.329}$$

Les valeurs de S, Dd, Ce et C sont obtenues par l'entremise du SIG.

f) Formule de Saidi (1991)

$$q_s = 19 M_e^{1,246} C_e^{-0,885}$$

Avec :

M_0 : module spécifique (l $s^{-1}km^{-2}$).

g) Formule de kassoul et al (1997)

Tableau III.33 Critères de sélection des formules de kassoul et al

Superficie (km^2)	Indice d'altitude	Equation
S<1000	<1	$T_a = 1433 \times S^{-0,43} - 15,24$
S>1000	1 à2	$T_a = 1846 \times S^{-0,15} - 360$
S<1000	1,5 à2	$T_a = 0,463 \times S + 2026$

On a :

S=17, 48 km^2 < 1000

L'indice de l'altitude < 1

Equation : $T_a = 1433 \times S^{-0,43} - 15,24$

h) Formule de Probst et SHUCHET (1992)

$$Ln = 4,79 + (54 \times 10^{-3} K_{ER}) + (4 \times 10^{-3} R) - (5,6 \times 10^{-5} A)$$

Le tableau suivant donne les résultats par les différentes méthodes :

Tableau III.34 Résultats de calcul du volume mort

Formule	Apport solide (Mm^3)
TIXERONT	0.17
SOGREAH (1969)	5.757
Touaibia et Achite (2003)	4.6782
Fournier (1960)	0.0331
Gavrilovic (1992)	0.327
kassoul et al (1997)	0.423
Probst et SHUCHET (1992)	1.293
Moyenne	1.8545

Après le calcul on constate une très grande variation d'une formule à l'autre. Pour notre étude on opte pour la formule de TIXERONT par ce que cette formule a été etabli à la base des données recueillies dans 32 bassins d'Algérie et 9 bassins de Tunisie, et parmi ces bassin on trouve le bassin versant constantinois.

III.10 Régularisation des débits

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que ce soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages). Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant de calcul de la régularisation sont :

*- L'apport (A 80% Hm^3).

*-La consommation totale (Hm^3).

*-Les infiltrations et l'évaporation.

*-Les courbes caractéristiques de la retenue.

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

III.10.1 Répartition mensuelle des besoins

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

Tableau III.35 Répartition mensuelle des besoins en eau.

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Besoins (%)	12	4,8	0	0	0	0	2,2	9	14	20,00	22	18
Besoins mensuelles (m3)	167883	67153	0	0	0	0	30779	125912	195864	251825	307786	251825

III.10.2 Répartition mensuelle des apports $A_{80\%}$ (Hm^3)

Tableau III.36 Répartition mensuelle des apports.

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total (Mm^3)
A (80%) Hm^3	0.084	0.14	0.16	0.24	0.198	0.178	0.20	0.136	0.09	0.045	0.035	0.039	1,57
A (80%) %	5,4	9,5	10,5	15,4	12,6	11,4	12,8	8,7	6,0	2,9	2,2	2,5	100

III.10.3 Courbes « Hauteurs–Capacités -Surface»

La côte minimale relevée est **233**mNGA et la côte maximale est **207**mNGA, soit une hauteur de **26**m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H$$

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 niveaux successives.

ΔV: volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en m^3

Les figures suivantes donne la courbe Hauteur – Capacité – Surface.

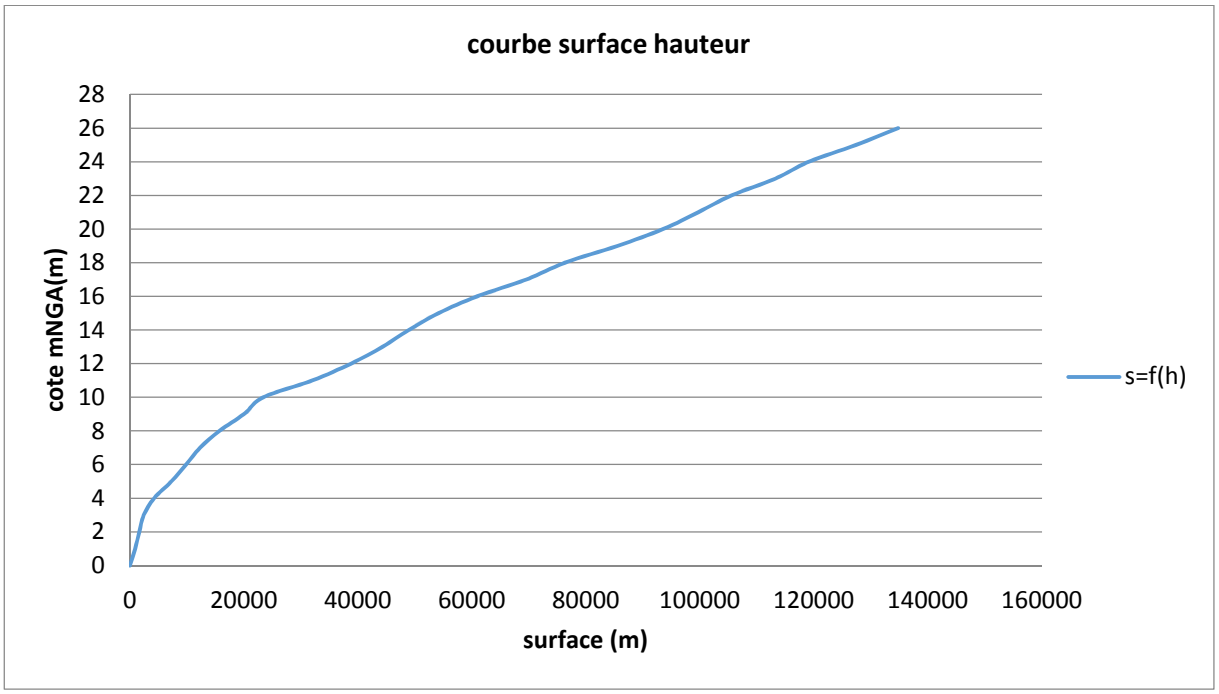


Figure III.09 Courbe surface - hauteur

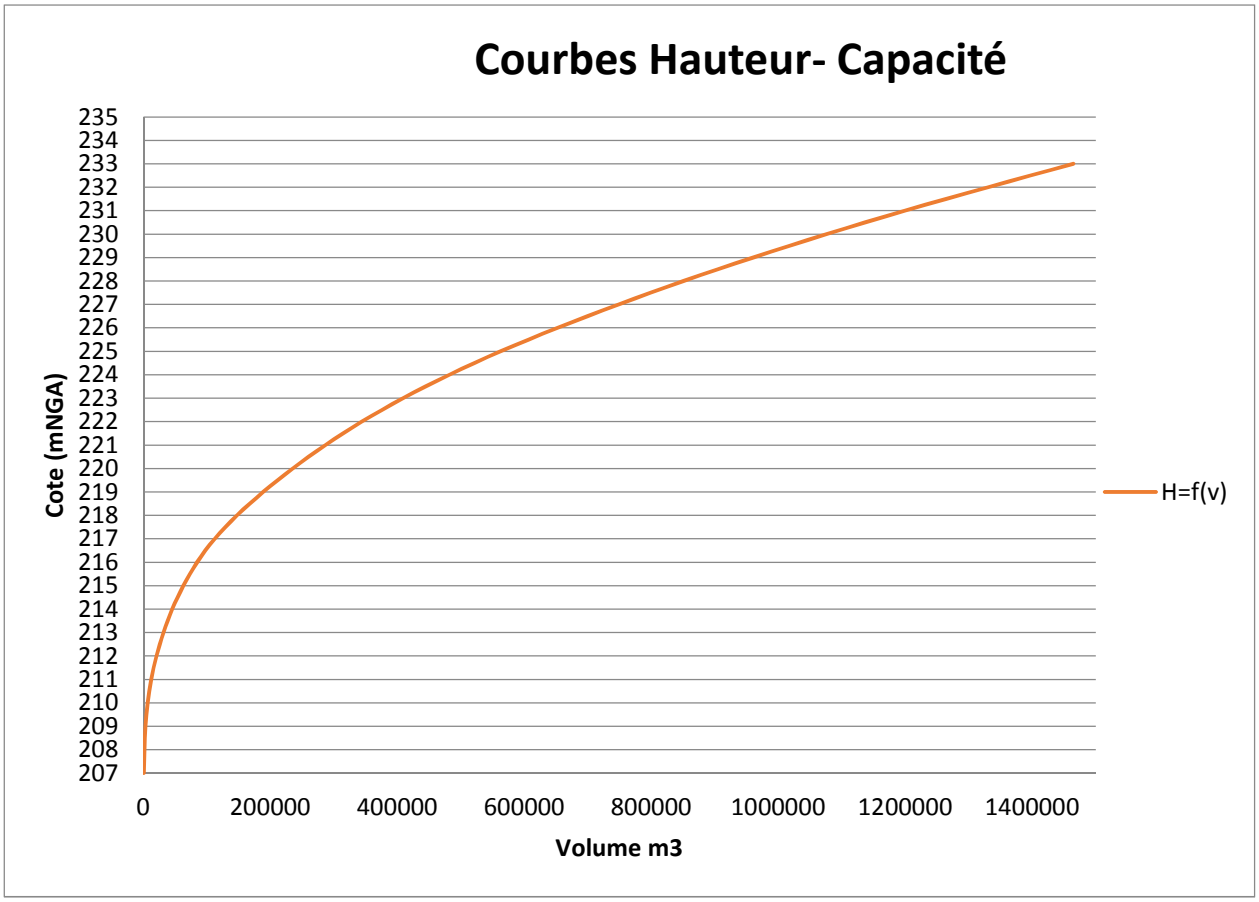


Figure III.10 Courbe capacité - hauteur

III.10.4 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.
  - Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
  - Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile. La pério de là bonne hydraulicité est celle allant du mois de Octobre jusqu'au mois de mai. Les calculs se font comme suit :Vrf =Vri+ (W-U).

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau III.38 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3)

Mois	A80%	U80%	A-U	1ère Consigne			2èmeConsigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	
Octobre	148551	67153	81398	0	171763,3	0		171763,3	
				253161,3	253161,3	0	1512,33	171763,3	170251
Novembre	164724	0	164724						
				417885,3	417885,3	0	82910,33	82910,33	
Décembre	241200	0	241200						
				659085,3	659085,3	0	247634,33	247634,33	
Janvier	198298	0	241200						
				857383,3	857383,3	0	488834,33	488834,33	
Février	178229	0	198298						
				1035612,3	1035612,3	0	687132,33	687132,33	
Mars	201586	30779	178229						
				1206419,3	1047095,3	159323,97	865361,33	865361,33	
Avril	136839	125912	170807						
				1058022,3	1047095,3	10927	1036168,3	1036168,3	
Mai	94897	195864	-100967						
				946128,33	946128,33	0	1047095,3	1047095,3	
Juin	45865	251825	-100967						
				740168,33	740168,33	0	946128,33	946128,33	
Juillet	35295	307786	-205960						
				467677,33	467677,33	0	740168,33	740168,33	
Aout	39582	251825	-268204						
				255434,33	255434,33	0	467677,33	467677,33	
septembre	84212	167883	-83671						
				171763,33	171763,33	0	255434,33	255434,33	
						170251	171763,33	171763,33	170251

D’après le tableau, On a : Vs = 1045583 m^3.

Vd = 875332 m^3.

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps (Vs >Vd)

D'ou : Vu = Vd =875332 m^3.

Le volume de la retenue normale sera :

VNNR = Vu + Vm

D’où : VNNR = Vu + Vm = 875332+ 171763,33

VNNR = 1047095,33 m^3

Donc : **NNR = 221,40mNGA.**

Avec : Vrf = Volume de remplissage final (m^3).

Vri = Volume de remplissage initial (m^3).

Vev = Volume excédentaire à évacuer (m^3).

III.10.5 Régularisation saisonnière (entenant compte des pertes)

III.10.5.1 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont les Pertes par évaporation et les pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation

Elles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.39 Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	jui	juil	Aoû
Evaporation (mm)	160	90	60	50	45	60	80	85	130	170	230	210
Evaporation (%)	11,6	6,55	4,40	3,65	3,30	4,40	5,85	6,20	9,50	12	16,8	15,7

Le volume évaporé est : $Vép = Es. S_{moy}$

Avec:

Es : Evaporation mensuelle (mm)

Smoy : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen tirée de la courbe capacité- hauteur.

Le volume moyen : $Vmoy = \frac{V_{ri}+V_{ri+1}}{2}$

B)Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$Vinf = \frac{\delta.Vmoy}{100} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.33)}$$

Avec :

δ: Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

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

Tableau III.40 Coefficient δ en fonction des conditions hydrogéologiques

Conditions hydrogéologiques	Hauteurd'infiltration Pendant 1 an (cm).	% du volume moyen	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1,0 à 1,5
Sol à forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Pour notre cas one prend une valeur de 5% pour toute l'année, donc pour chaque mois le volume

infiltré égale à 0.5% du volume moyenne.

Tab III.41 Volumes des pertes dans la retenue.

Pertes par évaporation et infiltration (1er approximation)						
Mois	**V_{moy} (m^3)**	**Smoy (m2)**	**Es (mm)**	**Vevp (m3)**	**Vinf (m3)**	**P (m3)**
Octobre	212462,3	47655	160	7624,8	1062,31	**8687,11**
Novembre	335523,3	58700	90	5283	1677,62	**6960,61**
Décembre	538485,3	77495	60	4649,7	2692,42	**7342,13**
Janvier	758234,3	98243	50	4912,15	3791,17	**8703,32**
Février	946497,8	104987	45	4724,42	4732,49	**9456,90**
Mars	1121015,8	114316	60	6858,96	5605,08	**12464,01**
Avril	1132220,8	120240	80	9619,2	5661,10	**15280,30**
Mai	1002075,32	117125	85	9955,63	5010,37	**14966,00**
Juin	843148,33	103175	130	13412,75	4215,74	**17628,49**
Juillet	603922,83	88495	170	15044,15	3019,61	**18063,76**
Août	361555,83	60000	230	13800	1807,77	**15607,78**
Septembre	213598,83	44763	210	9400,23	1067,99	**10468,22**
Total			1370	105284,98	40343,70	**145628,68**

Tableau 40 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes (1er approximation)

Mois	A80%	U80%+P	A-(U+P)	1ère Consigne			2èmeConsigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
O	148551	75840,11	72710,89	0	171763,3			171761,3	
N	164724	6960,61	157763,38	244474,19	244474,19	0	99052,41	171763,30	72710,89
D	241200	7342,13	23387,87	402237,58	402237,58	0	219851,86	171763,30	-48088,56
J	198298	8703,32	189594,68	636095,45	636095,45	0	377615,25	377615,25	0
F	178229	9456,9	168772,1	825690,13	825690,13	0	611473,12	611473,12	0
M	201586	43243,03	158342,96	994462,23	994462,23	0	801067,80	801067,80	0
A	136839	141192,3	-4353,30	1282172,54	1128182,87	24622,33	969839,90	969839,90	0
M	94897	210830	-115933	1119476,27	1123829,57	0	1128182,8	1128182,8	0
J	45865	269453,5	-223588,5	1007896,57	1007896,57	0	1123829,5	1123829,5	0
J	35295	325849,7	-290554,76	784308,07	784308,07	0	1007896,5	1007896,5	0
A	39582	267432,8	-227850,78	493753,30	493753,30	0	784308,07	784308,07	0
S	84212	178351,2	-94139,21	265902,52	265902,52	0	493753,30	493753,30	0
TOT	**1569278**	**1544655,67**		**171763,30**	**171763,30**	0	265902,52	265902,52	0
						24622,33	**171763,33**	**171763,33**	**24622,33**

On a :

$Vs' = 981041{,}90 m^3$

$Vd' = 956419{,}57 m^3$

$Vs' > Vd'$ d'où : $Vu' = Vd' = 956419{,}57 m^3$

Le niveau normal de la retenue : $V_{NNR} = Vm + Vu' = 1128182{,}87 m^3$

C) Estimation de l'erreur :

$$\text{On a : } \quad \zeta = \frac{V'u - Vu}{Vu}.100 \qquad \zeta < 2\%$$

$$\zeta = \frac{956419{,}57 - 875332}{875332}.100 = 9{,}26\%$$

La condition($\zeta < 2\%$) n'est pas vérifiée, donc on est obligé de faire une deuxième approximation.

Dans cette dernière le volume moyen utilisé pour le calcul des pertes est :

$$V'_{moy} = \frac{Vri + Vrf}{2} \quad \text{.....}$$

- **Deuxième approximation**

Tableau III.41 Volumes des pertes dans la retenue

Pertes par évaporation et infiltration (2éme approximation)						
Mois	**$V_{moy}(m^3)$**	**Smoy(m^2)**	**Es(mm)**	**Vevp(m^3)**	**Vinf(m^3)**	**P(m^3)**
Octobre	208118,7	45985	160	7357,6	1062,3115	8419,9115
Novembre	323355,885	53955	90	4855,95	1677,6165	6533,5665
Décembre	519166,515	69960	60	4197,6	2692,4265	6890,0265
Janvier	730892,79	87580	50	4379	3791,1715	8170,1715
Février	910076,18	90785	45	4085,325	4732,489	8817,814
Mars	1073633,72	958377	60	57502,62	5605,079	63107,699
Avril	1126006,22	1178167	80	94253,36	5661,104	99914,464
Mai	1065863,07	922477	85	78410,545	5010,3766	83420,9216
Juin	896102,32	82523	130	10727,99	4215,74165	14943,7317
Juillet	639030,685	74803	170	12716,51	3019,61415	15736,1242
Août	379827,91	52874	230	12161,02	1807,77915	13968,7992
Septembre	218832,91	42722	210	8971,62	1067,99415	10039,6142
Total			1370			40343,7037

Tableau III.42 Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (m^3)

Mois	A80%	$U_{80\%}$+Π	A-(U+Π)	1ère Consigne			2èmeConsigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
O	148551	75572,91	72978,1	0	171763,3			171761,33	0
N	164724	6533,566	157763,3	244763,11	244763,11	0	99052,41	171763,30	72999,81
D	241200	6890,026	233857,8	407508,95	407508,95	0	219851,8	171763,30	36955,97
J	198298	8170,171	189594,6	645661,06	645661,06	0	377615,2	377615,25	0
F	178229	8817,814	168772,1	839771,44	839771,44	0,00	611473,1	611473,12	0
M	201586	93886,67	158342,9	1012810,8	1012810,8	0,00	801067,8	801067,80	0
A	136839	225826,464	-4353,3	1177140,9	1067185,1	109955,7	969839,9	969839,90	0
M	94897	279284,922	-115933	1072288,2	1072288,2	0,00	1128182	1128182,8	0
J	45865	266768,732	-223588,5	963877,36	963877,36	0	1123829	1123829,5	0
J	35295	323522,124	-290554,76	750752,09	750752,09	0	1007896,5	1007896,5	0
A	39582	265793,799	-226211,8	472738,28	472738,28	0	784308,07	784308,07	0
S	84212	177922,614	- 9370,61	256957,14	256957,14	0	493753,30	493753,30	0
TO	**1569278**	1544655,67		171763,30	171763,30	0	265902,52	265902,52	0
						109955,78	171763,33	171763,33	109955,78

D’après le Tableau III.42 on a:

V''_s=1005377,65$m^{3.}$ V''_d=895421,87m^3.

D'ou : V''_u=V’dAlors : V''_u=895421,87m^3

Le volume normale de la retenue sera : V_{NNR}=1067185,17m^3

Estimation de l'erreur

$$\zeta = \frac{895421.87 - 875332}{875332}.100 = 1,91\%$$

La condition est vérifiée.

On a : Vs = 171763,33 m³ et Vd = 895421,87m³ .

Donc : Vu = Vd

Vu = 895421,87m³

V_{NNR} = 1067185,17m^3

NNR = 222m NGA.

III.11 Laminage des crues

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

Q.dt Z q.dt H S.dh

Où :

Q : le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule à l'instant **t** est :

$$Q\text{-}q = S.\frac{dh}{dt}$$

Où :

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

III.11.1 Procédés de calcul

Il existe plusieurs procèdes de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov ,Step by step ainsi que d'autres méthodes.

-nous retenons la méthode de **Kotcherine.**

III.11.2 Méthode de KOTCHERINE

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

1. l'hydro gramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze.

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

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

4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

III.11.2.1 Estimation du débit de crue laminée

a) Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivant :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%}\right)$$

Avec :

V_F : le volume d'eau en charge(m^3).

V_C : le volume de la crue (m^3).

Q% : le débit de la crue (m^3/s).

q_{lam} : le débit laminé (m^3/s).

De cette relation se déduis le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et a mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

b) Estimation de la charge au-dessus du déversoir

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'ont défini, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$\mathbf{q\ Z\ m\check{e}L\check{e}\sqrt{2g}\check{e}H^{3/2}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.46)$$

Où :

m : Coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge **H** et de la forme de la crête du déversoir. Pour notre cas, il est constant et égal à **0,49**.

g : L'accélération de pesanteur;[g = 9,81m²/s];

b : largeur de déversoir.

H : La charge sur le déversoir .

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{moy} \quad \ldots. (III.47)$$

$$Et : \ S = L \cdot (H + P) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.48)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (Vmoy) comme suit :

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.43)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et L compris entre 8 et 22 mètres.

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H0^{3/2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.44)$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V^2_{moy}}{2g} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (III.45)$$

Où :

Ho : est la charge globale (m).

P : la hauteur de pelle (m).

$\frac{\alpha \cdot V_{moy}}{2g}$: la charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam},Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur

de crues "b".

Les graphiques représentées au-dessus sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables

H et b, Les relations s'ajustent automatiquement.

Tableau III.43 Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE.

