

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques.

THEME :

**ETUDE D'UN PETIT BARRAGE SUR OUED EL ABIOD
(W. GHARDAIA)**

Présenté par :

M^r :MIDA FOUAD.

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r M.HASSANE	M.C.B	Président
M^r A.HADJ SADOUK	M.C.B	Examineur
M^r M.K.MIHOUBI	M.C.A	Examineur
M^r A.RASSOUL	M.C.B	Promoteur

Mars 2014

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 M^r : Rassoul ainsi que M^r : Zeroual pour ces orientations et sa compréhension.

Mes remerciements vont également à :

Monsieur Hassan pour l'encouragement et l'aide;

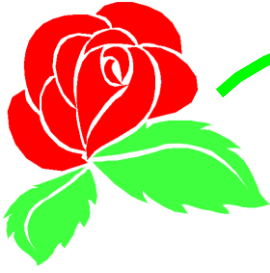
Tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail ;

Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle Universitaire ;

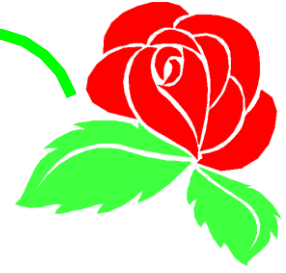
Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de poursuivre 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.

Fouad



Dédicace



Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime mais surtout :

A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon Chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez (mon père Djamel et ma mère Chafia et que Dieu me les garde);

A mes frères : Khaoula, Islah et Abdelkader ;

A mon grand-père et ma grand-mère (que Dieu me les garde);

A toute ma famille à Ouargla et El Oued ;

A mes cousines : Nina, Souad , Moounir, Faousi, Wahid ;

A toutes mes amies: Chouaib, Youcef, Nassir, Amin, Nadir, Salim, Rami , Bachir, Abdelhak, El Hadj, Abdellah, Kadri, Mourad, Housam, Ali, Rahim, Djaber, Sharef, Tounsi, Yacine, Mouhammed, Redouan, Zaki, Mahfoud, Bilal , Mosab, Soufiane, Maryam, et Kawthar ;

A tout les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études ;

A tous mes collègues de L'ENSH surtout la promotion 2007 ;

A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.



Souad



لامصخا:

في انمة اذهل معطاي وتسمي لعلماشد تينقت تساردب داو ضيللا (تيللاو زاجنلا) تيدارغ زجاد امئي من
لهسد تيامدل جا يداو بازيم نمتاناضيفلا لامسويمة .

دعب تقمعم تسارد و فلتخمل تلماشد بناوجلا تيجولويجلا، تيجولورديهلا و تيفار غوبطلا، رايتخاب انمة حارتقلا
سناجتم قراجطاب، انمصد شيد زاجحلا يناملا و متابذ نمانققحت. زاجنلاب قلعني اميف اما حرشلاب انمة دقف فلتخمل حارمل
زاجنلا.

Résumé :

Notre travail consiste à faire une étude au niveau de l'oued ABIOD (wilaya de Ghardaïa) pour la réalisation d'un barrage qui sert a protéger la vallée de M'Zâb contre les crues saisonnières.

Après une étude précise et complète des différentes étapes (géologique, hydrologique, topographique), nous avons choisi la variante homogène en alluvions, puis nous avons implanté la digue et vérifié sa stabilité. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract:

In our dissertation, we have made a complete technical study in wadi EL ABIOD (Ghardaïa) in order to build a dam to protect wadi Mzab from seasonal floods.

After a precise and complete study of the various stages "geological, hydrological, topographic), we chose the stones homogeny, then one established the dam and checked its stability. For the realisation we gave an explanation of the various stages of calculation.

SOMMAIRE

Introduction General	
-----------------------------------	--

Chapitre I : Etude topographique

I.1.Introduction.....	1
I.2.Situation géographique de Ghardaïa.....	1
I.3.Choix de site de barrage.....	2
I.4.Documentation topographiqu.....	2

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

II.1 Géologie générale.....	3
II.2 Géologie de la zone d'étude.....	3
II.2.1Lithologie.....	3
II.2.2 Argiles du Cénomanién.....	3
II.2.3. Calcaires du Turonien	4
II.2.4. Alluvions grossières	4
II.2.5. Alluvions sablo-limoneuses	4
II.3 Tectonique.....	5
II.4 Altération.....	5
II.5 Géologie de la cuvette.....	6
II.6 Stabilité.....	6
II.7 Etanchéité.....	6
II.8. Hydrogéologie.....	6
II.9 Sismicité.....	7
II.10 Etude Géotechnique.....	7
II.10.1 Travaux de reconnaissance réalisés sur oued ABIOD.....	8
II.10.2 Essais de laboratoire.....	10
II.10.3 Conclusion.....	17

Chapitre III : Etude Hydrologique

III.1 Introduction.....	18
III.2 Caractéristiques du bassin versant	18
III.2.1Caractéristiques morphologique	18
III.3 Etude pluviométrique.....	25
III.3.1 Pluie moyenne annuelle	26
III.3.2 Répartition mensuelle de la pluie moyenne	27
III.3.3 Pluies maximales journalières.....	27
III.3.4 Ajustement des pluies maximales journalières	28
III.3.5 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences	29
III.4 Etudes des apports.....	30
III.4.1 Apport moyen interannuel (A0).....	31
III.4.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	32
III.4.3 Irrégularité des apports	35
III.4.4 Transport Solide.....	36
III.5 Etude des crues	38

III.5.1 Méthode régionale d'évaluation des caractéristiques des crues :(radier auvray 1965-1988)	39
III.5.1.1 Fonction de production	39
a) Coefficient de ruissellement.	39
b) Coefficient d'abattement :	39
III.5.1.2 Fonction de transfert	39
III.5.2 Hydrogramme de crue.....	41
III.5.2.1 Choix de la crue du projet	41
III.5.2.2 Courbes Hauteurs-Capacités-Surfaces	43
III.5.2.3 Régularisation de débit	44
III.5.3 Laminage des crues.....	54
III.5.3.2 Etude d'optimisation de l'évacuateur de crue	58
III.5.4 Conclusion	62

Chapitre IV : Etude des variantes

Introduction.....	63
IV.1 Barrages en terre	63
IV.1.1 Avantages des digues en terre.....	63
IV.1.2 Inconvénients des digues en terre	63
IV.3 Choix du type de barrage	64
IV.3.1 Topographie du site	64
IV.3.2 Morphologie de la vallée	64
IV.3.3 Conditions géologiques et géotechniques.....	64
IV.3.4 Matériaux de construction	64
IV.4 Variantes à choisir	65
IV.4.1 Barrage en terre homogène.....	65
IV.4.2 Barrage zoné a noyau d'argile	65
IV.4.3 Barrage en enrochement avec masque en béton	65
IV.4.4 Fixation du choix définitif du type de barrage.....	65
IV.5 Dimensionnement préalable de la digue.....	66
IV.5.1 Détermination de la cote de crête :	66
IV.5.2 Calcul de la revanche.....	66
IV.5.3 Largeur en crête	67
IV.5.4 Fruit de talus	68
IV.5.5 Protection des talus.....	68
Conclusion	70
IV.5.6 Volumes de la digue	70
IV.5.7 Estimation du coût des variantes	71

Chapitre V : Etude de la variante choisi

V.1. Définition du profil général du barrage.....	73
V.1.1 Longueur en crête.....	73
V.1.2 Pente des talus	73

V.1.3 Bermes	73
V.1.4 Dispositifs de protection contre les effets de l'eau	73
V.2 Etude des infiltrations	77
V.2.1 Généralité	77
V.2.2 Ligne de saturation.....	77
V.2.3 Calcul du débit de fuite par infiltration.....	80
Conclusion	81
V.3 Stabilité des talus	81
V.3.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	81
V.3.2 Conséquences de l'instabilité des talus.....	82
V.3.3 Méthode des tranches.....	83
V.3.4 Ordre de calcul (Méthode de FONDEEV).....	83
Conclusion	88

Chapitre VI : Etude De La Vidange de Fond

VI.1 Introduction.....	89
VI.2 Type d'ouvrage de vidange	89
VI.3 Choix de type de vidange	89
VI.4 Calcul de la vidange de fond	90
VI.4.1 Calcul hydraulique de la conduite de vidange :.....	90
VI.4.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :	90
VI.4.3 Correction du coefficient de débit μ :	91
VI.4.3 Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue :	92
VI.5 Conclusion	92

Chapitre VII : Etude Des Ouvrages Annexes

VII. Evacuateur de crue	93
VII.1 Introduction :	93
VII.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue :	93
VII.1.2 Différent types des évacuateurs de crue :	93
VII.1.3 Choix de la variante :.....	94
VII.1.4 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :.....	95
VII.1.5 Dimensionnement de l'évacuateur de crue:	95
VII.2 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue:	95
VII.2.1 Canal d'approche :	95
VII.2.2 Déversoir:	96
VII.2.3 Chenal d'écoulement:	97
VII.2.4 Le coursier :.....	99
VII.2.5 Dissipation d'énergie:.....	103
VII.2.6 Canal de fuite :	104
VII.5 Conclusion.....	105

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Introduction :	113
VIII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :	113
VIII.1.1 Installations destinées au personnel :	113
VIII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux :	113
VIII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins :	113
VIII.1.4 Installation destinées pour la préfabrication :	114
VIII.1.5 Réalisation de la galerie de dérivation, la vidange de fond:	114
VIII.1.6 Réalisation de l'évacuateur de crue:	114
VIII.1.7 Réalisation du corps du barrage:	114
VIII.1.8 Recommandation pour l'exécution de la digue:	115
VIII.1.9 Contrôle de compactage:	115
VIII.1.10 Engins utilisés:	115
VIII.2 Planification :	116
VIII.2.1 Définition :	116
VIII.2.2 Techniques de la planification :	116
VIII.2.2.1 Méthodes basées sur le réseau :	116
VIII.2.2.2 Méthodes basées sur le graphique :	118
VIII.2.3 Paramètres de la méthode C.P.M :	119
VIII.2.4 Plannings :	120
VIII.2.4.1 Plan de travail au plus tôt :	120
VIII.2.4.2 Plan de travail au plus tard : (PTPP)	120
VIII.2.4.3 plan de travail intermédiaire :	120
VIII.3 délai de construction et programme des travaux :	120
VIII.4 Symboles des différentes opérations :	121
VIII.5 Détermination des chemins critiques :	124
Conclusion:	126
Conclusion General	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (II.1): Niveaux piézométriques au niveau des différents sondages:	7
Tableau (II.2): Caractéristiques des sondages:	8
Tableau (II.3): Epaisseur des différents horizons:	9
Tableau (II.4): Les résultats des essais sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous:	10
Tableau (II.5): Les résultats des essais sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:.....	10
Tableau (II.6): Granulométries des alluvions naturelles.....	11
Tableau (II.7): Granulométrie des alluvions écrêtées à 200 mm:	11
Tableau (II.8): Résultats des essais laboratoire sur les argiles:	12
Tableau (II.10): Résultats des essais mécaniques sur les roches (compression):	14
Tableau (II.11): Résultats des essais mécaniques sur les roches (traction):	15
Tableau (II.12): Tableaux récapitulatifs des résultats des essais physiques:	16
Tableau (II.13): Résistances à la fragmentation et l'usure des matériaux des zones d'emprunt et des sites.....	16
Tableau (III.1): Répartition en % de la surface élémentaire.	20
Tableau (III.2): Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	23
Tableau (III.3): Températures moyennes mensuelles pour une période d'observation (1965/2012)	24
Tableau (III.4): Vitesse moyennes mensuelles du vent pour une période d'observation (1965/2012).....	24
Tableau (III.5): Humidité moyennes mensuelles sur une période d'observation (1982/2012).....	24
Tableau (III.6) : Evaporation moyennes mensuelles.....	25
Tableau (III.7): Caractéristiques de la station de GHARDAIA.....	26
Tableau (III.8): Résume les différentes précipitations pour différents périodes de retour ...	29
Tableau (III.9) : l'Apport moyenne interannuelle.....	32
Tableau (III.10) : Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.....	34
Tableau (III.11) : Apport fréquentiel.....	35
Tableau (III.12) : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.....	35
Tableau (III.13) : Valeur de α en fonction de la perméabilité.....	37
Tableau (III.14) : Récapitulatif des résultats du volume mort.....	38
Tableau (III.15) : Calcul du volume mort.....	38
Tableau (III.16): Résumée et calcul des débits des crues pour différentes périodes de retour.....	40
Tableau (III.17) : Catégories des dommages résultant des crues.....	42
Tableau (III.18): Crue de projet recommandée.....	42
Tableau (III.19) : surface et volume en fonction de l'altitude.....	43
Tableau (III.20) : Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation :.....	45
Tableau (III.21) : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3):.....	46
Tableau (III.22) : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.....	47
Tableau (III.23) : Volumes des pertes dans la retenue :.....	48
Tableau (III.24) Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes	49
Tableau (III.25): Les volumes des pertes dans la retenue :.....	50
Tableau (III.26): Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm3).....	51
Tableau (III.27): Les volumes des pertes dans la retenue	52
Tableau (III.28): Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm3).....	53
Tableau (III.29) : Données initiales.....	56
Tableau (III.30) : Calcul de la première étape.	56

Tableau (III.31) :	Calcul de la deuxième étape.....	57
Tableau (III.32) :	Calcul de la troisième étape.....	57
Tableau (III.33):	Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine	58
Tableau (III.34):	Récapitulatif des résultats.....	59
Tableau (III.35):	Coût de la digue.....	59
Tableau (III.36):	Coût de déversoir.....	60
Tableau (III.37):	Coût du canal d'approche.....	61
Tableau (III.38):	Coût Totale du barrage.....	61
Tableau (IV.1) :	Récapitulatif des résultats de calcule de largeur de crête.....	68
Tableau (IV.2) :	Valeurs indicatives des fruits de talus.....	68
Tableau (IV.3) :	Valeurs de C en fonction des pentes de talus et δ	69
Tableau (IV.4) :	Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	70
Tableau (IV.5):	Coûts des variantes étudiées:.....	72
Tableau (V.1):	Coordonnées de la parabole de Kozeny.....	79
Tableau (V.2):	Coefficient de stabilité admissible des talus.	82
Tableau (V.3):	Valeurs de K1 et K2	83
Tableau (V.4):	Valeurs de R1 et R2.....	83
Tableau (V.5):	Caractéristique géotechniques.	84
Tableau (V.6):	Coefficient de sécurité.	87
Tableau (VII.1):	Coordonnées de la nappe déversante.....	97
Tableau (VII.2):	Calcul de profondeur normal par itération.....	100
Tableau (VII.3):	Caractéristiques de la profondeur normale est:.....	100
Tableau (VII.4):	Caractéristiques de la profondeur critique est:.....	100
Tableau (VII.5) :	Caractéristique hydraulique de l'écoulement	101
Tableau (VII.6):	Calcul de ligne d'eau à pas d'espace de 10 m.....	102
Tableau (VIII.1) :	symboles des opérations	121
Tableau (VIII.02) :	Détermination des chemins critiques.....	124
Tableau (VIII.03):	Diagramme de GANT.....	125

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : figure de localisation de la wilaya de Ghardaia.....	1
Figure I.2 : localisation de la zone d'étude.....	2
Figure II. 1 : Carte géologique du grand erg oriental	5
Figure III.1 :Reseau hydrographique du bassin versant du l'oued EL ABIOD.....	18
Figure III. 2 : courbe hypsométrique	21
Figure III.3 : classification du SCHUM.....	22
Figure III.4 : Evaporation moyennes mensuelles.....	25
Figure III.5 :Carte en isohyètes moyennes annuelles du Sahara algérien.....	26
Figure III.6 : Répartition annuelle des pluies.....	27
Figure III. 7 : Répartition mensuelle des pluies moyennes.....	27
Figure III.8 : ajustement à la loi de GUMBEL.....	28
Figure III.9 : ajustement à la loi de Log normal.....	28
Figure III.10 : courbe des pluies à courtes durées.....	30
Figure III.11 : courbe intensité fréquentielle.....	30
Figure III.12 :la répartition mensuelle de l'apport 80%.....	36
Figure III.13 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.....	41
Figure III.14 : Courbe hauteur-capacité.....	43
Figure III. 15 :Courbe Surface-hauteur.....	44
Figure III.16 : Courbe $H=f(Q,q)$	57
Figure III.17 : courbe $q=f(v_{forcé})$	62
Figure V.1 : Diagramme des forces agissant sur une tranche.....	87
Figure VII.1 : profil déversoir type Greager.....	97
Figure VII 2 : Schéma explicatif de la ligne d'eau.....	101
Figure VII 3 : Ligne d'eau dans le coursier.....	102
Figure VIII.1 : Réseau à nœuds.....	125

LISTE DES PLANCHES

Planche 1 : Coupe transversale de l'évacuateur de crues et le vidange de fond du barrage l'abiod (W.GHARDAIA).

Planche 2 : Coupe geologique suivant l'axe de la digue de barrage l'abiod (W.GHARDAIA).

Planche 3 : Coupe transversale de la digue de barrage l'abiod (W.GHARDAIA).

Planche 4 : Calcule de stabilité de la digue de barrage l'abiod (W.GHARDAIA).

Planche 5 : Plan d'aménagement de barrage l'abiod (W.GHARDAIA).

Planche 6 : Vue de de l'évacuateur de crues et le vidange de fond du barrage l'abiod (W.GHARDAIA).

Introduction générale

Les crues des cours d'eau sont considérées comme phénomène naturel que l'homme ne peut pas contrôler. Partout dans le monde la montée des cours d'eau se fait de façon récurrente avec une ampleur plus ou moins importante.

Le développement récent de la population, qui a augmenté au cours du temps, a créé une intense urbanisation heurtée aux contraintes du relief, particulièrement à l'étranglement de la vallée de M'ZAB. On remarque une submersion incontrôlée de l'habitat dans la palmeraie et dans des zones inondables, parfois même dans le lit mineur de l'oued. Ainsi que l'inondation d'eau et incontrôlable qui a créé des dégâts humains et matériels.

Pour cette raison la wilaya de Ghardaïa a bénéficié de trois barrages de protection au nord-est de Ghardaïa.

Notre projet de fin d'étude a pour but d'étudier la faisabilité du barrage EL ABIOD, de la région DAYA BEN DAHOUA. A Oued EL ABIOD qui est destiné à la protection de la ville de Ghardaïa contre les crues.

Pour ce faire, nous avons suivi trois étapes essentielles :

La première a consisté en un diagnostic : Analyse des documents (Plan de situation, cartes, rapports, etc.....).

Alors que le choix est fait sur la réalisation d'un barrage sur l'oued l'Abiod qui est destiné à protéger la ville de GHARDAIA contre les inondations et de qui se trouve à l'aval du barrage, le plan de travail à suivre se décompose en six parties séquentielles à savoir:

En premier lieu nous commencerons par une étude topographique qui permettra de choisir le site du barrage. Puis, on s'en suivra par l'exploitation du levé topographique de la cuvette.

En seconde partie, on s'occupera par l'élaboration du rapport géologique du site, ceci permettra l'expertise de la fondation ainsi que la quantification des matériaux locaux destinés à la construction.

Dans la troisième partie, une étude hydrologique s'imposera pour déterminer les apports annuels. La bonne estimation de ces derniers nous conduira à un dimensionnement optimal de notre barrage.

La quatrième partie consistera à étudier de la digue avec ses ouvrages annexes (dérivation provisoire, évacuateur de crue, vidange de fond) afin d'une étude économique. Cette dernière annoncera la cinquième partie qui est une étude détaillée de la variante choisie et consistera, elle-

même, à la protection et à la vérification de la stabilité des talus, ainsi que l'estimation des infiltrations à travers le corps du barrage.

En dernière partie, nous passerons à la réalisation de notre projet tant en assurant la protection de notre chantier durant la période de réalisation.

Enfin notre travail se terminera par une conclusion générale.

Chapitre I :

Etude Topographique

I. Etude topographique**I.1. Introduction**

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour l'aménagement des cours d'eau (plans, cartes, 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.2. Situation géographique de Ghardaïa

La wilaya de Ghardaïa se situe dans la zone septentrionale du Sahara algérienne à 600 Km au sud de la capitale d'Alger avec une superficie plus de 86105 Km² et bornée de

- Au nord par la wilaya de Laghouat et Djelfa
- A l'est par la wilaya d'Ouargla
- A l'ouest par les wilayas d'Adrar et El-Bayad
- Au sud par la wilaya de Tamanrasset

La figure (I-1) : Présentation de la wilaya de ghardaia

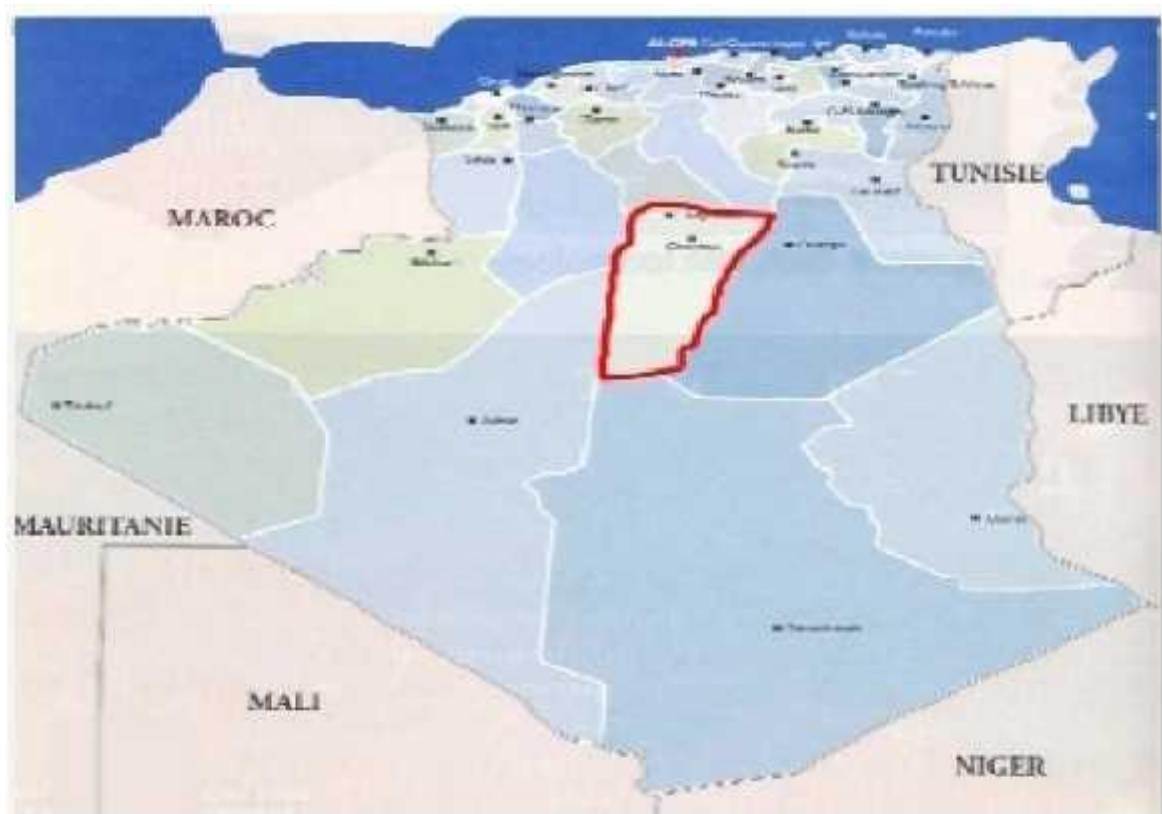


Figure I.1 : Localisation de la wilaya de Ghardaïa

I.3. Choix de site de barrage

Le site destiné à la construction du barrage se trouve sur l'oued EL ABIOD à 60 km à Ouest du chef lieu de la wilaya de Ghardaïa.

L'oued de ABIOD c'est le principale affluent du l'oued M'zab, se conflue avec deux autres oueds, oued LAADIRA et oued de BOUBRIK et déversent leurs eaux dans l'oued principal de la ville de Ghardaïa (oued M'zab), dont les coordonnées cartésiennes du site du barrage sont :

Les coordonnées (Lambert) du site sont :

- X =549.533 km
- Y =3.604.085 km
- Z =554 m, NGA



Figure I.2 : Localisation de la zone d'étude

I.4. Documentation topographique

La documentation topographique pour des travaux sur l'étude de l'aménagement de l'oued et pour justifier les conceptions de l'étude, on a reçu le document cartographique suivant:

Carte d'état major de la wilaya de Ghardaïa à l'échelle 1 :250 000 feuilles n°31-15 série p502.

Chapitre II :

Etude géologique et géotechnique

II. Etude géologique et géotechnique

Concernant les études géologiques et géotechniques, nous aborderons plus spécialement:

- Les diverses techniques possibles
- L'identification et choix du site du barrage

Les études géologiques et géotechniques et les travaux de reconnaissance permettent l'adaptation du projet au site choisi et au type de barrage

Le but de cette étude est d'étudier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe de la digue et de savoir les principales caractéristiques :

- Perméabilité de la cuvette.
- Stabilité de la fondation, la digue et la cuvette.
- Recherche des matériaux d'emprunts.

II.1. Géologie générale

La région de Ghardaïa est située principalement dans les formations de calcaires massifs du Turonien. Celles-ci sont parfois recouvertes par les sédiments du Sénonien moyen, constituant fréquemment des buttes témoins de faible extension qui se détachent à l'horizon : elles sont constituées d'une carapace calcaire surmontant des marnes gypseuses souvent recouvertes par leurs produits d'altération.

II.2. Géologie de la zone d'étude**II.2.1. Lithologie**

Les faciès rencontrés sur le site sont les mêmes. Il s'agit des formations suivantes :

- Les argiles du Cénomanien
- Les calcaires du Turonien
- Les alluvions grossières, souvent cimentées avec un aspect conglomératique
- Les alluvions sablo-limoneuses

II.2.2. Argiles du Cénomanien

Ces argiles qui sont à la base des formations calcaires sont bariolées de couleurs jaune verdâtre parfois rougeâtres gypseuses. Elles comportent parfois des petits niveaux marno-calcaires compacts.

Elles ont partout été recoupées par les sondages à la base des alluvions en fond de vallée et sous les calcaires sur les rives.

II.2.3. Calcaires du Turonien

Ces calcaires recouvrent l'ensemble de la région avec une morphologie tabulaire tout à fait monotone. Ils sont à structure subhorizontale de direction N 100 ° et de pendage 5° à 15° vers le nord. Ils sont tantôt bruns, tantôt clairs à l'affleurement, mais toujours blancs à la cassure. Massifs et très résistants, ils sont souvent silicifiés, avec parfois des nodules de silex pouvant atteindre des dimensions appréciables (10-20 cm). L'épaisseur des bancs est généralement de l'ordre de mètre avec parfois des bancs plus épais (2-2.5m). L'épaisseur totale du Turonien non érodé est d'environ 120 m.

II.2.4. Alluvions grossières

Ces alluvions sont grossières avec une proportion d'éléments de dimension supérieure à 200 mm parfois importante. Elles sont composées d'éléments de calcaire souvent roulés, parfois à angles légèrement émoussés. Cet horizon est très compact, parfois recimenté, surtout en profondeur. Il est souvent difficile à entamer à la pelle mécanique au-delà des premiers mètres.

La partie inférieure est constituée d'alluvions grossières à éléments calcaires fortement cimentées à aspect conglomératique, de couleur blanchâtre, parfois rosâtre. Au carottage ce matériau est souvent massif et résistant. L'épaisseur de cet horizon varie de 10 à 20 m

II.2.5. Alluvions sablo-limoneuses

Cet horizon surmonte les alluvions grossières. Son épaisseur varie de quelques centimètres à 2 mètres au maximum. Il est constitué parfois de sable propre roux, parfois de sable limoneux légèrement caillouteux de couleur brun à roux sec, ce matériau est totalement pulvérulent, la fraction argileuse étant très faible sinon inexistante.

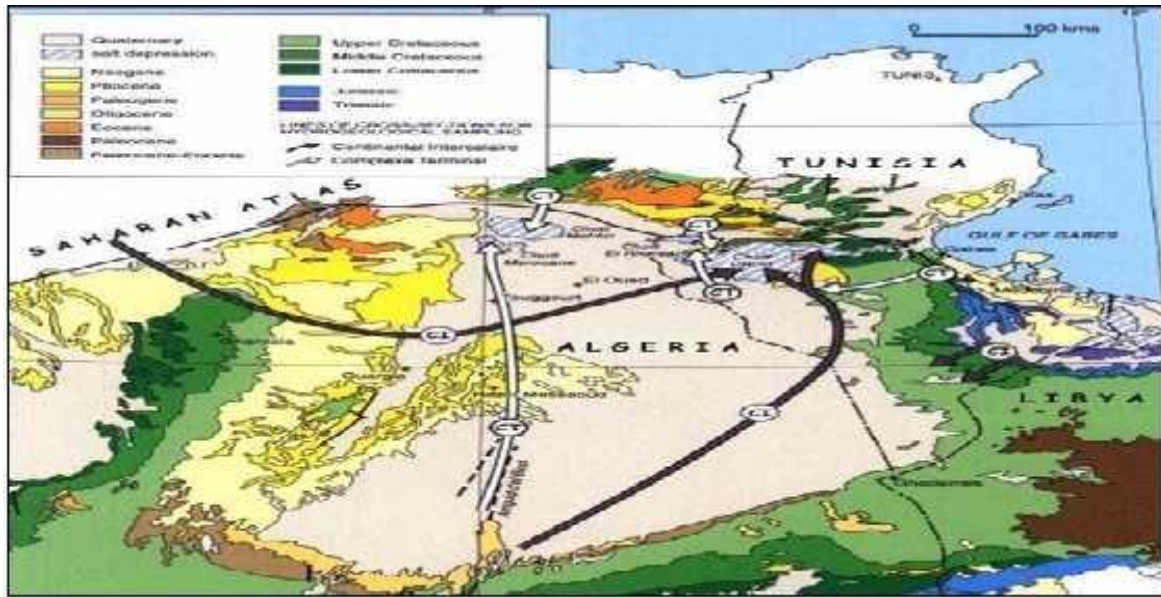


Figure II. 1 : Carte géologique du grand erg Oriental

II.3. Tectonique

Les formations calcaires à structure tabulaire, au droit du site, ne sont affectées par aucun phénomène tectonique notable d'importance régionale. Les mêmes directions et pendages sont mesurés aussi bien en rive droite qu'en rive gauche. Aucune faille d'importance n'est relevée aux environs immédiats de site.

La fracturation est cependant intense. Elle est liée d'une part aux phénomènes tectoniques à petite échelle et d'autre part aux phénomènes de géodynamique externe, notamment les variations de température : les fissures qui résultent de ces effets géodynamiques sont superficielles et d'orientation aléatoire.

Les fissures profondes d'origine tectonique forment un réseau subvertical de direction N35° et de pendage 90° et N°100° pendage 90°. Elles sont légèrement ouvertes en surface, avec un remplissage sableux. Elles se referment probablement en profondeur.

II.4. Altération

Du fait de la fissuration intense des calcaires, l'altération s'est développée jusqu'à une profondeur de 2 à 4 mètres.

II.5. Géologie de la cuvette

La cuvette de ce barrage se développe dans le même terme Les calcaires, surmontés des alluvions grossières puis quelquefois les alluvions sablo- limoneuses se retrouvent sur toute l'étendue des cuvettes avec la même morphologie et la même structure.

II.6. Stabilité

Aucune instabilité majeure n'est relevée aussi bien sur les sites que dans les cuvettes. Ceci trouve son explication dans la morphologie, la structure géologique ainsi que dans la nature des formations rencontrées.

II.7. Etanchéité

Les possibilités d'infiltrations sont importantes du fait de l'importance de la surface des calcaires en contact avec l'eau de la retenue et des caractéristiques de perméabilité de l'épaisse couche alluviale. Cependant le but de ces ouvrages n'est pas de constituer un réservoir étanche et la durée de remplissage de la retenue est limitée à l'occurrence des crues à quelques dizaines d'heures ; par ailleurs les eaux infiltrées resteront dans le bassin, du fait de l'absence de vallée adjacente susceptible de les drainer.

II.8. Hydrogéologie

Les alluvions grossières renferment une nappe phréatique importante. Une dizaine de puits agricoles ont été foncés à l'aval et à l'amont de l'axe de la digue El Abiod.

Tableau (II.1): Niveaux piézométriques au niveau des différents sondages:

<u>Sondage</u>	<u>Profondeur[m]</u>	<u>Cote [NGA]</u>
SC01	28.32	542.9
SC02	14.00	539.8
SC03	15.32	538.8
SC04	14.82	538.9
SC05	13.46	539.7
SC06	31.84	538.2
PI 1	15.16	538.6
PI 2	15.00	538.9
PI 3	15.05	538.8
PI 4	15.10	538.7
PI 5	15.07	538.8

II.9. Sismicité

Les connaissances actuelles sur la sismicité algérienne basées principalement sur la sismicité historique permettent de fixer la limite méridionale de la partie sismique de l'Algérie au niveau de l'accident sud Atlasique. A l'exception de trois épicentres localisés au sud Est de Biskra, les régions situées au sud de la flexure saharienne sont totalement asismiques. La région du site peut cependant ressentir les séismes de la partie sud de l'Atlas (distance supérieure à 150km).

II.10. Etude Géotechnique

Le site de barrage fait l'objet d'une campagne de reconnaissance assez dense pour l'étude aussi bien de la fondation que des matériaux de construction. Le but de ces travaux confiés au laboratoire des travaux publics est de connaître la lithologie des formations de fondations et d'en apprécier les caractéristiques physiques et mécaniques.

II.10.1. Travaux de reconnaissance réalisés sur oued ABIOD

a) Sondages carottage sur l'axe de la digue :

Le site d'oued ABIOD a fait l'objet d'une campagne de reconnaissance par sondages carottés. Cinq sondages ont été exécutés le long de l'axe de la digue. Le tableau ci dessous donne les principales caractéristiques

Tableau (II.2): Caractéristiques des sondages:

N°	Sondage	Profondeur	Situation
1	Labsc1	40.0 m incliné 30° Amont	Rive gauche
2	Labsc2	30.0 m Vertical	Fond d'oued
3	Labsc3	50.0 m Vertical	Fond d'oued
4	Labsc4	50.0 m Vertical	Fond d'oued
5	Labsc5	30.0 m Vertical	Fond d'oued
6	Labsc6	41.0 m Vertical	Rive droite
7	Labsc7	31.5 m Vertical	Rive droite (Entre 5 et 6)
8	Labsc8	26.3 m Vertical	Rive droite (Entre 6 et 7)

Total linéaire : 298.8 m

Cinq sondages destructifs de 25 ml de longueur ont également été réalisés

Les sondages réalisés ont permis de tracer une coupe géologique en travers de la vallée relativement précise. On rencontre :

- **En rive gauche :** 14.72 m de calcaire à aspect dolomitique gris dur parfois vacuolaire qui recouvrent des argiles marneuses versicolores (Voir log du LabSC1)
- **En rive droite :** 3 m de sable dunaires, et 4.3 m de calcaire à aspect dolomitique gris dur parfois vacuolaire qui recouvrent des argiles marneuses versicolores (Voir log du LabSC6). Les sondages Complémentaires LabSC7 et LabSC8 ont permis de préciser les contacts entre les différentes formations
- **En fond de vallée :** Les sondages LabSC2 ,3 ,4 et 5 ainsi que les sondages complémentaires SC7 et 8 ont permis de définir la coupe ci dessous :

- Un premier horizon d'environ une quinzaine de mètres d'alluvions grossières à éléments calcaires parfois arrondis et d'autres fois légèrement émoussés comportant des niveaux fortement indurés recimentés.
- Un deuxième niveau d'alluvions grossières fortement cimenté à aspect conglomératique de couleur blanchâtre à rosâtre. Ce niveau a une puissance moyenne d'environ une vingtaine de mètres
- Les argiles marneuses versicolores

Dans le tableau ci dessous les épaisseurs des différents horizons sont détaillées. Ils ont permis de tracer la coupe géologique

Tableau (II.3): Epaisseur des différents horizons:

Lithologie	SC2	SC3	SC4	SC5	SC7	SC8
Sable dunaire					0.00 m 0.20 m	0.00 m 1.70 m
Alluvions grossières	0.00 m 21.6 m	0.00 m 14.0 m	0.00 m 11.6 m	0.00 m 16.8 m	-	-
Alluvions à aspect conglomératique	-	14.0 m 34.0 m	11.6 m 37.6 m	16.8 m 30.0 m	0.20 m 23.0 m	1.70 m 9.70 m
Calcaire compact à aspect dolomitique	-	-	-	-	23.0 m 25.5 m	9.70 m 15.7 m
Argiles versicolores	21.6 m 40.0 m	34.0 m 50.0 m	37.6 m 50.0 m	-	25.5 m 31.5 m	15.7 m 26.3 m

b) Puits dans les zones d'emprunt :

Dans les zones d'emprunt 15 puits ont été creusés à la pelle mécanique, de profondeur 8m pour la raison des travaux de reconnaissance sur la zone d'emprunt.

II.10.1.1. Alluvions grossières

Les matériaux prélevés ont une forte proportion d'éléments grossiers. Ils sont classés GL pour El Abiod. Lors du prélèvement, ces matériaux ont été écrêtés : ils sont en réalité légèrement plus grossiers.

Au compactage, ils permettent d'obtenir des remblais de forte densité avec une faible teneur en eau. Le matériau en place étant généralement sec, il sera toujours nécessaire de les arroser pour atteindre la teneur optimale.

La résistance au cisaillement est élevée et devrait l'être encore plus en considérant la granulométrie non écrêtée.

Tableau (II.4): Les résultats des essais sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous:

Puits	Prof.	Cailloux <200 ; >20	Graviers <20 ; >2	G. sable <2 ; >0.2	Sable fin <0.2 ; >0.02	Limon <0.02 ; >2 μ	Argile <80 μ	Wl	Wp	Ip
1	2	5.00	15.00	21.00	37.00	22.00	-	18.00	-	-
2	2	19.00	41.00	16.00	13.00	11.00	-	17.00	-	-
Moy.		12.00	28.00	18.50	25.00	16.50	-	17.50	-	-
E type		9.90	18.38	3.54	16.97	7.78	-	0.71	-	-

Puits	Prof.	γ_d	Wopt	ϕ_{cd}	Ccd
1	2	1.94	10.70	30.00	0.45
2	2	1.88	12.30	32.00	0.40
Moy.		1.91	11.50	31.00	0.43
E type		0.04	1.13	1.41	0.04

II.10.1.2. Sable de l'oued

Un puits a été foncé dans les sables de l'oued El Abiod avec prélèvement d'un échantillon. Les résultats de l'identification au laboratoire montrent un sable fin limoneux SL de densité Proctor moyenne et de forte résistance mécanique.

Tableau (II.5): Les résultats des essais sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Puits	Prof.	Cailloux <200 ; >20	Graviers <20 ; >2	G. sable <2 ; >0.2	Sable fin <0.2 ; >0.02	Limon <0.02 ; >2 μ	Argile <80 μ	Wl	Wp	Ip
8	1	-	-	4.00	89.00	7.00	-	22.00		

Puits	Prof.	γ_d	Wopt	ϕ_{cd}	Ccd
8	1	1.65	8.00	31.00	0.10

II.10.2. Essais de laboratoire

Les horizons rocheux ; Calcaires, calcaires à aspect conglomératique ainsi que les argiles ont fait l'objet d'une série d'essais géotechniques in situ et au laboratoire :

- L'analyse granulométrique
- Essais Lugeons
- Mesure de la teneur en eau
- Densité sèche et apparente
- Essais de compression simple à l'état naturel et saturé
- Essais de Traction à l'état naturel et saturé

II.10.2.1. Analyse granulométrique

Quinze (15) analyses granulométriques ont été réalisées au niveau de cette zone. Les valeurs obtenues, ainsi que leurs moyennes, sont éprises dans les tableaux (1-6,1-7).

Tableau (II.6): Granulométries des alluvions naturelles

		Pourcentage en poids de matériau de diamètre inférieur à				
		200 mm	20 mm	2 mm	0.2 mm	80 µ
El Abiod (39)	min	70.0	23.0	9.0	6.0	3.0
	max	100.0	78.0	60.0	46.0	24.0
	moy	99.3	46.1	24.1	15.4	7.7
	σ	4.7	10.8	10.3	8.1	3.7

Tableau (II.7): Granulométrie des alluvions écrêtées à 200 mm:

		Pourcentage en poids de matériau de diamètre inférieur à				
		200 mm	20 mm	2 mm	0.2 mm	80 µ
El Abiod (21)	min	100.0	23.0	10.0	6.0	3.0
	max	100.0	61.0	32.0	22.0	11.4
	moy	100.0	44.6	22.7	13.9	6.6
	σ	0.0	8.7	6.2	4.8	2.2

II.10.2.2. Essais sur les Argiles : (identification, Teneur en eau, densité, résistance à la compression)

Comme le montre le tableau ci dessous ces argiles sont très plastiques, à forte limite de liquidité, de catégorie CH (Fortement plastique et compressibles). A l'état naturel elles sont à l'état dure ($I_c > 1$) leur densité est moyenne.

La résistance à la compression caractérise des argiles à l'état raides.

Tableau (II.8): Résultats des essais laboratoire sur les argiles:

Puits	Prof.	G ₁₀₀	G ₄₀₀	G ₂₀₀	S ₄₀₀	L ₄₀₀	A ₄₀₀	W	W _p	I _p	%nat. sub
		<20; >20	<20; >20	<2; >2	<02; >002	<002; >2	<80				

1	05	-	600	600	600	500	320	560	3100	2600	090
---	----	---	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------	------	-----

Puits	Prof.	d	W _p	d	d	P _c	C _c	C _g
-------	-------	---	----------------	---	---	----------------	----------------	----------------

1	05	171	1990	2200	040	09	0224	02
---	----	-----	------	------	-----	----	------	----

Tableau (II.9): Résultats des essais mécaniques sur les argiles

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE OUED L'ABIOD						
Sondage N°	Profondeur (m)	Nature	γ_h (g/cm³)	γ_d (g/cm³)	W (%)	R_{cn} (bars)
LAB-SC01	24,00-24,60	Argile	1.88	1.51	24.14	2.59
	26,50-27,00	Argile	1.71	1.36	25.94	-
	37,50-38,50	Argile	1.63	1.19	37.22	9.00
LAB-SC02	25,35-25,70	Argile	2.10	1.64	28.14	8.99
	27,05-27,45	Argile	2.13	1.80	18.13	7.20
	29,60-30,00	Argile	1.97	1.64	20.09	9.00
	34,60-35,25	Argile	1.83	1.41	29.78	10.81
	36,10-36,50	Argile	1.82	1.35	34.96	5.19
LAB-SC03	46,20-46,75	Argile	1.83	1.66	10.37	15.56
	46,00-46,50	Argile	1.79	1.32	35.19	7.78
	45,00-45,40	Argile	1.86	1.50	23.67	5.70
LAB-SC04	47,70-48,10	Argile	2.04	1.73	18.18	15.35
	14,40-14,85	Argile	1.87	1.47	27.59	5.76
	38,90-39,50	Argile	1.80	1.27	41.40	3.60
LAB-SC04	39,95-40,40	Argile	1.83	1.41	29.75	15.57
Moyenne			1.87	1.48	26.97	8.72
Ecart- type			0.14	0.18	8.28	4.29

Tableau (II.10): Résultats des essais mécaniques sur les roches (compression):

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE OUED L'ABIOD						
Sondage N°	Profondeur (m)	Nature	γ_d (g/cm³)	R_{cn} (bars)	R_{cs} (bars)	Module (bars) d'élasticité
	12,20-12,77	Roche	2.41	131.21	-	2988.10
LAB-SC01	12,20-12,77	Roche	2.41	-	377.96	5229.30
	15,00-15,70	Roche	2.60	421.45	-	5478.00
LAB-SC01	15,00-15,70	Roche	2.60	-	405.70	6746.30
	23,10-23,30	Roche	2.58	340.62	-	5367.20
LAB-SC03	23,10-23,30	Roche	2.58	-	369.60	2090.20
	25,00-25,80	Roche	2.63	594.96	-	13675.80
LAB-SC03	25,00-25,80	Roche	2.63	-	599.73	2715.50
	20,44-20,88	Roche	2.50	485.27	-	2389.00
LAB-SC04	20,44-20,88	Roche	2.50	-	273.12	2715.50
	28,37-29,00	Roche	2.61	171.3	-	9051.70
LAB-SC04	28,37-29,00	Roche	2.61	-	429.27	5401.00
	17,55-17,95	Roche	2.48	198.54	-	5247.30
LAB-SC05	17,55-17,95	Roche	2.48	-	275.29	1124.20
	5,10 - 5,55	Roche	2.59	721.15	-	3583.30
LAB-SC06	5,10 - 5,55	Roche	2.59	-	405.39	5972.40

Moyenne	2.55	383.06	392.01	4985.93
Ecart- type	0.07	201.14	102.37	3149.34

Tableau (II.11): Résultats des essais mécaniques sur les roches (traction):

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS DE LA RESISTANCE A LA TRACTION: BARRAGE SUR OUED L'ABIOD					
Sondage N°	Echant N°	Profondeur (m)	Nature	R_{tn}(bars)	R_{ts}(bars)
LAB-SC01	E1	01,00-01,50	Roche	31.52	-
	E1	12,20-12,77	Roche	-	24.68
LAB-SC03	E2	26,40-26,78	Roche	59.67	-
	E2	26,40-26,78	Roche	-	23.15
LAB-SC04	E1	23,12-23,42	Roche	66.30	-
	E1	23,12-23,42	Roche	-	36.41
LAB-SC05	E2	22,75-23,11	Roche	36.41	-
	E2	22,75-23,11	Roche	-	29.78
Moyenne				48.48	28.51
Ecartype				15.69	5.98

R_{tn} : Résistance à la traction simple à l'état naturel

R_{ts} : Résistance à la traction simple saturée.

R_{cn} : Résistance à la compression simple à l'état naturel.

R_{cs} : Résistance à la compression simple saturée.

II.10.2.3. Limites d'Atterberg

La fraction fine de ces matériaux a été soumise à Cinq (05) essais. Ceci révèle un sol de catégorie CL correspondant à des argiles ou à des limons peu à moyennement plastiques ils sont représentés dans le tableau (1-8).

II.10.2.4. Equivalent de sable

L'équivalent de sable mesuré sur 10 échantillons révèle un matériau correspondant à des sables argileux ($ES_{\text{moy}} = 8.43 \%$).

II.10.2.5. Teneur en matière organique

Les valeurs des teneurs en matière organique mesurées (11.31, 11.32 et 11.27 %) sur trois échantillons nous paraissent excessivement élevées et ne semblent pas refléter la réalité de nos observations sur le terrain.

II.10.2.6. Essai Proctor Normal

Dix (10) essais Proctor ont été réalisés au niveau de cette zone. Les résultats obtenus sont reportés dans le Tableau (II.12)

Tableau (II.12): Tableaux récapitulatifs des résultats des essais physiques:

		Densité Proctor	Teneur en eau [%]
El Abiod (23)	min	1.95	8.20
	max	2.16	11.70
	moy	2.04	9.35
	w	0.06	1.05

II.10.2.7. Perméabilité (Essais Lugeons)

La perméabilité des alluvions a été déterminée par des essais type Lugeons, réalisés dans les sondages SC1, S.C2 et S.C5. Les résultats de l'essai sont présentés dans l'annexe 01.

On remarque que les plus faibles perméabilités ont été enregistrées entre les deux rives (SC2, 3, 4) ce qui présente les argiles.

II.10.2.8. Résistance à la fragmentation et l'usure

Sur chaque site, 2 échantillons dans les calcaires des rives et 3 échantillons dans les puits de la zone d'emprunt alluviale. On peut remarquer que les agrégats provenant des zones d'emprunt ont des caractéristiques plutôt moins bonnes, surtout en présence d'eau.

Tableau (II.13): Résistances à la fragmentation et l'usure des matériaux des zones d'emprunt et des sites:

	Nbre	Los Angeles		Micro Deval sec		Micro Deval en présence d'eau	
		Moyenne [%]	Ecart-type [%]	Moyenne [%]	Ecart-type [%]	Moyenne [%]	Ecart-type [%]
El Abiod	5	23.6 %	5.9 %	9.0 %	2.5 %	30.0 %	11.7 %
Rives	6	23.5 %	5.7 %	7.3 %	3.1 %	19.0 %	6.6 %
Zones emprunt	9	21.7 %	2.7 %	8.3 %	2.5 %	33.8 %	8.5 %

II.10.3. Conclusion

Au stade de l'étude de faisabilité deux questions se posaient pour l'utilisation de ces alluvions leur aptitude au compactage et leur exploitation : en effet les alluvions superficielles sablo-limoneuses ne se prêtent guère à une utilisation en remblai à cause de leur granulométrie très fine et des difficultés à régler la teneur en eau et à compacter ces matériaux, et il faut envisager leur mise en décharge, il fallait donc préciser leur étendue et leur épaisseur. En ce qui concerne les alluvions grossières sous-jacentes, il fallait s'assurer soit que l'épaisseur exploitable au dessus des horizons cimentés était suffisante, soit que les horizons cimentés étaient facilement ripables, que leur présence n'entrave pas l'exploitation des zones d'emprunt et que les matériaux obtenus étaient exploitables. : des mesures de vitesse sismique devraient permettre de répondre à cette question et fournir aux entreprises des éléments d'appréciation sur les conditions d'exploitation.

leur perméabilité : concernant ce point, l'étanchéité de ces ouvrages n'est pas un objectif en soi, leur rôle n'étant pas de stocker de manière pérenne une ressource. Il faut considérer leur fonctionnement temporaire et la possibilité que le massif n'ait pas le temps de se saturer. En fonction des résultats des essais de perméabilité, les dispositions relatives la protection contre les écoulements potentiels dans le massif (organe d'étanchéité, filtres et drains), pour éviter des désordres internes, seront définies. Il faut noter qu'aucun gîte de matériau naturel étanche (argile ou marne) n'a pu être mis en évidence par le géologue au cours de sa prospection, dans un rayon de plus de 20 km. Les seuls matériaux de ce type qui ont été identifiés sont les marnes du Sénonien dont le caractère fortement gypseux interdit à priori leur utilisation dans un remblai de barrage, à cause du risque de dissolution de la partie gypseuse.

Chapitre III :

Etude Hydrologique

III.1 Introduction

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du sujet barrage

III.2 Caractéristiques du bassin versant

Les travaux sous cité sont effectués sur des cartes d'état major de Ghardaïa et à l'échelle 1/250.000 (N° 31-15) ; cette carte permet de délimiter le bassin versant de ABIOD en passant par les lignes de partage des eaux et les crêtes.

III.2.1 Caractéristiques morphologique

III.2.1.1 Paramètres géométriques

III.2.1.1.1 Surface du bassin versant

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a été donnée par plan métrage et elle est de : $S = 766 \text{ Km}^2$

III.2.1.1.2 Périmètre du bassin versant

Le périmètre est obtenu par curvimètrage et il est de :

$$P = 137 \text{ Km}$$

III.2.1.1.3 Longueur du talweg principal

C'est le talweg le plus long par curvimètrage il est de :

$$L_p = 64 \text{ Km}$$

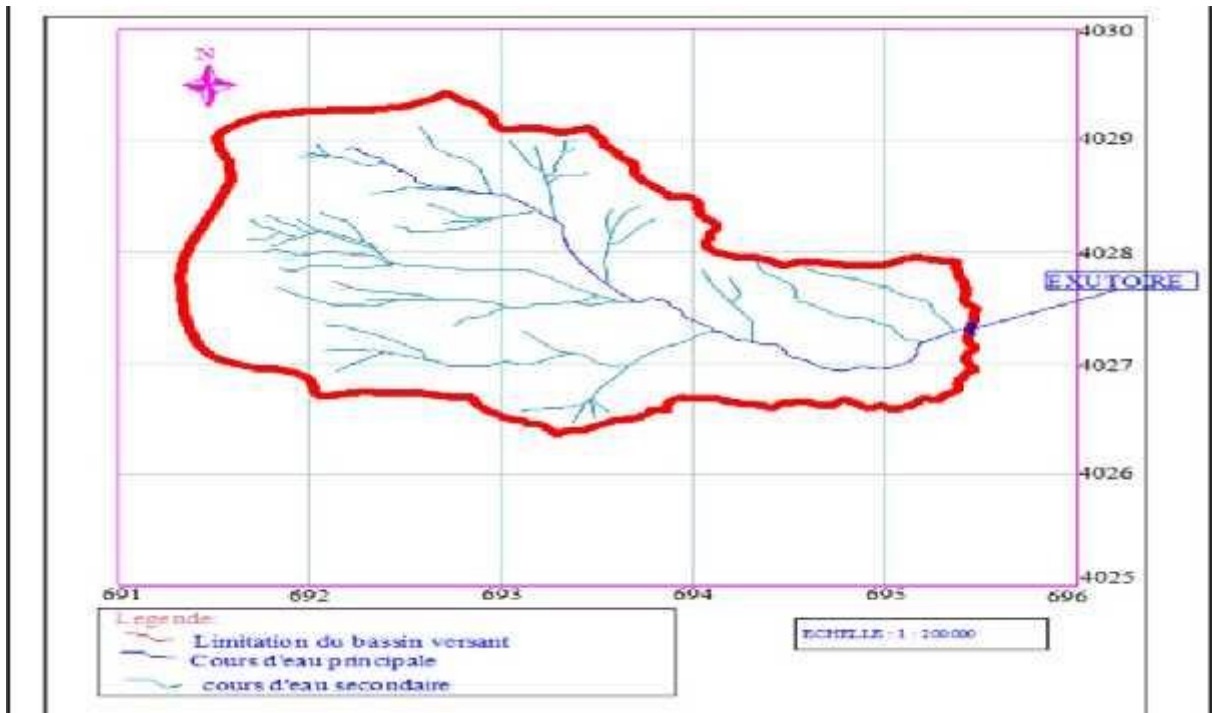


Figure III.1 : Réseau hydrographique du bassin versant du l'oued EL ABIOD.