Données initiales	
g	9,81 m^2/s
α	1
Q1%	79,02m^3/s
Crue 1%	1,0582358M m^3
m	0,49
P	1m

Tous les calculs et résultats sont illustrés ci- après :

Tableau III.44 Première étape de calcul.

B (m)	H (m)	Débit (m3/s)	Surface (m^2)	Vitesse (m/s)	V forcé (m3)
8	1,8	1,8	22,4	1,588	160529,83
10	1,55	1,55	25,5	1,373	118007,83
12	1,3	1,3	27,6	1,149	91486,83
14	1,05	1,05	28,7	0,916	67004,83
16	0,8	0,8	28,8	0,690	36582,83
18	0,55	0,55	27,9	0,432	25779,83
20	0,3	0,3	26	0,198	6434,83

b) **Tableau III.45** Seconde étape de calcul. (Détermination de H0 et Q en fonction deb)

Hauteur (m)	Vitesse (m^2/s)	H0 (m)	Débits (m^3/s)						
			8	10	12	14	16	18	20
1,8	1,588	1,929	46,504	58,130	69,756	81,382	93,009	104,635	116,261
1,55	1,373	1,646	36,671	45,839	55,007	64,175	73,342	82,510	91,678
1,3	1,149	1,367	27,760	34,700	41,640	48,580	55,520	62,461	69,401
1,05	0,916	1,093	19,834	24,793	29,751	34,710	39,668	44,627	49,585
0,8	0,690	0,824	12,994	16,243	19,491	22,740	25,988	29,237	32,486
0,55	0,432	0,560	7,267	9,083	10,900	12,717	14,534	16,350	18,167
0,3	0,198	0,302	2,882	3,602	4,323	5,043	5,763	6,484	7,204

Tableau III.46 3ème étape de calcul (détermination de débits déversés en fonction de H, b et Vf).

H auteur (m)	**Vch (m^3)**	**q (m^3/s)**	**Débits (m^3/s)**						
			8	**10**	**12**	**14**	**16**	**18**	**20**
1,8	160529,87	67,033	41,932	52,415	62,898	73,381	83,864	94,347	104,830
1,55	127658,65	69,488	33,507	41,884	50,260	58,637	67,014	75,390	83,767
1,3	96986,86	71,778	25,737	32,171	38,605	45,039	51,473	57,907	64,341
1,05	69859,57	73,803	18,682	23,352	28,023	32,693	37,364	42,034	46,705
0,8	42879,45	75,818	12,424	15,530	18,636	21,742	24,849	27,955	31,061
0,55	20745,23	77,471	7,082	8,853	10,624	12,394	14,165	15,935	17,706
0,3	4576,92	78,678	2,853	3,566	4,280	4,993	5,706	6,419	7,133

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe q = f (h) comme montre la figure III.13 et III.14

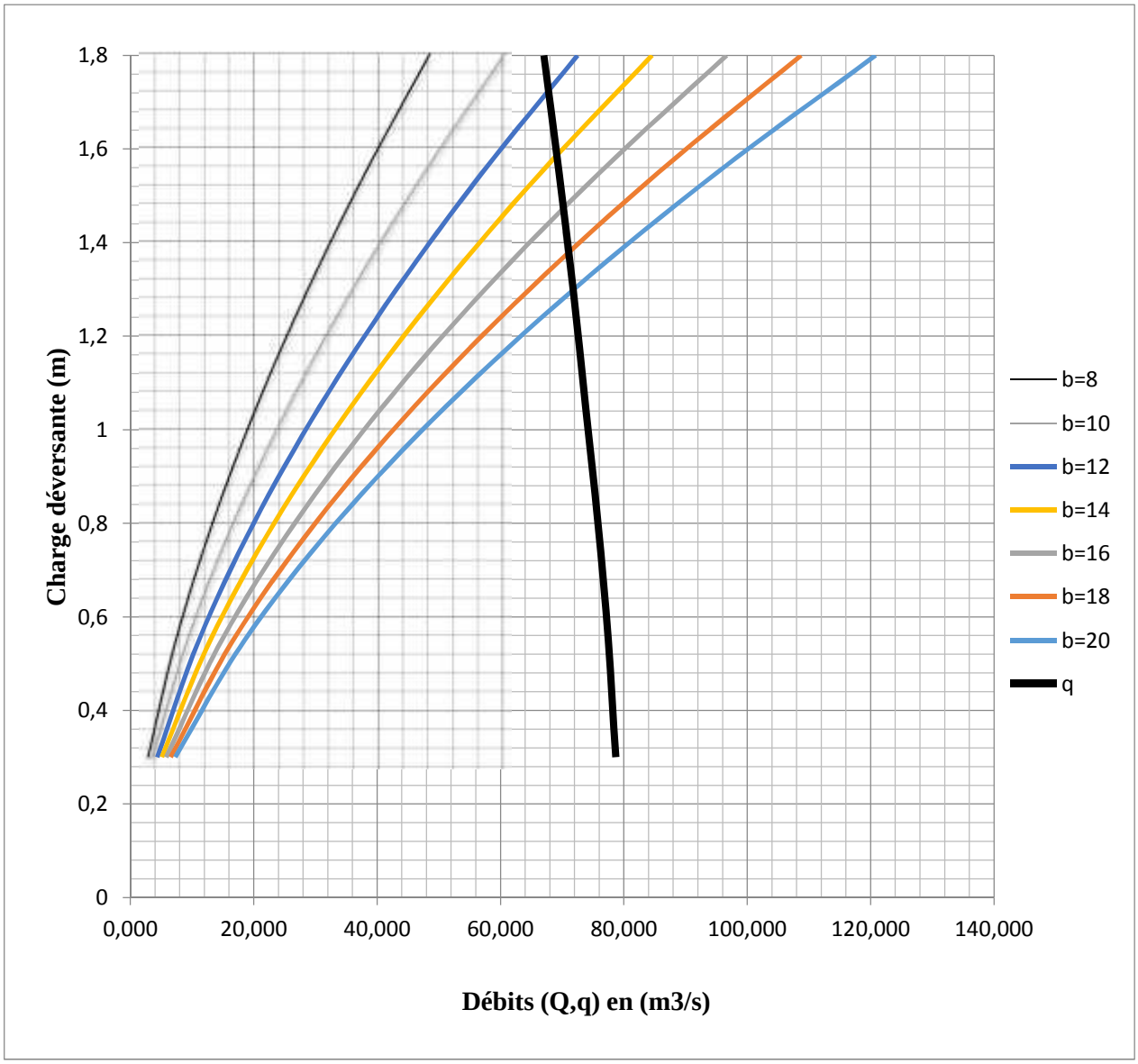


Figure III.11 courbes du débit en fonction la hauteur.

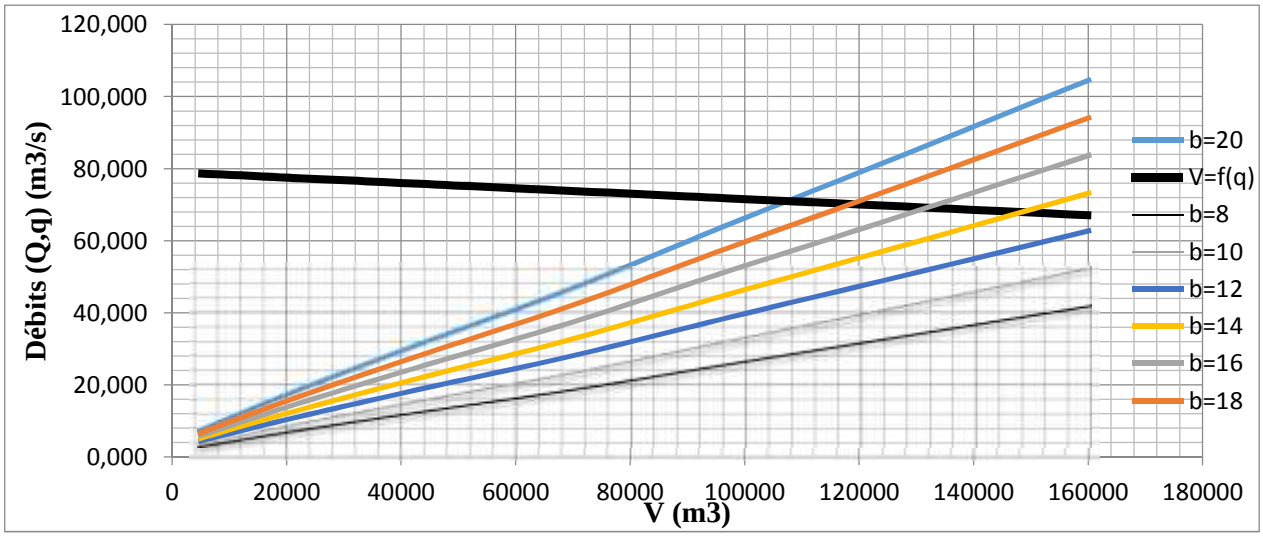


Figure III.12 courbe du volume en fonction du débit.

Tableau III.47 Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Kotchrine.

Largeur (m)	Hauteur(m)	NPHEm. NGA	Q_L (m^3/s)	$F_{orcé}$ (m^3)
8	0	0	0	0
10	0	0	0	0
12	0	0	0	0
14	1,6	223,6	67,40	1218519
16	1,5	223,5	70,20	1200231
18	1,38	223,38	72,80	1186542
20	1,27	223,27	74,61	1149517

III.12 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.

III.12.1 Revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la cote des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

Il y a Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche.

- **Formule de STEVENSON GAILLARD**

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{……..…… (III.51)}$$

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{……..…… (III.51)}$$

Avec :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0{,}26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad \text{……..…… (III.52)}$$

$V = 1.5 + 2.H$ …...(III.53)

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et vers le barrage (F = 0.55km).

A.N :H= 0.82m et V= 3.12 m/s

Donc : **R= 1.1 m**

- **Formule de MALLET et PAQUANT**

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \text{…… …(III.54)}$$

Avec:

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \text{ …… (III.55)}$$

V= 1.5 + 2 H ……(III.56)

A.N: H= 0.74 m et V= 2.98 m/s

Donc : **R= 1.27 m**

- **Formule Simplifiée**

$$R = 1 + 0{,}3 \cdot \sqrt{F} \text{ …… (III.57)}$$

A.N : R= 1.2 m.

On prend la valeur correspond à la formule **Simplifiée.**

Donc : **R= 1.2 m.**

III.12.2 Largeur en crête

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est plaine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs. Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

- **Formule de KNAPEN**

$$b_{cr} = 1{,}65 \cdot \sqrt{H_b} \quad \text{.....(III.58)}$$

- **Formule de F-PREECE**

$$b_{cr} = \left(1{,}1 \cdot \sqrt{H_b}\right) + 1 \quad \text{..... (III.59)}$$

- **Formule Anonyme (simplifiée)**

$$b_{cr} = 3{,}6 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \quad \text{.....(III.60)}$$

- **Formule pratique**

$$b_{cr} = 5/3 \cdot \sqrt{H_b} \quad \text{.....(III.61)}$$

H_b : Hauteur du barrage (m)

$$Hb = NNR - Cf + h_{dév} + R + t$$

On admet une valeur de t=0,3 mètre pour le tassement du barrage

$$Hb = 498{,}94 - 490{,}93 + 1{,}8 + 1{,}2 + 0{,}5 = \mathbf{11{,}51m.}$$

Hbest la hauteur du barrageprisede11,51 m.

Tableau III.48 Variation de la hauteur du barrage.

Largeur (m)	Hauteur (m)	NPHE m.NGA	QL (m3/s)	Vforcé(m3	R(m)	T(m)	Cote du crête m.NGA	H barrage (m)
14	1,6	223,6	67,40	1218519	1.22	0.3	225	18
16	1,5	223,5	70,20	1200231			224,9	17,9
18	1,38	223,38	72,80	1186542			224,78	17,78
20	1,27	223,27	74,61	1149517			224,77	17,77

Tableau III.49 Largeur en crête en fonction de la hauteur de barrage.

b (m)	H (m)	Hb (m)	KNAPPEN	PRE ECE	SIMPLIFIEE	PRATIQUE
8	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0
14	1,6	26,69	8,52	6,68	7,76	8,61
16	1,5	26,59	8,51	6,67	7,75	8,59
18	1,38	26,47	8,49	6,66	7,73	8,57
20	0,57	26,36	8,47	6,65	7,71	8,56

On opte pour une largeur de crête égale à : $\mathbf{b_{cr}=7m.}$

c) III.12.3 Calcul des coûts

On peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversant, mais à l'aide du profil longitudinal de l'axe du barrage.

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à **204 m.**

Le cout de chaque digue est représenté dans le tableau III.54, sachant que le prix d'un m³ en remblais est de **600 DA.**

Tableau III.54 Coût des digues.

Digues N°	B (m)	Hdev (m)	V (m^3)	coût (DA)
1	8	0	0,0	0
2	10	0	0,0	0
3	12	0	0,0	0
4	14	1,6	63317,2	37990336
5	16	1,5	63592,2	38155302
6	18	1,38	62293,0	37375801
7	20	1,27	62185,4	37311255

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{cr}=7m$.

d) III.12.3 Calcul des coûts

On peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversant, mais à l'aide du profil longitudinal de l'axe du barrage.

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à **204 m.**
Le cout de chaque digue est représenté dans le tableau III.54, sachant que le prix d'un m³ en remblais est de **600 DA.**

Tableau III.54 Cout des digues.

Digues N°	B (m)	Hdev (m)	V (m³)	coût (DA)
1	8	0	0,0	0
2	10	0	0,0	0
3	12	0	0,0	0
4	14	1,6	63317,2	37990336
5	16	1,5	63592,2	38155302
6	18	1,38	62293,0	37375801
7	20	1,27	62185,4	37311255

III.12.3.1 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

a) Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, 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.

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 :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \quad \text{……………………………………………… (III.64)}$$

Avec :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc : $V_{dév} = S * B$ ..... (III.65)

S : Section transversale (m^2).

B : Largeur déversant (m).

Le mètre cube en béton est estimé à **36000 DA**, le coût du déversoir pour les différentes Largeurs déversant sera :

Tableau III.54 Coût du déversoir.

Profil N°	b (m)	Hdév (m)	S (m^2)	V (m^3)	Couts (DA)
1	8	0	0	0	0
2	10	0	0	0	0
3	12	0	0	0	0
4	14	1,6	0,8550	11,9696	430 903,8
5	16	1,5	0,8750	14,0004	504 015,5
6	18	1,38	0,8951	16,1122	580 038,4
7	20	1,27	0,9298	18,5965	678 770,4

b) Calcul du canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égale à **1m.**

D'où la hauteur totale du mur :**Hca=P+H+R**..... (III.64)

Avec : P : hauteur de pelle (m).

H : la lame déversant (m).

R : la revanche (m).

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égal à **21m.**

L'épaisseur du mur « e » est prise égale à **(0,3m).**

Le volume du canal d'approche est estimé par la formule :

V = S. e = L. Hca. e ..... (III.65)

Tableau III.55 Coût du canal d'approche.

N°	b (m)	H (m)	Hca (m)	S (m^2)	V (m^3)	Couts

						(DA)
1	8	0	0	0	0	0
2	10	0	0	0	0	0
3	12	0	0	0	0	0
4	14	1,6	3,80	79,8	23,94	622440
5	16	1,5	3,70	77,7	23,31	606060
6	18	1,38	3,58	75,18	22,554	586404
7	20	1,27	3,47	72,87	21,861	568386

III.12.3.2 Coût total du barrage

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

Tableau III.56 Coût Totale du barrage.

N°	b (m)	Cote crête (m)	Coûts (Millions de DA)			
			Digue	Déversoir	Canal d'approche	global
1	8	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	10	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
3	12	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
4	14	18,00	37,9903	0,4309	0,6224	39,0437
5	16	17,90	38,1553	0,5040	0,6061	39,2654
6	18	17,78	37,3758	0,5800	0,5864	38,5422
7	20	17,77	37,3113	0,6788	0,5684	38,5584

D'après le tableau precedent on constate que la largeur optimale est: **b = 21 m**.

La charge déversant et le débit laminé correspondant à la largeur optimale sont :**h=1.25m, q=74.61m^3/s.**

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé plusieurs paramètre concernant les caractéristique de bassin, ainsi notre ambition est bien menée parce qu'on a déterminé des quantiles dont l'absence des données hydrométriques, suivant des formules empiriques avec comparaison des résultats. Et par des choix de calcul pour les cas défavorables, ensuite on cherche des démenions optimales. Ces dernières sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.57 Récapitulation des résultats de régularisation et du laminage.

Dénomination	Unités	Valeurs

Volume mort	m^3	171763.33
Volume utile	m^3	55510.95
Volume au NNR	m^3	82383.27
Cote du fond	m NGA	207
Cote du NVM	m NGA	209
Cote du NNR	m NGA	222
Cote NPHE	m NGA	223,8
Cote en crête	m NGA	225
Largeur en crête	m	7
Largeur du déversoir	m	21

Chapitre IV:

Etude des variantes

Généralité

Le choix du type de barrage à implanter dépend essentiellement des études topographiques, géologiques, géotechniques et l'aspect technico-économique.

- L'étude topographique permet la localisation des axes probables sur le site.
- L'étude géologique donne un aperçu sur les formations géologiques des couches qui seront à la suite une future assise du barrage.
- L'étude géotechnique donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.

La construction d'un barrage en matériaux disponibles aux alentours du site est le premier des choix à prendre en considération.

En se basant sur l'étude géologique, la fondation est de bonne qualité, et favorise l'implantation de tous types de barrages, mais les dimensions de la digue nécessitent un volume de matériaux importants, une solution qui n'est pas économique pour une digue en béton, d'où l'exclusion de la variante barrage poids.

La fondation qui peut subir des tassements différentiels et des mouvements latéraux des formations marneuses, rend nécessaire la construction d'une digue souple qui peut s'accommoder à ces exigences.

De ce fait ; on pourra avoir une retenue construite en :

- Terre argileuse (digue homogène).
- Terre à profile zoné avec noyau étanche.
- En enrochement.

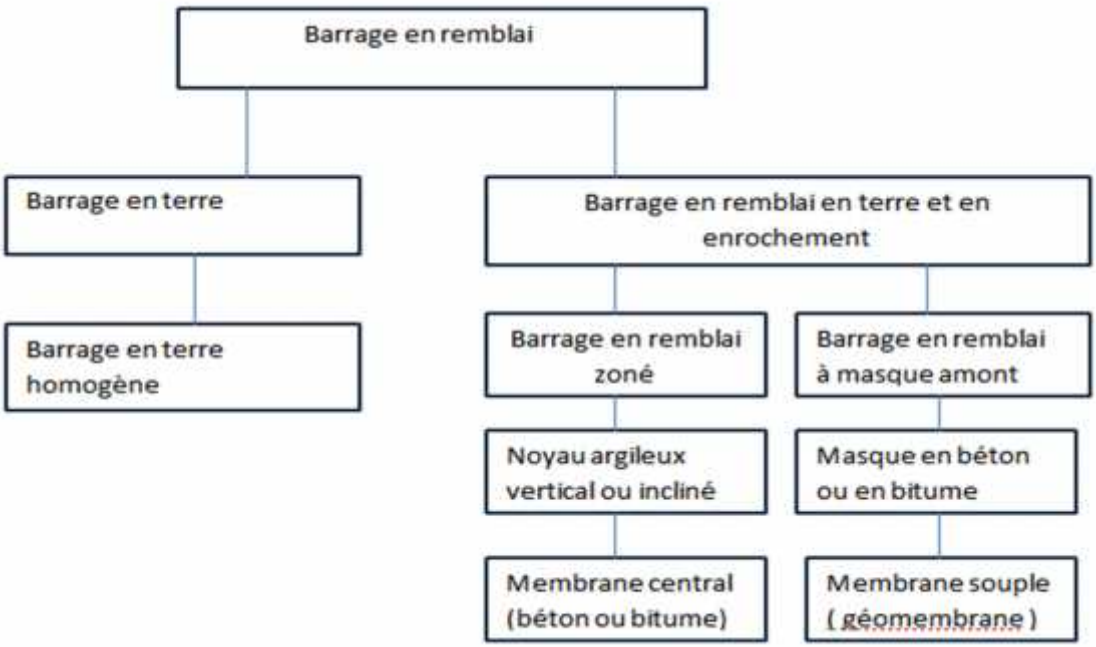


Figure VI.01 Type des barrages

IV.1 Avantages des digues en terre

- Utilisation du sol comme matériau local pour la construction de la digue.
- Possibilité d'utiliser n'importe quel sol.
- Possibilité de construire ces digues pratiquement dans toutes les régions géographiques.
- Possibilité de construire la digue avec n'importe quelle hauteur.
- Tous les procédés de construction sont mécanisés.

IV.2 Inconvénients des digues en terre

- Présence de l'écoulement souterrain dans le corps de la digue, qui crée les conditions de déformation du corps de la digue.
- Grandes pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables.
- L'utilisation des dispositifs contre la filtration.

IV.3 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 annexe de l'aménagement
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

IV.4 Choix du type de barrage

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

IV.4.1 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.

IV.4.2 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 homogène, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

IV.4.3 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.

IV.4.4 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.

En se basant sur ces exigences on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

IV.5 Les variantes à choisir

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix :

IV.5.1 Barrage en terre homogène

Un barrage en terre est dit homogène lorsqu'il est constitué d'un même matériau à dominante argileuse, relativement imperméable. Selon les ouvrages, la pente des talus sera plus ou moins forte, en fonction notamment des caractéristiques du matériau employé.