III.2.1.2 Paramètres de forme**III.2.1.2.1 Indice de compacité (GRAVELIUS)**

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III-1)$$

- P : périmètre du bassin versant.
- S : surface du bassin versant.

$$K_c = 1.38$$

Selon la valeur de K_c on peut dire que notre bassin est allongé.

III.2.1.2.2 Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation : $C_a = L^2 / S \dots\dots\dots(III-2)$

- L : la longueur du talweg principal $L = 64 \text{ Km}$
- S : la superficie du bassin versant. $S = 766 \text{ Km}^2$

$$C_a = 5.35$$

III.2.1.2.3 Rectangle équivalent

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les bassins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Ainsi que ces deux paramètres rentrent dans des formules par la suite.

La longueur L est donnée par la formule

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[\sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} + 1 \right] \dots\dots\dots(III-3)$$

La largeur l est donnée par la formule $l = \frac{P}{2} - L \dots\dots(III-4)$

- $L = 53.38 \text{ km}$
- $l = 14.35 \text{ km}$

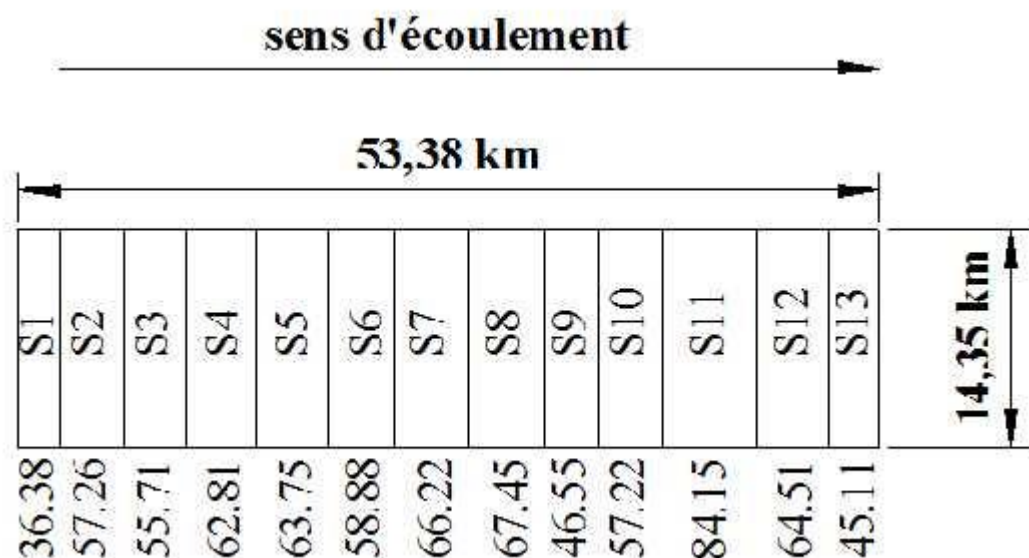


Figure III.2 : Réseau hydrographique du bassin versant du l'oued EL ABIOD.

III.2.1.3 Hypsométrie du bassin versant

A partir du tableau (2-1) le pourcentage des aires partielles est déterminé et la courbe hypsométrique est tracée sur laquelle l'altitude médiane est lue.

Tableau (III.1): Répartition en % de la surface élémentaire.

Altitude (m)	Surfaces partielles (km ²)	Surfaces partielles (%)	Surface cumulée
779-759	36.38	4.75	4.75
759-739	57.26	7.48	12.23
739-719	55.71	7.27	19.50
719-699	62.81	8.20	27.70
699-679	63.75	8.32	36.02
679-659	58.88	7.69	43.71
659-639	66.22	8.64	52.35
639-619	67.45	8.81	61.16
619-599	46.55	6.08	67.23
599-579	57.22	7.47	74.70
579-559	84.15	10.99	85.69
559-539	64.51	8.42	94.11
539-519	45.11	5.89	100.00
Total	766	100	

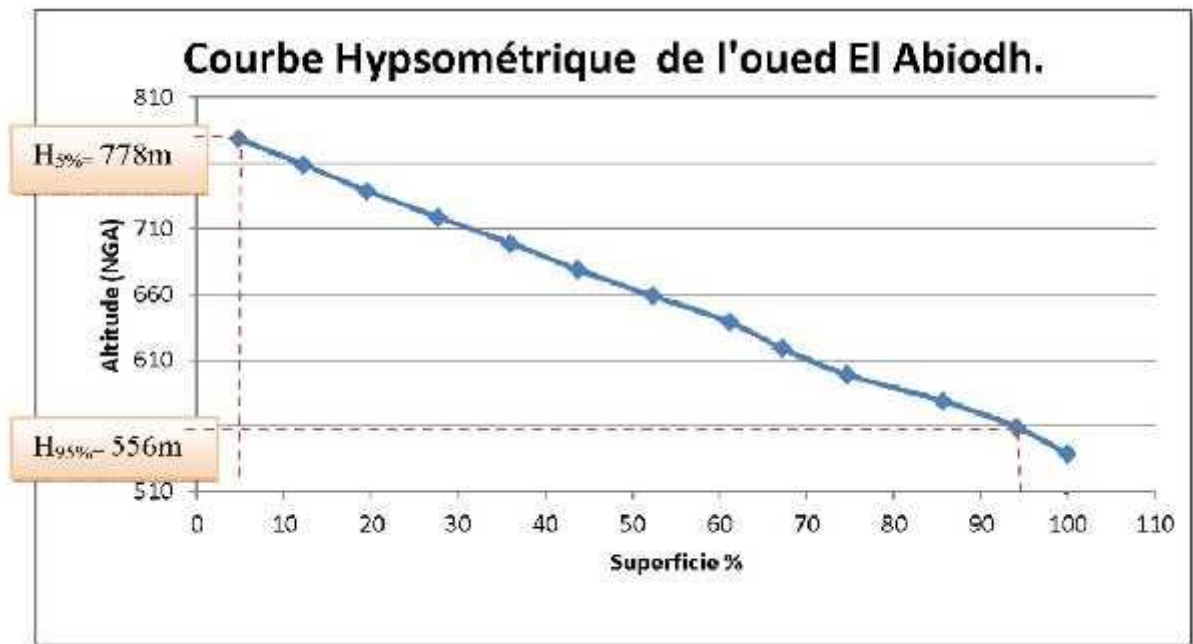


Figure III. 3 : Courbe hypsométrique

De courbe hypsométrique on a :

L'altitude $H_{5\%} = 778$ m.

L'altitude $H_{95\%} = 556$ m.

III.2.1.3.1 Altitude médiane

L'altitude médiane est H_{med} est lue sur la courbe hypsométrique

$H_{50\%} = 662.5$ m

III.2.1.3.2 Altitude moyenne

L'altitude moyenne est définie par la formule suivante : $H_{moy} = \frac{\sum Si \cdot Hi}{s} = 664$ m

III.2.1.3.3 Indice de pente globale : P. Dubreuil (1974)

Elle est définie par la relation suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots \dots \dots (III-5)$$

Avec : L : longueur de rectangle équivalent D'où : $I_g = 4.16$ m/km

III.2.1.3.4 Indice de pente de rocher I_p

Elle est définie par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{Si(Hi - Hi-1)} \dots \dots \dots (III-6)$$

Avec :

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

En trouve que $I_p = 36.07 \text{ m/km}$

III.2.1.3.5 Indice de la pente moyenne du bassin versant I_{moy}

Elle est donnée par la formule suivante

$$I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots(\text{III} - 7)$$

- ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives
- $L_1 L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).
- S : superficie du bassin versant (Km^2).

Donc : $I_{\text{moy}} = 34 \text{ m/km}$

Conclusion : le bassin versant a un pente assez forte (classe R4).

III.2.2 Caractéristiques hydrographiques

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM.

Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».le réseau hydrographique est représenté dans la figure (2-3)

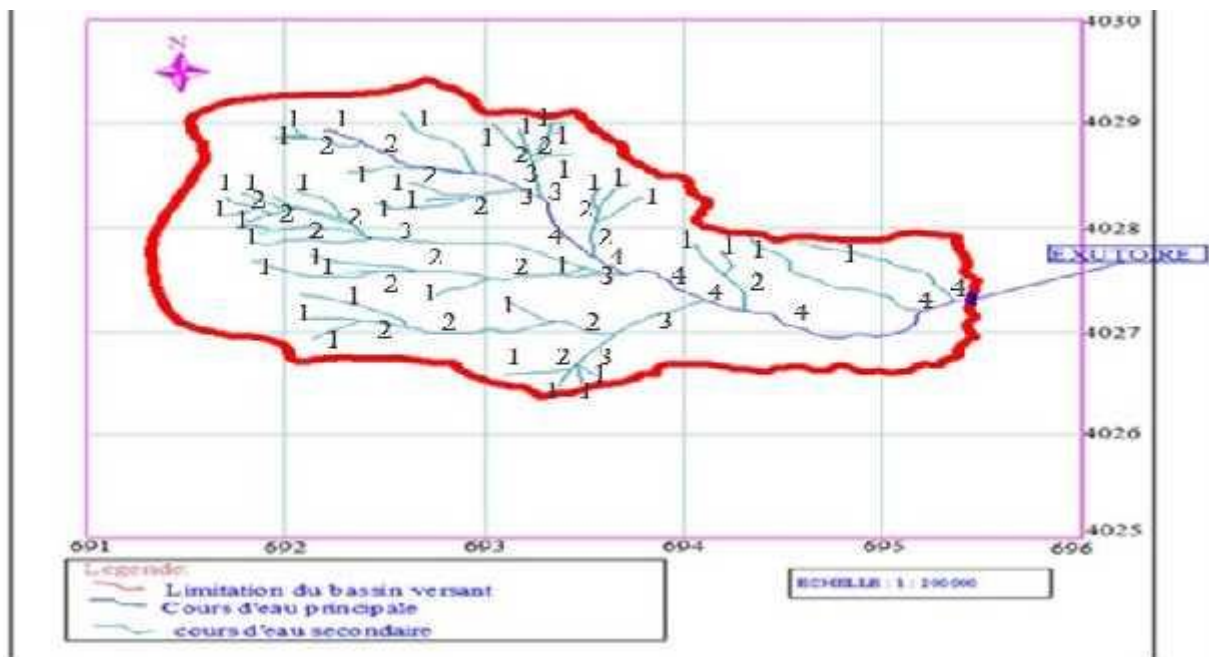


Figure III.4 : Classification du SCHUM

III.2.2.1 Densité de drainage

Elle est définie par la formule suivante

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots(\text{III} - 8)$$

Avec

$\sum L_i$: somme des longueurs de tous d'ordre les cours d'eau d'ordre i en (Km)

S: surface du bassin versant en (Km²).

En obtient

Bassin versant	$\sum L_i$ en Km	S (Km ²)	D_d (Km/Km ²)
El abiod	487	766	0.633

III.2.2.2 Temps de la concentration du bassin versant T_c

C'est le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du point du bassin le plus éloignée.

Le temps de concentration T_c peut être calculé par plusieurs formules empiriques :

a) Méthode de Giandotti :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III - 9)$$

$$T_c = 21.45 \text{ h.}$$

b) Méthode de Ventura :

$$T_c = 0.1272 \sqrt{\frac{A}{I_{moy}}} \dots\dots\dots (III - 10)$$

$$T_c = 19.46 \text{ h.}$$

Tableau (III.2):Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Caractéristique	Valeur
Surface km ²	766
Périmètre km	137
Longueur km	64
Altitude maximale m	779
Altitude moyenne m	664
Altitude médiane m	662.5
Altitude minimale m	519
Altitude 5% m	778
Altitude 95% m	556
Indice de compacité	1.38
Indice de pente globale m/km	40
Pente moyenne du bassin versant %	4.16
Longueur du cours d'eau principal km	64
Densité de drainage km/km ²	0.633
Temps de concentration heure	19.46

III.2.3 Caractéristiques climatique du bassin versant

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

On enregistre une moyenne annuelle de 25°C, avec une évaporation de l'ordre 3000mm/an, et une faible précipitation avec une moyenne de 79mm/an

III.2.3.1 Température de l'air

Les températures moyennes mensuelles de l'air mesurées au niveau de la station de mesure de Ghardaïa (données issues de l'office national de la météorologie (ONM) pour la période 1976/2012) sont les suivantes:

Tableau (III.2):Températures moyennes mensuelles pour une période d'observation (1965/2012)

MOIS	jan	Fév	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	sept	oct	nov	déc
T(°C)	10.6	13.0	15.9	19.7	24.0	30.0	33.1	32.3	27.8	21.0	14.8	11.7

III.2.3.2 Vitesse de vent

Les vents dominants d'été soufflent du nord-est, ils sont forts et chauds mais en hiver ils soufflent du nord ouest ils sont froids et humides (données issues de l'office national de la météorologie (ONM))

Tableau (III.4): Vitesse moyennes mensuelles du vent pour une période d'observation (1965/2012)

MOIS	Jan	fév	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	sept	oct	nov	déc
Vitesse du vent (m/s)	3.7	4.0	4.4	4.8	4.5	4.4	3.7	3.4	3.5	3.2	3.1	3.5

III.2.3.3 Humidité de l'air

Les données de la station météorologique de Ghardaïa montrent qu'il y a une période de sécheresse de mois de juin /juillet et une période humide c'est l'hiver

Tableau (III.5):Humidité moyennes mensuelles sur une période d'observation (1982/2012)

MOIS	jan	Fév	mars	avril	mai	Juin	juillet	aout	sept	oct	nov	déc
humidité%	57	49	44	37	32	28	34	26	37	46	55	59

III.2.3.4 Evaporation

Les phénomènes d'évaporation interviennent dans le cycle hydrologique dès le moment où les précipitations; sous forme liquide ou solide; atteignent la surface du sol. Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation mesurées au niveau de la station de mesure de Ghardaïa (données issues de l'atlas climatologique national) sont les suivantes:

Tableau (III.6) : Evaporation moyennes mensuelles

MOIS	jan	fév	mars	avril	mai	juin
Evaporation (mm/j)	102.1	127.3	190.5	246.2	303.2	366
MOIS	juillet	août	sept	oct	nov	Déc
Evaporation (mm/j)	421.8	375	296.8	183.3	127.9	146

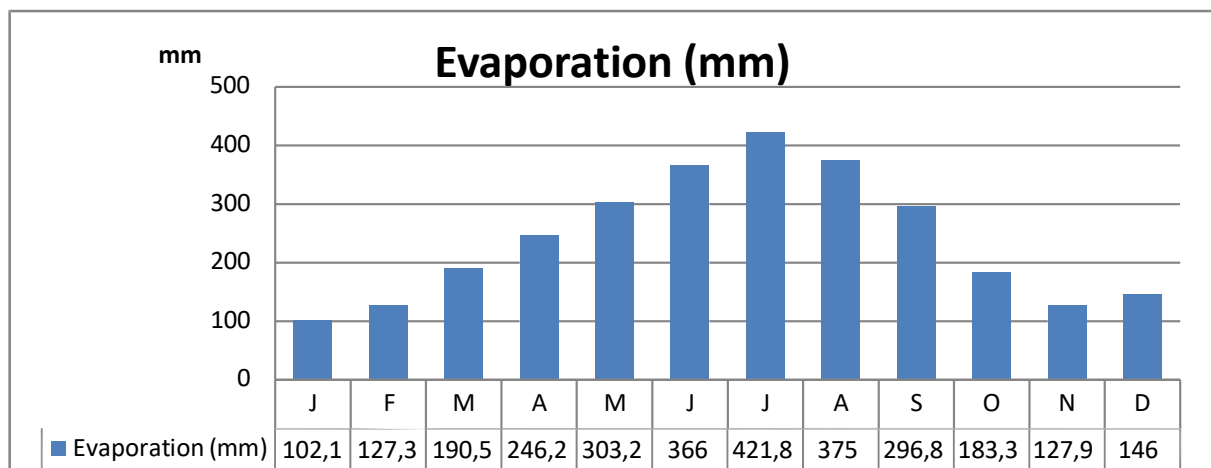


Figure III.2 : Evaporation moyennes mensuelles

III.3 Etude pluviométrique

Les valeurs moyennes annuelles enregistrées depuis 1982 jusqu'à 2012 varient de 12 à 203 mm, ce qui explique l'irrégularité des précipitations d'une année à l'autre. Durant cette période, la valeur moyenne enregistrée est de l'ordre de 79 mm/an. La carte de la répartition spatiale des pluies (Figure : 1.9), indique une diminution de la pluviométrie du Nord au Sud, notre région se trouve dans la gamme 60 à 70 mm/an.

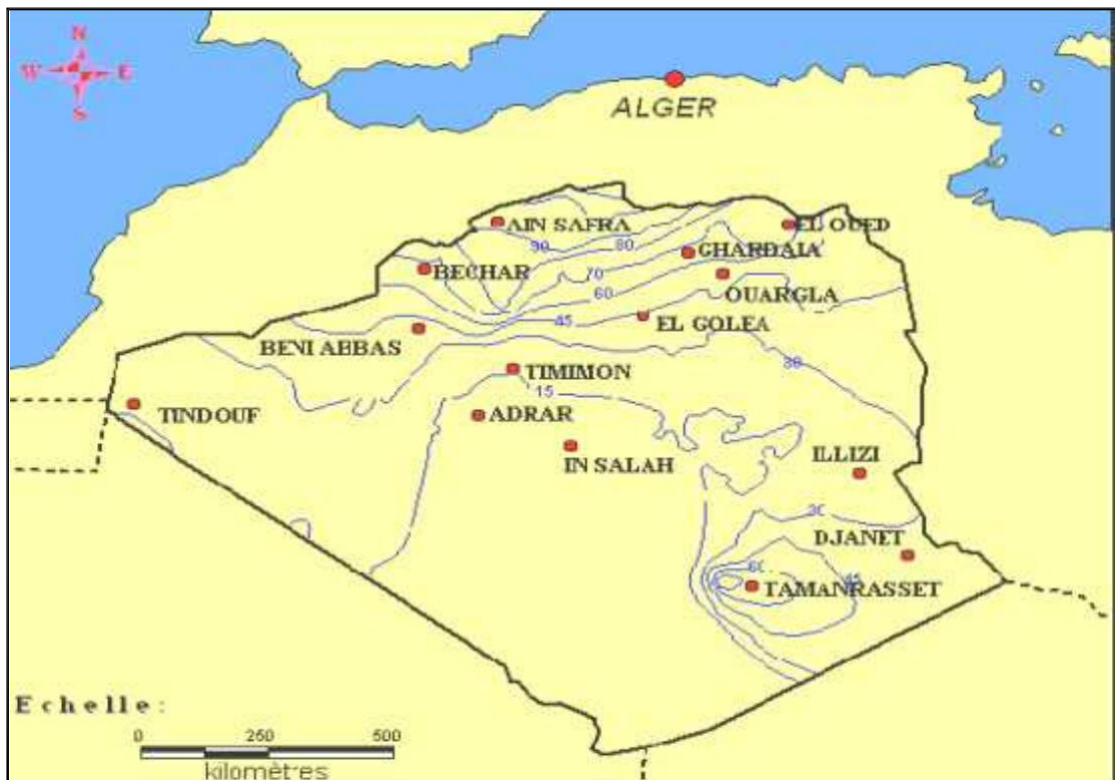


Figure III.3 : Carte en isohyètes moyennes annuelles du Sahara algérien

Le bassin de l’oued ABIOD ne dispose d’aucune station hydrométrique. A cette raison les données pluviométriques utilisées sont de la station de Ghardaïa
Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 36 années allant de 1976 à 2012.

Tableau (III.7): Caractéristiques de la station de GHARDAIA

NOM	Station	Coordonnées		Z [m]	Nbr d'année d'observation	Pluie moy Annuelle (mm)	Exposant climatique b
		Latitude	Longitude				
2-17-03	GHARDAIA	32°02' N	03°48' E	468	36	65.5	0.15

Source : O.N.M

III.3.1 Pluie moyenne annuelle

Le bassin versant n'étant pas équipé d'un poste pluviométrique, aussi la méthode classique de THEISSEN ne peut être utilisée.

Les pluies moyennes annuelles sont portées dans l'annexe 02

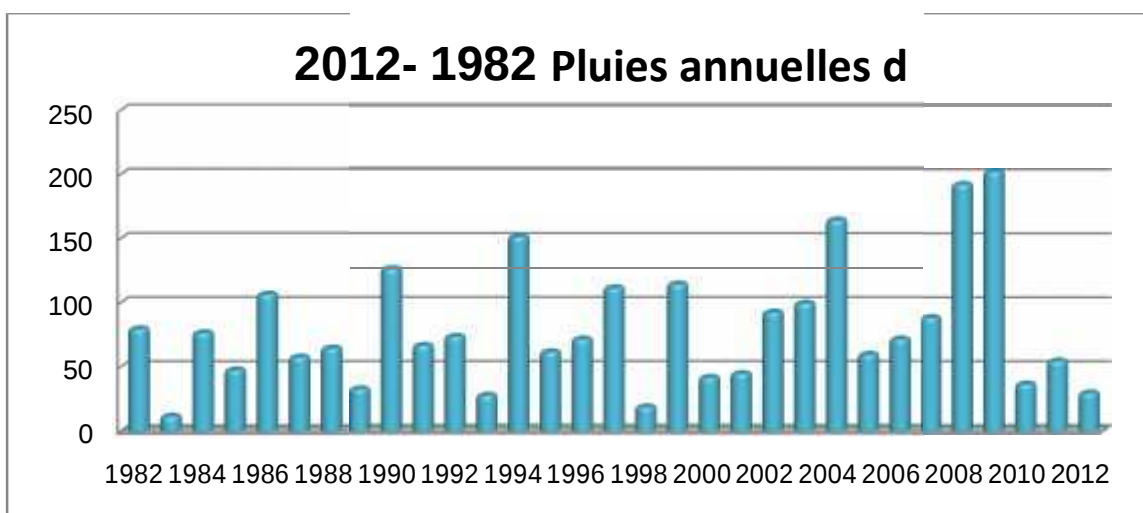


Figure III.4: Répartition annuelle des pluies

III.3.2 Répartition mensuelle de la pluie moyenne

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle a été établie sur la base de la série des précipitations à la station GHARDAIA (1982/2012)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
p_{moy}	8.36	5.01	7.81	3.89	3.99	2.46	0.65	2.35	4.77	4.33	13.98	8.59
$P\%$	12.62	7.57	11.79	5.87	6.02	3.71	0.98	3.55	7.21	6.54	21.11	12.98

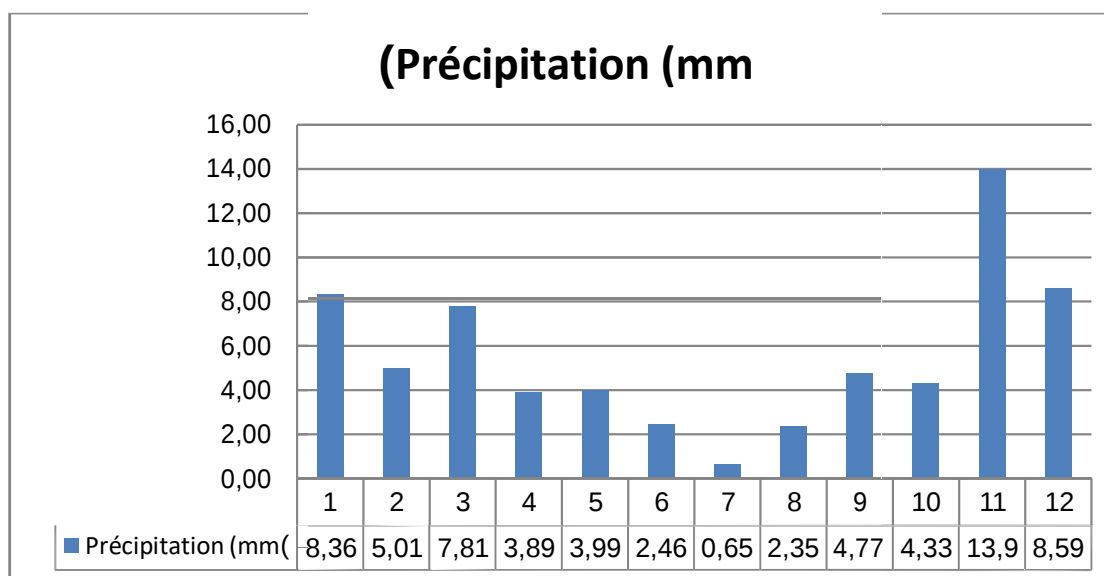


Figure III.5: Répartition mensuelle des pluies moyennes

III.3.3 Pluies maximales journalières

La station de Ghardaïa a considéré avec une série d'observation de 36 années (1976-2012) (Voir l'annexe 03).