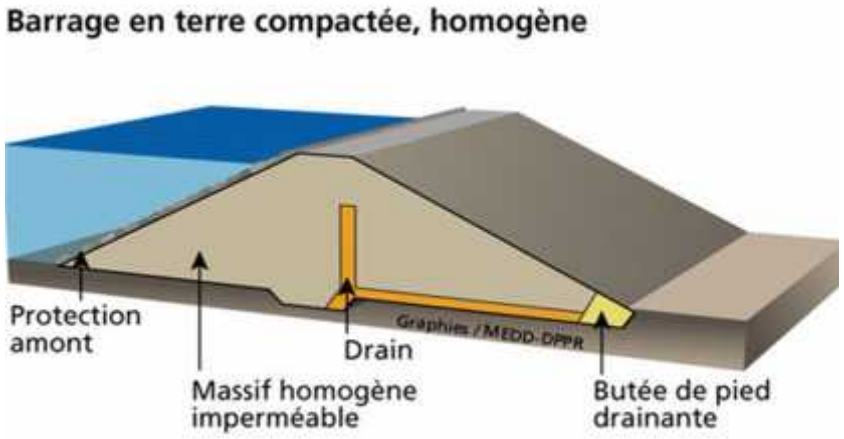


Figure IV.02 Barrage homogène(Google image)

IV.5.2 Barrage zoné

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. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réaliser en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le gros avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

IV.5.3 Barrage en enrochement avec masque en béton

Les barrages à masque sont la catégorie la plus récente de barrage en remblais. Cette technique permet de construire un barrage en remblais sans terre imperméable. Le corps du barrage est constitué d'enrochement. En amont, l'étanchéité de l'ouvrage est assurée par un masque posé sur le corps du barrage. Le masque peut être en béton (armé ou bitumineux) ou simplement constitué d'une membrane mince (en PVC ou bitumineuse).

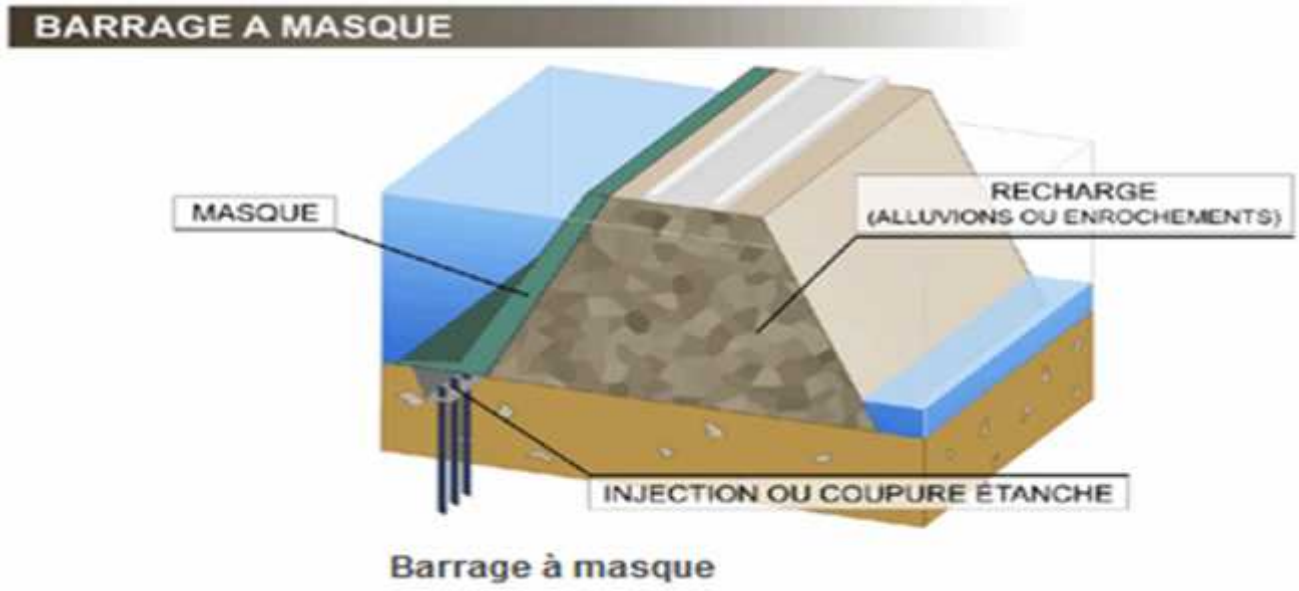


Figure IV.03 barrage à masque(Google image)

IV.6 Critères Socio-économiques

IV.6.1 La main d'œuvre

Les technologies employées sont relativement simples, mais nécessitent des équipes nombreuses, pas forcément très qualifiées, mais bien encadrées.

IV.6.2 Adéquation du choix du type de barrage avec les objectifs généraux du projet

On s'efforce de choisir un type dont la catégorie, la dimension et le coût soient en rapport avec l'utilisation prévue.

IV.6.3 Les sujétions d'entretien

Il faut prévoir des ouvrages qui présentent de bonnes garanties de longévité et nécessitent qu'un entretien limité.

IV.7 Etude comparative

Le calcul se fait avec : $\mathbf{H_b = 18\ m}$, $\mathbf{b_{cr} = 7m}$ et les pentes des talus sont choisis selon le tableau IV.01

Tableau IV.01 fruits indicatifs des talus de barrage stables.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène - A zones	2,5 2	2 2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue - Homogène à fort % d'argile - A zones	2 2,5 2	2 2,5 2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue - Homogène à fort % d'argile - A zones	2,5 3 3	2,5 2,5 3
H ≥20	- Homogène granulométrie étendue - A zones	3 3	2,5 3

Dans notre cas on prendre les valeurs de pente pour 10<H<20

Les pentes proposées sont suivants:

* Pente de talus amont : 1/3

* Pente de talus aval : 1/2.5

-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.8 Volume de la digue

On aura à procéder de la manière suivante : On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections à travers le barrage et sur chaque coupe, on détermine l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i. Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \text{ .....(IV.01)}$$

Où :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage (m) ;

Npi : Côte du pied du barrage dans la section i (m).

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \text{ ……..……..(IV.02)}$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage (m) ;

B_{Pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section "i" (m).

$B_{pi} = b_{cr} + (m_1+m_2).H_{bi}$ ..... (IV.3)

Où : m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^{n} V_i \text{ ……..(IV.4)}$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \text{ ……..(IV.5)}$$

d : Distance horizontale séparant deux sections successives Si et Si+1 (m)

IV.8.1 Estimation du coût des variantes

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV.02 Coûts des variantes étudiées.

Variante	Matériaux	Quantité (m^3)	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Totale (DA)
Homogène	Recharge (argile)	97650	500	48825000	138920300
	Enrochement	31931	2500	79827500	
	Drain	17113	600	10267800	
Zoné	Recharge	173649	500	86824500	153066300
	Noyau	63487	600	38092200	
	Rip-Rap	23458	1200	28149600	
Avec masque	Recharge	287645	500	143822500	231275500
	Béton	2429,25	36000	87453000	

Conclusion

Du point de vue économique la comparaison approximative des différents coûts des variantes favorise la réalisation d'un barrage (en terre homogène) reste que de point de vue technique on montre que :

-Un barrage en terre homogène est facile dans sa réalisation ainsi que la quantité importante de matériaux qui nous permettent de réaliser cette variante.

- Un barrage zoné à noyau en argile et économique puis il peut faire l'objet de l'étude d'exécution si on peut disposer d'une entreprise expérimentée et qualifiée pour réaliser un barrage zoné.

- Dans notre cas, nous adoptons pour ce site une digue en terre homogène réalisée avec les argiles de la cuvette.

- Une digue en terre homogène ; avec une partie en enrochement au pied aval pour assurer la protection contre les crues du barrage de Béni Haroun.

- L'axe de la digue a été implanté après optimisation de son orientation en tenant compte principalement de la morphologie du site et des différentes instabilités relevées sur la carte géologiques.

Chapitre V :

Etude de la variante choisie

Introduction

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restant contenus des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme "terre" couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tel que des latérites, des schistes et grès tendres.

Le choix du type de barrage de fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes 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.

V.1 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 savoir la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

Tableau V.01 Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	**Classes de barrages**			
	I	II	III	IV
	Hauteurs 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 (V. Volkov, 1986) notre barrage appartient à la classe III.

V.2 Dimensionnement de la digue

V.2.1 La crête (largeur)

La largeur de la crête a été calculée précédemment : $b_{cr} = 7.00$ **m.**

la hauteur du barrage est de : **H b = 18m .**

D'où la crête du barrage sera à la côte **225m NGA**

V.2.2 La longueur en crête

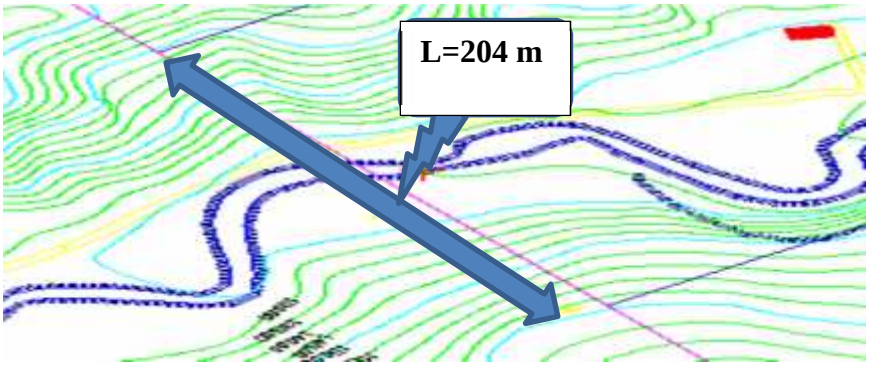


Figure V.01 Longueur en crête

V.2.3 Choix des 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 V.02 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

Pour les talus on prend :

- ✓ Le fruit amont est 3 (m_1=3)
- ✓ Le fruit aval est 2.5 (m_2=2.5)

V.2.4 Les bermes

V.2.4.1 Talus amont

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur **2 m** à la cote**116m** NGA.

V.2.4.2 Talus aval

les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a une seule berme au talus aval :

- 1er berme est disposée à la cote **116 m NGA** avec une largeur de**4m**.

V.2.5 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de 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, et dans notre cas il y ale risque des crues du barrage de Béni Haroun en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

V.2.5.1 talus aval

sera protégé contre l'érosion etles crues du **barrage de Béni Haroune** par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche de terre végétale de 5 à 10cm.

V.2.5.2 talus amont

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur minimale, Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par la méthode suivante:

- **MéthodeTVA**

$e=C.V^2$**……...(V.01)**

Avec :

e: Epaisseur de l'enrochement en (m);
V : Vitesse de propagation des vagues (2,79m/s);
C: Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement (γP=2,50g/cm²).

La valeur de C est donnée par le tableau V.03

TableauV.03 Valeursde C en fonction de la pente du talus et du poids

PENTE DU TALUS	VALEUR DE C POUR		
	γ_p =2,50	γ_p =2,65	γ_p =2,80
1/4,0	0,027	0,024	0,022
1/3,0	0,028	0,025	0,023
1/ 2,0	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,03
1/1,0	0,047	0,041	0,038

D'après le tableau : c=0.028

Alors : e=0.23 m

Donc on retient une protection d'une épaisseur de 30 cm d'enrochements.

V.2.6 Protection de la crête

La crête doit être constituée d'une couche de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compactés.il convient de profiler soigneusement la crête afin d'empêcher tout stagnation des eaux (infiltration) et d'éviter leur concentration. On adopte des dévers amont et aval uniformes de 3% qui permet d'évacuer les eaux de pluie, par une couche en gravier bitumeux. Avec une épaisseur de 20 cm.

V.3 Drainages

V.3.1 Prisme de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage .Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon 0.2 H où H est la hauteur du barrage.

V.3.2 Dimensionnement du prisme aval

V.3.2.1 Fruits des talus

m_1=on prend m_1=1

m_2= (1,50÷2,50) on prend m_2=2.

V.3.2.2 Hauteur du drain

$h_{dr}=(0,15\div0,20)*H_{bcr}$

Avec:

H_{bcr} : Hàuteurdubarrage;

AN: $h_{dr}=0,20*18$

Hdr = 3,6 m

Dans notre cas puis que le drain vaservir la stabilité du barrage on opte pour un drain de 9 m avec une crête callée à la 209 m NGA

V.3.2.3 Largeur en sommet

Elle et donnée par b_{dr}= 2 m

Mais nous opterons pour une largeur en crête de 3,00m disant que notre drain prisme va jouer le rôle d'une berme.

Largeur en base du drain

Elle est exprimée par:

$B=b_{dr}+ (m_1+m_2)*h_{dr}$**…….....……(V.02)**

B=3+ (2+2)*9

B=39m

V.3.3 Tapis de drainage

. C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, la sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de e = 0,40m ; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre.

Un tapis filtrant horizontales proposé, il sera disposé sur le tiers aval du sol de fondation ,les éléments les plus fins constituant la première couche horizontale de ce filtre, ce pendant la granulométrie des couches disposées augmente progressivement

V.3.3.1 Dimensionnement du drain tapis

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$L_d=L_{br}3$

Avec :

Ld : Longueur du drain tapis (m);

Lbr : Longueur transversale du barrage (m). A N : Ld = 68 m

- **Règles générales de dimensionnement des drains et filtres**

Nous avons, à plusieurs reprises, fais allusion aux conditions de non entrainement des fines encore dénommées (conditions des filtres). La référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI. Elles s'énoncent comme suit :

- Soit dx la dimension caractéristique du matériau fin à drainer : c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre x% en poids de passant lors du tamisage granulométrique.
- Soit Dx celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain :

- Condition de perméabilité : $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$**…….(V.03)**

-Condition de non entrainement des fins : $d85 > \frac{D_{15}}{5}$ **…….....(V.04)**

Ces deux conditions se réunissent dans la formule suivante : 5d85 > D15 > 5d15

Le plus souvent dans les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition : la mise en place d'un filtre est alors inutile.

En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant, on devra vérifier la condition d'uniformité :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8 \quad \textbf{……(V.05)}$$

Parfois, on se voit contraint d'interposer, entre le remblai et le drain, de perméabilité et de granulométrie très différente une couche – filtre en prenant soin de vérifier les règles de filtre à chaque interface :

$5d_{85} > D_{15} > 5d_{15}$.

$5D_{85} > \Delta_{15} > 5D_{15}$.

D'où :

d : diamètre pour le remblai

D : pour le filtre

Δ : diamètre pour le drain

- **Détermination de la courbe granulométrique du Filtre et drain**

A- Filtre

Selon les critères : $5d_{85} > D_{15} > 5d_{15}$ et $12d_{50} > D_{50} > 58d_{50}$

On trace les limites des couches de filtre avec : D_{15}, D_{50} : Diamètre de filtre.

d_{15}, d_{50} et d_{85} : Diamètres du sol à protéger.

Granularité du sol protégé : d_{15}= 0,00075mm, d_{50}=0,0145mm et d_{85}=0,075 mm.

(Voir Annexe) La couche du filtre est entre la terre du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

0.00375 mm < D_{15}< 0.375 mm.

0.174 mm < D_{50}< 0.841 mm.

La courbe granulométrique moyenne est : **D_{15} = 0,1894 mm et D_{50} = 0, 30 mm.**

B- drain

La couche du drain est déterminée en fonction de la courbe moyenne de la couche du filtre: d15 = 0,1894 mm, d_{50} = 0,30 mm et d_{85} = 1,4 mm.

0,947 mm < D_{15}< 7 mm

3,6 mm < D_{50}< 17,40mm.

D'où la courbe granulométrique moyenne de la couche du drain. Elle a lesdimensions suivantes :**Δ_{15} = 3,973 mm et Δ_{50} = 10,50 mm.**

- **Condition de perméabilité**

$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$ d'où :

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du filtre.

d_{15} : diamètre correspondant à 15% du remblai.

D_{15} =0,1894 mm

d_{15} = 0,00075mm.

$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0.1894}{0.0075}$ =25,253 > 5

Donc, la condition de perméabilité est vérifiée.

- **Condition de non entraînement des particules fines**

$d85 > \frac{D_{15}}{5}$ d'où :

D_{15} : Diamètre correspondant à 15% du filtre.

d_{85} : Diamètre correspondant à 85% du remblai.

D_{15} = 0,1894 mm.

d_{85} = 0,075 mm.

$\frac{D_{15}}{5} = \frac{0.1894}{5}$ =0.0379 < d_{85} = 0.075 mm.

Donc : La condition de non entrainement est vérifiée.

Condition de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant
Pour le filtre :

D_{60}= 0.30 mm et D_{10}= 0,18 mm.

D'où : $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ = 1.667, donc la condition de la stabilité est vérifiée.

Pour le drain :

Δ_{60}= 10mm et Δ_{10}= 4mm.

D'où : $\frac{\Delta_{60}}{\Delta_{10}}$ = 2.4, donc la condition de la stabilité est vérifiée.

On prévoit :

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 20cm.

La deuxième couche en gravier d'épaisseur = 20cm.

L'enrochement (Rip-rap) d'épaisseur = 50cm.

V.4 Clé d'étanchéité

D'après les résultats obtenus au laboratoire, on peut dire que le fond de la vallée d'Oued **Rhumel** est constitué généralement d'une couche alluvionnaire, où la présence d'un grand risque de pertes d'eau par infiltrations au-dessous du corps dela digue.

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

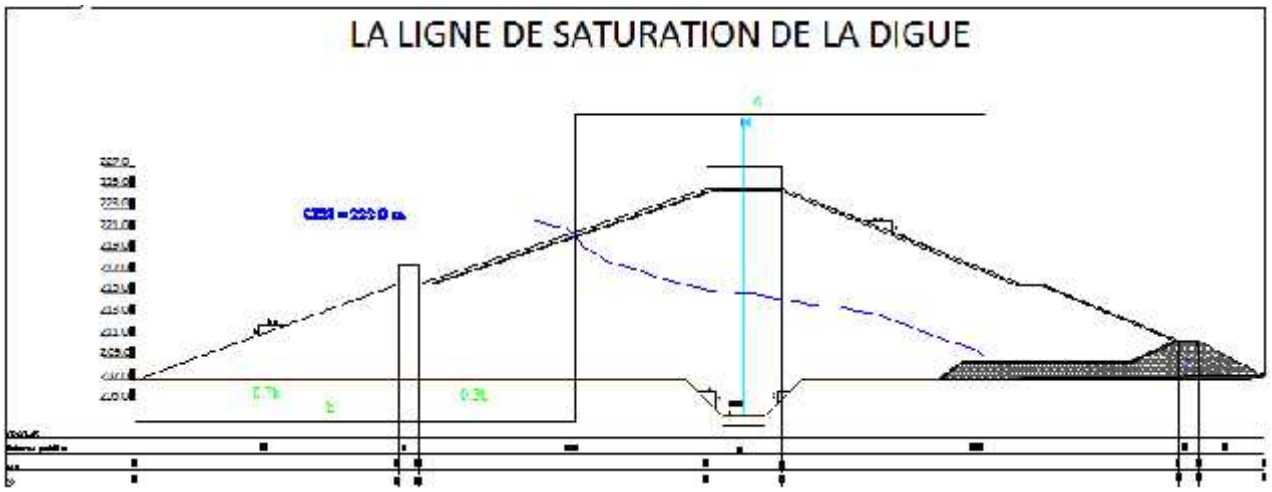
Lacléd'étanchéitéestconstituéedumatériauidentiqueàceluideladigue.Lahauteurdela clé d'étanchéité à partirduterrainnaturelestde4 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit0,30 m. La largeur en base est de4 m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéités t : m=1.

V.5 Etude des infiltrations

V.5.1 Tracé de la ligne de saturation

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal. Nous avons un barrage en terre munis d'un drain qui rabat la ligne phréatique à l'intérieur du barrage. La parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccord la ligne de saturation. L'équation de cette parabole s'écrit :

$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0$. …… **(V.06)**



FigureV.02 La ligne de saturation

On se reportant à la figure :

$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$ …… **(V.07)**

d: étant la largeur en base du barrage diminuée de 0.7b.

b: étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

La détermination de la ligne de saturation se fait à partir du niveau normal de la retenue.

On a:

h= 12.5 m, bcr= 7m, et hb= 18 m.

$b = m_1 * he = 3 * 12.5 = 37.5$ m

$d = L_b - 0.7b - L_p - L_d = 204 - 0.7*37.5 - 23.10 - 1 = 49.2$ m.

D'où : $y_0 = 1.25$ **m.**

L'équation de la parabole sera : $y^2 = 1.56x + 2.5$ …… **(V.08)**

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le Tableau V.3 ci-après :

Tableau V.04 Coordonnées de la parabole de KOZENY

X (m)	-0.8	-0.5	-0.3	-0.1	0	11	18	25	32	39	49.2
Y (m)	1.12	1.31	1.42	1.53	1.25	4.43	5.52	6.45	7.24	7.95	8.9

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A avec AB= 0.3 b

Pour obtenir la ligne de saturation on raccorde celle-ci au point B par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en point D sensiblement situé au 2/3 de OC.

V.5.2 Calcul du débit de fuite par infiltration

1) Pour le remblai

L'infiltration dans le massif de la digue se comporte comme un écoulement d'un fluide incompressible, de mouvement plan permanent dans un milieu homogène, obéissant à la loi de darcy, c'est-à-dire en régime permanent laminaire.

On peut évaluer approximativement le débit de fuite en appliquant la loi de Darcy :

$q = S.K.I$ **……(V.09)**

Avec :

q : le débit de fuite ($m^3/s/ml$).

I : le gradient hydraulique.

K : le coefficient de perméabilité ($K = 10^{-7} cm/s$).

S : la longueur mouillée du parement amont.

Le gradient est : $I = \frac{dy}{dx}$ et $S = y.1$

Donc : $q = K.y.\frac{dy}{dx}$ **…… (V.10)**

On a : $y_0 = y.\frac{dy}{dx} = 1.25m$

L'équation de débit s'écrit : $q = K.\ y_0$ **…… (V.11)**

Le débit total à travers le barrage sera : $Q = q.L$, avec $L_b = 133.5m$

A.N : $q = 9.89 10^{-6}\ m^3/s/ml.$

$Q = 1.33510^{-4}\ m^3/s.$

$Q = 11.65\ m^3/j.$

2) Pour la fondation

Il est donné aussi par la formule de Darcy : $q = S.K.I$ **…… (V.12)**

Tel que :

K : coefficient de perméabilité ($K = 3,2 .10^{-7}$ cm/s)

S : section d'infiltration par unité de longueur : $S = T.1$ **…… (V.13)**

(T=3m : profondeur de sol de fondation perméable).

I : le gradient hydraulique, $I = \frac{h}{Lb}$ **…… (V.14)**

Avec :

h : charge d'eau au niveau normal de la retenue.

L_b : c'est l'emprise de barrage ($L_b = 49.02$ m)

On obtient : $q = K.\frac{h}{Lb}.T$ **…… (V.15)**

A.N : $q = 2,45 .10^{-9}\ m^3/s/ml.$

$Q = 3,26.10^{-7}\ m^3/s.$

3) Pour le barrage (remblai + fondation)

Le débit total d'infiltration à travers le barrage est donnée par :

$Q_T = Q_{re} + Q_f = 1.35 .10^{-4}\ m^3/s.$

V.5.3 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

- **Dispositif d'étanchéité**

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \quad \text{..... (V. 16)}$$

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue (m).

δn : épaisseur moyenne de la digue (m).

I_{adm} : gradient hydraulique admissible, on le détermine à partir du tableau V.05

Tableau V.05 Classification des barrages

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	H_b> 100 m	H_b> 75
II	D_e 70 à 100 m	D_e 35 à 75 m
III	D_e 25 à 70 m	D_e 15 à 35 m
IV	H_b< 25 m	H_b< 15 m

Donc : Notre retenue appartient à la**classe III**

Tableau V.06 Gradient admissible à travers le remblai terreux.

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile	1,5	1,65	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable grossier	0,7	0,8	0,9	1,0
Sable moyen	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Donc : la valeur deI_{adm} est égale à **1,8**

A.N:ΔH=12,5 m, δn=45,655 m et $I = 0,27 \leq I_{adm}$=1.8

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

V.5.4 Fondation du barrage

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{Ks} \quad \text{..... (V.17)}$$

Avec :

I_{cr} : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type du solde la fondation. Il est donné par le tableau V.6.

Tableau V.07 Gradient admissible pour les fondations du barrage

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	**II**	**III**	**IV**
Argile	0	1.0	1.1	1.2
Limon	0.45	0.50	0.55	0.60
Sable grossier	0.36	0.40	0.44	0.48
Sable moyen	0.30	0.33	0.36	0.40
Sable fin	0.23	0.25	0.27	0.30

Ks : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d'après le tableau V.7.

Tableau V.08 Détermination de coefficient de sécurité

Classe du barrage	**I**	**II**	**III**	**IV**
Ks	1.25	1.20	1.15	1.10

I_f : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88Tc} \quad \text{..... (V.18)}$$

Tc : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. (Tc=3m)

H : charge d'eau (H=12.5 m).

L : largeur à la base du barrage (L=133.5 m)

A.N : I_f = 0,092

Ks=1.15et la fondation est en argile donc : Icr =1.1

D'où : $\frac{I_{cr}}{Ks} = \mathbf{0.95}$

Ce qui nous donnes If< $\frac{I_{cr}}{Ks}$, donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

V.5.5 Stabilité des talus

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR …etc., Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

a) Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

b) Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal

***État normal en service**, retenue pleine : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités

- *Sans séisme* $K_{ss}=\frac{\sum N_n tg¤ + \sum CdL}{\sum T_n}$ **…….…….. (V.19)**
- *Avec séisme* $_s=\frac{\sum N_n tg¤ + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum aG_n d_n}$ **……..…….. (V.20)**

***fin de construction** : pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ;

- *Sans séisme* $K_{ss}=\frac{\sum (N_n - P)tg¤ + \sum CdL}{\sum T_n}$ **……...…… (V.21)**
- *Avec séisme* $K_{as}=\frac{\sum (N_n - P)tg¤ + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum aG_n d_n}$ **…….…….... (V.22)**

P: Pression interstitielle.

$\mathbf{P} = ¥_{\mu}. h_n. l_n$ **…….…….. (V.23)**

Où :

γ_ω : Poids volumique de l'eau γ_ω=1(t/m^3).

h_n : Hauteur de la tranche n.

l_n : Longueur de l'arc délimitait.

La base de la tranche n, tel que : $l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha n}$**…….……..…….. (IV.24)**

***Fin de vidange rapide** : après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont .

- *Sans séisme* $K_{ss} = \dfrac{\sum N_n tg¤ + \sum CdL}{\sum T_n}$ **…….……...…….. (V.25)**
- *Avec séisme* $K_{as} = \dfrac{\sum N_n tg¤ + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum aG_n d_n}$ **…….. (V.26)**

dn : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

R : c'est le rayon du cercle de glissement.

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de classe de barrage dans le tableau suivant:

Tableau V.09 Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges	**Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe**			
Et des actions	I	II	III	V
Fondamentales	1.30-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.05
Singulières	1.10-1.05	1.10-1.05	1.05	1.05

Notre barrage fait partie de la II classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm}$= 1.15-1.10

- avec séisme : $K_{as,adm}$= 1.05

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

Tableau V.10 Détermination des rayons des cercles de glissement

Pentes	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$\mathbf{R_{min}/H}$	0,75	0,75	1	1,5	2,2	3
$\mathbf{R_{max}/H}$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Tableau V.11 Résultat de cas étudié.

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1	2,3	18	41.4
Aval	2.5	0.875	2.025	15.75	36.45

V.5.6 Ordre de calcul (Méthode de FELLENIUS)

Pour définir la zone des centres de cercle critiques on procède de la manière suivante :

On trace tout d'abord deux droites dont l'une verticale passe par le milieu du talus, l'autre faisant un angle de 85° avec le talus, puis on trace deux arcs à partir du milieu du talus dont les rayons sont déterminés en fonction des pentes d'après le tableau suivant où H indique la hauteur du barrage en mètres.

Ensuite, nous disposerons les centres de glissement de manière à ce que les courbes de glissement ne dépassent pas les limites des talus, dont la zone limitée par la courbe de glissement sera divisée en tranches de largeur b=0,1R où R est le rayon du cercle.

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

- Poids de la tranche « G ».
- Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
- Forces de pressions interstitielles.
- Forces de Cohésion.
- L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Composante normale (forces stabilisatrices) : **N= G cos α**..(IV.32)
- Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : **T= G sin α**…. (IV.33)
- α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

-Les caractéristiques géotechniques des sols

Elles sont représentées dans le tableau (IV.12) suivant :

Tableau V.12 Caractéristique géotechnique

Paramètres	**Unité**	**Corps du barrage**
φ	Degré (°)	19.65
C	T/m^2	2.4
γ_d	T/m^3	1.79
γ_{sat}	T/m^3	2.02
γ '	T/m^3	1.1

Remarque

γ_{sat} : Densité saturée utilisée au-dessous de la ligne de saturation.

γ_d : Densité sèche utiliséeau-dessus de la ligne de saturation

γ ' : Densité déjaugée utilisée pour le cas de vidange rapide.

V.5.6.1 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

a. Force de pesanteur

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_n = b(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$.

h_1,h_2 : hauteurs des tranches.

γ_1: densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.(γ_d : densité sèche).

γ_2: densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.(γ_{sat} :densité du matériaux de construction à l'état saturé).

b : largeur de la tranche.

Cette force là a deux composantes :

-N=G.cosα.: qui est une force normale stabilisatrice.

-T=G.sinα : qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec : $\text{Sin}\alpha = \frac{Numéro.d'ordre.de.la.\text{sec}tion.divisée}{nombre.total.des.tranches}$.

$\text{Cos}\,\alpha = \sqrt{1 - Sin^2 \sim}$

Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$. Sachant que : $\gamma_w = 1\ g/cm^3$

b.Forces de cohésion

$Fc = c.l$ **…….. (V.27)**

Avec : C: Cohésion du sol considéré.

c.Forces dues au séisme

Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$T = a\ Gn.r/R$ **……... (V.28)**

Avec :

a : Coefficient de séisme (a=0,15g).

G_n : Poids de la tranche.

- Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices

Force de frottement **$F_1 = N . tg\ \varphi$………………….…..……..….(V.29)**

Force de cohésion **F c = c .l** **... (V.30)**

Avec : $l = \frac{2.®.R.B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

d.Les forces motrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique(**N t**), (force de cisaillement) du poids **(G_n)** qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^{n} Tn \quad ………………………………….……………...............… \textbf{(V.31)}$$

Remarque que : $\sin \sim = \frac{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}{nombre.total.des.tranches}$

$Cos\sim = \sqrt{1 - Sin^2\sim}$.

Discussion sur les valeurs du coefficient de sécurité

Une fois obtenu le coefficient de sécurité pour un talus, il convient de l'interpréter dans le cadre du cas de charge envisagée.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		**Coefficient de sécurité**	
		Sans séisme (Kss,adm= 1,10 -1,15)	**Avec séisme (Kas,adm= 1,05)**
Fin de construction	Talus aval		
	R1= 21.00m	2.3212	1.84425

	R2= 18.59m	2.0513	1.36685
	R3= 19.84m	2.01795	1.40671
	R4=20.23m	2.1298	1.92343
Retenue normale	Talus aval		
	R1= 19.15m	2.27426	1.88524
	R2= 18.32m	2.02403	1.35526
	R3= 18.71m	2.53602	1.82271
	R4=21.00m	2.58627	1.82637
Vidange rapide	Talus amont		
	R1= 20.25m	2.61612	2.15851
	R2= 23.10m	2.75991	2.19206
	R3= 19.00m	2.25904	1.47513
	R4=20.68m	2.68912	2.17094

Les coefficients admissibles de stabilité :

- sans séisme : $Kss,_{adm}$= 1,1 - 1,15

- avec séisme : $Kas,_{adm}$= 1.05

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum soit supérieur du coefficient admissible ; donc la stabilité du talus est assurée.

Remarque les calculs sont représentés dans l'annexe : V.1,V2 etV3

V.5.7 Méthode de BISHOP

Appréciation des calculs faits par la méthode précédente a été confirmée par l'utilisation d'un logiciel de stabilité (**Geo SLOPE**)

La recherche du cercle de glissement le plus défavorable est basée sur le positionnement du centre d'un cercle et de la valeur de son rayon. La définition de l'incrément et du pas relatifs aux coordonnées du centre et la valeur du rayon permet au logiciel de balayer toute la zone au-dessus du talus avec toutes les valeurs de rayon voulu. Il calculera alors tous les cercles de glissements

possibles et leur facteur de sécurité F. il choisira aussi le plus défavorable et l'affichera un traitement de l'image permet de sortir le diagramme sous différents formats.

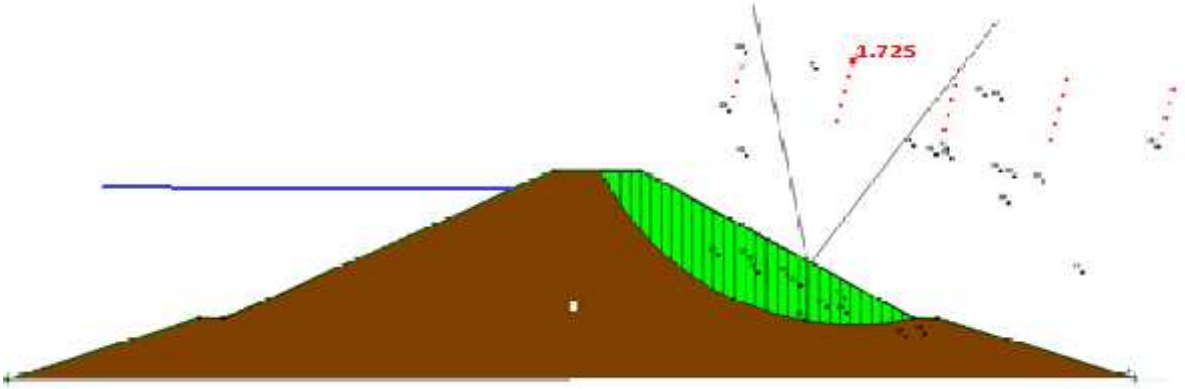


Figure V.03 Cas de fin de construction sans séisme

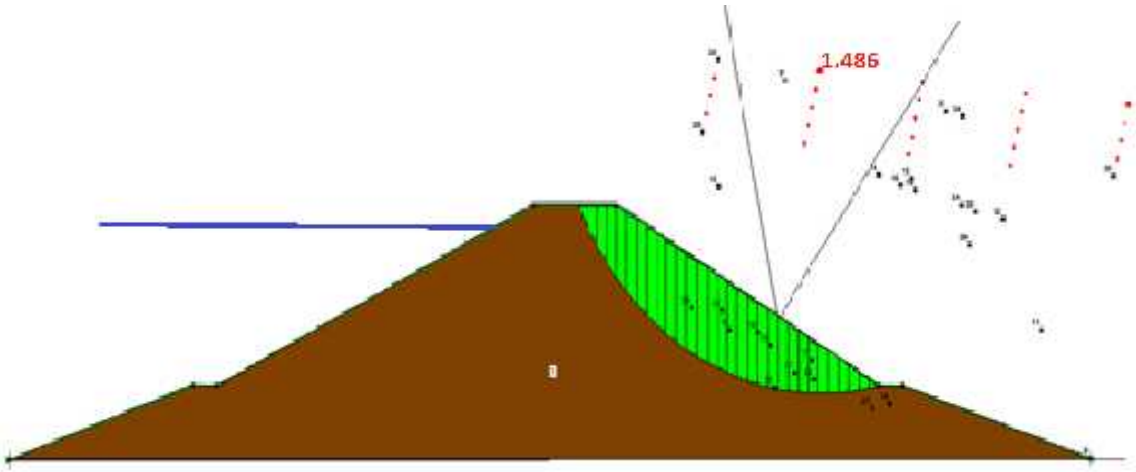


Figure V.04 Cas de fin de construction avec séisme

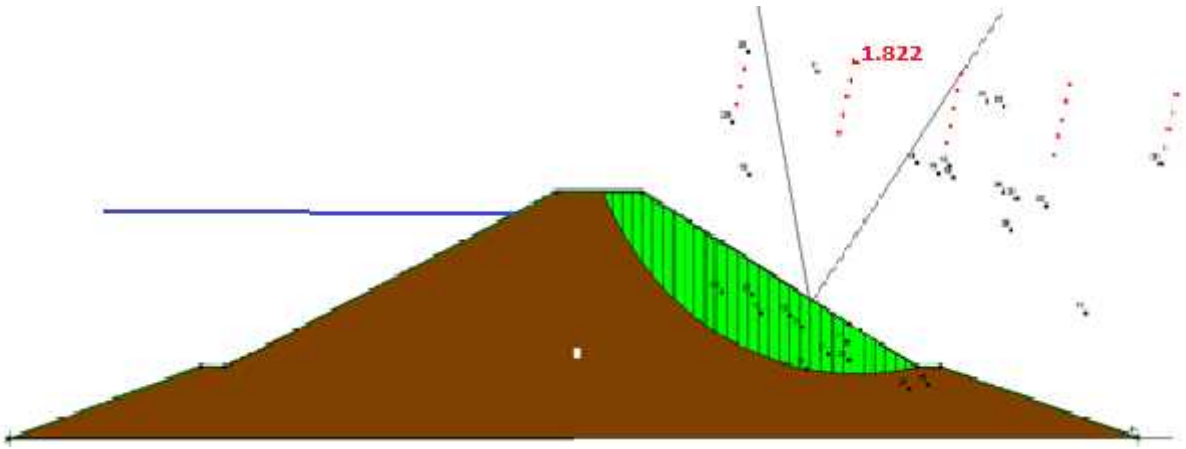


Figure V.05 Cas de fonctionnement normal sans séisme

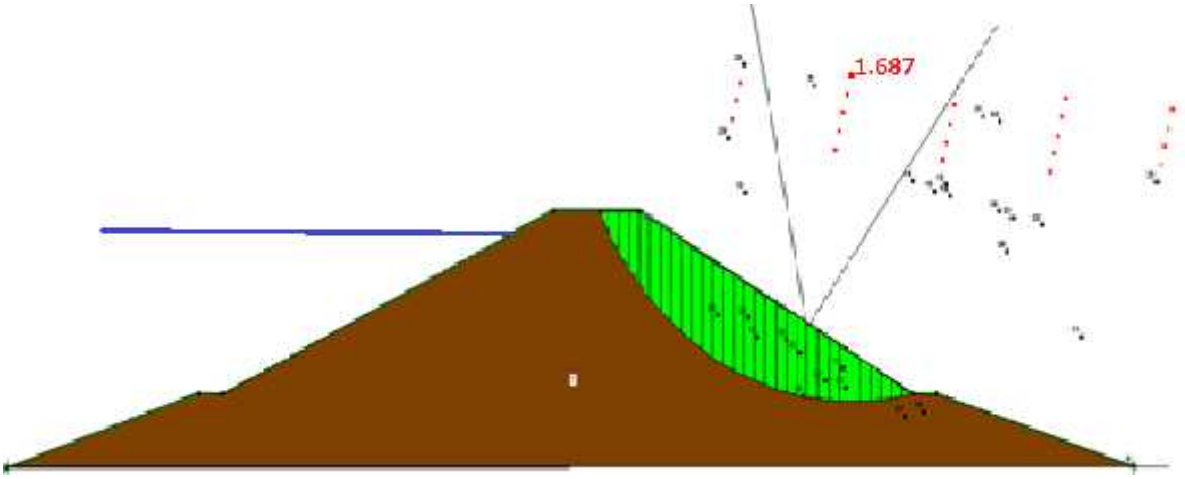


Figure V.06 Cas de fonctionnement normal avec séisme

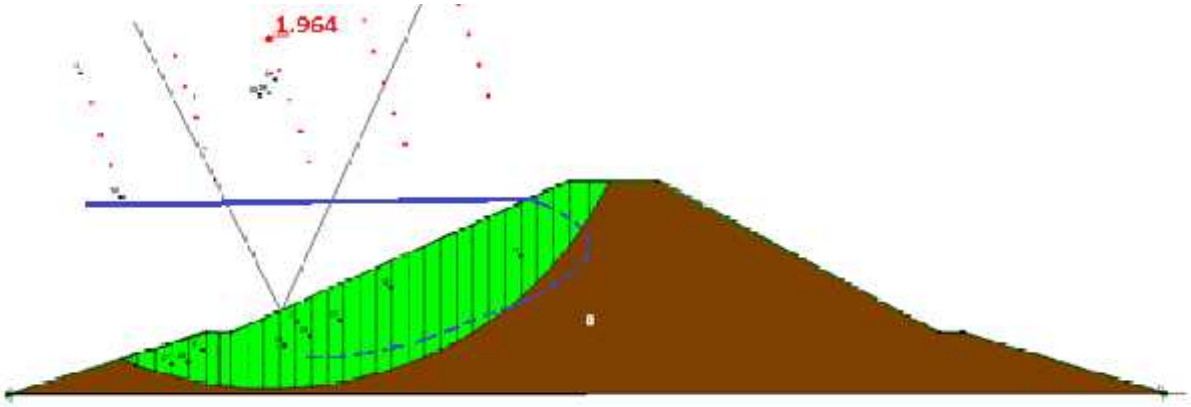


Figure V.07 Cas de vidange rapide sans séisme

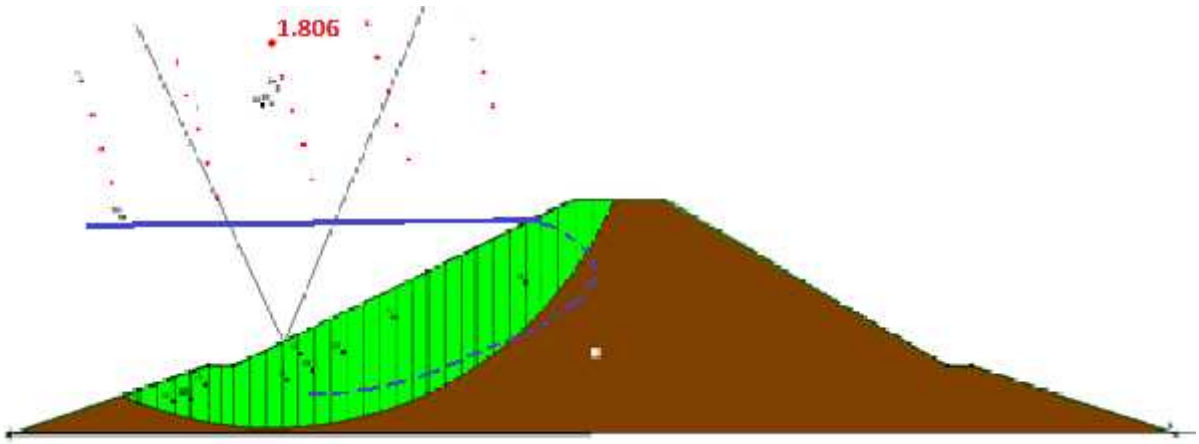


Figure V.08 Cas de vidange rapide avec séisme

Tableau V.14 Calcul de coefficient de sécurité par le logiciel Geo-Slop

	TALUS AMONT		**TALUS AVAL**	
	Avec séisme	**sans séisme**	**Avec séisme**	**sans séisme**
Fin de construction	-	-	1,486	1,725
Fonctionnement normal	-	-	1,687	1,822
Vidange rapide	1,806	1,964	-	-

Conclusion

Après que nous avons effectué nos calculs par les deux méthodes, nous constatons qu'il y a une différence dans les résultats, Ceci est dû à la différence des forces qui ont été prise en compte dans les deux méthodes. Notez que tous les coefficients de sécurité sont acceptables, donc notre barrage est stable.