III.3.4 Ajustement des pluies maximales journalières

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN"

➤ Ajustement à la loi de GUMBEL :

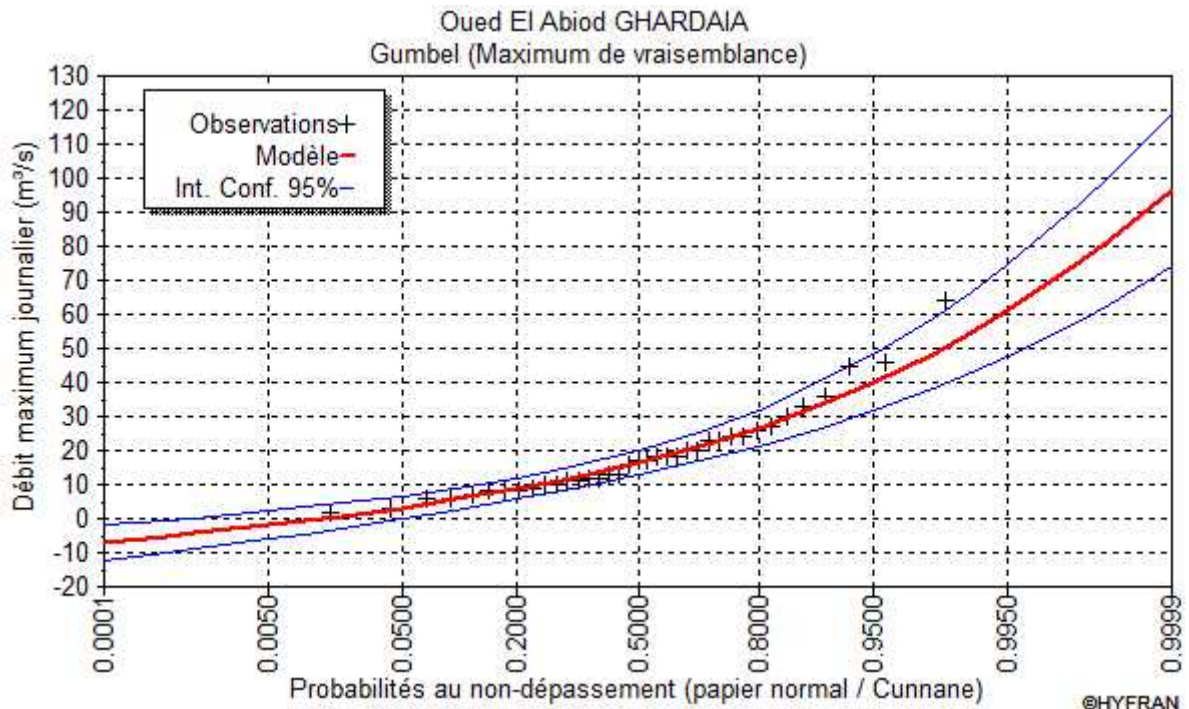


Figure III.6: Ajustement à la loi de GUMBEL

➤ Ajustement à la loi log normal :

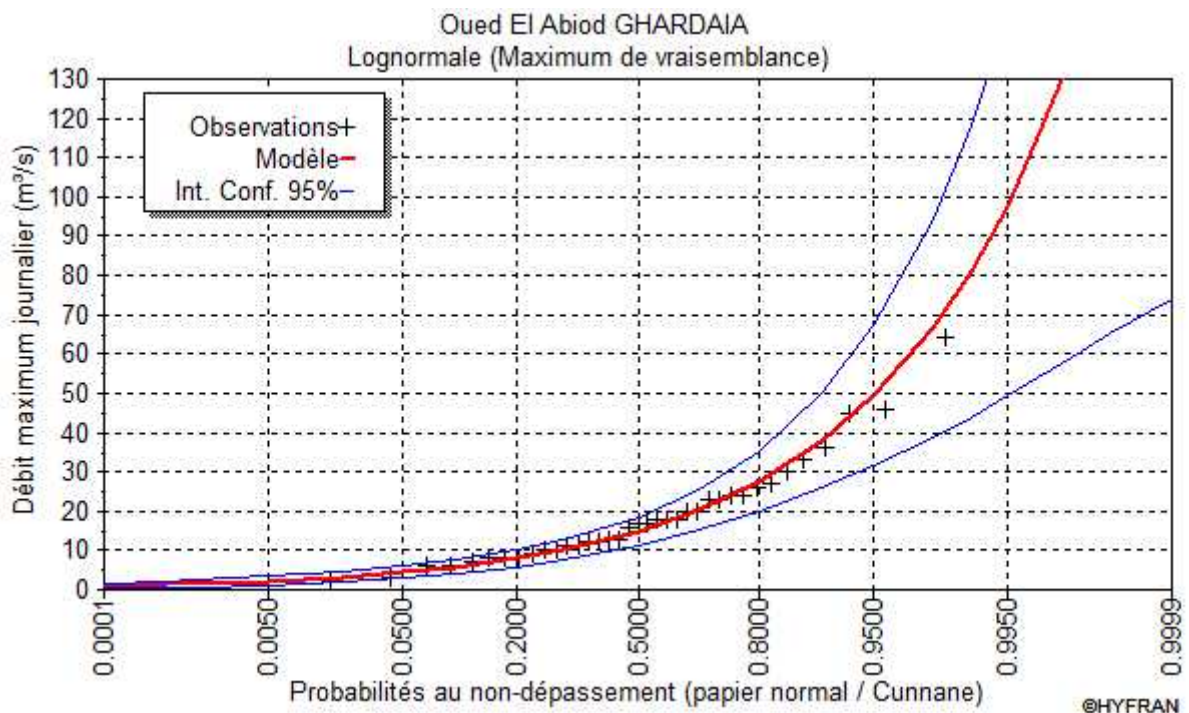


Figure III.7: Ajustement à la loi de Log normal

Numéro des observations: 37

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	96.5	11.5	73.9 - 119
1000.0	0.9990	75.6	8.78	58.4 - 92.8
100.0	0.9900	54.8	6.10	42.8 - 66.7
50.0	0.9800	48.4	5.31	38.0 - 58.8
20.0	0.9500	40.0	4.26	31.7 - 48.4
10.0	0.9000	33.5	3.47	26.7 - 40.3

- **Conclusion**

D'après les deux schémas on conclut que on utilisé les pluies maximales journalières suivent 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 HENRY.

Donc :

Les précipitations pour différentes périodes de retour sont récapitulées dans le tableau suivant:

Tableau (III.8): Résume les différentes précipitations pour différents périodes de retour

Période de retour	10	20	50	100	1 000	10 000
Précipitation max journalière	38	49	65.2	70	135	209

III.3.5 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

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

$$P_{tc} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III-11)$$

- P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de $P_{\max j}$.
- $P_{\max j}$: pluies maximales fréquentielles.
- t : temps en heures.
- b : exposant climatique ($b = 0,15$).
- L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante:

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (III-12)$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans l'annexe 04

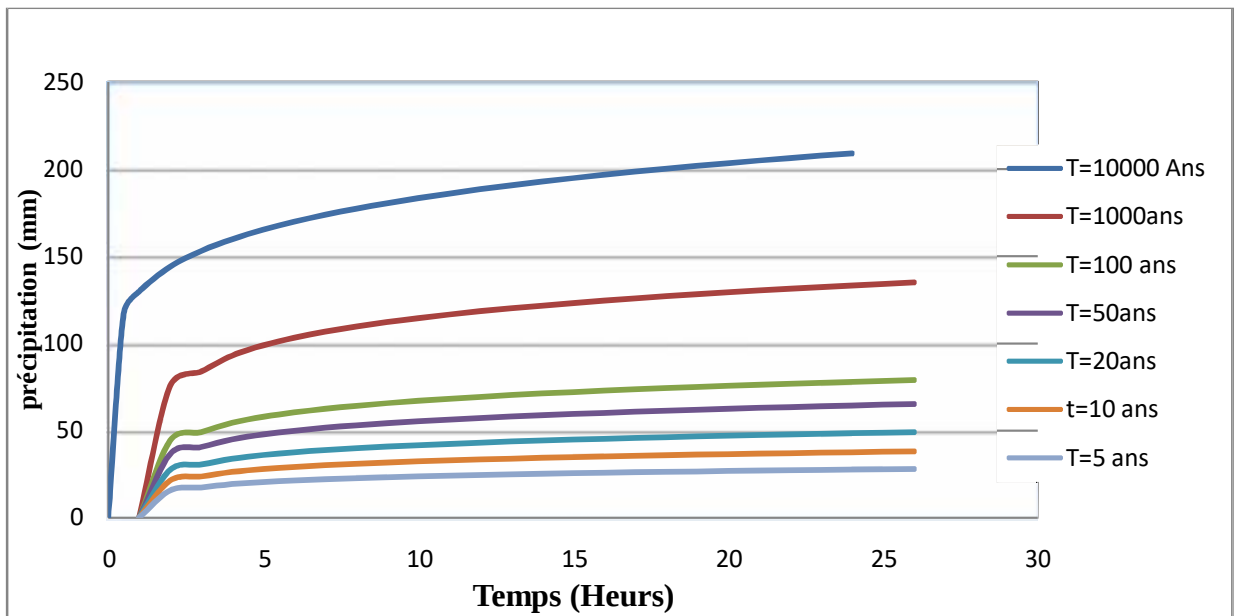


Figure III.8: Courbe des pluies à courtes durées

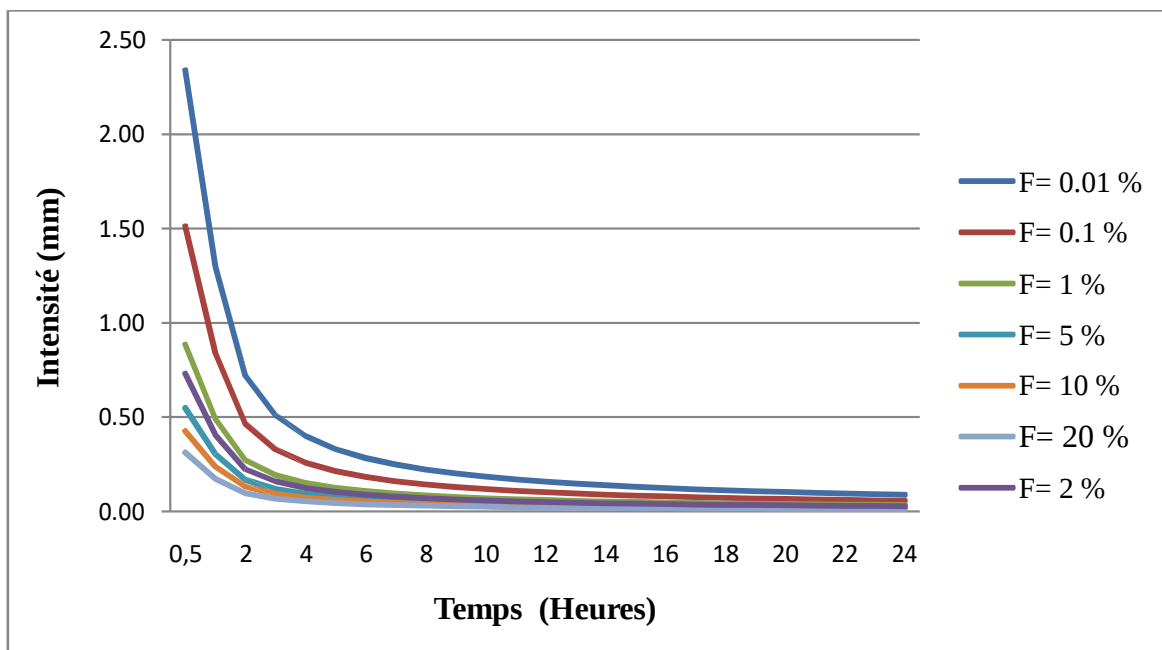


Figure III.9: Courbe intensité fréquentielle

III.4 Etudes des apports

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 bassins versants semblables au notre.

III.4.1 Apport moyen interannuel (A₀)

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A₀.

a) Formule de l'ANRH:

On a :

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3] \quad (\text{ANRH, 1997}) \dots\dots\dots (\text{III.13})$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

AN :

$$A_0 = 0,915 \cdot 79^{2,684} \cdot 766^{0,842} = 30.42 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

b) Formule de SAMIE:

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) (1956) \dots\dots\dots (\text{III.14})$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

$$\text{A.N: } L_e = 0.079^2 (293 - 2,2\sqrt{769}) = 1.45 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 1.45 \cdot 10^{-3} \cdot 766 \cdot 10^6 = 1.11 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

c) Formule de Mallet – Gauthier :

$$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{\text{moy}}^2}) (1999) \dots\dots\dots (\text{III.15})$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [m].

A.N :

$$L_e = 0,6 \cdot 0,079 (1 - 10^{-0,36 \cdot 0,079^2}) = 0.000245 \text{ m}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,000245 \cdot 766 \cdot 10^6 = 0.19 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

d) Formule de Deri II:

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3] \quad (\text{Deri, J, 1977}) \dots\dots\dots (\text{III.16})$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

Dd : Densité de drainage [km/km²].

A.N :

$$A_0 = 0,513 \cdot 79^{2,683} \cdot 0.633^{0,5} \cdot 766^{0,842} = 13.6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau (III.9).

Tableau (III.9) : l'Apport moyenne interannuelle.

Formule	A ₀ (M m ³)
ANRH	30.42
SAMIE	1.11
Mallet – Gauthier	0.19
Deri II	13.6

On opte pour la valeur la plus grand pour assurer notre calcul.

Donc on prend la valeur donnée par la méthode de ANRH: **A₀=30.42.10⁶m³**.

III.4.2 Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement (M_e) :

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (III.17)$$

A₀ : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] "**T = 31,536.10⁶ secondes**".

AN :

$$M_e = \frac{13.6 \cdot 10^9}{31,536 \cdot 10^6} = 964.611/s$$

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M₀):

On a :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (III.18)$$

M₀ : Module de l'écoulement ([l/s].

S : Superficie du bassin [Km²].

AN :

$$M_0 = \frac{964.61}{766} = 1.26 \text{ l/s/km}^2$$

c) Lamé d'eau écoulée:

On a

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.19)$$

S : Superficie du bassin.

AN :

$$L_e = \frac{30.42 \cdot 10^6}{766 \cdot 10^6} = 0,04 \text{ m} = 40 \text{ mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \dots\dots\dots (III.20)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L_e : Lamé d'eau écoulée en [mm].

AN :

$$C_e = \frac{40}{79} = 0,506$$

e) Coefficient de variation :

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

Formule de SOKOLOVSKY: (V. Sokolovski, 1956)

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots (III.21)$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0) \dots\dots\dots (III.22)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

A.N :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (1.26) = 0.75 \Rightarrow C_v = 0,75 - (0,063 \log_{10} (766 + 1)) = 0.57$$

Formule d'ANTONOV:

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \quad (\text{J. I. Antonov, 2006}) \dots\dots\dots (\text{III.23})$$

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$$C_v = \frac{0.7}{(766 + 1000)^{0.097}} = 0,34$$

Formule de L'Algérienne de N.N PADOUN:

$$C_v = \frac{0.93k}{M_0^{0.23}} = \frac{0.93 \cdot 0.65}{1.26^{0.23}} = 0.48$$

K : coefficient de réduction k= (0.25-1.00), on prend k=0.65

Formule de KRISTSKY MENKEL

$$C_v = \frac{0.83}{(S^{0.06} \cdot M_0^{0.27})} \dots\dots\dots (\text{III.24})$$

M0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$$C_v = \frac{0.83}{(766^{0.06} \cdot 1.26^{0.27})} = 0,52$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau (III.10).

Tableau (III.10) : Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.

Formule	Cv
SOKOLOVSKY	0,57
N.N PADOUN	0,48
L'ANTONOV	0,34
KRISTSKY MENKEL	0,52

Coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc

$$C_{v,moy} = \frac{0,57 + 0,48 + 0,34 + 0,52}{4} = 0,48$$

On prend le coefficient proche de moyenne donc : $C_v = 0,48$

III.4.3 Irrégularité des apports

a) Estimation fréquentielle des apports :

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

Les apports annuels ajustés à une loi statistique log-normale de forme :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{\frac{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}{\sqrt{C_v^2 + 1}}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} = \frac{30.42 \cdot e^{\frac{U \cdot \sqrt{\log(0,48 + 1)}}{\sqrt{0,48^2 + 1}}}}{\sqrt{0,48^2 + 1}} = 27.42 \cdot e^{0,41 \cdot U}$$

$A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel [Mm^3].

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau (III.11).

Tableau (III.11) : Apport fréquentiel.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100
Fréquence (%)	80	10	5	2	1
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	1.643	2,054	2,327
Apport (Mm^3)	19.42	46.38	53.78	63.65	71.19

b) Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :

Tableau (III.12) : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nev	Dec
A80%(Mm ³)	2.45	1.47	2.29	1.14	1.17	0.72	0.19	0.69	1.40	1.27	4.10	2.52

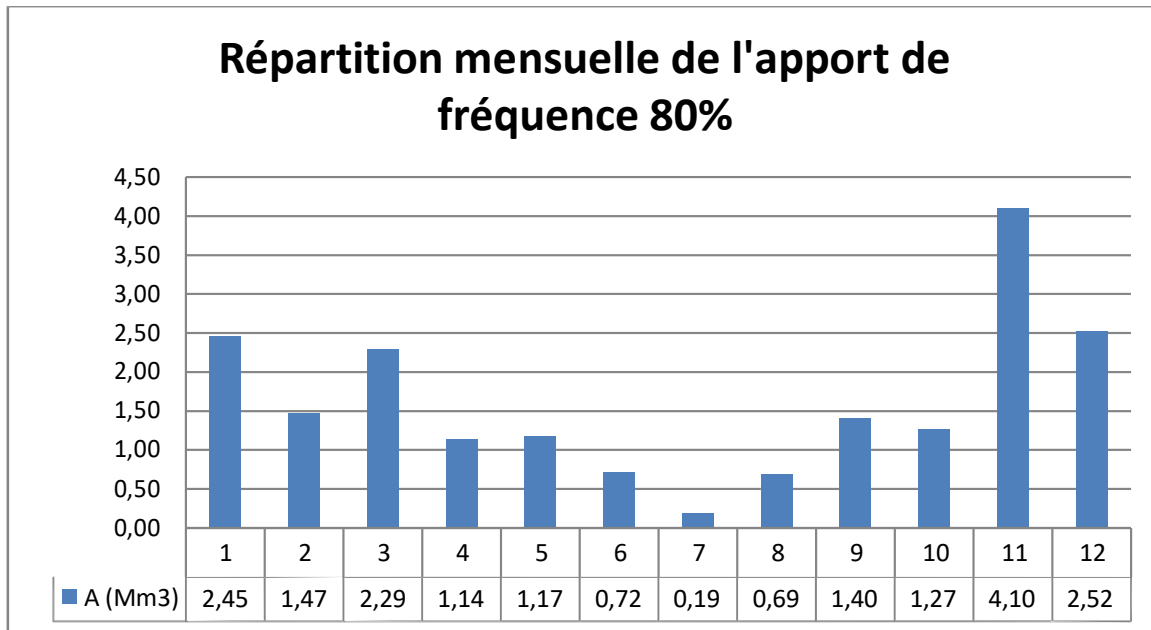


Figure III.10 : La répartition mensuelle de l'apport 80%

III.4.4 Transport Solide

Le transport solide dépend de l'étendue du relief du bassin versant, et de la nature du sol.

L'emploi des formules empiriques est inadéquat en raison de la particularité de leurs domaines d'application.

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 :

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

$$\text{Et} \quad Q_s = \alpha \cdot L_e^{0,15} \cdot S \dots\dots\dots (III.26)$$

Avec :

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

δ_s : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m³].

T : temps d'exploitation [$T = 15$ ans]

α : Caractéristique de perméabilité.

Tableau (III.13) : 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 :

$$Q_s = 350 \cdot 13^{0.15} \cdot 766 = 446544.765 \text{ t/an}$$

$$V_m = 1,05 \cdot \frac{446544.765}{1,6} = 4.396 \text{ Mm}^3$$

b) Formule de GAVRILLOVIC :

Cette relation largement utilisée en Algérie, elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant :

$$\text{On a : } V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s} \dots\dots\dots (III.27)$$

$$\text{Tel que } T_0 = T_{sp} \cdot G_{rm}$$

$$\text{Avec : } T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \quad \text{Tel que } \left[T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \right]$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0,2(L + 10)}$$

T_0 : taux d'abrasion [t/Km²/an].

T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en [m³/km²/an].

G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du B.V.

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

t : température moyenne annuelle [°C].

P : périmètre du bassin versant [Km].

L : longueur du talweg principal [Km].

H_{moy} : Altitude moyenne [km].

$$\text{A.N : } T = \sqrt{\frac{19}{10}} + 1 = 2,38 \Rightarrow T_{sp} = 2,38 \cdot 79 \cdot \pi \cdot \sqrt{0,3^3} = 97. \text{m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{137 + 664 \cdot 10^{-3}})}{0,2(64 + 10)} = 0.79. \text{t/m}^3$$

$$T_0 = 97 * 0.79 = 76.63 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

$$V_m = \frac{76.63 \cdot 2.38 \cdot 15 \cdot 766}{1.6} = 1.31 \text{ Mm}^3$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau III.22.

Tableau (III.14) : Récapitulatif des résultats du volume mort.

Formule	Volume mort (Mm ³)
TIXERONT	4.396
GAVRILLOVIC	1.31

$$V_m = \frac{4.396 + 1.31}{2} = 2.85 \text{ m}^3$$

on opte pour la formule de TIXERONT qui est proche de la moyenne

$$V_{\text{mort}} = 4.396 \text{ Mm}^3$$

Tableau (III-15) : Calcul du volume mort.

Superficie	VOLUME mort	
766 Km ²	En Mm ³	Valeur Adopter En Mm ³
	5.8	6

Note : en Algérie le charriage est estimé à (0-35%) de transport solide, nous avons pris 20%

III.5 Etude des crues

Les crues sont de l'écoulement variable dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Mais leur étude reste un domaine inconnu pour les régions sahariennes, on a plusieurs méthodes pour calculer la crue de projet pour différents périodes de retour parmi ces méthodes

- Formules de type Myer (fonction de la superficie).
- Courbes enveloppes (fonction de la superficie)
- La méthode Francou - Rodier.
- Méthode de Rodier et Auvray (1965, 1988), analogie avec le sahel et la zone subdésertique au sud du Sahara

- Méthode de Puech et Chabi-Gonni (1984), analogie avec le Sahel et la zone subdésertique au sud du Sahara.
- Méthode de l'hydro-gramme synthétique.

Parmi ces méthodes on utilise la méthode de radier auvray (1965,1988) parceque c'est la plus simple

III.5.1 Méthode régionale d'évaluation des caractéristiques des crues :(radier auvray 1965-1988)

III.5.1.1 Fonction de production

Cette fonction sert à évaluer les pluies ponctuelles mesurées à une station de référence. L'évaluation se fait à l'aide des abaques qui donnent le coefficient de ruissellement K_r en fonction de la superficie A du bassin versant et des indices de relief R . Ainsi que le volume d'eau V_t précipité sur le bassin versant :

$$V_t = P_j \cdot K_a \cdot K_r \cdot \frac{A}{1000} [10^6 m^3] \dots\dots\dots (III - 28)$$

K_a : étant un coefficient d'abattement qui traduit la diminution spatiale moyenne de la pluie par rapport à la pluie ponctuelle de la station de référence, quand la surface du BV est $\geq 50 km^2$ nous avons utilisé l'équation

$$K_a = 1.1943 - 0.0604 \cdot \ln(A) \text{ pour } A > 50 km^2 \dots\dots\dots (III - 29)$$

K_r : le coefficient de ruissellement.

On trouve que :

a) Coefficient de ruissellement.

On a $I_g = 0.00416$ implique que le relief est faible (R2P2)

$$K_r = 0.32$$

b) Coefficient d'abattement :

$$K_a = 0.79$$

III.5.1.2 Fonction de transfert

La fonction transfert traduit l'amortissement de la crue vers l'aval. Le temps de montée T_m et le temps de base sont déterminés précédemment en fonction de la superficie et selon des indices de pente, comme coefficient de ruissellement [méthode de Rodier et Auvray (1965), analogie avec le Sahel et la zone subdésertique au sud du Sahara]

Le coefficient de pointe est le rapport du débit maximal ruisselé. Ce dernier est égal au volume divisé par le temps de base :

$$\alpha = Q_{\max} / Q_{\text{moy}}$$

d'où

$$Q_{\text{moy}} = V / T_b$$

$$Q_{\max} = \alpha * V / T_b$$

Le coefficient de pointe α se détermine en fonction de la superficie généralement comprise entre 2 et 4

$$\alpha = 0.24 \ln(A) + 2 \dots \dots \dots (III-30)$$

D'où $\alpha = 3.59$

Pour un indice de relief R2, correspondant à celui des bassins du M'Zab, le temps de base est donné par

$$T_b = 2,146 A^{0,368} \dots \dots \dots (III-31) \text{ (cf. Rodier et Auvray, 1965)}$$

On obtient les résultats au tableaux suivant :

Tableau (III.16): Résumé et calcul des débits des crues pour différentes périodes de retour

Différentes périodes de retour (ans)	A(Km ²)	T _b (h)	T _m	P _{MAX} (mm)	K _r	K _a	V _{MOY} (Mm ³)	Q _{MOY} (m ³ /s)	α	Q _{max} (m ³ /s)
5	766	24.72	5.95	27.9	0.32	0.79	5,40	60,71	3.59	217,95
10				38			7,36	82,69		296,85
20				49			9,49	106,62		382,78
50				65.2			12,63	141,87		509,33
100				79			15,30	171,90		617,13
1 000				135			26,14	293,76		1054,59
10 000				209			40,47	454,78		1632,66

III.5.2 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est l'identité de la crue .il nous donne les caractéristiques principales

- Forme de crue , Débit de pointe , Durée de crue

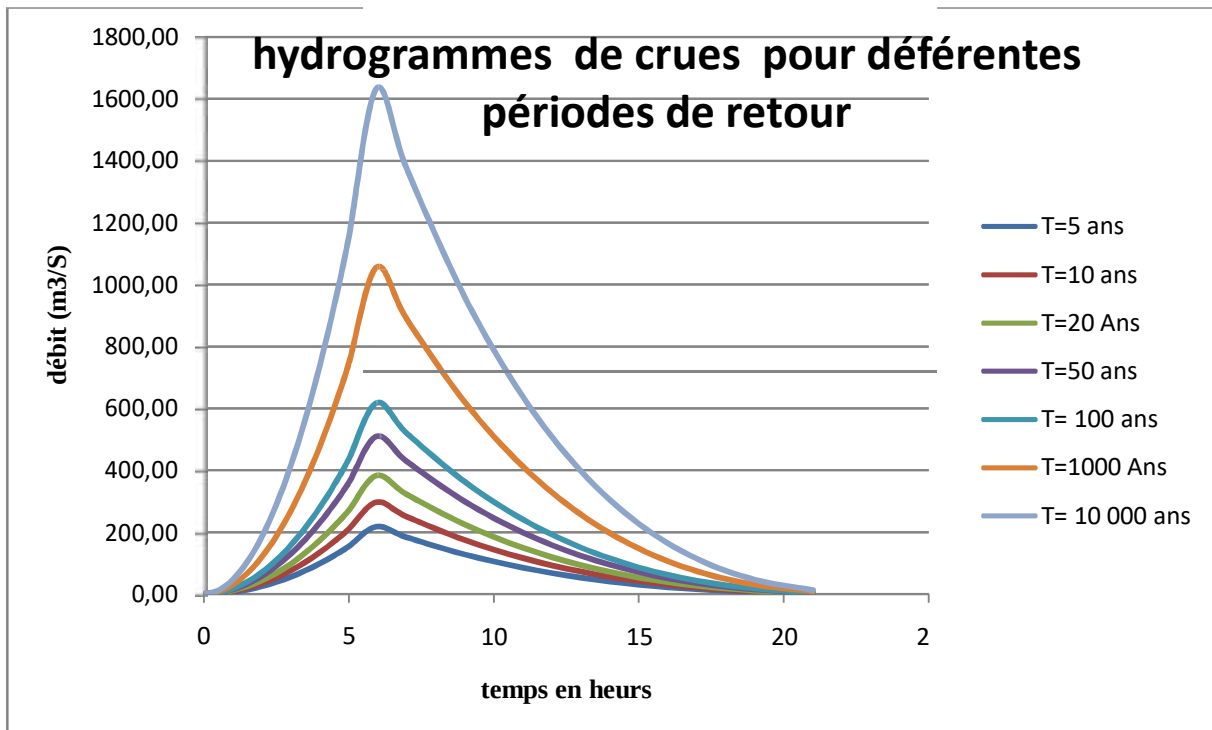


Figure III.11: Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

Les résultats de calcul pour tracer des hydrogrammes des crues dans l'ANNEXE.

III.5.2.1 Choix de la crue du projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre engendre la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton ou en peut faire des réparations lors d'un passage d'une crue exceptionnelle.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval. Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau (III.17) : Catégories des dommages résultant des crues.

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

Tableau (III.18): Crue de projet recommandée

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

D'après les levées et les observations qui ont été faites sur le terrain pendant la phase de reconnaissance, on constate que les dégâts engendrés en cas de rupture du barrage sont importantes vue l'existence des habitants au pied du barrage et les dégâts matériels causés par

la submersion des maisons et terres agricoles. Donc il faut prendre une fréquence de telle sorte que tous ces paramètres doivent être pris en considération.

Donc j'ai optai pour une fréquence 1/100. D'où $Q = 617,13 \text{ m}^3/\text{s}$.

III.5.2.2 Courbes Hauteurs-Capacités-Surfaces

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

Tableau (III.19) : surface et volume en fonction de l'altitude

Cote (m)	Surface (m²)	Surface moy (m²)	Hauteur (m)	Volume Partiel(m3)	Volume cumulé (m3)
554	0,000	395800	2	791600	0
556	395800				791600
558	913600	654700	2	1309400	2101000
		1310150	2	2620300	
560	1706700	2260400	2	4520800	4721300
562	2814100				9242100
564	3746300	3280200	2	6560400	15802500
566	4875100	4310700	2	8621400	
568	6215500	5545300	2	11090600	35514500
		6834650	2	13669300	
570	7453800				49183800

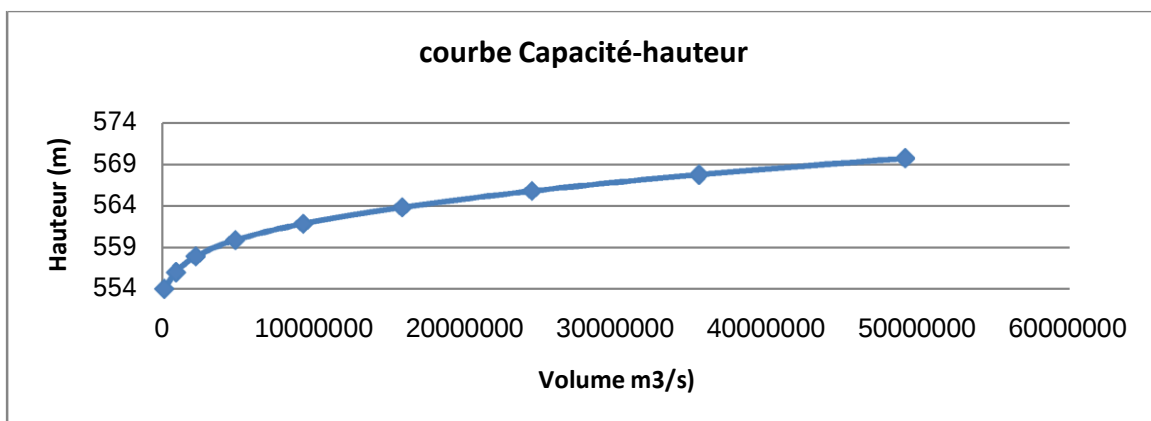
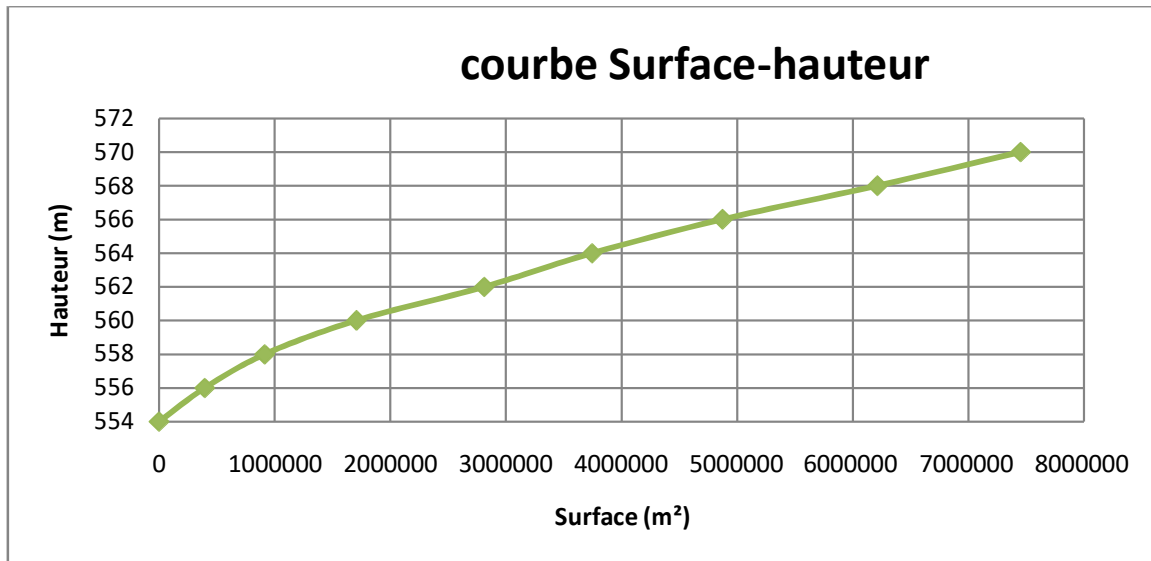


Figure III.12 : Courbe hauteur-capacité



FigureIII. 13 : Courbe Surface-hauteur

III.5.2.3 Régularisation de débit

III.5.2.3.1 Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage on a besoin de :

- L'apport annuel A80%.
- 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 période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$.

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

A) Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

- **1^{ère} Consigne d'exploitation :**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

- On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

- **2^{ème} Consigne d'exploitation :**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

Tableau (III.20) : Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation :

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Besoins mens (%)	18.01	16.69	0	0	0	0	0.26	2.18	4.29	19.20	25.26	14.12
Besoins mens (Mm³)	2.73	2.53	0	0	0	0	0.04	0.33	0.65	2.91	3.83	2.14

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

Tableau (III.21) : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3):

Mois	$A_{80\%}$	$U_{80\%}$	A-U	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
				V_{rf}	V_{ri}	S	V_{ri}	V_{rf}	S
nov	4.1	0	4.1	0	6	0		6	
				10.1	10.1	0	1.75	6	4.25
dec	2.52	0	2.52	12.62	12.62	0	5.85	5.85	0
				15.07	15.07	0	8.37	8.37	0
jan	2.45	0	2.45	16.54	15.87	0.67	10.82	10.82	0
fév	1.47	0	1.47	18.12	15.87	2.25	12.29	12.29	0
				16.68	15.87	0.81	14.54	14.54	0
mars	2.29	0.04	2.25	16.39	15.87	0.52	15.35	15.35	0
				13.68	13.68	0	15.87	15.87	0
avr	1.14	0.33	0.81	10.04	10.04	0	13.68	13.68	0
				8.59	8.59	0	10.04	10.04	0
mai	1.17	0.65	0.52	7.26	7.26	0	8.59	8.59	0
				6	6	0	7.26	7.26	0
juin	0.72	2.91	-2.19						
juil	0.19	3.83	-3.64						
aout	0.69	2.14	-1.45						
sep	1.4	2.73	-1.33						
oct	1.27	2.53	-1.26						
Total	19.41	15.16	4.25			4.25	6	6	4.25

Du Tableau on a:

$$V_s = 14.12 Mm^3 ; V_d = 9.87 Mm^3$$

La barrage fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \text{ D'où Le Volume Utile } V_u = V_d = 9.87 Mm^3.$$

$$\text{Le Volume au niveau normale } V_{NNR} = V_u + V_m = 9.87 + 6 = 15.87 Mm^3.$$

B) Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A - Pertes par évaporation :

On a:

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots \dots \dots (III-32)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

$$V_{moy}: \text{volume moyen} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$$

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

B - Pertes par infiltration :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots \dots \dots (III-33)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

Tableau (III.22) : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

III.5.2.3.2 Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\%$$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

V'_u : volume utile en tenant compte des pertes.

Si cette condition ($1\% < \varepsilon < 2\%$) n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau (III.23) : Volumes des pertes dans la retenue :

Mois	Vmoy	Smoy	Vep	V inf	pertes
Nov	7.55	0.98	0.18	0.01	0.19
Déc	9.86	1.17	0.15	0.01	0.16
Jan	11.85	1.30	0.19	0.01	0.20
Fév	13.81	1.40	0.14	0.01	0.16
Mar	15.57	1.49	0.19	0.02	0.20
Avr	16.65	1.54	0.29	0.02	0.31
Mai	15.78	1.50	0.37	0.02	0.38
Jun	13.28	1.38	0.42	0.01	0.43
Jul	9.86	1.17	0.43	0.01	0.44
Aou	7.32	0.95	0.40	0.01	0.41
Sep	6.43	0.87	0.32	0.01	0.33
Oct	6.13	0.83	0.25	0.01	0.25

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau (III.24) ci-dessous :

Mois	$A_{80\%}$	$U_{80\%}$	Π	$A-U-\Pi$	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
					V_{rf}	V_{ri}	S	V_{rf}	V_{ri}	S
nov	4.1	0	0.19	3.91	6	6	0	0	6	0
					9.91	9.91	0	2.09	6.00	3.91
dec	2.52	0	0.16	2.36	12.27	12.27	0	9.13	6.00	-3.13
jan	2.45	0	0.20	2.25	14.52	14.52	0	11.49	11.49	0.00
fév	1.47	0	0.16	1.31	15.83	15.83	0.00	13.74	13.74	0.00
mars	2.29	0.04	0.20	2.05	17.88	17.73	0.15	15.05	15.05	0.00
					18.23	17.73	0.50	17.10	17.10	0.00
avr	1.14	0.33	0.31	0.50	17.87	17.73	0.14	17.60	17.60	0.00
mai	1.17	0.65	0.38	0.14	15.11	15.11	0	17.73	17.73	0.00
juin	0.72	2.91	0.43	-2.62	11.03	11.03	0	15.11	15.11	0.00
juil	0.19	3.83	0.44	-4.08	9.17	9.17	0	11.03	11.03	0.00
août	0.69	2.14	0.41	-1.86	7.51	7.51	0	9.17	9.17	0.00
sep	1.4	2.73	0.33	-1.66	6.00	6.00	0	7.51	7.51	0
oct	1.27	2.53	0.25	-1.51						
Total	19.41	15.16	3.47	0.78			0.78	6	6	0.78

Du Tableau on a:

$$V_s = 12.52 \text{ Mm}^3 ; V_d = 11.73 \text{ Mm}^3$$

La barrage fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \text{ D'où Le Volume Utile } V_u = V_d = 11.73 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{Le Volume au niveau normale } V_{NNR} = V_u + V_m = 11.73 + 6 = 17.73 \text{ Mm}^3.$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (11.73 - 9.87) / 9.87 = 18.84\% > 2\% \quad \text{Alors on refait les calculs}$$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau (III.25): Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	Vmoy	Smoy	Vep	V inf	pertes
Nov	7.96	1.02	0.19	0.01	0.19
Déc	11.09	1.26	0.16	0.01	0.17
Jan	13.40	1.38	0.20	0.01	0.22
Fév	15.18	1.47	0.15	0.02	0.17
Mar	16.78	1.55	0.20	0.02	0.21
Avr	17.73	1.59	0.30	0.02	0.32
Mai	17.73	1.59	0.39	0.02	0.41
Jun	16.42	1.53	0.46	0.02	0.48
Jul	13.07	1.26	0.46	0.01	0.47
Aou	10.10	1.19	0.50	0.01	0.51
Sep	8.34	1.05	0.39	0.01	0.40
Oct	6.76	0.90	0.27	0.01	0.27

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau (III.26):

Tableau (III.26): Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm^3).

Mois	$A_{80\%}$	$U_{80\%}$	Π	$A-U-\Pi$	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
					V_{rf}	V_{ri}	S	V_{rf}	V_{ri}	S
nov	4.1	0	0.19	3.91	6	6	0	0	6	0
					9.91	9.91	0	2.09	6.00	3.91
dec	2.52	0	0.17	2.35	12.25	12.25	0	9.49	6.00	-3.49
jan	2.45	0	0.22	2.23	14.49	14.49	0	11.84	11.84	0.00
fév	1.47	0	0.17	1.30	15.79	15.79	0.00	14.07	14.07	0.00
mars	2.29	0.04	0.21	2.04	17.83	17.83	-0.18	15.38	15.38	0.00
					18.50	18.01	0.49	17.41	17.41	0.00
avr	1.14	0.33	0.32	0.49	18.12	18.01	0.11	17.90	17.90	0.00
mai	1.17	0.65	0.41	0.11	15.34	15.34	0	18.01	18.01	0.00
juin	0.72	2.91	0.48	-2.67	11.23	11.23	0	15.34	15.34	0.00
juil	0.19	3.83	0.47	-4.11	9.27	9.27	0	11.23	11.23	0.00
aout	0.69	2.14	0.51	-1.96	7.53	7.53	0	9.27	9.27	0.00
sep	1.4	2.73	0.40	-1.73	6.00	6.00	0	7.53	7.53	0
oct	1.27	2.53	0.27	-1.53						
Total	19.41	15.16	3.83	0.42			0.42	6	6	0.42

Du Tableau on a:

$$V_s' = 12.43 \text{ Mm}^3 ; V_d' = 12.01 \text{ Mm}^3$$

La barrage fonctionne à un seul temps.

$$V_s' > V_d' \text{ D'où Le Volume Utile } V_u = V_d = 12.01 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{Le Volume au niveau normale } V_{NNR} = V_u + V_m = 12.01 + 6 = 18.01 \text{ Mm}^3.$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (12.01 - 11.73) / 11.73 = 2.38\% > 2\% \quad \text{Alors on refait les calculs}$$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau (III.27): Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	Vmoy	Smoy	Vep	V inf	pertes
Nov	7.95	1.01	0.19	0.01	0.19
Déc	11.08	1.25	0.16	0.01	0.17
Jan	13.37	1.38	0.20	0.01	0.21
Fév	15.14	1.47	0.15	0.02	0.16
Mar	16.81	1.52	0.19	0.02	0.21
Avr	17.92	1.60	0.31	0.02	0.32
Mai	18.01	1.61	0.40	0.02	0.41
Jun	16.68	1.54	0.47	0.02	0.48
Jul	13.28	1.38	0.50	0.01	0.52
Aou	10.25	1.20	0.51	0.01	0.52
Sep	8.40	1.06	0.40	0.01	0.40
Oct	6.77	0.90	0.27	0.01	0.27

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau (III.28):

Tableau (III.28): Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm^3).

Mois	$A_{80\%}$	$U_{80\%}$	Π	$A-U-\Pi$	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
					V_{rf}	V_{ri}	S	V_{rf}	V_{ri}	S
nov	4.1	0	0.19	3.91	6	6	0	0	6	0
					9.91	9.91	0	2.09	6.00	3.91
dec	2.52	0	0.17	2.35	12.25	12.25	0	9.54	6.00	-3.54
					14.49	14.49	0	11.89	11.89	0.00
jan	2.45	0	0.21	2.24	15.79	15.79	0.00	14.13	14.13	0.00
fév	1.47	0	0.16	1.31	17.83	17.83	0.00	15.43	15.43	0.00
mars	2.29	0.04	0.21	2.04	18.32	18.07	0.25	17.47	17.47	0.00
					18.18	18.07	0.11	17.96	17.96	0.00
avr	1.14	0.33	0.32	0.49	15.40	15.40	0	18.07	18.07	0.00
					11.24	11.24	0	15.39	15.39	0.00
mai	1.17	0.65	0.41	0.11	9.27	9.27	0	11.23	11.23	0.00
					7.54	7.54	0	9.27	9.27	0.00
juin	0.72	2.91	0.48	-2.67	6.00	6.00	0	7.53	7.53	0
juil	0.19	3.83	0.52	-4.16	0.36			6	6	0.36
aout	0.69	2.14	0.52	-1.97						
sep	1.4	2.73	0.40	-1.73						
oct	1.27	2.53	0.27	-1.53						
Total	19.41	15.16	3.89	0.36						

Du Tableau on a:

$$V_s' = 12.43 \text{ Mm}^3 ; V_d' = 12.07 \text{ Mm}^3$$

La barrage fonctionne à un seul temps.

$$V_s' > V_d' \text{ D'où Le Volume Utile } V_u = V_d = 12.07 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{Le Volume au niveau normale } V_{NNR} = V_u + V_m = 12.07 + 6 = 18.07 \text{ Mm}^3.$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (12.07 - 12.01) / 12.01 = 0.449\% > 2\%$$

Donc le volume utile saisonnier est de **12.07 Mm³**.

III.5.3 Laminage des crues

L'étude de laminage consiste soit à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions du déversoir de crue (longueur déversante) étant fixées à priori, soit à déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue, la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue étant fixée à priori.

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

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

$$Q.dt = q.dt + S.dh \dots \dots \dots (III.34)$$

Ou:

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 : $Q - q = S.dh/dt$

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

IL existe plusieurs procédés de calcul comme Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, Step bye step et d'autre méthodes nous on va s'interesser à la méthode de Kotchirine qui est largement utilisée et donne des résultats précis et fiables.

III.5.3.1 Méthode de Kotchirine

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

1. l'hydrogramme de crue est considère 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.5.3.1.1 Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right) \dots\dots\dots (III.35)$$

Où :

V_F : le volume d'eau en charge,

V_C : le volume de la crue,

$Q\%$: le débit de la crue,

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots (III.36)$$

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

III.5.3.1.2 Estimation de la charge au dessus du déversoir

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (III.37)$$

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 0,48;

g : l'accélération de pesanteur; [$g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}^2$];

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 2,5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{moy} \dots\dots\dots (III.38)$$

$$\text{Et :} \quad S = L \cdot (H + P) \dots\dots\dots (III.39)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit :

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots (III.40)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui a dessus et L compris entre 4 et 18 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (III.41)$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots (III.42)$$

H_o : est la charge globale;

$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$: la charge dynamique liée a la vitesse d'écoulement;

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de qlam, 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 calcule pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b", Les graphiques de la figure sont accordes à la table de calculs, en faisant varier les variables H et L, Les relations s'ajustent automatiquement.

On fait le calcul en variant la largeur b de 105 à 135 m selon la formule de départ
Tableau (III.29) :Données initiales.

Données Initiales	g	α	Q1%	Vcrue 1%	m	P
	9,81 m2/s	1	617,13 m3/s	27459816.48 m3	0,48	1.5 m

Tableau (III.30) :Calcul de la première étape.

Largeur (m)	Hauteur (m)	Debit (m³/s)	Surface (m²)	Vitesse (m²/s)	Vforcé (m³)
105	2.9	1125.465	462	2.436	25620380
110	2.5	943.731	440	2.145	23896100
115	2.1	759.578	414	1.835	22171820
120	1.7	577.298	384	1.503	20447540
125	1.3	402.134	350	1.149	18723260
130	0.9	240.909	312	0.772	16998980
135	0.5	103.594	270	0.384	15274700

Tableau (III.31) : Calcul de la deuxième étape.

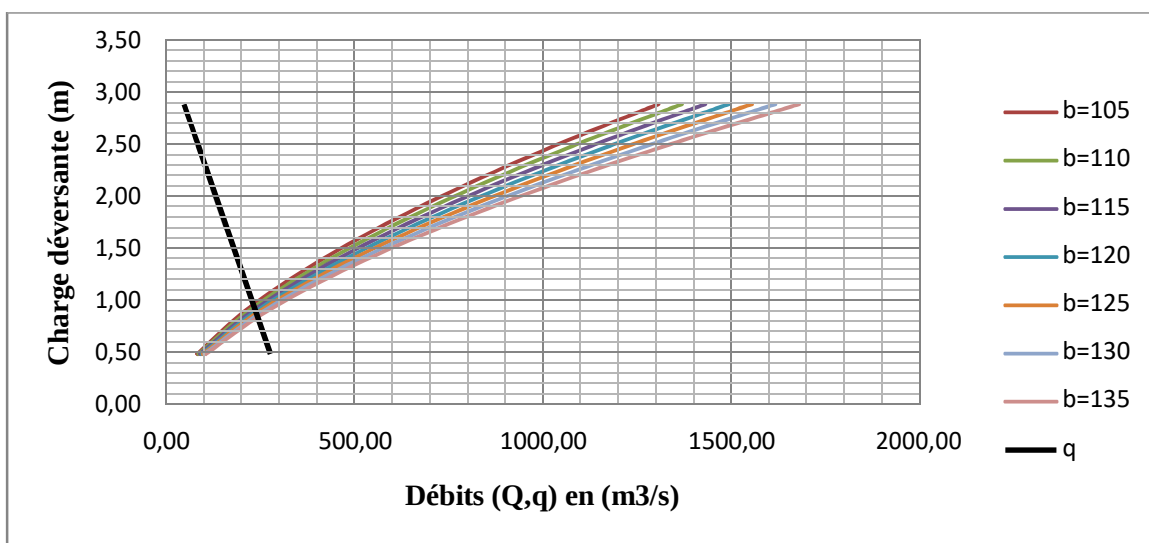
Hauteur(m)	Vitesse (m ² /s)	H ₀ (m)	Débits (m ³ /s)						
			105	110	115	120	125	130	135
0.50	0.38	0.51	82.39	86.32	90.24	94.16	98.09	102.01	105.93
0.90	0.77	0.93	204.52	214.26	224.00	233.73	243.47	253.21	262.95
1.30	1.15	1.37	364.35	381.70	399.05	416.40	433.75	451.10	468.45
1.70	1.50	1.82	557.34	583.88	610.42	636.96	663.50	690.04	716.58
2.10	1.83	2.27	780.23	817.39	854.54	891.70	928.85	966.00	1003.16
2.50	2.14	2.73	1030.49	1079.56	1128.64	1177.71	1226.78	1275.85	1324.92
2.90	2.44	3.20	1306.06	1368.25	1430.44	1492.64	1554.83	1617.02	1679.22

Tableau (III.32) : Calcul de la troisième étape.

Hauteur(m)	Vforcé (10 ⁷ m ³)	q(m ³ /s)	Débits (m ³ /s)						
			105	110	115	120	125	130	135
0.50	15274700	277.39	80.57	84.41	88.25	92.08	95.92	99.76	103.59
0.90	16998980	239.04	194.58	203.85	213.11	222.38	231.64	240.91	250.17
1.30	18723260	200.68	337.79	353.88	369.96	386.05	402.13	418.22	434.30
1.70	20447540	162.33	505.14	529.19	553.24	577.30	601.35	625.41	649.46
2.10	22171820	123.98	693.53	726.55	759.58	792.60	825.63	858.65	891.68
2.50	23896100	85.63	900.83	943.73	986.63	1029.52	1072.42	1115.32	1158.22
2.90	25620380	47.28	1125.46	1179.06	1232.65	1286.25	1339.84	1393.43	1447.03

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

On trace les courbes de croissante représenté dans la figure, La courbe $H=f(Q,q)$ nous permet de définir la largeur de déversoir optimal et le débit correspondant

Figure III.14: Courbe $H=f(Q,q)$

Et à travers le tableau précédent on trace aussi la courbe de variation des volumes déversés pour chaque largeur de déversoir $V=f(q, Q)$ qui nous permet le choix de la largeur de déversoir économique

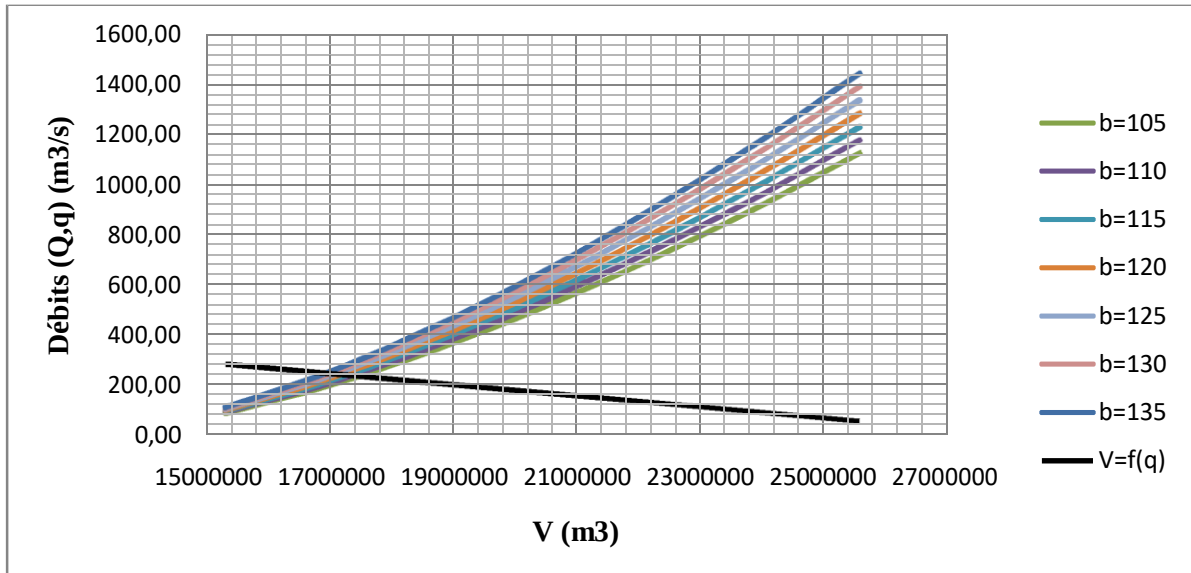


Figure III.15: Courbe $q=f(vforcé)$

Les caractéristiques de chaque largeur de déversoir représenté au tableau suivant:

Tableau (III.33): Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine

B (m)	H (m)	Cote NPHE (m).NGA	Q Laminé (m ³ /s)
105	0.98	566.13	230
110	0.96	566.11	234
115	0.93	566.08	236
120	0.90	566.05	238
125	0.88	566.03	240
130	0.86	566.01	241
135	0.84	565.99	243

III.5.3.2 Etude d'optimisation de l'évacuateur de crue

III.5.3.2.1 Calcul du coût de la digue

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

Tableau (III.34): Récapitulatif des résultats.

b (m)	Q _c (m ³ /s)	H (m)	NPHE	H _b (m)
105	230	0.98	566.13	13.97
110	234	0.96	566.11	13.95
115	236	0.93	566.08	13.92
120	238	0.90	566.05	13.89
125	240	0.88	566.03	13.87
130	241	0.86	566.01	13.85
135	243	0.84	565.99	13.83

Tableau (III.35): Coût de la digue.

Largeurs déversantes (m)	volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (DA)
105	243900.94	97560376.25
110	256842.93	102737170.00
115	246907.27	98762908.90
120	247970.63	99188250.00
125	251504.54	100601814.15
130	265888.03	106355211.95
135	265268.35	106107341.40

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2,5 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA.