V.6 Système D'auscultation Du Barrage

La surveillance d'un barrage a pour but essentiel de connaître et, si possible, de prévenir toute dégradation afin de le maintenir en bon état de sécurité et ainsi apte à remplir ses fonctions.
Contrairement à l'observation visuelle essentiellement qualitative, l'auscultation est une méthode quantitative qui met en œuvre une instrumentation spécifique à l'ouvrage.
Ainsi les appareils d'auscultation ont pour objet de fournir des informations quantitatives sur le comportement du barrage et ses évolutions dans le temps.
Le système d'auscultation dans notre barrage comprend la possibilité de mesures éloignées avec la centralisation partielle ou totale et des mesures directes, effectuées manuellement pour la vérification (critère du double contrôle).
Le système de contrôle topographique est fondé sur des mesures directes au moyen d'un théodolite électronique et d'une série de mires fixes et mobiles placées aux endroits opportuns et reliées à la base topographique qui est prévue sur l'affleurement rocheux en rive gauche.
L'instrumentation géotechnique comprend essentiellement les tassomètres, les cellules piézométriques et les piézomètres ouverts dont deux sont placés à l'aval du barrage pour contrôler la nappe.
L'instrumentation hydrologique comprendra la registration des paramètres climatologiques à savoir : le vent ; la température ; l'humidité et les précipitations.

Notons enfin que tout l'ensemble des appareils à mesure est digital et relié à un logiciel pour la lecture, le contrôle et le stockage des données, cette unité sera placée dans la maison de garde.

Conclusion

D’après les résultats obtenus ci- dessus, on peut dire que la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas, donc les fruits talus amont et aval sont acceptés.

Chapitre VI :

Etude des ouvrages annexes

Introduction

Un barrage, s'il retient les écoulements, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles. Mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge car il aurait toute chance d'être gravement endommagé ou détruit. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crues.

De manière à prévoir suivre, entretenir et exploiter correctement un barrage, on lui adjoint en général un certain nombre d'organes annexes, l'ouvrage de vidange et l'ouvrage e prise.

VI.1 Evacuateur de crue

Son fonction est d'assurer la sécurité du barrage. Il sert à évacuer, en période de crue, l'eau excédentaire du réservoir, dans le bief aval au dans le bassin versant voisin et ce afin d'éviter la submersion de la crête du barrage.

VI.1.1 Types d'évacuateur de crue

VI.1.1.1 Les évacuateurs à surface libre

a. Evacuateur de crue latéral

Ce type est généralement disposé sur l'une des rives de la vallée. Son axe doit, de préférence, suivre un tracé perpendiculaire à la courbe de niveau.

- **A entonnement latéral**

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

- **A entonnement frontal**

Le fonctionnement est très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet. Ainsi que la facilité de réalisation. Mais le coût peut élever et il présente une difficulté de modification.

VI.1.1.2 Les évacuateurs en charge

a. Le déversoir tulipe

Il est circulaire ou semi circulaire, il se prolonge par un puits suivi d'une galerie ou d'une conduite. Il est noyé et il débite pratiquement comme un orifice à veine moulée. Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent de grands barrages.

b. Le siphon :

Le principe de fonctionnement du siphon est l'amorçage automatique par l'élévation du plan d'eau. Mais plus encore que la tulipe, c'est un dispositif très sensible aux risques d'obturation par des corps flottants. Son nettoyage est envisageable, mais bien peu compatible avec l'isolement.

VI.1.2 Critères de choix d'un évacuateur de crues

On prend en considération pour le choix de l'évacuateur de crue les facteurs suivants :

- La nature de la fondation.
- La conception du barrage.
- La disponibilité en matériaux (sable et agrégats pour le béton, enrochement pour les gabions, etc) .
- La disponibilité en main d'œuvre.
- Les possibilités de suivi et d'entretien.
- L'utilisation du barrage.
- L'optimum économique.

VI.1.3 Choix de la variante

L'évacuateur de crue en charge soit en siphon ou en tulipe présente :

1. des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation.
2. le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé.
3. la faible charge sur l'entonnement circulaire.
4. l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive.
5. L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal exige une topographie importante pour l'implantation.

- **Comparaison entre les évacuateurs de surface à entonnement :**

Lorsque la retenue a une grande surface, elle permet de bénéficier un bon laminage, il est alors intéressant d'avoir le plus de volume stocké transitoirement, donc la charge la plus forte, donc la largeur déversante la plus faible. Dons ce cas, l'entonnement est plus généralement de type frontal.

Par contre, une grande largeur déversante permet de diminuer la surface des acquisitions foncières puise le niveau des plus hautes eaux est moins élevé. Le cout du remblai est alors important puisque la crête est moins haute, mais le cout de l'évacuateur est bien sur augmenté.la revanche apporte une sécurité plus élevée vis-à-vis d'une crue supérieure à la crue de projet. L'entonnement est plus généralement de type latéral, ce qui permet souvent de réduire les terrassements.

Nous cherchons une variante économique, facile à la réalisation et au nettoyage et présente un bon fonctionnement.

On choisit pour notre retenue de l'Oued ARIOUIA un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal à la rive gauche.

Déversoir à entonnement centrale, coursier posé sur remblai et dissipateur d'énergie.

partie déversante d'un déversoir à entonnement latéral.

Figure IV.01 Evacuateur à entonnement frontal et entonnement latéral

VI.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

Les calculs hydrauliques établis pour la même largeur déversante **(b=21m)** et pour la même charge **(h_{dev}=1.25m**) et le même débit déversant **(q=74.61m³/s).**
L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- Un canal d'amenée.
- Un seuil déversant pour le control du débit.
- Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier).
- Un dissipateur d'énergie.
- Un canal de restitution.

VI.1.4.1 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.

La vitesse d'approche moyenne est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.01)}$$

Q : Débit à évacuer (m^2/s).

S_{can} : Section du canal en (m^2) et S_{can}=(H+P)* b..... (VI.02)

P : Hauteur de pelle (P=1m).

H : Lame déversante (H=1.25m).

A.N :

$$Vap = \frac{74.61}{21.(1.25+1)} \approx \mathbf{3.20\ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre 1.8 et 2.2 m/s donc pas de risque de l'érosion.

- **Hauteur du mur du canal d'approche**

La hauteur de mur est :

$H_m = H_d + P + R$ ..... (VI.03)

Avec : La revanche $R = 0,61 + 0,14 V_{ap}^{1/3}$ ..... (VI. 4)

AN : R =1,2m

Hm=3,45m.

Pour des raisons de sécurité on prond **: H_m=3.45m**

- **Longueur du canal d'approche :**

La longueur du canal d'approche dépend de la topographie, elle est égale à 41,85m.

VI.1.4.2 Déversoir

Du point de vue hydraulique, on aura intérêt à donner au déversoir-poids un profil Creager dont la forme théorique est reçue pour s'adopter à la face intérieure d'une nappe qui s'écoulerait librement dans l'atmosphère au-dessus d'une mince paroi. Au niveau d'un projet, ce profil peut être approché par la construction géométrique de la figure VI.02

0.12h=0.15m

0.4h=0.5m

0.3h=0.375m

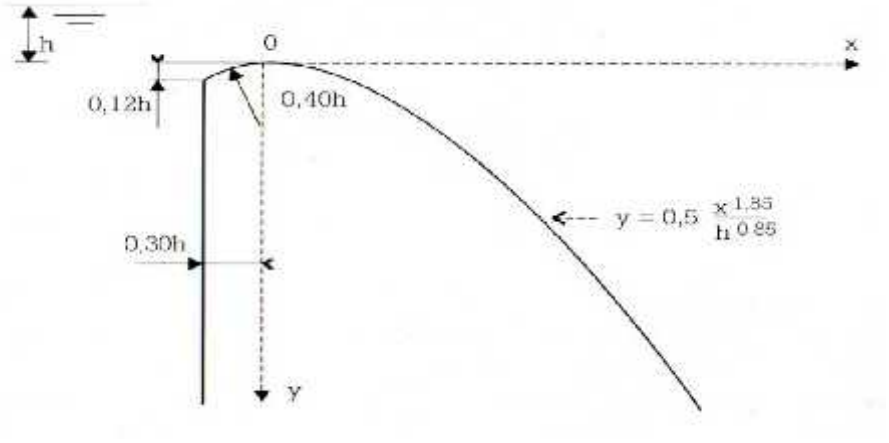


Figure VI.02 Construction géométrique d'un profil Greager.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}} \quad \text{..... (VI.05)}$$

H : Charge sur le déversoir en (m).

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau si dessous et le profil du déversoir est représenté si dessous :

Tableau VI.01 : Coordonnées du profil de Creager.

Y(m)	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.62	0.7	0.8	0.9	1
X(m)	0	0.34	0.49	0.61	0.71	0.80	0.89	0.90	0.96	1.04	1.10	1.17

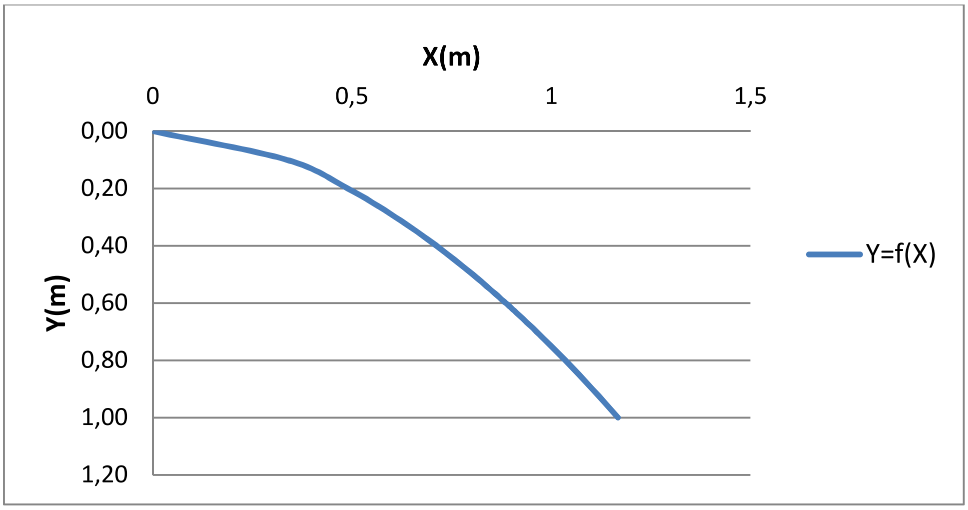


Figure VI.03 Profil de déversoir type Greager

VI.1.4.3 Le chenal d'écoulement

Le chenal se fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface. Sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire qui est de la disposition hydraulique la plus intéressante après un déversoir et sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'obtenir au coursier dans la zone aval.

Le régime n'y est en général pas uniforme car le chenal est trop court.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie elle est égale à 10,09m.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique yc.

- **Calcul de la profondeur critique :**

Pour un canal de forme rectangulaire :

$$yc = \sqrt[3]{\frac{1}{g}\left(\frac{Q}{b}\right)^2} \quad \text{...(VI.06)}$$

Avec :

Q: débit à évacuer (m^3/s)
b: largeur du canal (b=21m).
g: l'accélération de pesanteur (m^2/s)

A.N : y_c=3,87 m.

- **Calcul La pente critique**

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour $(h=h_{cr})$.

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (VI.07)$$

Avec:

R:rayon hydraulique $(R_h=1,2\ m)$.

I: pente en (m/m) .

S: section mouillée $(S=24.5\ m^2)$.

K: coefficient de Manning-Strickler (pour le béton lisse avec joint K=71,42).

I=0.099%.

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q.(b+2y_c)^{2/3}}{K.(b.y_c)^{5/3}}\right]^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (VI.08)$$

A.N : I_{cr}=0.2 %.

On vue que :

$0.099\% < 0.2\% \Rightarrow I < I_{cr}$

Le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

VI.1.4.4. Le convergent :

Il est situé à l'extrémité du chenal, il marque le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent peut être calculé par la formule :

$L = 2.5\ (L_1 - L2)$ ..... (VI.09)

L_1 : largeur au plafond du bief amont (m).

L_2 : largeur au plafond de la section de contrôle (m).

On a : $L_1 = b = 21$ m

$L_2 = Q^{0.4}$ ..... (VI.010)

A.N : L_2=5,61m on opte : $L_2 = 5,61$ m

D'où :**L = 38.46m**.

VI.1.4.5 Coursier

Le coursier fait suite au chenal et conduit l'eau au bassin de dissipation, tel qu'illustré ci-contre. Il commence par un convergent, amenant à la section de contrôle, et permettant d'assurer la réduction de largeur entre le chenal et le coursier.

Il est plus souvent construire en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier. L'expérience montre que la forme la plus économique correspond à une largeur égale à deux fois le tirant d'eau.

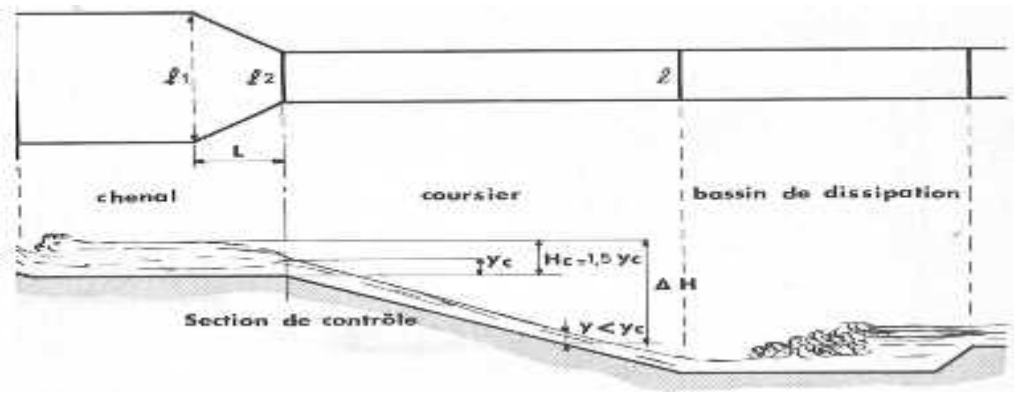


Figure VI.04 tirant d'eau dans le coursier

- **Largeur du coursier :**

Elle est calculée dans l'étape précédente : B = 3m

- **Longueur du coursier :**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 70 m.

- **La profondeur critique :**

La condition de l'état critique est :

$$Fr^2 = \frac{Q^2 Bc}{gc \cdot Sc^3} = 1 \quad \text{..... (VI.11)}$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot Bc^2}} \quad \text{..... (VI.12)}$$

Avec :

B : est la largeur du coursier égale à 3 m.

A.N :h_{cr} = 3,87 m

- **Pente critique :**

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \quad \text{..... (VI.13)}$$

S_{cr} : Section critique (m^2).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

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

$$Sc_r = B \cdot h_{cr}$$

$Pc_r = B + 2 \cdot h_{cr}$ ………………………………………………………… (VI.14)

$Rc_r = \frac{Scr}{Pcr}$ ……………………………………………………………… (VI.15)

A.N :S_{cr} =3,15m²

P_{cr} = 5,1 m

R_{cr} = 0,61 m

$C_{cr} = \frac{1}{0,014} 0.61^{1/6} = 66$

D'ou:**I_{cr} = 0,0044 = 0,44 %**

- **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 Chézy.

$Q = S.C.\sqrt{RI}$ ………………………………………………………(VI.16)

Avec :

S : Section du coursier $S=b*h_n$.

I : Pente du coursier I=15.52%.

Cn : Coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n$ ($m^{1/2}/s$).

R : Rayon hydraulique = $R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2h_n + b}$.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VI.04 Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	**S(m²)**	**P(m)**	**R(m)**	**C_n ($m^{1/2}/s$).**	**Q(m³/s)**
0.5	1.5	4	0.375	60.66	21.94
0.45	1.35	3.9	0.346	59.85	18.72
0.7	2.1	4.4	0.477	63.3	35.55
0.9	2.7	4.8	0.562	65.14	51.06
0.95	2.85	4.9	0.581	65.48	55.87
0.98	2.94	4.96	0.592	65.61	58.10
1.1	3.3	5.2	0.63	66.15	67.11
1.14	**3.45**	**5.3**	**0.65**	**66.68**	**71.68**

Conclusion

On aura hn=1,1m.

- **Classification du mouvement et du régime d'écoulement**

I=15.52% (hn=1.14m), Icr= 0,44% (hcr=3,87m)

D'où : I>Icr>0, hn<hcr

alors le régime d'écoulement est torrentiel et le coursier à pente prononcée, et le type de courbes de Remous c'est T. (voir annexe VI.1)

- **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier**

Le calcul de la ligne d'eau se fait à l'aide du logiciel CANAL21.

Tableau VI.05 Les données de départ

Q (m^3/s)	Strickler	I (m/m)	Y_N	Y_C	Régime	L_{bief} (m)
71.64	71.42	0.155	1.14	3.87	T_2	70

Tableau VI.06 Calcul de ligne d'eau

n°	x (m)	Y(m)	J(m/m)	Hs(m)	F_r
0	0.00	3.87	0.0068	5.811	1.001
10	6.39	2.48	0.0201	7.206	1.952
20	12.78	2.13	0.0295	8.536	2.452
30	19.18	1.93	0.0380	9.733	2.843
40	25.57	1.79	0.0462	10.861	3.183
50	31.96	1.68	0.0538	11.866	3.470
60	38.35	1.61	0.0611	12.823	3.732
70	39.95	1.54	0.0687	13.795	3.989

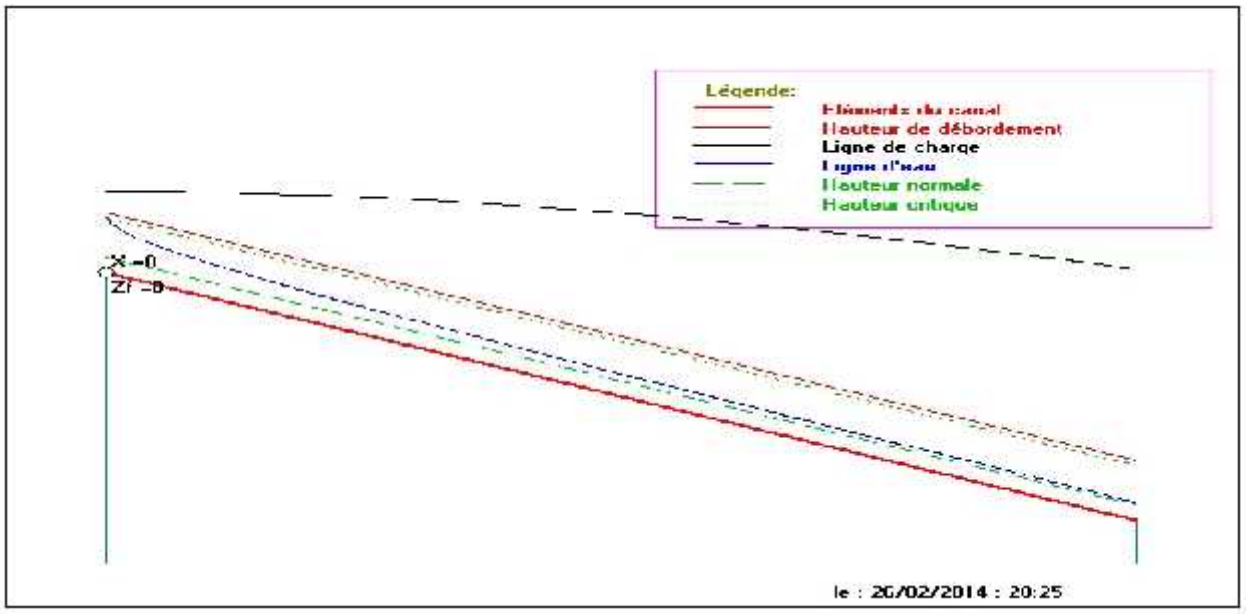


Figure VI.06 La ligne d'eau dans le coursier.

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : y_2=1.54m.

La vitesse à la fin du coursier est:

$$V = \frac{Q}{b.y_2} \quad \text{(VI.17)}$$

A.N : V = 10.69 m/s $< V_{adm} =$ 12m/s.

- **Nombre de Froude Fr:**

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad \text{..... (VI. 18)}$$

A.N : $Fr = \frac{10,69}{\sqrt{9,81 \times 1,54}} = 4.75$

D'où :**Fr=2.75**

VI.1.4.6 Dissipateur d'énergie

Les procédés les plus fréquemment employées pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau sont les bassins à ressaut.

Le bassin à ressaut est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie a une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

Les tests réalisés par (USBR) « United State Bureau of Reclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

- $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.
- $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparaissions en surface.
- $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.
- $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude (F= 4,75) est supérieur à 4.5, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitessed'entrée inférieure à 15 m/s, alors ai appelé à 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.

- **Dimensionnement du bassin**

  De l'abaque de l'Annexe VI.2 on a :

$\frac{Y2}{Y1} = 2.57$et $Y_1 = 1,54$ m.

D'ou : $Y_2 =$ 3.95 m

- **Largeur du bassin**

D'après l'abaque de l'Annexe VI.2 on a :

$$\frac{L_{bas}}{Y_2} = 2.26$$

Donc :$L_{bas} = 2,26x\ 3,95 = 8,92$ m.

On prend :$\mathbf{L_{bas} = 9\ m}$

- **Dimensionnement des blocs de chute**

$h_1 = y_1 = e_1 = 1.54$ m

h_1 : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

e_1 : L'espacement entre les blocs de chute.