III.5.3.2.2 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 déversante 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 déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 * \left(\frac{X}{H}\right)^{1.85} \dots\dots\dots(III-43)$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à 30000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau (III.36): Coût de déversoir.

largeurs déversantes (m)	volume du béton (m ³)	Coût du déversoir (DA)
105	0.000	0.000
110	0.060	1787.082
115	0.461	13839.017
120	1.572	47157.753
125	3.789	113671.902
130	12.762	382853.960
135	30.695	920842.275

III.5.3.2.3 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 1,5m.

D'où la hauteur totale du mur : $H_{\text{cal}} = P + H + R \dots \dots \dots (III.44)$

Avec P : hauteur de pelle ;

H : la lame déversante ;

R : la revanche.

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égal à 40m

L'épaisseur du mur « e » est prise égale à (0,4m).

D'où le volume du canal d'approche est estimé par $V = S \cdot e = L \cdot H_{\text{ca}} \cdot e \dots \dots \dots (III.45)$

Tableau (III.37): Coût du canal d'approche.

Largeurs déversantes (m)	volume du béton (m ³)	Coût de canal d'approche (DA)
105	70.578	2117330.192
110	70.258	2107730.192
115	69.778	2093330.192
120	69.298	2078930.192
125	68.978	2069330.192
130	68.658	2059730.192
135	68.338	2050130.192

III.5.3.2.4 Coût total du barrage

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

Tableau (III.38): Coût Totale du barrage.

largeurs déversantes (m)	coût de la digue (DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		coût total (DA)
		déversoir	Canal d'approche	
105	97560376.25	0.00	2117330.19	99677706.44
110	102737170.00	1787.08	2107730.19	104846687.27
115	98762908.90	13839.02	2093330.19	100870078.11
120	99188250.00	47157.75	2078930.19	101314337.94
125	100601814.15	113671.90	2069330.19	102784816.24
130	106355211.95	382853.96	2059730.19	108797796.10
135	106107341.40	920842.28	2050130.19	109078313.87

III.5.3.2.5 Courbe d'optimisation

D'après le tableau ci-dessus on trace la courbe d'optimisation de l'évacuateur de crue

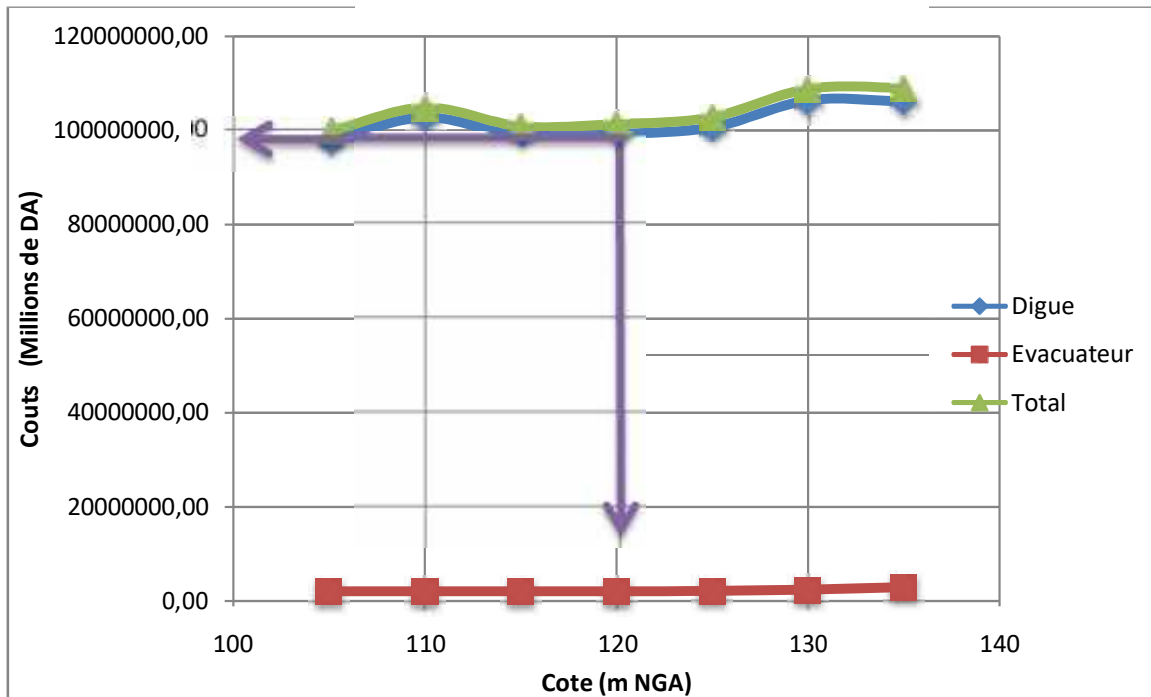


Figure III.18: Courbe d'optimisation de l'évacuateur de crue

D'après la courbe d'optimisation représentée par la figure, le largueur déversant donnant le coût minimum est de **b=120 m** et que la hauteur du Barrage est de **H_b= 13.89 m**.

III.5.4 Conclusion

On remarque qu'une longueur déversante plus importante conduit à un débit laminé plus faible ce qui autorise une qualité de réalisation moins poussée du coursier et simplifie les conditions de restitution.

L'étude hydrologique qui a été faite nous donne les paramètres nécessaires pour le dimensionnement des ouvrages annexes :

- Le volume mort du barrage : **V_M= 6 Mm³**
- La cote au niveau du volume mort est **NVM= 560 NGA**
- Le volume utile du barrage : **V_U= 12.07 Mm³**
- Le volume normal de la retenue est : **V_{NNR}= 18.07 Mm³**
- La cote au niveau normal de la retenue est **NNR= 565.15 NGA**
- La cote de niveau plus haute eau est **NPHE=566.05 NGA**
- La cote de crête **CC= 567.89 NGA**

Chapitre IV :

Etude Des Variantes

Introduction

Simultanément à la recherche d'un site, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, à la vue des conditions et contraintes locales.

En fait, quelques critères succincts permettent de classer les barrages en deux catégories :

- Les barrages en béton ou en maçonnerie.
- Les barrages en enrochement ou en terre.

IV.1 Barrages en terre

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

Le terme terre couvre 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, tels que les latérites, des schistes et grès tendres...etc.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport d'approvisionnement, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de dimensionnement de l'ouvrage. En effet, c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponibles à proximité du site de l'aménagement hydraulique que l'on peut proposer des variantes et en écarter.

IV.1.1 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.1.2 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 type de barrage

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

IV.3.1 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.3.2 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 en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

IV.3.3 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.

Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

IV.3.4 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.4 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.4.1 Barrage en terre homogène

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont. Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers (gravier et sable).

IV.4.2 Barrage zoné a noyau d'argile

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.4.3 Barrage en enrochement avec masque en béton

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en œuvre,....

Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage.

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique.....etc.

IV.4.4 Fixation du choix définitif du type de barrage

La variante d'une digue homogène en alluvions s'impose pour les raisons de dimensions de la vallée et les matériaux à disposition ont conduit à retenir des solutions de type remblai pour

cet ouvrage. Pour la construction de ce remblai, le matériau à priori le plus économique et disponible en abondance sur le site est constitué par les alluvions de l'oued.

IV.5 Dimensionnement préalable de la digue

IV.5.1 Détermination de la cote de crête :

La cote de crête est déterminée en considérant le niveau des plus hautes eaux PHE déterminés dans le cadre des études de laminage plus avant et la hauteur de vague de projet déterminée ci-après:

IV.5.2 Calcul de la revanche

La revanche est mesurée au dessus des niveaux des plus hautes eaux correspond a la crue maximum. Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la revanche : $R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g}$

a) Formule de STEVENSON : (1999)

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 3.8 km].

A.N :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{3.8} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{3.8} = 1.05 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 1.05 = 3.6 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 1.05 + \frac{3.6^2}{2 \cdot 9.81} = 1.45 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT : (1951)

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F}$$

A.N :

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{3.8} = 1.15 \text{ m}$$

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 1.15 = 2.27 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 1.15 + \frac{2.27^2}{2 \cdot 9.81} = 1.91 \text{ m}$$

c) **Formule Simplifiée:**

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.1)$$

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{3.8} = 1.58 \text{ m}$$

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1.45 + 1.91 + 1.85}{3} = 1.74 \text{ m}$$

IV.5.3 Largeur en crête

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

Formule de KNAPPEN : (1929)

$$b_{cr} = 1.65 * \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV.2)$$

Formule de F-PREECE: (1992)

$$b_{cr} = (1.1 * \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (IV.3)$$

Formule Anonyme (simplifiée):

$$b_{cr} = 3.60 * \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (IV.4) \quad .$$

Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV.5)$$

La hauteur du barrage est calculée comme suite :

$$H_b = NNR - C_f + h_{\text{dév}} + R + t. = 565.15 - 554 + 0.9 + 1.74 + 0.1 = 13.89 \text{ m}$$

H_b : hauteur du barrage (m) NGA

On prend le tassement de la digue est de $T=0.1\text{m}$

Tableau (IV.1) : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	6.194
F-PREECE	5.1
PRATIQUE	6.21
SIMPLIFIEE	5.65

On opte pour une largeur de crête égale à:

$b_{cr} = 6 \text{ m}$

IV.5.4 Fruit de talus

D'après le tableau suivant : on prend le fruit de talus comme suite :

Tableau (IV.2) : Valeurs indicatives des fruits de 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 notre cas la hauteur du barrage: $H=13.89\text{m}$ d'où $10<H<20$, donc on prend :

Barrage Homogène granulométrie étendue avec pentes de talus : $m_1 = m_2 = 2.5$.

Barrage Homogène à fort % d'argile avec pentes de talus : $m_1 = 3$ et $m_2 = 2.5$.

Barrage A zones avec pentes de talus : $m_1 = m_2 = 3$.

IV.5.5 Protection des talus

Les talus doivent être protégés contre les dangers de l'érosion dus au ruissellement des eaux de pluies, ils sont également assez sensibles au renard provoqué par les mouvements des

eaux de saturation du barrage et surtout l'attaque des vagues pour le parement amont. donc en général, il faut prévoir une protection des talus.

- a) **Talus aval** : Pour le barrage en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enrochement d'épaisseur de 30cm reposant sur un filtre constitué de gravier et sable ayant une épaisseur de 30cm pour assurer le maximum de sécurité pour éviter le surpâturage.
- b) **Talus amont** : L'enrochement en vrac est la solution la plus couramment utilisée pour la protection du talus amont exposé au battillage des vagues. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en terre. Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les deux méthodes.

IV.5.5.1 Méthode de « T. V.A. (Tennessee-Valley- Authority) » : (mars,1933)

$$e = cv^2 \dots\dots\dots(IV.6)$$

e: épaisseur de l'enrochement en (m).

v: vitesse de propagation des vagues.

C: coefficient dépendant de la pente des talus et du poids spécifique (δ) de l'enrochement.

Tableau (IV.3) : Valeurs de C en fonction des pentes de talus et δ .

Pente du talus	Valeurs de c pour différents poids spécifiques		
	$\delta = 2.5$	$\delta = 2.65$	$\delta = 2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

Pour une digue homogène $c = 0.0295$.

$$e = 0.39 \text{ m}$$

IV.5.5.2 Méthode de L'US Army : (1990)

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des bloques en fonction des hauteurs des vagues.

Tableau (IV.4) : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D _{min} (m)
0 ÷ 0.3	0.3	0.2
0.3 ÷ 0.6	0.4	0.25
0.6 ÷ 1.2	0.45	0.3
1.2 ÷ 1.8	0.55	0.4
1.8 ÷ 2.4	0.7	0.45
2.4 ÷ 3	0.8	0.55

Pour notre cas, $0.6 < H < 1.2$ m; $e = 0.45$ m.

$$D_{\min} = 0.3 \text{ m.}$$

Conclusion

On adopte une protection du talus amont de la digue d'épaisseur de 45cm et une protection du talus aval de la digue d'épaisseur de 20cm avec deux couches d'alluvion.

IV.5.6 Volumes de la digue

La détermination du volume de la digue s'obtient en traçant le profil longitudinal du barrage après on choisissant des sections en travers du barrage et pour chaque coupe "i" on a une surface "S_i" correspondante et par conséquent un volume "V_i" qui sont déterminés par les formules suivantes :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \dots\dots\dots(IV.7)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi} \dots\dots\dots(IV.8)$$

Ou 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.

$$V_{\text{gros}} = \sum_{i=1}^n S_i \cdot d \dots\dots\dots(IV.9)$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots(IV.10)$$

d: Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

$V_b = 247970.63 \text{ m}^3$, les Tableaux de calculs dans l'Annexe N°08

IV.5.7 Estimation du coût des variantes

Barrage homogène :

Pour un barrage homogène en matériaux argileux, on prend les pentes de talus amont et aval :

$m_1 = 2.5$ et $m_2 = 2.5$.

Barrage à noyau :

On prend les pentes des talus amont et aval ($m_1 = m_2 = 3$).

IV.5.7.1 Pré dimensionnement du noyau

a) Hauteur :

$$H_n = \text{NPHE} - \text{NF} + 0.5 \dots\dots\dots(\text{IV.11})$$

A.N: $H_n = 12.55 \text{ m}$.

b) Largeur en crête :

Elle ne doit pas être inférieure à 2m .on prend une valeur de 3m.

c) les pentes :

On prend : $m_1 = m_2 = 0,5$

IV.5.7.2 Barrage en terre avec masque en béton

Les pentes des talus amont et aval sont $m_1 = m_2 = 3$. Ainsi que l'épaisseur du masque est prise égale à 0,5m

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau (V.5): Coûts des variantes étudiées:

variantes	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Total (10 ⁶ DA)
Barrage à noyau	Noyau	189876.05	500	94938025	41269
	Recharge	98998373.95	400	39600000000	
	enrochements / rip-rap	35975	2 000	71950000	
Barrage en terre homogène	remblais alluvions	81840	600	49104000	39979
	déblai terrain	31845	360	11464200	
	déblai terrain dur	93354	1 000	93354000	
	filtres-drains	48829	1 600	78126400	
	Recharge	99188250	400	39675300000	
	enrochements / rip-rap	35975	2 000	71950000	
Barrage en enrochement avec masque en béton	Béton	19326.58	15000	150747324	109408
	Bitume	990	3000	2970000	
	Enrochement	99188250	1100	109100000000	
	remblais alluvions	81840	600	49104000	
	déblai terrain meuble	31845	360	11464200	
	déblai terrain dur	93354	1 000	93354000	

Conclusion

D'après l'estimation du coût des différentes variantes on remarque que les deux types de digues, à Noyau d'argile et homogène, sont les plus économiques.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes, et ceci d'après leurs avantages et leurs inconvénients et d'autres considérations.

D'après le rapport géologique et géotechnique, ainsi que la disponibilité des matériaux au site, on opte pour la variante de la digue homogène.

Chapitre V :

Etude Des Variantes Choisie de la digue

V. Etude de la variante choisit

V.1. Définition du profil général du barrage

L'étape suivante de l'étude consiste à définir le profil général du barrage.

V.1.1 Longueur en crête

Elle est déterminée à partir du plan d'aménagement qui prend une valeur de

$$L = 1100 \text{ m}$$

V.1.2 Pente des talus

La pente du talus est fixée par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ces fondations.

A titre indicatif, le tableau IV.2 donne quelque valeur qui devra être confirmées par une étude de stabilité.

Le barrage a une hauteur compris entre 10 est 20 m. pour cela on prend une valeur de $m_1 = m_2 = 2.5$.

V.1.3 Bermes

Les bermes sont exécutées pour les barrages de hauteur généralement supérieure à 15m. donc ce n'est pas envisageable sur notre retenue.

V.1.4 Dispositifs de protection contre les effets de l'eau

V.1.4.1 Drain de la digue

On prévoit un dispositif drainant qui permet de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégât.

a) Dimensionnement du Drain tapis

Pour intercepter les infiltrations dans d'un barrage en terre on dispose le massif habituellement dans la partie aval et au contact de celui-ci avec les fondations. un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

La longueur du drain tapis est de : $L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots(V.1)$

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 74.4 \text{ m}$].

Donc : $L_d = \frac{74.4}{3} = 24.8 \text{ m}$

Donc: On Prend

$$L_d = 25\text{m}$$

b) Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical placé au centre du barrage constitue une solution pour la digue homogène.

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de $B_{dr} = 1\text{m}$.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant. pour drainer les fondations. en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est arasé au niveau normal des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points les plus hautes de saturation de remblai.

$$N_{dr} = NPHE = 566.05\text{m NGA.}$$

V.1.4.2 Dimensionnement du prisme de drainage:

a) Fruits des talus :

$m_1 = (1.00 - 1.75)$ on prend $m_1 = 1.5$.

$m_2 = (1.50, 2.50)$ on prend $m_2 = 1.5$.

b) Hauteur du prisme de drainage :

$$H_p = (0.15 \div 0.2) h_b \dots\dots\dots (V.2)$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b = 13.89\text{m}$)

$$h_p = 0.17 h_b = 2.36\text{m}$$

Ce qui nous donne: $H_p = 3\text{m}$

c) Largeur en crête :

$$B_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_p \dots\dots\dots (V.3)$$

$$B_{dr} = 1/3 h_p = 1\text{m} \quad \mathbf{B_{dr} = 1m}$$

V.1.4.3 Calcul des filtres

Les filtres sont constitués de couche successives de perméables. de granulométrie plus en plus fines. Le filtre ne doit ni se dégrader ni se colmater

Généralement le choix du filtre doit répondre au critère de TERZAGUI

$$4 < \frac{d_{15 \text{ filtre}}}{d_{15 \text{ sol à protéger}}} < 20 \dots\dots\dots (V.4)$$

Associé à la condition citée en équation ci-dessus. l'US Bureau of réclamation préconise la relation suivante:

$$5 < \frac{d_{50 \text{ filtre}}}{d_{50 \text{ sol à protéger}}} < 10. \text{ Et } \frac{d_{15 \text{ filtre}}}{d_{85 \text{ sol à protéger}}} < 5 \dots\dots\dots (V.5)$$

Ensuite. on vérifie la condition de l'absence du renard aux sols proprement dits :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[n]{\eta} (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.6)$$

Où:

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre. $\eta = d_{60}/d_{10} \dots \dots \dots (V.7)$

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0.1 \text{Log } \eta \dots \dots \dots (V.8)$

$n_0 = 0.4$ pour les sols caillouteux.

$n_0 = 0.45$ pour les sols argileux.

Ensuite, on vérifie une condition, relative de l'infiltration dans le filtre :

$$K_F \geq (2 + \sqrt[6]{\eta})K \text{ (m/s)} \dots \dots \dots (V.9)$$

Où :

K : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s) ;

K_F : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

On fait l'application:

V.1.4.4 Détermination de la courbe granulométrique des filtres

La granularité de sol a protégé :

$$d_{15} = 0.2 \text{ mm} ;$$

$$d_{50} = 8 \text{ mm} ;$$

$$d_{85} = 200 \text{ mm}.$$

La première couche de filtre est entre La terre du corps du barrage et la première couche de drain à des limites suivantes :

$$0.8 \text{ mm} < D_{15} < 4 \text{ mm} ;$$

$$40 \text{ mm} < D_{50} < 80 \text{ mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 2.4 \text{ mm} ;$$

$$D_{50} = 60 \text{ mm}.$$

La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$9.6 \text{ mm} < D_{15} < 48 \text{ mm} ;$$

$$300 \text{ mm} < D_{50} < 600 \text{ mm}.$$

Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :

a) Filtre N° 1 :

Pour qu'il n'y ait pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta}(1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

D'après la courbe granulométrique de F1 :

$$d_5 = 1.4 \text{ mm}; d_{10} = 2 \text{ mm};$$

$$d_{17} = 3.0 \text{ mm}; d_{60} = 80 \text{ mm};$$

$\eta = D_{60}/D_{10} = 40$ Coefficient d'hétérogénéité ;

$n_0 = 0.40$ d'où $n = 0.160$

$$D_5/D_{17} = 0.4665 > 0.338$$

La condition est vérifiée donc il n'y a **pas** de phénomène de renard dans ce cas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{d_{15 \text{ filtre}}}{d_{85 \text{ sol à protéger}}} = \frac{2.4}{200} = 0.012 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

b) Filtre N°2 :

Pour qu'il n'y ait pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta}(1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

$\eta = D_{60}/D_{10} = 24$ Coefficient d'hétérogénéité ;

$n_0 = 0.40$ d'où $n = 0.280$

$$D_5/D_{17} = 0.50 > 0.465$$

La condition est vérifiée donc le phénomène de renard n'existe pas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0.53 < 4$$

$$\frac{d_{15 \text{ filtre}}}{d_{85 \text{ sol à protéger}}} = \frac{20}{900} = 0.022 < 4$$

La condition est vérifiée.

V.2 Etude des infiltrations**V.2.1 Généralité**

Une fois le barrage mis en exploitation, l'eau commence à s'infiltrer progressivement dans le corps même du barrage et dans ces fondations. et cela quelque soit la qualité des matériaux de construction.

Ces infiltrations sont du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage. Les infiltrations doivent être étudiés sous deux aspects différents:

Elles ont pour conséquence des pertes d'eau dont il faut réduire le volume à une valeur déterminée. et considérée admissible.

Elles peuvent compromettre la sécurité. et la stabilité de l'ouvrage si certaines mesures ne sont pas prises contre les risques qu'entraînent le renard et les pressions d'infiltration.

Les infiltrations doivent permettent de déterminer les éléments suivants :

- La ligne de saturation du massif du barrage ;
- Le débit de fuite ;
- La pression de l'eau interstitielle dans le massif ;
- La zone submergée du corps de la digue ;

Hypothèse de calcul :

Afin de pouvoir effectuer les calculs de filtrations. d'une manière plus aisée. nous serons amenés:

- à admettre la filtration dans un seul plan ;
- à prendre comme valeurs nulles. les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan ;
- à supposer que le sol du massif du barrage soit homogène. isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul ;

La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogènes. elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

V.2.2 Ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle. on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction. elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny et qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse. Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0} \dots\dots\dots(V.10)$$

$$Y_0 = \sqrt{H_e^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(V.11)$$

Avec :

X et y : coordonnées dans le plan (x. y).

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0.7b.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont (Déterminé graphiquement).

H_e : La hauteur d'eau en amont. **H_e=12.05m**

b=m_{am}.H_e= 2.5*12.05=30.125m

d=L_b-(0.7*b)=1100-(0.7*30.125)=1078.9125m

$$Y_0 = \sqrt{12.05^2 + (1078.9125)^2} - 1078.9125 = 0.067$$

D'où l'équation de Kozeny s'écrit sous l'expression suivante :

$$Y_0^2=0.134X+0.0045$$

A partir de cette équation. on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau V.1:

Tableau (V.1): Coordonnées de la parabole de Kozeny

Y	X
0.07	0
2.84	60
4.01	120
4.91	180
5.67	240
6.34	300
6.95	360
7.50	420
8.02	480
8.51	540
8.97	600
9.40	660
9.82	720
10.22	780
10.61	840
10.98	900
11.34	960
11.69	1020
12.05	1084

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus :

$$AB = 0.3 b.$$

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny. on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au talus amont en B et tangente à la parabole.

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

V.2.3 Calcul du débit de fuite par infiltration

a) Digue :

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de Darcy traduite par l'expression suivante :

$$q = K \cdot i \cdot A \dots \dots \dots (V.12)$$

q : Débit de fuite en m^2/s ;

i : Gradient hydraulique adimensionnel ;

A : Longueur mouillée sur le parement aval du barrage en m

K : Coefficient de perméabilité (m/s).

le gradient hydraulique est donné par : $I = \frac{dy}{dx}$. Et $A = y \cdot I$

Donc : $q_n = k \cdot y \cdot dy/dx$

Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q_n = K \cdot y_0 \text{ m}^3/s/ml$.

Le débit total à travers le barrage sera : $Q_d = q_n \cdot L_b$

Application numérique :

$$q_n = 4.25 \cdot 10^{-6} \cdot 0.0067 = 2.85 \cdot 10^{-8} m^3/s/ml$$

$$D'où: Q_d = 2.85 \cdot 10^{-8} \cdot 1100 = 3.135 \cdot 10^{-5} m^3/s$$

$$Q_d = 3.135 \cdot 10^{-5} m^3/s$$

b) Fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy

$$q_n = K \cdot I \cdot A$$

Avec : K : Coefficient de perméabilité. ($K = 4.25 \cdot 10^{-6} m/s$)

I : gradient hydraulique. $I = H_b/L_b = 13.89/1100 = 0.0126$ Donc **$I = 1.26\%$**

(H_b = charge de la retenue. $L_b = 1100 m$ L'emprise de barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A = T \cdot I$

($T = 3 m$ Profondeur du sol de fondation perméable).

$$q_n = K \cdot I \cdot T = 4.25 \cdot 10^{-6} \cdot 0.0126 \cdot 3 = 1.61 \cdot 10^{-7} m^3/s/ml$$

$$D'où: Q_f = q_n \cdot L_b = 1.61 \cdot 10^{-7} \cdot 1100 = 1.77 \cdot 10^{-4} m^3/s$$

$$Q_f = 1.77 \cdot 10^{-4} m^3/s$$

c) Digue avec fondation:

Le débit total à travers le barrage est donné par la somme des débits à travers la digue et la fondation.

$$\text{D'où: } Q_b = Q_d + Q_f = 3.135.10^{-5} + 1.77.10^{-4} = 3.135.10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_b = 3.135.10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

Conclusion

Après des calculs des drains et les infiltrations nous avons prévu:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 20 cm.
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 20 cm.
- L'enrochement d'épaisseur = 39 cm

V.3 Stabilité des talus**V.3.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)**

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes. on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

- Soit par un calcul de vérification de la stabilité. les valeurs caractéristiques du remblai étant fixées et / ou déterminer à priori.
- Soit par une série de calculs dit dimensionnement. ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir au coefficient de sécurité souhaité.

Il existe plusieurs types

1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).
2. Glissement en cascade.
3. Glissement. puits renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la cote du plan d'eau amont.

- L'instabilité mécanique en fondation

V.3.2 Conséquences de l'instabilité des talus

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuite (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation. Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (Talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (Talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « Ks », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices). par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau.

Tableau (V.2): Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions.	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme).	1.2 – 1.3	1.15 – 1.2	1.1 – 1.15	1.05 – 1.1
Spéciales (avec séisme)	1.05 – 1.10	1.05 – 1.10	1.05	1.05

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

- Sans séisme : $K_{ss,adm} = 1.15 - 1.2$
- Avec séisme : $K_{as,adm} = 1.05 - 1.10$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus. on calcul 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.