- **Dimensionnement des blocs chicane**

D'après l'abaquede l'annexe VI.2:

$$\frac{h_2}{y_1} = 1,52 \Rightarrow h_2 = 2,31\text{m} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.19)}$$

$$\frac{h_4}{y_1} = 1,23 \Rightarrow h_4 = 1,89\text{m} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.20)}$$

- ✓ La largeur du seuil ($l = 0,2\ h_2 = 0,134$ m).
- ✓ L'espacement entre les blocs ($L = 0,75\ h_2 = 0.503$ m).
- ✓ La distance entre les blocs de chutes et les blocs chicanes ($a = 0,75\ Y_2 = 2,28$m).

VI.1.4.7 Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

- **La hauteur critique**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^{\ 2}\right) \cdot K. \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.21)}$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.22)}$$

$$\sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.23)}$$

m : fruit des talus du canal de fuite (m = 1).

A.N : $K = 1,05$, $\sigma = 0,32$

Donc : $h_{cr} = 1,15$m

- **Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.24)}$$

$S_{cr} = m.h^2_{cr} + b.h_{cr}$ ..... (IV.25)

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1+m^2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.26)}$$

$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr}$ ..... (VI.27)

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{..... (VI.28)}$$

A.N : $S_{cr} = 4{,}77 m^2$, $P_{cr} = 4{,}62$ m, $R_{cr} = 1{,}03$ m et $C_{cr} = 71{,}79$

D'où : $I_{cr} = 0{,}42$ %

- **La profondeur normale**

C'est la hauteur normale dans le coursier : $h_n = 1.14$ m

- **La vitesse de l'écoulement**

$V = C\sqrt{RI}$ (formule deChezy)

A.N : $V = 3{,}23$ m/s

$V > V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ,donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VI.1.5 Hauteurs des murs bajoyers

1. Coursier

- **Au début**

$h_m = h_e + r$ ..... (VI.29)

Avec:

h_m : hauteur du mur (m)

h_e: hauteur d'eau (m)

r : revanche (m)

$r = 0, 61 + 0, 14\ V^{1/3}$ ..... (VI.30)

V: la vitesse d'eau au niveau de la section de controle.

A.N:

$V = 15, 1 / (3 * 1,372) = 3, 37$ **m/s** D'où : $h_m = 1,372 + 0,82 =$ **2,19 m**

- **A la fin:**

On procédé de mêmemaniéré que précédemment :

$h_e = 0.471$m

On aura: $V = 10,57$ m/s et $r = 0,61 + 0,14\ V^{1/3}$ D'où : $h_m = 0,476 + 0,92 =$ **1,39m**

- **Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier (les vagues roulantes)**

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$b/h < (10 \div 12)$ ..... (VI.31)

Et : $Fr^2 < 40$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursie (m).

b : largeur du coursier (m).

A.N : $\frac{b}{h} = 9{,}36$ Et $Fr^2 = 24.70 < 40$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

2. Bassin de dissipation

$H = R + Y_2$ ..... (VI.32)

Avec : $R = 0{,}61 + 0.14V^{1/3}$

Y_2 : tirant d'eau après ressaut (m) .

V : vitesse d'arrive de l'eau au bas de coursier (m/s).

A.N : $R = 0{,}6 + 0.14 * 3{,}23^{1/3} = 0{,}81m$

$h_m = 3{,}04 + 0{,}8 = 3{,}85$ m.

Remarque :

Les hauteurs des murs bajoyers calculées ci-dessus (coursier et bassin de dissipation) sont d'une épaisseur de 0.2m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sansdébordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

VI.2 Ouvrage de vidange

Le rôle principal de l'ouvrage de vidange est de permettre une vidange totale ou partielle de la retenue en cas d'accident susceptible d'endommager le barrage (renard par exemple).
La vidange peut également, dans certains cas particulier, servir à évacuer des éléments indésirables (boues en suspension).

VI.2.1 Types des ouvrages de vidange

Les conduites de vidange sont généralement déposées sous le barrage. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

VI.2.1.1 Conduite en charge

Lorsque la conduite fonctionne sous pression, il importe de s'assurer de son étanchéité absolue, car toute fuite dans le barrage en terre peut introduire des pressions interstitielles dangereuses dans le barrage ou entrainer la formation de renards.

VI.2.1.2 Conduite à écoulement libre

Elle peut être soit un tuyau de gros diamètre en acier, soit une canalisation en béton de type galerie ou ovoïde de 1.3 à 2m de hauteur.
L'écoulement dans la conduite doit être aéré dès l'aval de la vanne amont par reniflard, afin d'éviter des phénomènes des vibrations sous l'effet du passage en écoulement instable à fort débit.

VI.2.2 Choix de la variante

On choix une conduite en charge parce que notre retenue a une petit surface et les talwegs ne sont pas très long, ce qui permet de diminuer le risque de bouchage par le transport de la matière solide.

VI.2.3 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

La conduite en acier est souvent enrobée de béton coulé à pleine fouille en tranchée. Cette solution est excellente mais la fondation de la retenue est meuble, ce qui pose l'inconvénient de placer une structure rigide au sein du barrage souple. Dans ce cas pour assurer une liaison souple entre le béton et la terre, on prévoit en général une couche de bitume (sable+bitume) assez fluide au contact terre- béton.

Le diamètre est calculer en fonction du débit évacuer, compte tenu des pertes de charge normales est singulières le long de la conduite. Sachant que l'on admet des vitesses de 3 à 7m/s.

- **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 retenu est du volume entrant à la retenue durant cette période. Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.33)}$$

V_u : volume utile en (V_u = 895421,87m^3).

T : temps de vidange (10 jours).

Qr : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N :

$$Q_{vf} = \frac{895421,87}{10*86400} + \frac{185546.4}{31,53*10^6}$$

$$Q_{vf} = 0,07\ m^3/s$$

- **Calcul du diamètre de la conduite**

On utilise la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu S\sqrt{2gh} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.34)}$$

Q : débit de vidange (m^3/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite en (m^2) .

h: différence de niveau d'eau entre le bief amont et le bief aval en m.

$$S = \frac{Q}{\text{«}.\sqrt{2gh}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.35)}$$

Avec : h= 9,6 m

On prend : μ=0.8

A.N : S= $6,38*10^{-3}$ m^2

$$D_{vd} = \sqrt{\frac{4S}{®}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.36)}$$

D'où :D_{vd} =0.09 m

On prend un diamètre normalise d=100 mm, une conduite en acier d'une rugosité n=0,014.

- **Correction de la valeur de coefficient μ :**

$$« = \sqrt{\frac{1}{1+\sum ¶_s + \sum ¶_l}} \quad \text{..... (VI.37)}$$

$\sum ¶_s$:Somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum ¶_s = ¶_{ent} + ¶_{va} + ¶_{sor} \quad \text{..... (VI.38)}$$

$¶_{ent}$ = 0.5 , $¶_{vanne}$ = 0.2 , $¶_{ssortie}$ = 1

$\sum ¶_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires

$$\sum ¶_L = \frac{ª L}{d} = 42,24$$

L : longueur de la conduite de la vidange de fond (80 m).

d : diamètre de la conduite de vidange (m).

ª : Coefficient de débit calculé par la formule de MANNING

$$ª = \frac{125\, n^2}{d^{1/3}} \quad \text{..... (VI.39)}$$

n : rugosité de la conduite en acier (n=0.014)

A.N : ª = 0,0528

et : « = 0,149 donc S=0,034m^2

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite devidange sera égal à **D=209 mm,**en vu de diminuer l'effet de l'envasement, on adopte un diamètre**D=400mm**pour la vidange de fond.

- **Calcul de la vitesse :**

$$V = \frac{Q}{S} = 4.\frac{Q}{\pi . D^2} \quad \text{..... (VI.40)}$$

A.N : V_{vf} = 0,139 m/s

VI.3 Prise d'eau

- **Conduite de vidange et de prise d'eau en charge**

Nous avons opté pour une variante où les deux ouvrages (prise et vidange) sont regroupés en un seul ouvrage.

Cette variante est envisageable lorsque le débit prélevé est inférieur à 3 m3/s et il n'y a pas de risque de l'apport solide.

- **Dimensionnement de la conduite de prise**

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).
D'après le Tableau III.25. (Partie hydrologique), le volume maximum demandé est celui du mois de juillet, donc$V_{max}= 15000 m^3$.

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{15000}{31 \cdot 86400} = 0{,}006\ m^3/s \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (VI.41)$$

T : Temps de prise (T = 31 jours).

$$Q_{max} = \mu.S.\sqrt{2g.H} \quad (m^3/s)$$

μ : coefficient de débit : μ= 0.3
S : section de la conduite enm^2.
H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval (h=5.5m).
A.N :

$S=0.002 m^2$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0{,}002}{3.14}} = 0{,}05\ m$$

On prend un diamètre normalisé : D = 60 mm

- **Correction de la valeur de coefficient μ**

$$« = \frac{1}{\sqrt{1+\sum ¶_I}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (VI.42)$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (VI.43)$$

Avec λ= 0.053

AN :

$$\sum \xi = 48.76 m \ , \quad « = 0{,}132 \ donc : S=0.0044\ m^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0{,}0044}{3.14}} = 0{,}075 m$$

Donc : D = 100 mm

- **Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau**

$$V_{con} = \frac{Q_{max}}{S} = \frac{0{,}006}{0{,}00785} = 0.76\ m/s$$

Conclusion

Pour diminuer la vitesse de l'eau dans la conduite et éviter tout risque d'érosion, on augmente le diamètre de la conduite, On prend **D=200mm.**

Etant donné que le diamètre de la vidange de fond est le plus grand, la conduite de la vidange sera utilisée en deux fonctions (la vidange et la prise avec un diamètre de 400 mm).

Chapitre VII :

Organisation De Chantier

Introduction

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier. Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise
- en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les taches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant
- une influence importante sur le prix de revient.

VII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégageant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, postes fixes de travail, donc on peut distinguer les installations suivantes :

VII.1.1 Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangars .....etc.

VII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font 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.

VII.1.4 Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

VII.2 Réalisation de la galerie de dérivation, la vidange de fond et la prise d'eau

En premier lieu on construit la galerie de dérivation pour évacuer les débits de chantier, elle doit être terminée avant le début de la réalisation du corps de la digue.

VII.2.1 Etapes de réalisation

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la galerie à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour la galerie le long de la trace.
- Coffrage, ferraillage et bétonnage de la galerie par tranche avec jointure.
- Réalisation du batardeau et du remblai déversé en argile.
- Montage de la vidange de fond. (Fin de travaux en préférence)
- Exécution de la prise d'eau.
- Exécution de la chambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VII.3 Réalisation de l'évacuateur de crue

On réalise l'évacuateur de crue avant la digue ou bien en même temps, à condition que l'évacuateur soit prêt avant que les travaux de la digue n'atteignent le niveau normal.

VII.3.1 Etapes de réalisation

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferraillage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

VII.4 Réalisation du corps du barrage

- 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 du barrage, et mise en place du prisme de drainage (drain de pied).
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, revêtement de la crête de la digue et de la route d'accès….

VII.4.1 Recommandation pour l'exécution de la digue

La digue homogène en argile doit être compacte en plusieurs couches avec soins afin d'assurer des couches homogènes et continues.

La mise en place de la terre argileuse comprend les opérations suivantes :

- Le nivellement, le déchargement, l'épandage, l'humectage jusqu'à la teneur en eau optimale et le compactage successif.
- Le compactage doit être effectué par couches dont l'épaisseur varie entre 15 à 20 cm sous l'action de compacteur à pieds.
- Avec la baisse de l'humidité naturelle pendant la saison d'été, il faut augmenter la quantité d'eau pour l'humidification par arrosage du remblai.
- Aussi durant la construction, il faut veiller à un bon ancrage de la partie inférieure de la digue dans le substratum pour éviter les risques d'infiltration

VII.4.2 Contrôle de compactage

Le contrôle consistera à s'assurer que les caractéristiques des matériaux qui sont respectés conformément aux essais préliminaires notamment de maintenir la teneur en eau optimale, la densité sèche optimale, le type d'engin à utiliser le nombre de passes de rouleaux etc …

Il portera sur les points suivants:

- Contrôle de l'homogénéité en teneur en eau des matériaux répandus avant le compactage.
- Contrôle de la vitesse et du nombre de passage au rouleau compacteur.
- Mesure et contrôle de la densité sèche après compactage.

VII.5 Engins utilisés

- 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 pieds.

La méthode de construction du noyau en argile se fait suivant la manière classique (terrassement et compactage) en respectant les normes ou exigences de règles d'humidité optimale et densité maximale.

VII.6 Planification

VII.6.1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail
- Observations instantanées
- Analyse des tâches

- Définition des objectifs et des attributions
- Simplification des méthodes
- Stabilisation des postes de travail

VII.6.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique

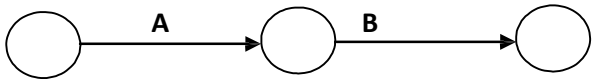
VII.6.2.1 Méthodes basées sur le réseau

a) 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**

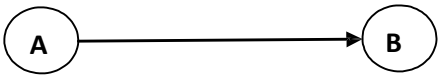
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des noeuds.



L'opération A précède l'opération B

- **Réseau à nœuds**

L'opération est représentée par un noeud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

b) 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**

c) 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 : analysé systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour 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 (Procédure Diagramme Méthode)**

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).

VII.6.2.2 Méthodes basées sur le graphique

- **Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux sont répétitifs.

- **Méthode à barres**

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

- **Etapes de la planification**

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

a. 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.

b. 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.

- **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**

- **Paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

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.

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

- **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{CC} = D.T.P \end{cases}$$

VII.6.2.2 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.01 symboles des opérations

Tavaux	Opérations	Duré (mois)
Installation de chantier	A	1,5
Réalisation de la galerie de dérivation	B	2
Réalisation du batardeau	C	2,5
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	1
Exécution du bassin d'amortissement	E	1
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	1
Coffrage, ferraillage de l'évacuateur de crue	G	1,5
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	1,5
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	0,5
Remblais de la clé d'encrage	J	1
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	4
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	1,5
Équipements hydromécaniques	M	1
Travaux de finitions	N	2

Le schéma du réseau à nœuds de l'organigramme des opérations est donné par la figure VII.01

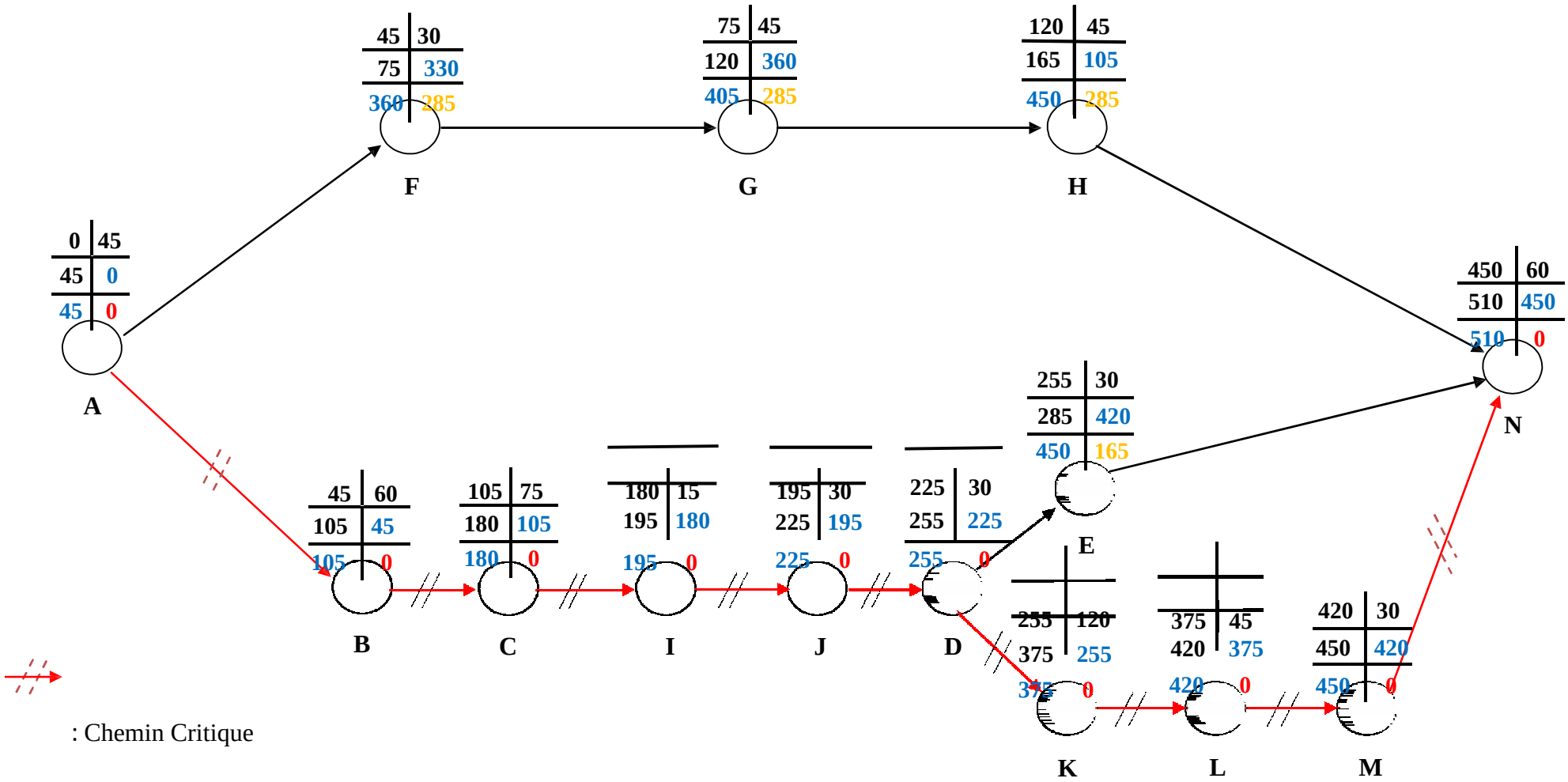


Figure VII.01 Réseau à nœuds

VII.6.2.3 Détermination des chemins critiques par la méthode du Tableau

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.02 Détermination des chemins critiques

OPERATION	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	45	0	45	0	45	0
B	60	45	105	45	105	0
C	75	105	180	105	180	0
F	30	45	75	330	360	30
I	15	180	195	180	195	0
G	45	75	120	360	405	45
J	30	195	225	195	225	0
D	30	225	255	225	255	0
K	120	255	375	255	375	0
L	45	375	420	375	420	0
H	45	120	165	405	450	45
E	30	225	255	420	450	30
M	30	420	450	420	450	0
N	60	450	510	450	510	0

DTR = ΣTR = 45+60+75+15+30+30+120+45+30+60 = 510 jours.

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, 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 de l'organisation d'un chantier.

Conclusion générale

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous avons essayé d'étudier l'ensemble des aspects qui concernent l'étude d'un petit barrage sur l'Oued Rhumel, commune de Wilaya de Mila pour la protection du barrage de BENI HAROUN contre l'envasement.

L'ensemble des éléments qui ont été étudié ont concerné les données de la morphologie du site et sa topographie, la géologie régionale et locale, l'hydrologie dans tous ses paramètres, essentiellement la crue et enfin la géotechnique.

A travers cette étude, nous avons essayé d'aborder toutes les formules de calcule de transport solide afin d'estimer le volume mort de la retenue avec une durée de vie de 50ans.

En plus de son rôle important qui va jouer le petit barrage dans le future, le travail effectué nous a permis de confirmer que la retenue de l'Oued Rhumel est faisable du point de vue géologique, hydrologique et économique.

Références bibliographiques :

[1]-Armando LENCASTRE : Hydraulique générale. Edition Eyrolles. Paris 2002.

[2]-B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004

[3]-B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement **des** retenus collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.

[4]-CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994

[5]-CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986

[6]-CFGB : Barrages et développement durable en France. MEDD. France**.** Septembre 2003

[7]-GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages**.** Edition Cemegref. France. 1997

[8]-M. HASSANE : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida**.** 1998.

[9]- M. HASSANE : Guide méthodologique du calcul hydraulique **de** l'évacuateur de crue.

[10]-Michel CARLIER : Hydraulique générale et appliquée. Edition Eyrolles. Paris 1972.

[11]-PAUL ROYET : La surveillance et l'entretien des petits barrages - Guide **pratique – Ministère de l'environnement. CEMAGREF Edition 1994**

[12]-R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997.

[13]-V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986

[14]-ANTON J SHLESS ET HENRI POUGATSCH : Les barrages du projet a la mise en service.de l'école polytechnique fédérale de Lausanne 2011.

Annexe .V.1:

a=	0.1	tangø=	0.445
R	21.00		
C=	2.4		
¥1=	1.79		
¥2=	0		
r	15.75		

Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	0.953	1.458	0	-0.267	0.81279	2.2579	-0.502105	5.1561348	2.05	1.69125	0.445	0.96838	10.07	2.2737
-5	1.972	1.785	0	-0.267	0.91279	15.0372	-0.40210	6.1761240	2.05	1.69125	0.445	0.96838	10.07	8.2737
-4	1.972	2.314	0	-0.267	0.93879	11.2549	-0.706109	7.1541346	2.05	1.69125	0.445	0.96838	10.07	9.2737
-3	1.972	2.606	0	-0.2	0.9798	8.3509	-1.670185	8.182204	2.07	1.70775	0.445	3.641081	10.07	8.40938
-2	1.972	3.3	0	-0.133	0.99107	10.575	-1.40998	10.48043	2.02	1.6665	0.445	4.663791	10.07	10.6489
-1	1.972	4.364	0	-0.067	0.99778	13.984	-0.932296	13.953327	1.96	1.617	0.445	6.20923	10.07	14.0823
0	1.972	5.068	0	0	1	16.24	0	16.240406	1.95	1.60875	0.445	7.226981	10.07	16.3541
1	1.972	5.9	0	0.0667	0.99778	18.907	1.2604367	18.864489	1.94	1.6005	0.445	8.394697	10.07	19.0389
2	1.972	6.374	0	0.1333	0.99107	20.425	2.7233977	20.243109	1.94	1.6005	0.445	9.008183	10.07	20.5685
3	1.972	6.641	0	0.2	0.9798	21.281	4.2562169	20.851119	1.95	1.60875	0.445	9.278748	10.07	21.4301
4	1.972	6.682	0	0.2667	0.96379	21.412	5.7099917	20.637098	2.17	1.79025	0.445	9.183509	10.07	21.5624
5	1.972	6.471	0	0.3333	0.94281	20.736	6.9121065	19.55039	2.3	1.8975	0.445	8.699923	10.07	20.8815
6	1.972	5.957	0	0.4	0.91652	19.089	7.6356826	17.495547	2.5	2.0625	0.445	7.785518	10.07	19.2228
7	1.972	5.059	0	0.4667	0.88443	16.212	7.5653972	14.338048	2.95	2.43375	0.445	6.380431	10.07	16.325
8	1.972	3.612	0	0.5333	0.84591	11.575	6.1731488	9.7910597	3.74	3.0855	0.445	4.357022	10.07	11.6557
9	0.509	1.195	0	0.6	0.8	0.9884	0.5930486	0.7907315	3.94	3.2505	0.445	0.351876	10.07	0.99533
somme							38.21486			27.621		86.14937		203.449

Kss	2.47712
Kas	1.84425

a=	0.1	tangø=	0.445											
R	19.84													
C=	2.4													
¥1=	1.79													
¥2=	0													
r	15.75													

Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	2.235	1.212	0	-0.298	0.94078	5.6432	-1.951708	5.592689	2.78	1.97175	0.445	2.978247	10.07	6.99275
-5	1.902	1.501	0	-0.281	0.95233	5.815	-1.927431	6.480312	2.56	1.9845	0.445	2.17683	10.07	6.90088
-4	2.235	1.923	0	-0.267	0.96379	6.9441	-1.851772	6.6926893	2.39	1.97175	0.445	2.978247	10.07	6.99275
-3	1.902	2.625	0	-0.2	0.9798	8.1132	-1.622644	7.9492984	2.3	1.8975	0.445	3.537438	10.07	8.17001
-2	1.902	3.46	0	-0.133	0.99107	10.694	-1.425866	10.598511	2.03	1.67475	0.445	4.716337	10.07	10.7689
-1	1.902	4.501	0	-0.067	0.99778	13.911	-0.927431	13.880517	1.06	0.8745	0.445	6.17683	10.07	14.0088
0	1.902	5.304	0	0	1	16.393	0	16.393338	1.91	1.57575	0.445	7.295035	10.07	16.5081
1	1.902	6.007	0	0.0667	0.99778	18.566	1.2377424	18.524831	1.91	1.57575	0.445	8.24355	10.07	18.6961
2	1.902	6.471	0	0.1333	0.99107	20	2.6666991	19.821666	2.03	1.67475	0.445	8.820641	10.07	20.1402
3	1.902	6.532	0	0.2	0.9798	20.189	4.0377558	19.780883	2.31	1.90575	0.445	8.802493	10.07	20.3301
4	1.902	6.773	0	0.2667	0.96379	20.934	5.5823066	20.175618	2.33	1.92225	0.445	8.97815	10.07	21.0802
5	1.902	6.565	0	0.3333	0.94281	20.291	6.7635913	19.130325	2.45	2.02125	0.445	8.512995	10.07	20.4328
6	1.902	6.062	0	0.4	0.91652	18.736	7.4944506	17.171944	2.51	2.07075	0.445	7.641515	10.07	18.8673
7	1.902	5.188	0	0.4667	0.88443	16.035	7.4829118	14.18172	2.91	2.40075	0.445	6.310866	10.07	16.1471
8	1.902	3.764	0	0.5333	0.84591	11.634	6.2045776	9.840908	3.66	3.0195	0.445	4.379204	10.07	11.715
9	1.558	1.396	0	0.6	0.8	3.5343	2.1205938	2.8274584	3.58	2.9535	0.445	1.258219	10.07	3.55906
somme							37.762916			27.5385		87.65152		207.416
									Kss	2.01795				
									Kas	1.406712				

a=	0.1	tangø=	0.445
R	18.59		
C=	2.4		
¥1=	1.79		
¥2=	0		
r	15.75		

Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-7	2.422	1.668	0	-0.153	0.56372	6.5640	-1.750628	4.3271107	2.41	2.0955	0.445	2.815564	10.07	7.61072
-6	2.194	1.989	0	-0.114	0.8794	5.8739	-1.704781	8.684613	2.33	1.92025	0.445	3.869105	10.07	8.93623
-5	2.194	2.544	0	-0.133	0.79112	10.348	-1.779773	10.229112	2.18	1.873	0.445	5.886955	10.07	13.4417
-4	2.194	2.647	0	-0.267	0.96379	9.5643	-1.750622	7.3271124	2.54	2.0955	0.445	2.815564	10.07	6.61078
-3	2.194	3.489	0	-0.2	0.9798	8.8739	-1.774781	8.6946179	2.37	1.9225	0.445	3.869105	10.07	8.93602
-2	2.194	3.744	0	-0.133	0.99107	13.348	-1.778776	13.229112	2.28	1.881	0.445	5.886955	10.07	13.4467
-1	2.194	4.954	0	-0.067	0.99778	17.662	-1.177483	17.622955	2.23	1.83975	0.445	7.842215	10.07	17.7859
0	2.194	5.924	0	0	1	21.121	0	21.120541	2.2	1.815	0.445	9.398641	10.07	21.2684
1	2.194	6.682	0	0.0667	0.99778	23.823	1.5882	23.770002	2.23	1.83975	0.445	10.57765	10.07	23.9898
2	2.194	7.217	0	0.1333	0.99107	25.73	3.4307212	25.500669	2.28	1.881	0.445	11.3478	10.07	25.9105
3	2.194	7.518	0	0.2	0.9798	26.804	5.3607099	26.262008	2.33	1.92225	0.445	11.68659	10.07	26.9912
4	2.194	7.566	0	0.2667	0.96379	26.975	7.1932484	25.997896	2.36	1.947	0.445	11.56906	10.07	27.1635
5	2.194	7.326	0	0.3333	0.94281	26.119	8.7063405	24.62525	2.42	1.9965	0.445	10.95824	10.07	26.3019
6	2.194	6.746	0	0.4	0.91652	24.051	9.6204706	22.043267	2.56	2.112	0.445	9.809254	10.07	24.2195
7	2.194	5.73	0	0.4667	0.88443	20.429	9.5334785	18.067984	3.2	2.64	0.445	8.040253	10.07	20.5719
8	2.194	3.662	0	0.5333	0.84591	13.056	6.9631709	11.044092	3.43	2.82975	0.445	4.914621	10.07	13.1473
9	1.151	0.115	0	0.6	0.8	0.2151	0.1290559	0.1720745	4.17	3.44025	0.445	0.076573	10.07	0.2166
somme							46.042737			30.162		108.7925		256.555

Kss 2.0534

Kas 1.36085

a=	0.1	tangø=	0.445												
R	20.23														
C=	024														
¥1=	1.79														
¥2=	0														
r	15.75														

Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-12	2.899	1.544	0	-0.25	0.96825	11.984	-2.996117	11.603909	3.02	2.4915	0.445	5.16374	10.07	5.0684
-11	2.075	3.544	0	-0.25	0.96825	11.984	-2.996117	11.603909	3.02	2.4915	0.445	5.16374	10.07	12.0684
-10	2.075	3.741	0	-0.133	0.99107	13.348	-1.778776	13.229112	2.28	1.881	0.445	5.886955	10.07	13.4467
-9	2.075	1.685	0	-0.267	0.91279	15.0372	-0.40210	6.1761240	2.05	1.69125	0.445	0.96838	10.07	8.2737
-8	2.075	1.714	0	-0.267	0.93879	11.2549	-0.706109	7.1541346	2.05	1.69125	0.445	0.96838	10.07	9.2737
-7	2.075	1.668	0	-0.153	0.56372	6.5640	-1.750628	4.3271107	2.41	2.0955	0.445	2.815564	10.07	7.61072
-6	2.075	2.212	0	-0.298	0.94078	5.6432	-1.951708	5.592689	2.78	1.97175	0.445	2.978247	10.07	6.99275
-5	2.075	2.544	0	-0.133	0.79112	10.348	-1.779773	10.229112	2.18	1.873	0.445	5.886955	10.07	13.4417
-4	2.075	2.647	0	-0.267	0.96379	9.5643	-1.750622	7.3271124	2.54	2.0955	0.445	2.815564	10.07	6.61078
-3	2.075	3.544	0	-0.25	0.96825	11.984	-2.996117	11.603909	3.02	2.4915	0.445	5.16374	10.07	12.0684
-2	2.075	3.081	0	-0.167	0.98601	10.389	-1.731458	10.243443	2.14	1.7655	0.445	4.558332	10.07	10.4615
-1	2.075	3.894	0	-0.083	0.99652	13.13	-1.094173	13.084411	2.13	1.75725	0.445	5.822563	10.07	13.222
0	2.075	4.819	0	0	1	16.249	0	16.249066	2.11	1.74075	0.445	7.230834	10.07	16.3628
1	2.075	5.536	0	0.0833	0.99652	18.667	1.5555583	18.601772	2.08	1.716	0.445	8.277789	10.07	18.7974
2	2.075	6.042	0	0.1667	0.98601	20.373	3.3954781	20.087919	2.08	1.716	0.445	8.939124	10.07	20.5155
3	2.075	6.327	0	0.25	0.96825	21.334	5.3334633	20.656414	2.1	1.7325	0.445	9.192104	10.07	21.4832
4	2.075	6.372	0	0.3333	0.94281	21.486	7.1618625	20.256806	2.21	1.82325	0.445	9.014279	10.07	21.636
5	2.075	6.145	0	0.4167	0.90906	20.72	8.6334049	18.835866	2.34	1.9305	0.445	8.38196	10.07	20.8652
6	2.075	5.596	0	0.5	0.86603	18.869	9.4345063	16.341044	2.56	2.112	0.445	7.271765	10.07	19.0011
7	2.075	4.636	0	0.5833	0.81223	15.632	9.118674	12.696834	2.74	2.2605	0.445	5.650091	10.07	15.7414
8	2.075	3.088	0	0.6667	0.74536	10.412	6.9415667	7.7609075	3.15	2.59875	0.445	3.453604	10.07	10.4852
9	1.272	0.504	0	0.75	0.66144	1.0418	0.781326	0.6890648	5.99	4.94175	0.445	0.306634	10.07	1.04906
somme							45.752766			23.6445		82.95618		200.64

Kss	2.1298
Kas	1.92343

Annexe .V.2:

a=	**0.1**	**tangø=**	**0.445**
R	**19.15**		
C=	**2.4**		
¥1=	**1.79**		
¥2=	**2.02**		
r	**15.75**		

Stabilité pour le cas de retenue plein (aval)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	1.952	1.212	0	-0.298	0.94078	5.6432	-1.951708	5.592689	2.78	1.97175	0.445	2.978247	0	0	0	10.07	8.0684
-5	2.189	2.544	0	-0.133	0.79112	10.348	-1.779773	10.229112	2.18	1.873	0.445	5.886955	0	0	0	10.07	12.0684
-4	2.189	2.647	0	-0.267	0.96379	9.5643	-1.750622	7.3271124	2.54	2.0955	0.445	2.815564	0	0	0	10.07	13.4467
-3	2.189	2.492	0	-0.2	0.9798	12.63	-2.526078	12.375205	2.16	1.782	0.445	5.506966	0	0	0	10.07	12.7188
-2	2.189	3.058	0	-0.133	0.99107	10.878	-1.450358	10.780564	2.26	1.8645	0.445	4.797351	0	0	0	10.07	10.9538
-1	2.189	4.086	0	-0.067	0.99778	14.534	-0.968961	14.502078	2.15	1.77375	0.445	6.453425	0	0	0	10.07	14.6362
0	2.189	4.884	0	0	1	17.373	0	17.372999	2.25	1.85625	0.445	7.730984	0	0	0	10.07	17.4946
1	2.189	5.819	0	0.0667	0.99778	20.699	1.3799274	20.652862	2.19	1.80675	0.445	9.190523	0	0	0	10.07	20.8438
2	2.189	6.353	0	0.1333	0.99107	22.598	3.013122	22.39664	2.21	1.82325	0.445	9.966505	0	0	0	10.07	22.7566
3	2.189	6.653	0	0.2	0.9798	23.666	4.7331105	23.187411	2.56	2.112	0.445	10.3184	0	0	0	10.07	23.8312
4	2.189	6.7	0	0.2667	0.96379	23.833	6.3553967	22.969726	2.34	1.9305	0.445	10.22153	0	0	0	10.07	23.9996
5	2.189	6.461	0	0.3333	0.94281	22.983	7.6608615	21.668189	2.45	2.02125	0.445	9.642344	0	0	0	10.07	23.1435
6	2.189	5.882	0	0.4	0.91652	20.923	8.3692037	19.176255	2.62	2.1615	0.445	8.533433	0	0	0	10.07	21.0695
7	2.189	4.869	0	0.4667	0.88443	17.32	8.0824994	15.318067	2.89	2.38425	0.445	6.81654	0	0	0	10.07	17.4409
8	2.189	3.236	0	0.5333	0.84591	11.511	6.1391235	9.737093	3.32	2.739	0.445	4.333006	0	0	0	10.07	11.5914
9	1.095	0	0	0.6	0.8	0	0	0	4.3	3.5475	0.445	0	0	0	0	10.07	0

somme							40.787847			27.8025		93.511			0		220.48

Kss	2.2726
Kas	1.88524

a=	**0.1**	**tangø=**	**0.445**
R	**18.32**		
C=	**2.4**		
¥1=	**1.79**		
¥2=	**2.02**		
r	**15.75**		

Stabilité pour le cas de retenue plein (aval)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	1.791	1.212	0	-0.298	0.94078	5.6432	-1.951708	5.592689	2.78	1.97175	0.445	2.978247	0	0	0	10.07	2.4882
-5	1.979	0.849	0	-0.333	0.94281	2.4709	-0.823636	2.3295948	2	1.65	0.445	1.03667	0	0	0	10.07	3.6781
-4	1.979	1.848	0	-0.267	0.96379	5.9429	-1.584783	5.7277362	2.22	1.8315	0.445	2.548843	0	0	0	10.07	5.98454
-3	1.979	3.151	0	-0.2	0.9798	10.133	-2.026644	9.9284895	2.11	1.74075	0.445	4.418178	0	0	0	10.07	10.2042
-2	1.979	4.445	0	-0.133	0.99107	14.295	-1.905942	14.166932	2.04	1.683	0.445	6.304285	0	0	0	10.07	14.3946
-1	1.979	5.529	0	-0.067	0.99778	17.781	-1.185372	17.741016	2	1.65	0.445	7.894752	0	0	0	10.07	17.905
0	1.979	6.412	0	0	1	20.62	0	20.620191	1.98	1.6335	0.445	9.175985	0	0	0	10.07	20.7645
1	1.979	7.096	0	0.0667	0.99778	22.82	1.5213233	22.769082	2	1.65	0.445	10.13224	0	0	0	10.07	22.9796
2	1.979	7.579	0	0.1333	0.99107	24.373	3.2497489	24.155495	2.04	1.683	0.445	10.7492	0	0	0	10.07	24.5437
3	1.979	7.85	0	0.2	0.9798	25.245	5.0489238	24.734574	2.11	1.74075	0.445	11.00689	0	0	0	10.07	25.4213
4	1.979	7.893	0	0.2667	0.96379	25.383	6.7687737	24.463757	2.22	1.8315	0.445	10.88637	0	0	0	10.07	25.5606
5	1.979	7.678	0	0.3333	0.94281	24.691	8.2304961	23.279358	2.37	1.95525	0.445	10.35931	0	0	0	10.07	24.8643
6	1.979	7.155	0	0.4	0.91652	23.01	9.2038343	21.088634	2.61	2.15325	0.445	9.384442	0	0	0	10.07	23.1707
7	1.979	6.24	0	0.4667	0.88443	20.067	9.364628	17.747976	3	2.475	0.445	7.897849	0	0	0	10.07	20.2075
8	1.979	4.506	0	0.5333	0.84591	14.491	7.7283908	12.257786	3.8	3.135	0.445	5.454715	0	0	0	10.07	14.5922
9	1.58	1.34	0	0.6	0.8	3.4405	2.06427	2.75236	3.36	2.772	0.445	1.2248	0	0	0	10.07	3.46453

somme							45.654012			29.5845		108.4745			0		256.546

Kss	2.02403
Kas	1.35526

a=	**0.1**	**tangø=**	**0.445**
R	**18.71**		
C=	**2.4**		
¥1=	**1.79**		
¥2=	**2.02**		
r	**15.75**		

Stabilité pour le cas de retenue plein (aval)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	2.149	1.736	0	-0.267	0.95379	5.0623	-1.506635	4.8428049	2.25	1.92675	0.445	1.600048	0	0	0	10.07	4.10477
-5	2.036	2.187	0	-0.254	0.96827	6.3543	-1.539114	5.040289	2.21	1.8325	0.445	2.090928	0	0	0	10.07	5.6242
-4	2.036	2.234	0	-0.215	0.97379	7.1623	-1.616621	5.8428049	2.19	1.80675	0.445	2.600048	0	0	0	10.07	6.10477
-3	2.036	2.562	0	-0.2	0.9898	8.4764	-1.795275	8.3051194	2.17	1.79025	0.445	3.695778	0	0	0	10.07	8.53571
-2	2.036	3.489	0	-0.133	0.99107	11.543	-1.539114	11.440289	2.1	1.7325	0.445	5.090928	0	0	0	10.07	11.6242
-1	2.036	4.604	0	-0.067	0.99778	15.232	-1.015489	15.198447	2.06	1.6995	0.445	6.763309	0	0	0	10.07	15.339
0	2.036	5.512	0	0	1	18.236	0	18.236452	2.04	1.683	0.445	8.115221	0	0	0	10.07	18.3641
1	2.036	6.216	0	0.0667	0.99778	20.566	1.3710424	20.519884	2.06	1.6995	0.445	9.131348	0	0	0	10.07	20.7096
2	2.036	6.712	0	0.1333	0.99107	22.207	2.9608869	22.008374	2.1	1.7325	0.445	9.793727	0	0	0	10.07	22.3621
3	2.036	6.992	0	0.2	0.9798	23.133	4.6266064	22.66565	2.18	1.7985	0.445	10.08621	0	0	0	10.07	23.295
4	2.036	7.036	0	0.2667	0.96379	23.279	6.2076283	22.43566	2.28	1.881	0.445	9.983869	0	0	0	10.07	23.4416
5	2.036	6.813	0	0.3333	0.94281	22.541	7.5136035	21.25168	2.44	2.013	0.445	9.456998	0	0	0	10.07	22.6986
6	2.036	6.275	0	0.4	0.91652	20.761	8.304335	19.027622	2.68	2.211	0.445	8.467292	0	0	0	10.07	20.9062
7	2.036	5.332	0	0.4667	0.88443	17.641	8.2324303	15.602218	3.09	2.54925	0.445	6.942987	0	0	0	10.07	17.7644
8	2.036	3.814	0	0.5333	0.84591	12.619	6.7299301	10.674155	3.91	3.22575	0.445	4.749999	0	0	0	10.07	12.7069
9	2.473	0.94	0	0.6	0.8	3.7775	2.2665045	3.022006	2.77	2.28525	0.445	1.344793	0	0	0	10.07	3.80395
somme							42.346468			28.1078		96.22251			0		227.656

Kss	2.53602
Kas	1.82271

a=	**0.1**	**tangø=**	**0.445**
R	**21.00**		
C=	**2.4**		
¥1=	**1.79**		
¥2=	**2.02**		
r	**15.75**		

Stabilité pour le cas de retenue plein (aval)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	1.791	1.212	0	-0.278	0.92078	2.6432	-0.851708	2.592689	1.28	1.17175	0.445	2.978247	0	0	0	10.07	4.4882
-5	1.882	1.849	0	-0.233	0.94281	3.4709	-0.923636	3.3295948	1.42	1.25	0.445	1.03667	0	0	0	10.07	6.6781
-4	1.882	2.247	0	-0.267	0.96379	5.5624	-1.949965	5.4333697	1.68	1.386	0.445	1.52785	0	0	0	10.07	7.5873
-3	1.882	2.633	0	-0.2	0.9798	8.0524	-1.610474	7.8896813	2.01	1.65825	0.445	3.510908	0	0	0	10.07	8.10874
-2	1.882	3.162	0	-0.133	0.99107	9.6702	-1.289358	9.5838438	1.94	1.6005	0.445	4.264811	0	0	0	10.07	9.73788
-1	1.882	4.198	0	-0.067	0.99778	12.839	-0.855902	12.809972	1.9	1.5675	0.445	5.700437	0	0	0	10.07	12.9284
0	1.882	5.078	0	0	1	15.53	0	15.529794	1.88	1.551	0.445	6.910758	0	0	0	10.07	15.6385
1	1.882	5.688	0	0.0667	0.99778	17.395	1.1596884	17.356627	1.9	1.5675	0.445	7.723699	0	0	0	10.07	17.5171
2	1.882	6.147	0	0.1333	0.99107	18.799	2.5065417	18.631211	1.94	1.6005	0.445	8.290889	0	0	0	10.07	18.9307
3	1.882	6.406	0	0.2	0.9798	19.591	3.9182299	19.195328	2.01	1.65825	0.445	8.541921	0	0	0	10.07	19.7283
4	1.882	6.446	0	0.2667	0.96379	19.713	5.2569279	18.999631	2.11	1.74075	0.445	8.454836	0	0	0	10.07	19.8515
5	1.882	6.241	0	0.3333	0.94281	19.087	6.3621794	17.994961	2.26	1.8645	0.445	8.007758	0	0	0	10.07	19.2201
6	1.882	5.744	0	0.4	0.91652	17.567	7.0266352	16.100044	2.48	2.046	0.445	7.16452	0	0	0	10.07	17.6896
7	1.882	4.873	0	0.4667	0.88443	14.903	6.9546644	13.180578	2.86	2.3595	0.445	5.865357	0	0	0	10.07	15.0072
8	1.882	3.471	0	0.5333	0.84591	10.615	5.6614324	8.9794405	3.62	2.9865	0.445	3.995851	0	0	0	10.07	10.6895
9	1.582	1.129	0	0.6	0.8	2.9024	1.7414261	2.3219014	3.12	2.574	0.445	1.033246	0	0	0	10.07	2.92269
somme							35.882026			26.1608		80.99284			0		191.557

Kss	2.58627
Kas	1.82637

Annexe .V.3:

a=	**0.1**	**tangø=**	**0.445**
R	**20.25**		
C=	**2.4**		
¥1=	**1.79**		
¥2=	**1.1**		
r	**18.00**		

Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	2.227	0	0.878	-0.267	0.96379	2.1508	-0.573556	1.0729523	2.24	1.93875	0.445	0.922464	0.878	1.0633	0.9181685	11.51	2.47561
-5	2.256	0	2.466	-0.198	0.9798	4.1098	-1.123920	2.9959841	2.35	1.95826	0.445	1.168213	1.165	2.94314	1.3446622	11.51	5.04324
-4	2.256	0	2.793	-0.133	0.99107	5.5123	-1.201028	3.3286651	2.39	1.97021	0.445	1.751256	1.793	3.83772	1.93277205	11.51	6.273
-3	2.256	0	3.466	-0.2	0.9798	6.1196	-1.223925	5.9959841	2.41	1.98825	0.445	2.665218	2.466	5.94306	2.6446617	11.51	7.04369
-2	2.256	0	3.793	-0.133	0.99107	9.4127	-1.255028	9.3286651	2.33	1.92225	0.445	4.151256	3.783	8.03769	3.9327282	11.51	10.834
-1	2.256	0	4.88	-0.067	0.99778	12.11	-0.807347	12.083266	2.28	1.881	0.445	5.377054	4.88	11.1264	4.951248	11.51	13.9388
0	2.256	0	5.737	0	1	14.237	0	14.236939	2.56	2.112	0.445	6.335438	5.737	14.6867	6.5355904	11.51	16.3867
1	2.256	0	6.368	0.0667	0.99778	15.803	1.0535219	15.767672	3.19	2.63175	0.445	7.016614	6.368	20.3139	9.0396944	11.51	18.1891
2	2.256	0	6.767	0.1333	0.99107	16.793	2.239065	16.643047	2.28	1.881	0.445	7.406156	6.767	15.4288	6.8657982	11.51	19.3287
3	2.256	0	6.93	0.2	0.9798	17.197	3.4394976	16.850028	2.33	1.92225	0.445	7.498263	6.93	16.1469	7.1853705	11.51	19.7943
4	2.256	0	6.83	0.2667	0.96379	16.949	4.5198208	16.335573	2.41	1.98825	0.445	7.26933	6.83	16.4603	7.3248335	11.51	19.5087
5	2.256	0	6.435	0.3333	0.94281	15.969	5.323032	15.055808	2.53	2.08725	0.445	6.699835	6.435	16.2806	7.24484475	11.51	18.3804
6	2.256	0	5.627	0.398	0.9306	14.118	5.647129	12.939198	2.7	2.2275	0.445	5.757943	5.689	15.3603	6.8353335	11.51	16.2496
7	2.256	0	4.689	0.4	0.91652	15.413	5.847134	12.809135	2.81	2.7262	0.445	5.057975	5.287	14.3614	6.2353621	11.51	15.2496
8	2.256	3.78	3.497	0.4667	0.88443	26.825	12.518382	23.725014	2.98	2.4585	0.445	10.55763	4.497	13.4011	5.9634717	11.51	30.8757
9	3.363	2.666	0	0.5333	0.84591	16.47	8.784052	13.932141	3.42	2.8215	0.445	6.199803	0	0	0	11.51	18.9571

somme							39.664643			27.8603		77.86			69.4417872		211.962

Kss	2.61612
Kas	2.17094

a=	**0.1**	**tangø=**	**0.445**
R	**23.10**		
C=	**2.4**		
¥1=	**1.79**		
¥2=	**1.1**		
r	**18.00**		

Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	2.342	0	0.902	-0.313	0.94105	9.0823	-1.210912	3.0012017	2.27	1.80675	0.445	1.005758	0.918	2.54317	0.980474	11.51	2.0598
-5	2.116	0	1.825	-0.289	0.95778	11.456	-1.963763	2.43096	2.84	2.7607	0.445	1.186726	1.122	3.9784	1.1872871	11.51	2.13864
-4	2.116	0	2.168	-0.267	0.96379	3.2081	-1.855505	3.0919749	2.66	2.1945	0.445	2.375954	1.968	4.10688	1.3825616	11.51	5.69258
-3	2.116	0	2.657	-0.2	0.9798	6.1844	-1.236887	6.0594823	2.28	1.881	0.445	3.69647	2.657	6.05796	2.6957922	11.51	7.11828
-2	2.116	0	3.902	-0.134	0.99127	9.0823	-1.210973	9.0012017	2.19	1.80675	0.445	4.005535	3.902	8.54538	3.8026941	11.51	10.4537
-1	2.116	0	4.922	-0.067	0.99778	11.456	-0.763763	11.43096	2.14	1.7655	0.445	5.086777	4.922	10.5331	4.6872206	11.51	13.1864
0	2.116	0	5.725	0	1	13.326	0	13.32551	2.12	1.749	0.445	5.929852	5.725	12.137	5.400965	11.51	15.3377
1	2.116	0	6.317	0.0667	0.99778	14.703	0.9802299	14.670738	2.14	1.7655	0.445	6.528479	6.317	13.5184	6.0156791	11.51	16.9237
2	2.116	0	6.694	0.1333	0.99107	15.581	2.0774606	15.441836	2.19	1.80675	0.445	6.871617	6.694	14.6599	6.5236377	11.51	17.9337
3	2.116	0	6.845	0.2	0.9798	15.932	3.1864844	15.610522	2.3	1.8975	0.445	6.946682	6.845	15.7435	7.0058575	11.51	18.3382
4	2.116	0	6.751	0.2667	0.96379	15.714	4.1903007	15.144619	2.37	1.95525	0.445	6.739355	6.751	15.9999	7.11994215	11.51	18.0864
5	2.116	0	6.381	0.3333	0.94281	14.852	4.9508052	14.002992	2.53	2.08725	0.445	6.231331	6.381	16.1439	7.18404885	11.51	17.0951
6	2.116	0	5.122	0.4	0.91652	13.175	5.2901789	12.221301	2.78	2.2935	0.445	5.393979	5.682	15.796	7.0292022	11.51	15.2225
7	2.116	0	4.682	0.451	0.90674	12.229	4.1471693	10.121654	2.12	2.0278	0.445	5.290998	5.157	14.982	7.000135	11.51	13.3718
8	2.116	3.23	3.564	0.4667	0.88443	23.178	10.816621	20.499813	3.21	2.64825	0.445	9.122417	4.564	14.6504	6.5194458	11.51	26.6784
9	3.463	2.848	0	0.5333	0.84591	18.118	9.6627415	15.325806	5.4	4.455	0.445	6.819983	0	0	0	11.51	20.8534

somme							37.087685			28.3058		73.74841			65.3670468		200.92

Kss	2.7599	
Kas	2.1906	

a=	**0.1**	**tangø=**	**0.445**
R	**19.00**		
C=	**2.4**		
¥1=	**1.79**		
¥2=	**1.1**		
r	**18.00**		

Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	1.57	0	0.987	-0.291	0.94743	1.824	-0.086893	1.475043	1.95	1.62879	0.445	1.149757	1.081	1.52732	1.110611	11.51	1.5390
-5	1.943	0	1.125	-0.289	0.95778	2.456	-0.903763	2.43096	2.34	2.7607	0.445	1.386726	1.122	2.9784	1.1872871	11.51	2.13864
-4	1.943	0	1.242	-0.267	0.96379	3.4018	-0.907157	3.2786534	2.55	2.10375	0.445	1.459001	1.242	3.1671	1.4093595	11.51	3.91552
-3	1.943	0	2.61	-0.2	0.9798	5.5784	-1.115671	5.4656474	2.07	1.70775	0.445	2.432213	2.61	5.4027	2.4042015	11.51	6.42068
-2	1.943	0	3.753	-0.133	0.99107	8.0213	-1.069505	7.9496668	2	1.65	0.445	3.537602	3.753	7.506	3.34017	11.51	9.2325
-1	1.943	0	4.689	-0.067	0.99778	10.022	-0.66812	9.9995042	1.97	1.62525	0.445	4.449779	4.689	9.23733	4.11061185	11.51	11.5351
0	1.943	0	5.427	0	1	11.599	0	11.599127	1.95	1.60875	0.445	5.161612	5.427	10.5827	4.70927925	11.51	13.3506
1	1.943	0	6.068	0.0667	0.99778	12.969	0.8646091	12.940284	1.94	1.6005	0.445	5.758426	6.068	11.7719	5.2385044	11.51	14.9275
2	1.943	0	6.316	0.1333	0.99107	13.499	1.7998916	13.378656	1.98	1.6335	0.445	5.953502	6.316	12.5057	5.5650276	11.51	15.5376
3	1.943	0	6.454	0.2	0.9798	13.794	2.7588268	13.515436	2.01	1.65825	0.445	6.014369	6.454	12.9725	5.7727803	11.51	15.877
4	1.943	0	6.368	0.2667	0.96379	13.61	3.6294204	13.11748	2.07	1.70775	0.445	5.837279	6.368	13.1818	5.8658832	11.51	15.6655
5	1.943	0	6.028	0.3333	0.94281	12.884	4.2945481	12.146816	2.18	1.7985	0.445	5.405333	6.028	13.141	5.8477628	11.51	14.8291
6	1.943	0	5.386	0.4	0.91652	11.511	4.6045991	10.550462	2.33	1.92225	0.445	4.694956	5.386	12.5494	5.5844741	11.51	13.2497
7	1.943	0	4.359	0.4667	0.88443	9.3165	4.3476957	8.2398144	2.56	2.112	0.445	3.666717	4.359	11.159	4.9657728	11.51	10.7233
8	1.943	2.35	2.782	0.5333	0.84591	14.334	7.6446946	12.125038	3.75	3.09375	0.445	5.395642	2.782	10.4325	4.6424625	11.51	16.4982
9	1.101	0.234	0	0.6	0.8	0.4733	0.2839642	0.3786189	2.41	1.98825	0.445	0.168485	0	0	0	11.51	0.54474
somme							26.467797			26.2103		59.93492			59.4562898		162.307

Kss	2.25904
Kas	1.47513

a=	**0.1**	**tangø=**	**0.445**
R	**22.55**		
C=	**0.825**		
¥1=	**1.837**		
¥2=	**1.1**		
r	**11.51**		

Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1.74	0	0.465	-0.267	0.96379	0.89	-0.237336	0.8577817	1.91	1.57575	0.445	0.381713	0.465	0.88815	0.39522675	11.51	1.0244
-3	2.255	0	2.052	-0.2	0.9798	5.09	-1.017997	4.9871474	2.41	1.98825	0.445	2.219281	2.052	4.94532	2.2006674	11.51	5.85857
-2	2.255	0	3.379	-0.133	0.99107	8.3816	-1.117548	8.3067722	2.33	1.92225	0.445	3.696514	3.379	7.87307	3.50351615	11.51	9.64723
-1	2.255	0	4.465	-0.067	0.99778	11.075	-0.738362	11.050793	2.28	1.881	0.445	4.917603	4.465	10.1802	4.530189	11.51	12.7478
0	2.255	0	5.322	0	1	13.201	0	13.201221	2.26	1.8645	0.445	5.874543	5.322	12.0277	5.3523354	11.51	15.1946
1	2.255	0	5.953	0.0667	0.99778	14.766	0.9844278	14.733566	2.25	1.85625	0.445	6.556437	5.953	13.3943	5.96044125	11.51	16.9961
2	2.255	0	6.354	0.1333	0.99107	15.761	2.1014796	15.62037	2.28	1.881	0.445	6.951065	6.354	14.4871	6.4467684	11.51	18.141
3	2.255	0	6.514	0.2	0.9798	16.158	3.2315954	15.83152	2.33	1.92225	0.445	7.045026	6.514	15.1776	6.7540409	11.51	18.5978
4	2.255	0	6.414	0.2667	0.96379	15.91	4.2426472	15.33381	2.41	1.98825	0.445	6.823545	6.414	15.4577	6.8786943	11.51	18.3123
5	2.255	0	6.019	0.3333	0.94281	14.93	4.9767098	14.076261	2.56	2.112	0.445	6.263936	6.019	15.4086	6.8568448	11.51	17.1846
6	2.255	0	5.274	0.4	0.91652	13.082	5.2328628	11.989995	2.7	2.2275	0.445	5.335548	5.274	14.2398	6.336711	11.51	15.0576
7	2.255	0	4.682	0.451	0.90674	12.229	4.1471693	10.121654	2.12	2.0278	0.445	5.290998	5.157	14.982	7.000135	11.51	13.3718
8	2.255	3.64	4.082	0.4667	0.88443	25.204	11.761803	22.291136	2.97	2.45025	0.445	9.919556	4.082	12.1235	5.3949753	11.51	29.0096
9	3.047	2.252	0	0.5333	0.84591	12.605	6.7227773	10.66281	3.42	2.8215	0.445	4.744951	0	0	0	11.51	14.5086
somme							36.14306			26.4908		70.72972			60.6104107		192.28

Kss	2.68912
Kas	2.17094

Annexe .VI.1 :

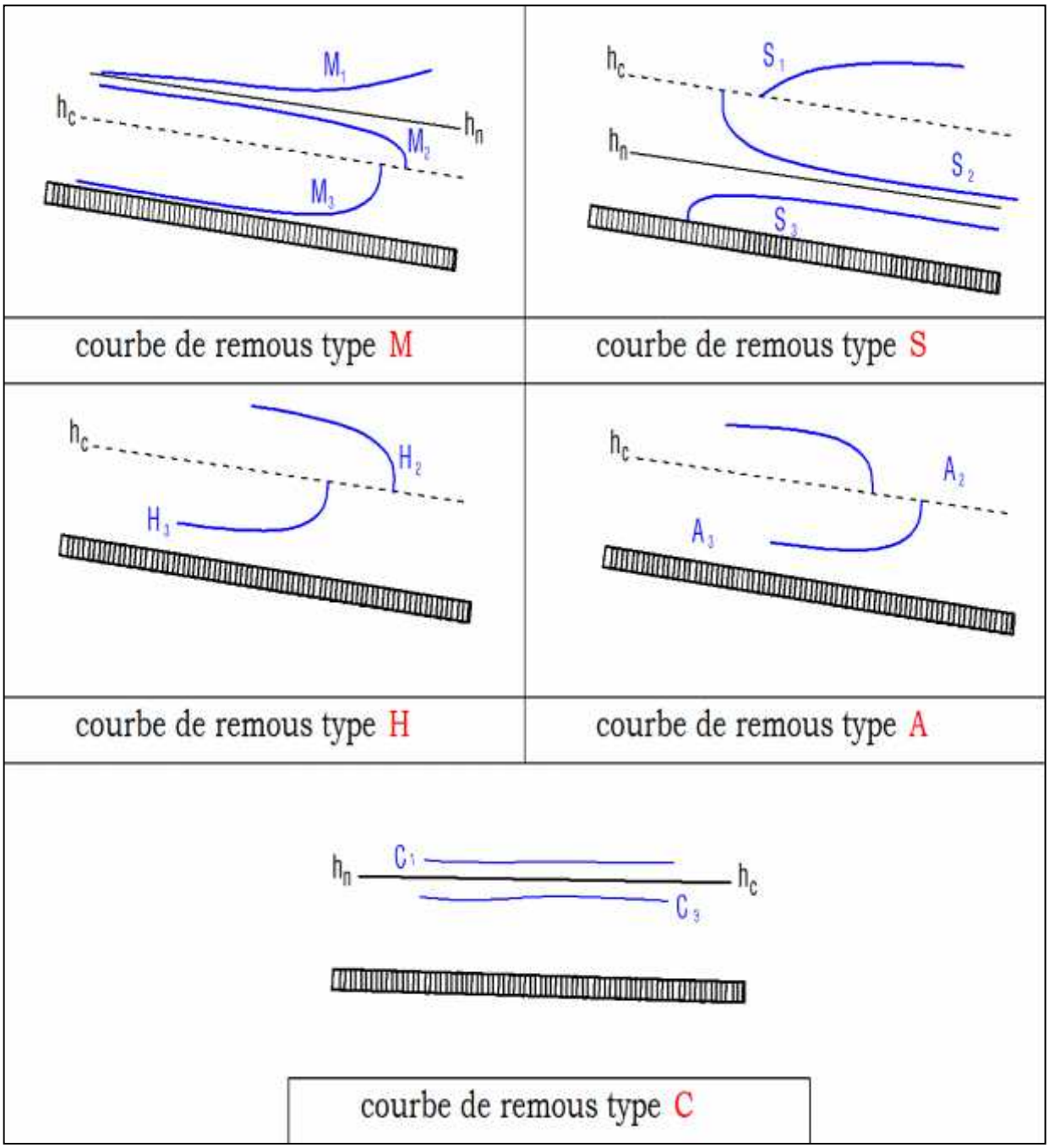
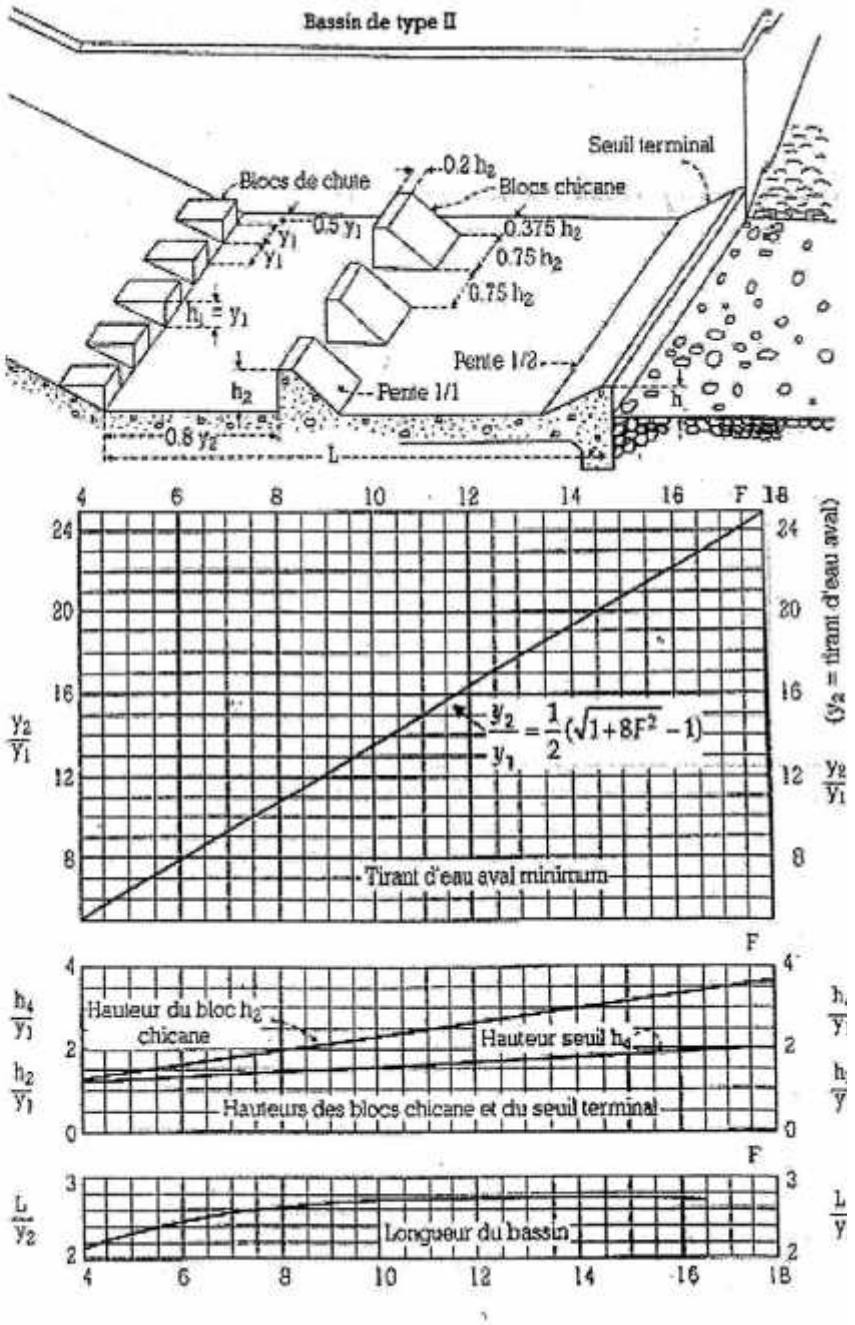


Figure VI.1 : les différentes formes de courbes de remous

ANNEXE .VI.2 :



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour Fr > 4,5 et une vitesse à l'entrée du bassin V_1<15 m/s *(Extrait du Design of Small Dams)*

Figure VI.2 : Bassin type II