V.3.3 Méthode des tranches

Dans cette méthode, la masse réputée instable par rapport à la surface de glissement envisagée fictivement découpée en « n » tranches verticales de faible épaisseur. Chaque tranche est soumise aux forces suivantes :

- Force de poids propre W_i (sol et eau) ;
- Les forces de réaction du sol de composantes
tangentielle : T_i ($T_i = G_n \sin \alpha$) (V.13)
et normale : N_i ($N_i = G_n \cos \alpha$) (V.14)

Avec : $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.sec tion.divisée}}{10}$ (V.15)

$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$ (V.16)

α : angle d'inclinaison de la tranche par rapport à l'horizontal.

- Les efforts inter-tranches F_{i-1} et F_i s'appliquant sur les faces latérales.

V.3.4 Ordre de calcul (Méthode de FONDEEV)

- 1) Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- 2) Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B). la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- 3) Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b \quad \text{et} \quad R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 13.89\text{m}$).

(K_1 - K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau V.3.

Tableau (V.3): Valeurs de K_1 et K_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

On obtient donc :

Tableau (V.4): Valeurs de R_1 et R_2 .

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	2.5	0.875	2.025	12.154	28.127
Aval	2.5	0.875	2.025	12.154	28.127

Le centre des rayons étant le point « B ». L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales. inclinée) nous donne la zone des cercles.

On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval. et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$. on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la section « zéro » sous le centre de glissement (projection).

V.3.4.1 Caractéristiques géotechniques des sols

Elles sont montrées dans le tableau ci-après:

Tableau (V.5): Caractéristique géotechniques.

Paramètres	Unité	valeurs
ϕ	Degré (°)	30
C	T/m ²	0
γ_{sat}	T/m ³	2.74
γ_d	T/m ³	2.2
γ'	T/m ³	1.74

V.3.4.2 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

a) Poids propre de la tranche :

$$G_n = b (\gamma_1 . h_1 + \gamma_2 . h_2) \dots\dots\dots (V.17)$$

h_1 et h_2 : hauteurs des tranches;

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation;

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation;

b : largeur de la tranche.

b) Force de pression interstitielle :

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de le retenue (**NNR**).

$$P = U . dl = \gamma_w . h . dl \dots\dots\dots (V.18)$$

U : pression interstitielle;

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche;

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$;

h : hauteur de la tranche.

c) Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V.19)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d) Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (V.20)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.3.4.3 Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

❖ **Forces stabilisatrices :**

a) Force de frottement :

$$F_1 = N_n \tan \varphi - U \, dl \tan \varphi \dots\dots\dots (V.21)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b) Force de cohésion :

$$F_c = c \, dl \dots\dots\dots (V.22)$$

$$\text{Tel que : } dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360} \dots\dots\dots (V.23)$$

R : rayon de la courbe de glissement;

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

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \, dl) \tan \varphi + c \, dl] R \dots\dots\dots (V.24)$$

➤ **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 :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.25)$$

V.3.4.4 Calcul du coefficient de sécurité

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

a) Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\varphi_i + \sum C .dl}{\sum GnSin\alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.26)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\varphi_i + \sum C .dl}{(1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.27)$$

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

Kss : coefficient de sécurité sans séisme;

Kas : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg \varphi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.28)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg \varphi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (V.29)$$

c) Vidange rapide :

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont. car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.30)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.31)$$

Conclusion

En conclusion, compte tenu de la prudence observée au niveau des valeurs géotechniques considérées et de la sévérité des conditions de la vidange rapide, le dimensionnement des digues est satisfaisant.

Chapitre VI :

Etude De Vidange de Fond

VI. Etude de la vidange de fond

VI.1 Introduction

La vidange de fond est un ouvrage qui est appelé à fonctionner à chaque crue : sa conception devra garantir au mieux la pérennité de son fonctionnement vis-à-vis notamment de l'envasement et des risques d'obstruction par des corps flottants. Une obstruction accidentelle ne devra en aucun cas mettre en péril les ouvrages et ses conséquences seront examinées. Pour éviter tout détournement du mode de fonctionnement de ce barrage qui ne serait pas en accord avec sa conception et son but, et également pour une plus grande facilité de maintenance, les vidanges de fond seront impérativement des ouvrages non contrôlés par un quelconque organe hydro-mécanique.

VI.2 Type d'ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

❖ Conduite de vidange en charge :

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en arme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

❖ Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\varnothing > 500\text{mm}$)
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de rabattements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

❖ Ouvrages de vidange à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un puits dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes. (4)

VI.3 Choix de type de vidange

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre). Donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

constitué d'une galerie de section circulaire, en écoulement à surface libre, avec une pente de 8 pour mille ; l'option d'un écoulement à surface libre dans cette partie de l'ouvrage a

été adoptée pour éviter les problèmes liés au passage de l'écoulement en surface libre à l'écoulement en charge, pour pouvoir contrôler les vitesses maximales vis-à-vis des phénomènes d'érosion et de dissipation d'énergie à la sortie, et disposer d'un ouvrage visitable.

VI.4 Calcul de la vidange de fond

Dans ce cas vidange de fond est une conduite en charge, est mise dans la galerie de dérivation provisoire pour minimiser les coûts de déblai pour l'installation de cette dernière

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

VI.4.1 Calcul hydraulique de la conduite de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots (VI-1)$$

V_u : volume utile en [m³]. On a $V_u = 12.07 \text{ Mm}^3$

T_v : temps de vidange égale à 9 jours.

Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel)

$$Q_{vf} = \frac{12.07 \cdot 10^6}{21.86400} + \frac{30.42 \cdot 10^6}{31,536 \cdot 10^6} = 15 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc Je Fixe la valeur maximal pour le debit $Q_{\max} = 20 \text{ m}^3/\text{s}$ pour assurer la protection de l'ouvrage de vidange.

VI.4.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

On a:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

D'ou:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : $\mu : [0,8 - 0,85]$.

A.N :

$$S = \frac{20}{0,8 \cdot \sqrt{2.9.81.11.15}} = 1.69 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1.69}{\pi}} = 1.47 \text{ m}$$

On prend:

$$D_{vf} = 1500 \text{ mm}$$

VI.4.3 Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

- Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot L}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.015 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 1500 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($L = 56.45 \text{ m}$).

A.N:

$$\lambda = 0.0246$$

$$\sum \xi_1 = 0.93 \text{ m}$$

- Coefficients de pertes de charge singulière:

On a :

$$\xi_{entrée} = 0,5 \text{ et } \xi_{sortie} = 1$$

$$\xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0.2 \text{ et } \xi_{grille} = 0,1$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1.8 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (0.93 + 1.8)}} = 0,518$$

Et :

$$S = \frac{20}{0,518\sqrt{2g11.15}} = 2.61\text{m}^2$$

D'où :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 * 2.61}{\pi}} = 1,82\text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 2000\text{mm}$$

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}}$$

AN :

$$V_s = \frac{20}{3.14} = 6.37\text{m/s}$$

VI.4.3 Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue :

La vitesse d'abaissement est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{H}{T_v} \dots\dots\dots(\text{VI-2})$$

Ou :

H : est la hauteur d'eau entre NNR et NVM.

T_v : le temps de vidange

$$V = \frac{H}{T_v} = 1.23 \text{ m/j}$$

VI.5 Conclusion

La conduite de vidange à un diamètre de 2000mm et sera calée à 556m NGA elle sera équipée par des vannes (vannes de réglage et de garde) pour pouvoir régler le débit et assurer le bon fonctionnement du dispositif de vidange. L'ouvrage de vidange doit constituer des grilles de protection contre les corps solides ainsi que les corps flottants.

Table des matières

VI. Etude de la vidange de fond	95
VI.1 Introduction.....	95
VI.2 Type d'ouvrage de vidange.....	95
VI.3 Choix de type de vidange.....	95
VI.4 Calcul de la vidange de fond.....	96
VI.4.1 Calcul hydraulique de la conduite de vidange :	96
VI.4.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :	96
VI.4.3 Correction du coefficient de débit μ :	97
VI.4.3 Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue :	98
VI.5 Conclusion	98

Chapitre VII :

Etude Des Ouvrages

Annexes

VII. Evacuateur de crue**VII.1 Introduction :**

Pour les petits barrages, l'évacuateur de crues consiste très souvent en un chenal (ou coursier) avec seuil déversant (ou déversoir) libre à l'amont et dissipateur d'énergie à l'aval sans rôle s'assurer des crues exceptionnel survenant a retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et aussi l'érosion a l'aval de la digue

VII.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue :

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crue sont :

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement
- Les difficultés de réalisation
- Les exigences topographiques du site
- Les exigences géologiques du site
- La facilité d'entretien
- La facilité de modification
- Le cout de l'ouvrage

VII.1.2 Différent types des évacuateurs de crue :

Les évacuateurs de crue peuvent être classés suivant leur type de fonctionnement hydraulique en deux groupes : les évacuateurs de surface et les évacuateurs en charge

• Evacuateur de crues en puits (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

- **Evacuateur de crue latéral :**

Ce type appartient a la catégorie des évacuateurs a écoulement a surface libre.il présente les avantages suivant :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de crue de projet.
- Facilité de réalisation

Ces inconvénients :

- le cout peut élever.
- la difficulté de modification

- **Evacuateur central :**

Cette solution est intéressante dans les vallées a versant a forte pente et lorsque le débit à évacuer important cette solution est couteuse de point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage en terre et le déversoir en béton sont délicates a réaliser.et il est déconseillée vue risque de tassement et la déstabilisation du talus aval.

- **Evacuateur de crue en siphon :**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage

Ces avantages :

- Aucune exigence topographique
- Calcul usuel

Ces inconvénients :

- Amorçage le désamorçage
- Entretien indispensable
- Débit faible a évacué
- Dispositif sur le corps de la digue

VII.1.3 Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, 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 ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tout ces problèmes ramène à rejeter cette Variante.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral s'adapte au site du fait que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle ci peu fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, ou la largeur déversant n'est pas très importante et la topographie qui permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc Central à entonnement frontal.

VII.1.4 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sure des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

- De point de vue géologique, on favorise l'implantation de l'évacuateur de crues dans le centre.
- La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur déversante.

VII.1.5 Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- Un canal d'approche
- Un seuil déversant pour le control du débit.
- Chenal d'écoulement
- Un convergent
- coursier
- Un dissipateur d'énergie.
- Un canal de restitution

VII.2 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue:

VII.2.1 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, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

P: la pelle ($P=0.5-1.5$ m).

H: la charge d'eau sur le déversoir $H=0.89$ m.

On prend la hauteur de pelle $P=1$ m

$$H+ P =1.89\text{m}$$

Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(P + H) * b}$$

b: largeur du déversoir (b=120m).

Q: débit évacué (Q= 220 m³/s).

On trouve: V=0.97m/s.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s, $V < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

- **Hauteur du mur du canal d'approche:**

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

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

$$R_e = 0,65m.$$

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + 0,65 = 2.54m \dots\dots\dots (VII-2)$$

Pour des raisons de sécurité on prend: $H_m = 2.6m$.

- **Longueur du canal d'approche:**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 40m.

VII.2.2 Déversoir:

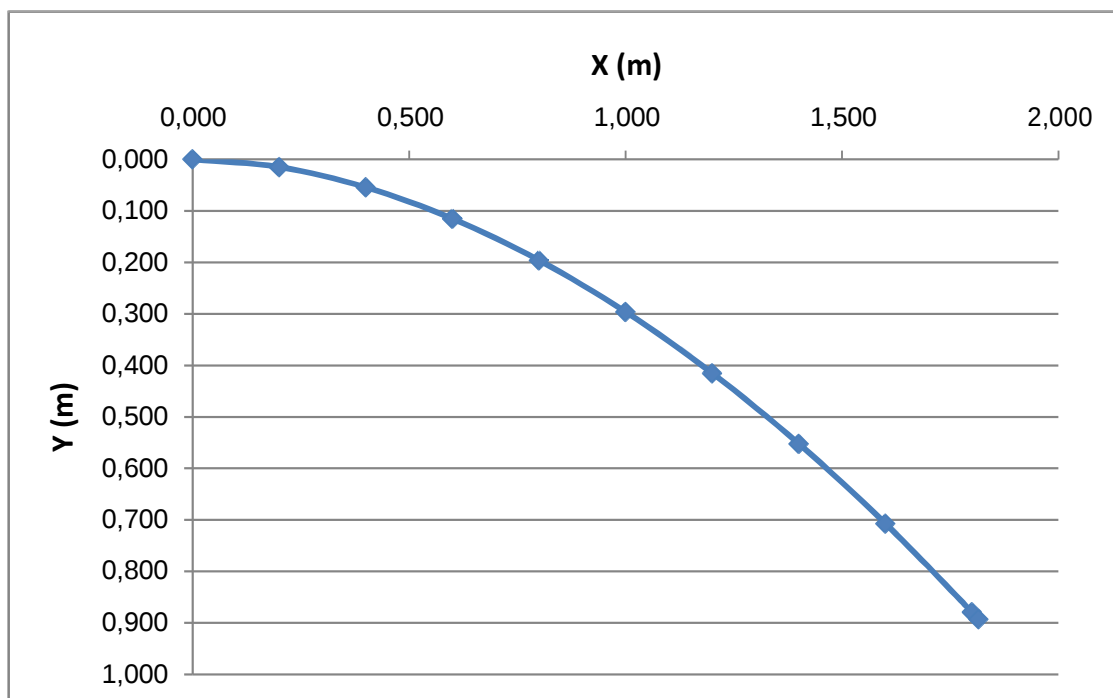
Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

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

$$y = \frac{\left(\frac{x^{1.85}}{2 H^{0.85}}\right)}{\dots\dots\dots (VII-3)}$$

Tableau (VII.1): Coordonnées de la nappe déversante.

X	Y
0.000	0.000
0.200	0.015
0.400	0.054
0.600	0.115
0.800	0.196
1.000	0.296
1.200	0.415
1.400	0.552
1.600	0.707
1.800	0.879
1.890	0.962

**Figure VII.1: profil déversoir type Greager****VII.2.3 Chenal d'écoulement:**

Le chenal 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 soit fluvial. Il

est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie ici elle n'est pas importante elle est égale à 4.28 m et une pente de 0,08%. On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire

$$Y_c = \sqrt[3]{\left(\frac{1}{g}\right) * \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots (VII-4)$$

Avec:

Q: débit à évacuer ($Q=220 \text{ m}^3/\text{s}$).

b: largeur du canal ($b=120 \text{ m}$).

g: l'accélération de pesanteur ($g=9,81 \text{ m}^2/\text{s}$).

$$Y_{cr} = 0.7 \text{ m}$$

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h=h_{cr}$).

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2} \dots\dots\dots (VII-5)$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m).

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée

K: coefficient de Manning-Strickler ($K=71.43$) .avec $n=0.014$

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q.(b + 2y_c)^{2/3}}{K.(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VII-6)$$

$$I_{cr} = 0.22\%.$$

($0,08\% < 0.22\% \Rightarrow I < I_{cr}$), Donc La condition est vérifiée. Et l'écoulement est fluvial.

- Calcul de mur de chenal

A la section de control la hauteur d'eau est égale à la hauteur critique

$$Y_1 = y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{a Q^2}{g b^3}} \dots\dots\dots (VII-7)$$

Avec:

b= largeur du chenal

a: coefficient de coriolis, (on prend $a=1$). Donc: $Y_1 = 0.7 \text{ m}$

La vitesse au niveau de la section de control est:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b y_1}$$

D'où: $v = 2.62 \text{ m/s}$.

La revanche R est calculée par la formule suivante

$$R = 0,6 + 0,05 \cdot V \cdot (Y_1)^{1/3}$$

$$R = 0.72 \text{ m.}$$

La hauteur du mur H_m du chenal sera:

$$H_m = H_{cr} + R$$

$$H_m = 0.7 + 0.72 = 1.402 \text{ m}$$

$$H_m = 1.402 \text{ m}$$

On adopte une valeur de : $H_m = 1.5 \text{ m}$.

VII.2.4 Le coursier :

En général, le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section où atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente.

Largeur du coursier :

Elle est donnée par : $b' = Q^{0.4} \text{ (m)} \dots \dots \dots \text{ (VII-8)}$

$$\text{AN: } b' = 220^{0.4}$$

$$b' = 8.64 \text{ m} \approx 9 \text{ m}$$

Le convergent ferait donc passer de 120m à 9m sur une longueur de 277.5m, ce qui n'est pas possible vu les dimensions de la digue (d'après le polycop de Remis Pochat), donc la topographie ne permettent pas d'élargir l'évacuateur donc nous choisissons $b'/B \approx 1$

Le coursier est court nous considérons que sa largeur égal 117m

a) Profondeur critique:

On fait le même calcul que celui du chenal d'écoulement.

$$\text{Pour } b = 117 \text{ m } h_{cr} = 0.712 \text{ m}$$

b) Pente critique:

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

S_{cr} : Section critique; $S_{cr} = 83.30 \text{ m}^2$;

P_{cr} : Périmètre critique $P_{cr} = 118.424 \text{ m}$;

R_{cr} : rayon hydraulique critique $R = 0.703 \text{ m}$;

C_{cr} : Coefficient de CHEZY : $C_{cr} = 67.35$ avec $n = 0,014$.

D'où

$$I_{cr} = 2.107\%$$

c) Profondeur normale:

La profondeur normale présente la profondeur du courant en régime uniforme, elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (CHEZY) :

$$Q = SC \sqrt{R_h I} \dots\dots\dots(VII-9)$$

Avec :

S : Section de coursier : $S = b' \cdot h_n$

I : Pente du coursier $I = 0.371 \text{ m/m}$

C : Coefficient de CHEZY, $C = 1/n R^{1/6}$.

n: coefficient de rugosité de béton ($n = 0,014$)

R_h : Rayon hydraulique avec $R_h = S/P = b' \cdot h_n / (b + 2h)$

Le calcul se fait par itérations successives. On donne des valeurs de h et on calcule le débit Q jusqu'à attendre une valeur qui s'approche de $Q = 220 \text{ m}^3/\text{s}$

Tableau (VII.2): Calcul de profondeur normal par itération

Hn (m)	S (m ²)	P (m)	R _h (m)	C	Q (m ³ /s)
0	0	117	0.00	0,00	0,00
0.06	7.02	117.12	0.06	41,71	49,45
0.12	14.04	117.24	0.12	46,80	156,89
0.18	21.06	117.36	0.18	50,07	308,17
0.24	28.08	117.48	0.24	52,52	497,43
0.3	35.1	117.6	0.30	54,50	721,03

Donc la hauteur normale est : $H_n = 0.18 \text{ m}$

d) Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Tableau (VII.3): Caractéristiques de la profondeur normale est:

Hn	S ₀	P ₀	R ₀	C ₀	I
0.18	21.06	117.36	0.18	50.07	0.371

Tableau (VII.4): Caractéristiques de la profondeur critique est:

H _c	S _c	P _c	R _c	C _c	I _c
0.712	83.30	118.424	0.703	47.15	2.187‰

La seconde profondeur y_2 à l'extrémité aval du coursier est calculée par la méthode globale sachant que la hauteur d'eau au début est égale à la hauteur critique:

$$H_{S1} = y_1 + \frac{v_1^2}{2g}$$

$$H_{S2} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

On applique Bernoulli:

$$Z_1 + H_{S1} = Z_2 + H_{S2} + \sum j \dots\dots\dots (VII-10)$$

On a $L > h_p$ d'où $j = 0.2$ D'où $\sum j = 2m$

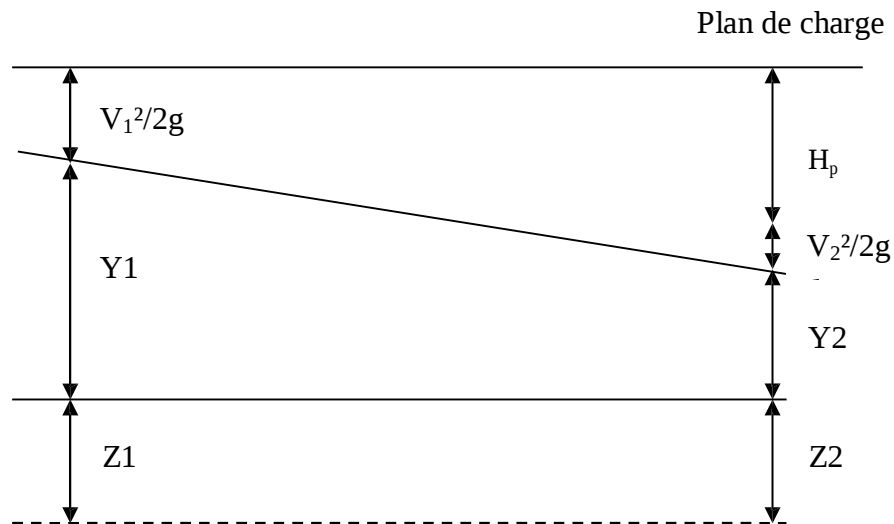


Figure VII.2: Schéma explicatif de la ligne d'eau

Le calcul de la ligne d'eau dans le coursier se fait à l'aide d'un logiciel CANAL21.

Les données de base :

Largeur du canal $b = 117m$;

Longueur du coursier $LCOURSIER = 30 m$;

Débit évacué $Q = 220 m^3/s$

Pente du coursier $I = 0.371\%$;

Coefficient de STRICKLER $K = 71.43$

Tableau (VII.5) : Caractéristique hydraulique de l'écoulement

Q (m ³ /s)	STRICKLER	I (m/m)	Y _N	Y _C	L _{bief} (m)
220	71.5	0.371	0.15	0.69	30

Tableau (VII.6): Calcul de ligne d'eau à pas d'espace de 10 m

Section	Abscisse (m)	Pas(m)	Y (m)	Froude	HS(m)
Amont	0	10	0.186	1	5.99
1	10	10	0.173	1.438	6.498
2	20	10	0.165	1.649	6.685
Aval	30	10	0.15	3.856	7.956

Dans le coursier, l'écoulement passe rapidement des conditions critiques vers des conditions normales. Les conditions en bout de coursier ont été analysées par le programme CANAL21 et les hauteurs d'eau calculées ne diffèrent que de 1 à 2 cm des conditions normales.

Représentation de la ligne d'eau :

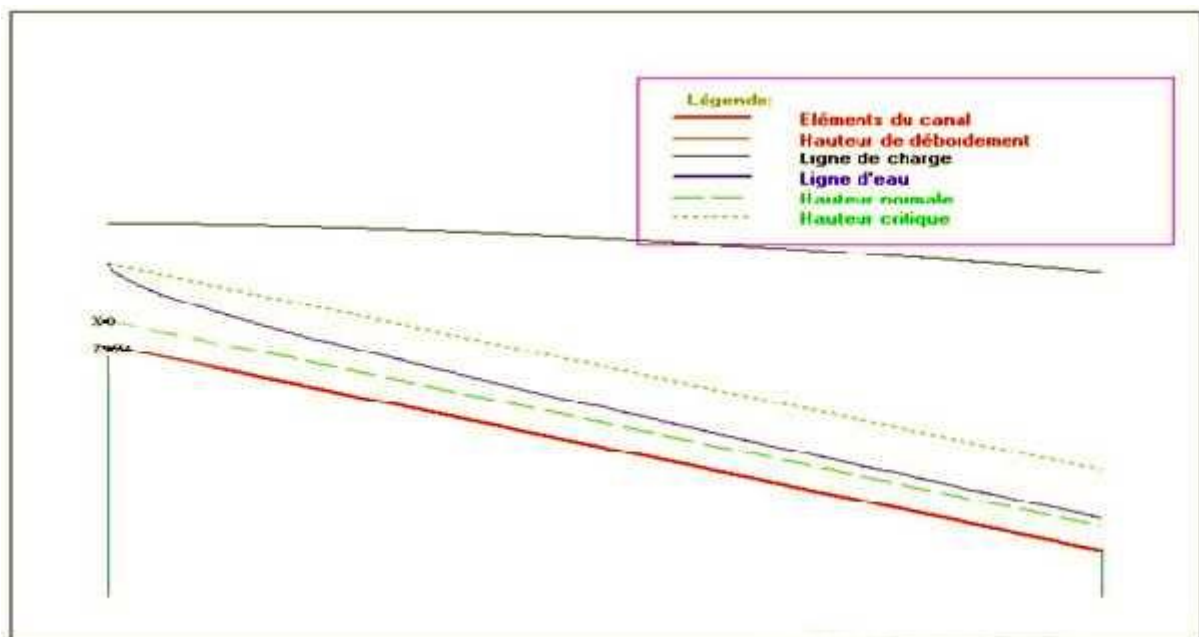


Figure VII.3: Représentation de la Ligne d'eau dans le coursier

e) Les murs bajoyers :

D'après le tableau on a la valeur qu'on doit adopter est: $y_2=0.15$ m

La vitesse a la fin du coursier est :

$$v = \frac{Q}{by_2} = 12.53 \text{ m/s}$$

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite

$$H=y_2+R_2$$

Avec:

$$R_2 = 0.6 + 0.05 (y_2)^{1/3} = 0.626 \text{ m}$$

$$H = 0.776 \text{ m}$$

On opte une valeur de $H = 1 \text{ m}$

VII.2.5 Dissipation d'énergie:

On applique l'équation de Bernoulli entre le plan de la 1^{ière} section de control du coursier et le plan de la 1^{ière} section de la hauteur conjuguée

$$Z_0 + V_0^2/2g = Z_1 + V_1^2/2g + \sum J$$

Avec:

$$- V_0 = \frac{Q}{b y_0} = \frac{220}{117 \times 0.7} = 2.69 \text{ m/s}$$

$$- V_1 = \frac{Q}{b y_1} = \frac{220}{117 \times y_1}$$

$$- \sum J = 2$$

$$\text{D'où } 11.15 + 2.69 = \frac{220}{117 \times y_1} + 2$$

On trouve $y_1 = 0.16 \text{ m}$ Donc $V_1 = 11.75 \text{ m/s}$

- **Nombre de Froude**

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y_1}} = 16.56$$

Dans notre cas

$Fr > 9$ donc le Ressaut fort (écoulement très turbulent).

Donc on doit projeter un bassin type III.

a) Calcul de la profondeur conjuguée Y_2

J'ai $Fr = 16.56$ d'après de l'abaque de l'annexe n°(09) :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \dots \dots \dots (VII-11)$$

$$\frac{y_2}{y_1} = 23 \Rightarrow y_2 = 23 \times y_1 \quad \text{avec } y_1 = 0.16$$

On trouve $y_2 = 3.68 \text{ m}$

b) Calcul de la longueur du bassin de dissipation

Elle est déterminée d'après le graphe qui donne le rapport $\frac{L}{y_2}$ en fonction du nombre de FROUDE.

$Fr = 16.56$ implique $\frac{L}{y_2} = 4.35$ $L = 16 \text{ m}$.

On prend $L = 18 \text{ m}$;

c) Dimensionnement des blocs Chicanes :

La hauteur des blocs de chutes :	$h_1 = Y_1 = 0.16 \text{ m.}$
largeur des blocs de chutes :	$l_1 = Y_1 = 0.16 \text{ m.}$
Hauteur de seuil dente:	$H_2 = 0.2 \text{ } Y_2 = 0.74 \text{ m.}$
Largeur de seuil dente:	$l_2 = 0.15 \text{ } Y_2 = 0.55 \text{ m.}$

VII.2.6 Canal de fuite :

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau évacuée jusqu'au cours d'eau.

Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdale de largeur $b=12,00\text{m}$ et une pente $i=0,001$.

a) Hauteur critique :

Elle est donnée par la formule d'AGROSKINE:

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105 \sigma_{cr}^2 \right) \dots\dots\dots(VII-12)$$

$$\text{Avec } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \text{ et } \sigma_{cr} = \frac{K.m}{b};$$

Où: m : Fruit des talus, $m=1,25$;

b : largeur du canal, $b=12,00\text{m}$.

D'où:

$$K=3.24 \quad \sigma_{cr}=0.338 \quad h_{cr}=2.84\text{m}$$

b) pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 S^2 R}$$

$$S_{cr} = m h_{cr}^2 + b h_{cr} = 44.16 \text{m}^2$$

$$P_{cr} = B + 2 h_{cr} \sqrt{1 + m^2} = 21.09 \text{m}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 2.09 \text{m}$$

$$C_{cr}=50; \quad n=0,02$$

$$I_{cr}=0,005 \text{ donc } I_{cr} > i \text{ canal de fuite}$$

Le régime d'écoulement est nettement fluvial dans le canal de fuite.

c) Profondeur normale :

$$Q = S.C.\sqrt{Ri_{cr}}$$

Pour la hauteur normale nous avons:

$$S_n = mh_n^2 + bh_n$$

$$P_n = b + 2h_n\sqrt{1+m^2}$$

$$R_n = \frac{S_n}{P_n}$$

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

L'équation du débit s'écrit alors:

$$Q = (mh_n^2 + bh_n) \left(\frac{1}{n} \right) \left[\frac{mh_n^2 + bh_n}{b + 2h_n\sqrt{1+m^2}} \right]^{1/6} \sqrt{\frac{S_n}{P_n} i_{cr}} \dots\dots\dots (VII-13)$$

Cette équation est vérifiée pour $h_n=5.41m$.

d) Vitesse d'écoulement dans le canal de fuite

$$Q = VS \Rightarrow V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{mh_n^2 + bh_n}$$

AN:

$$Q=220 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_n= 5.41m.$$

D'où: $V=2.17 \text{ m/s}$

$$V > V_{adm} (1,42-1,86)$$

Donc il faut prévoir un revêtement en enrochements ou en béton.

Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons dimensionnés tous les composants de l'évacuateur de crues, Les caractéristiques des bassins amortisseurs au pied de l'évacuateur de crues ont été déterminées sur la base des conditions hydrauliques en bout de coursier et des conditions de la restitution. Le fond du bassin a été calé de manière à ce que la hauteur conjuguée aval soit en dessous du niveau aval présumé dans l'oued ; pour être certain de contenir le ressaut à l'intérieur du bassin même si ces conditions aval n'étaient pas vérifiées, la cote de déversement sur le seuil aval, dans les conditions critiques, est supérieure à la cote aval du ressaut.

Chapitre VIII :

**Organisation Des
Chantiers**

Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'organisation de chantier 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 tâches 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.

VIII.1) Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant 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 :

VIII.1.1) Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VIII.1.2) Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciment 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 ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VIII.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.

VIII.1.4) Installation destinées 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 ...etc.

VIII.1.5) Réalisation de la galerie de dérivation, la vidange de fond:

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.

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, ferrailage et bétonnage de la galerie par tranche avec jointure.

Réalisation du batardeau et du remblai.

Montage de la vidange de fond.

Exécution du cambre des vannes et montage des vannes.

Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VIII.1.6) 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 pas le niveau normal.

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, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.

- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

VIII.1.7) 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 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 route d'accès....

VIII.1.8) Recommandation pour l'exécution de la digue:

La digue homogène en alluvions doit être compacte en plusieurs couches avec soins afin d'assurer des couches homogènes et continues.

La mise en place de la terre comprend les opérations suivantes :

- Le nivellement, le déchargement, l'épandage, l'humectage jusqu'à la teneur en eau optimale et le compactage successives.
- 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

VIII.1.9) Contrôle de compactage:

Le contrôle consistera à s'assurer que les caractéristiques des matériaux sont respectes conformément aux essais préliminaires notamment de maintenir la teneur en eau optimale, la densité sèche optimale, type d'engin à utiliser nombre de passes de rouleaux etc.

Il portera sur les points suivants:

- Contrôle de l'homogénéité en teneur en eau des matériaux répandu avant le compactage.
- Contrôle de la vitesse et du nombre de passage au rouleau compacteur.
- Mesure et contrôle de la densité sèche après compactage.

VIII.1.10) 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 digue se fait suivant la manière classique (terrassment et compactage) en respectant les normes ou exigences de règles d'humidité optimale et densité maximale.

VIII.2) Planification :

VIII.2.1) Définition :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- Installation des postes de travail
- Observations instantanées
- Analyse des tâches
- Chronométrage
- Définition des objectifs et des attributions
- Simplification des méthodes
- Stabilisation des postes de travail

VIII.2.2) Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VIII.2.2.1) Méthodes basées sur le réseau :

VIII.2.2.1.1) Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :**

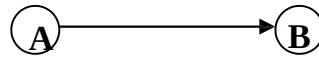
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

- **Réseau à nœuds :**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VIII.2.2.1.2) 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.

VIII.2.2.1.3) Différentes méthodes basées sur le réseau :

VIII.2.2.1.3.1) 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 :

- **1^{ère} phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- **2^{ème} phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;
- **3^{ème} phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VIII.2.2.1.3.2) 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.

VIII.2.2.1.3.3) Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B)

VIII.2.2.2) Méthodes basées sur le graphique :

VIII.2.2.2.1) Méthode linéaire (ligne of balance technic):

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

VIII.2.2.2.2) Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VIII.2.2.3) Etapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VIII.2.2.3.1) 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.

VIII.2.2.3.2) 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.

VIII.2.2.3.3) 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.

VIII.2.2.3.4) 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

VIII.2.3) Paramètres de la méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

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.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

VIII.2.3.1) Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

VIII.2.3.2) Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VIII.2.4) Plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

VIII.2.4.1) Plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VIII.2.4.2) Plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VIII.2.4.3) plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VIII.3) délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- Déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Respect des délais de réalisation pour chaque opération
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VIII.4) Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1 : symboles des opérations

Travaux	Opérations	<i>Duré (mois)</i>
Installation de chantier	A	2
Reconnaissances ballastière	B	1
Réalisation cordon prioritaire et chenal	C	1
Montée des remblais au niveau de cordon	D	3
Poursuite des remblais	E	3
Excavation du barrage	F	3
Recharges du barrage	G	9
Excavation de l'évacuateur de crue	H	3
Construction de l'évacuateur de crue	I	7
Ouvrage entonnement	L	1
Galerie de fuite	K	1
Bassin amortisseur et restitution	j	2
Injectons	M	3
<i>Travaux de finition</i>	<i>N</i>	3

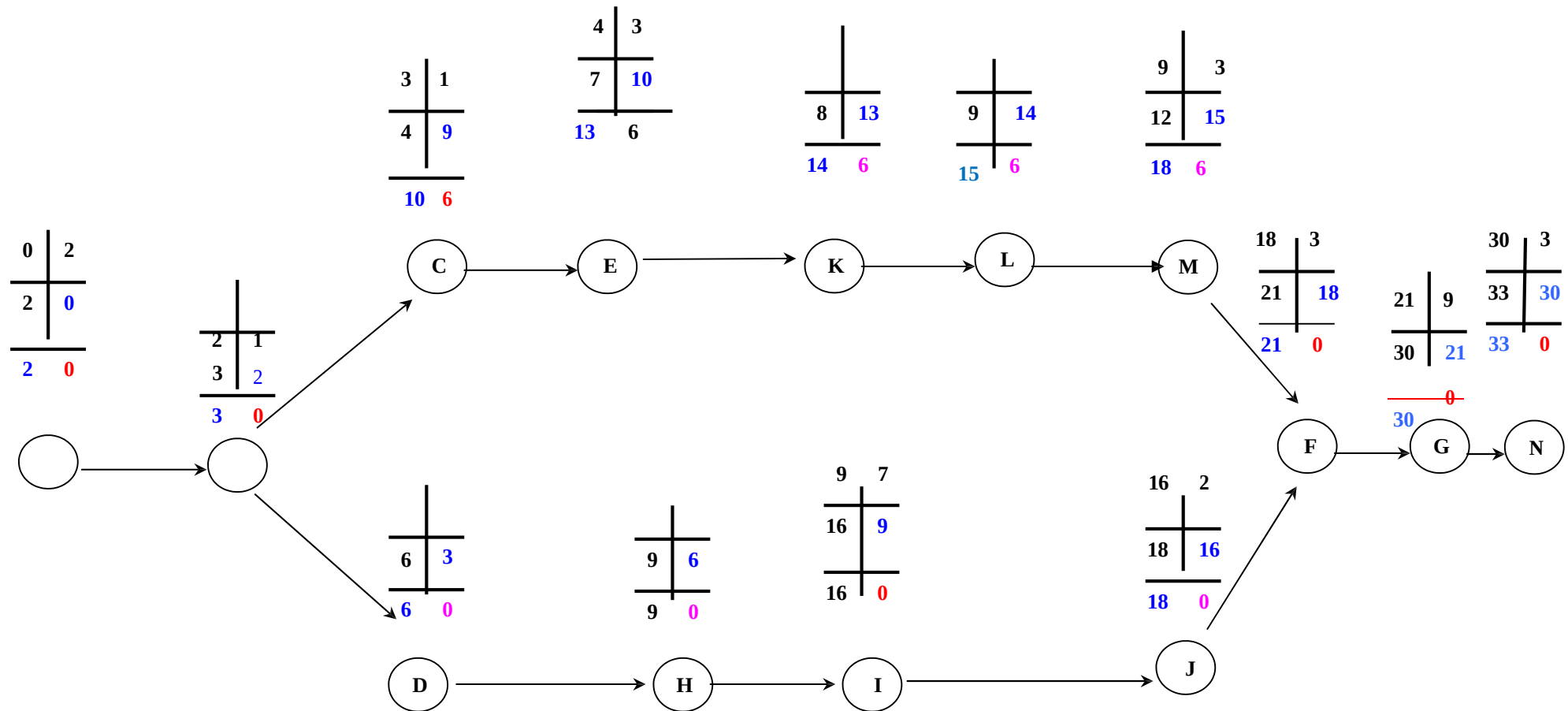


Figure VIII.1: Réseau à nœuds.

VIII.5) Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.02 : Détermination des chemins critiques.

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	2	0	2	0	2	0
B	1	2	3	2	3	0
C	1	3	4	9	10	6
D	3	3	6	3	6	0
E	3	4	7	10	13	6
F	3	18	21	18	21	0
G	9	21	30	21	30	0
H	3	6	9	6	9	0
I	7	9	16	9	16	0
J	2	16	18	16	18	0
K	1	7	8	13	14	6
L	1	8	9	14	15	6
M	3	9	12	15	18	6
N	3	30	33	30	33	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à **33** mois.

Donc le chemin critique est : **A-B-D-H-I-J-F-G-N**

TRAVAUX		CALENDRIER											
		1 ^{ère} année				2 ^{ème} année				3 ^{ème} année			
		T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4
Installation de chantier	Ordre de déroulement des travaux	2											
Reconnaitances ballastière			1										
Réalisation cordon prioritaire et chenal				1									
Montée des remblais au niveau de cordon				3									
Poursuite des remblais				3									
Excavation du barrage								3					
Recharges du barrage									9				
Excavation de l'évacuateur de crue				3									
Construction de l'évacuateur de crue					7								
Ouvrage entonnement							2						
Galerie de fuite				1									
Bassin amortisseur et restitution					1								
Injections					3								
Travaux de finition												3	

Tableau VIII.03: Diagramme de GANTT.

CONCLUSION:

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

CONCLUSION GENERALE

Après avoir analysé et traité tous les données et les résultats obtenus dans le thème d'étude d'un petit barrage sur oued EL ABIOD wilaya de GHARDAIA on peut déduire les conclusions suivantes:

- ◆ Les conditions géologiques et géotechniques ne posent aucun problème pour la réalisation du barrage;
- ◆ La variante barrage en terre homogène s'adapte mieux au site et permet de bien exploiter les matériaux disponibles;
- ◆ Le mariage d'un drain incliné avec un drain tapis présentant une meilleure solution pour intercepter les infiltrations du corps de la digue;
- ◆ L'évacuateur de crue est de type central a entonnement frontale sur le corps de la digue;
- ◆ La vidange de fond est assurée par une conduite en béton située dans la galerie qui antérieurement servi à la dérivation provisoire.

Références bibliographiques :

- [01] : **B. TOUAIBIA** : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004
- [02] : **B. TOUAIBIA** et **B. BENLAOUKLI** : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.
- [03] : **G.REMENIERAS** : Hydrologie de l'ingénieur, édition Eyrolles1986.
- [04] : **GERARD DEGOUTTE** : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977
- [05] : **M.HASSANE** : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida.1998.
- [06] : **M.HASSANE** : Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonnement frontale. 2013.
- [07] : **P. GALABRU** : Equipement général des chantiers et terrassement. Eyrolles. Paris. 1971.
- [08] : **R. ROLLEY** : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris. 1977.
- [09] **BOUKHELIFA** : PDF de formation continue de l'ENSH. septembre 2013.
- [10] **A.ZEROUAL** : PDF de formation continue de l'ENSH. septembre 2013.
- [11] **A.ZAIBEK**: PDF de formation continue de l'ENSH. septembre 2013.
- [12] **B.BENLAOUKLI**: PDF de formation continue de l'ENSH. septembre 2013.

ANNEXES

ANNEXE N°02:

La série des pluies moyennes annuelles du 1982 jusqu'a 2012 pour la station de GHARDAIA

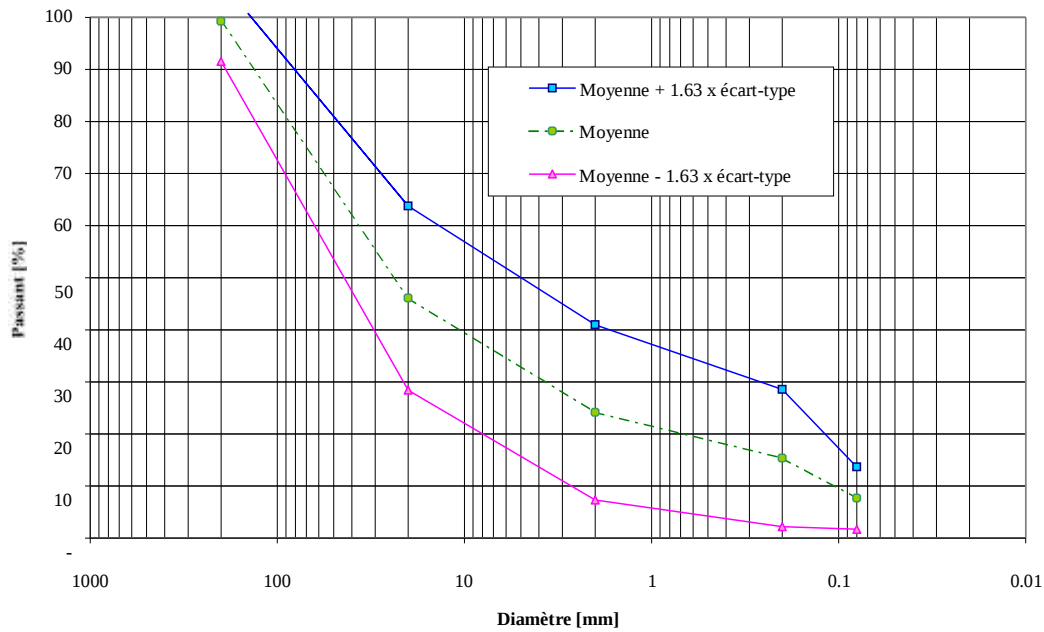
ANNEES	SERIE DES PLUIES (mm)	ANNES	SERIE DES PLUIES (mm)
1982	80	1998	19
1983	12	1999	115
1984	77	2000	42
1985	48	2001	45
1986	107	2002	93
1987	58	2003	100
1988	65	2004	165
1989	33	2005	60
1990	127	2006	72
1991	67	2007	89
1992	74	2008	193
1993	28	2009	203
1994	152	2010	37
1995	62	2011	55
1996	72	2012	30
1997	112		

ANNEXE N°03: Les pluies maximales journalières:

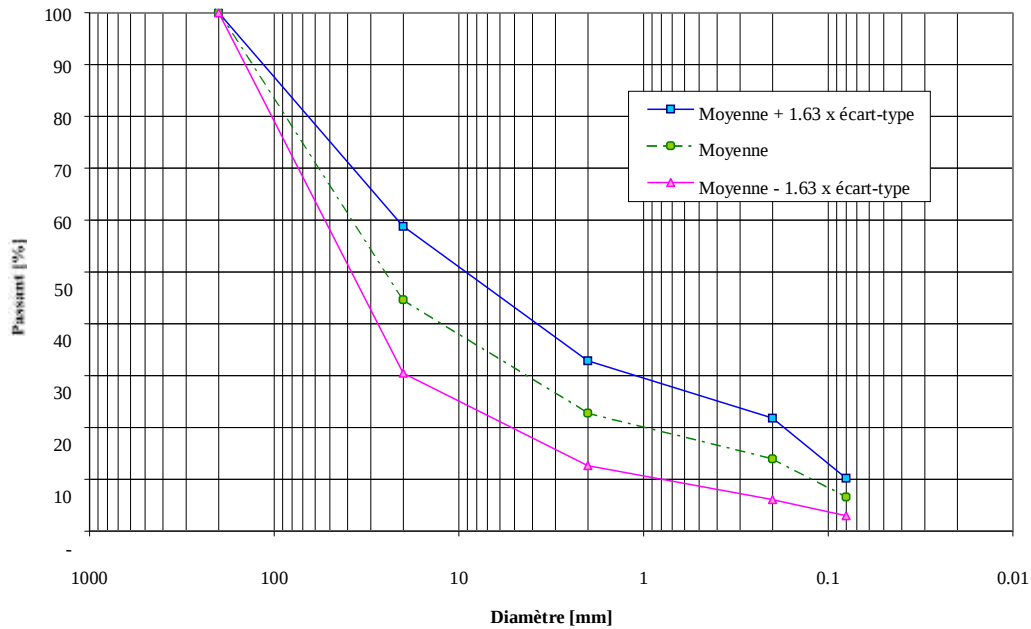
1976	24,7
1977	17,2
1978	17,9
1979	11,3
1980	18,6
1981	64,5
1982	13,0
1983	9,4
1984	2,9
1985	20,2
1986	6,8
1987	36,6
1988	8,8
1989	8,9
1990	6,7
1991	27,9
1992	10,9
1993	12,6
1994	11,9
1995	45,8
1996	30,3
1997	12,0
1998	23,0
1999	3,5
2000	26,0
2001	18,0
2002	18,0
2003	24,0
2004	33,0
2005	46,0
2006	7,0
2007	16,2
2008	10,0
2009	23,0
2010	13,1
2011	8,6
2012	20,0

ANNEXE N°04

Zone d'emprunt d'El Abiod - Ensemble des échantillons (39)
Granulométrie moyenne et fuseau à 90 %



Zone d'emprunt d'El Abiod - Alluvions écrêtées à 200 mm (21 échantillons)
Granulométrie moyenne et fuseau à 90 %



ANNEXE N°05: Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences:

Période de retour (ans)	10000		1000		100		50		20		10		5	
le temps (h)	P_{tc}(%) (mm)	I (mm/h)	P_{tc}(%) (mm)	I(mm/h)	P_{tc}(%) (mm)	I (mm/h)	P_{tc}(%) (mm)	I (mm/)	P_{tc}(%) (mm)	I(mm/h)	P_{tc}(%) (mm)	I (mm/)	P_{tc}(%) (mm)	I(mm/h)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	116,94	233,88	75,53	151,07	44,20	88,40	36,48	72,96	27,42	54,83	21,26	42,52	15,61	31,22
1	129,75	129,75	83,81	83,81	49,05	49,05	40,48	40,48	30,42	30,42	23,59	23,59	17,32	17,32
2	143,97	71,98	92,99	46,50	54,42	27,21	44,91	22,46	33,75	16,88	26,18	13,09	19,22	9,61
3	153,00	51,00	98,83	32,94	57,83	19,28	47,73	15,91	35,87	11,96	27,82	9,27	20,42	6,81
4	159,74	39,94	103,18	25,80	60,38	15,10	49,83	12,46	37,45	9,36	29,04	7,26	21,32	5,33
5	165,18	33,04	106,70	21,34	62,44	12,49	51,53	10,31	38,73	7,75	30,03	6,01	22,05	4,41
6	169,76	28,29	109,65	18,28	64,17	10,69	52,96	8,83	39,80	6,63	30,87	5,14	22,66	3,78
7	173,73	24,82	112,22	16,03	65,67	9,38	54,20	7,74	40,73	5,82	31,59	4,51	23,19	3,31
8	177,25	22,16	114,49	14,31	67,00	8,37	55,29	6,91	41,56	5,19	32,23	4,03	23,66	2,96
9	180,41	20,05	116,53	12,95	68,19	7,58	56,28	6,25	42,30	4,70	32,80	3,64	24,08	2,68
10	183,28	18,33	118,39	11,84	69,28	6,93	57,18	5,72	42,97	4,30	33,32	3,33	24,47	2,45
11	185,92	16,90	120,09	10,92	70,28	6,39	58,00	5,27	43,59	3,96	33,80	3,07	24,82	2,26
12	188,36	15,70	121,67	10,14	71,20	5,93	58,76	4,90	44,16	3,68	34,25	2,85	25,14	2,10
13	190,64	14,66	123,14	9,47	72,06	5,54	59,47	4,57	44,69	3,44	34,66	2,67	25,45	1,96
14	192,77	13,77	124,51	8,89	72,86	5,20	60,14	4,30	45,19	3,23	35,05	2,50	25,73	1,84
15	194,77	12,98	125,81	8,39	73,62	4,91	60,76	4,05	45,66	3,04	35,41	2,36	26,00	1,73
16	196,67	12,29	127,03	7,94	74,34	4,65	61,35	3,83	46,11	2,88	35,76	2,23	26,25	1,64
17	198,46	11,67	128,19	7,54	75,02	4,41	61,91	3,64	46,53	2,74	36,08	2,12	26,49	1,56
18	200,17	11,12	129,30	7,18	75,66	4,20	62,45	3,47	46,93	2,61	36,40	2,02	26,72	1,48
19	201,80	10,62	130,35	6,86	76,28	4,01	62,95	3,31	47,31	2,49	36,69	1,93	26,94	1,42
20	203,36	10,17	131,36	6,57	76,87	3,84	63,44	3,17	47,68	2,38	36,97	1,85	27,15	1,36
21	204,86	9,76	132,32	6,30	77,43	3,69	63,91	3,04	48,03	2,29	37,25	1,77	27,35	1,30
22	206,29	9,38	133,25	6,06	77,98	3,54	64,35	2,93	48,36	2,20	37,51	1,70	27,54	1,25
23	207,67	9,03	134,14	5,83	78,50	3,41	64,79	2,82	48,69	2,12	37,76	1,64	27,72	1,21
24	209,00	8,71	135,00	5,63	79,00	3,29	65,20	2,72	49,00	2,04	38,00	1,58	27,90	1,16

ANNEXE N°01:

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS PHYSIQUES ZONE D'EMPRUNT																
PISTES AGRICOLES DE OUED LABIOD																
Carrière	Puits	Profondeur	Granulométrie (%)						Limites d'Atterberg			Proctor		Compression simple		
N°	N°	(m)	Cailloux	Graviers	SableGros	(SF, L, A)	-	E.S	WL	Wp	Ip	γdmax	W.opt	C=95	C=98	C=100
-	-	-	200~20	20~2	2~0,2	< 0,2 mm	<80μ	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(t/m ³)	(%)	(%)	(%)
C1	P1	0,05 - 0,80	18,00	18,00	13,00	51,00	17,00	10,00	17,44	N.M	N.M	2,12	8,30	14,00	15,00	16,00
	P2	0,05 - 0,75	25,00	37,00	12,00	26,00	13,00	13,00	16,70	N.M	N.M	2,12	6,20	14,00	19,00	20,00
	P3	0,05 - 0,80	24,00	31,00	13,00	32,00	10,00	16,00	16,71	N.M	N.M	2,14	6,00	7,00	9,00	11,00
C2	P1	0,08 - 0,78	14,00	32,00	4,00	50,00	20,00	6,00	19,84	N.M	N.M	2,11	6,90	20,00	24,00	31,00
	P2	0,05 - 0,65	18,00	38,00	4,00	40,00	23,00	9,00	25,74	N.M	N.M	2,05	8,40	30,00	37,00	45,00
	P3	0,10 - 0,50	18,00	36,00	6,00	40,00	15,00	10,00	22,65	N.M	N.M	2,04	6,00	18,00	24,00	27,00
C3	P1	0,05 - 0,95	12,00	23,00	7,00	58,00	19,00	9,00	19,36	N.M	N.M	2,08	8,20	12,00	15,00	19,00
	P2	0,07 - 0,87	10,00	32,00	7,00	51,00	20,00	6,00	19,46	N.M	N.M	2,10	8,40	20,00	24,00	27,00
	P3	0,05 - 0,75	18,00	31,00	6,00	45,00	21,00	11,00	20,49	N.M	N.M	1,99	10,50	22,00	24,00	26,00
C4	P1	0,05 - 0,75	23,00	29,00	8,00	40,00	19,00	9,00	19,09	N.M	N.M	2,11	7,60	19,00	27,00	32,00
	P2	0,05 - 0,75	18,00	33,00	11,00	38,00	13,00	11,00	18,41	N.M	N.M	2,13	17,50	25,00	36,00	39,00
	P3	0,07 - 0,67	17,00	37,00	7,00	39,00	18,00	11,00	20,35	N.M	N.M	2,12	7,70	28,00	32,00	35,00
C5	P1	0,05 - 0,75	20,00	36,00	10,00	34,00	18,00	12,00	18,52	N.M	N.M	2,05	10,00	21,00	25,00	27,00
	P2	0,05 - 0,75	25,00	24,00	10,00	41,00	17,00	10,00	17,38	N.M	N.M	2,10	7,70	14,00	16,00	21,00
	P3	0,05 - 0,80	17,00	40,00	8,00	35,00	15,00	11,00	20,33	N.M	N.M	2,14	5,80	15,00	18,00	25,00
Moyenne		-	18,47	31,80	8,40	41,33	17,20	10,27	19,50	-	-	2,09	8,35	18,60	23,00	26,73
Ecartype		-	4,45	6,18	2,97	8,41	3,47	2,49	2,36	-	-	0,04	2,89	6,19	7,95	8,88

ANNEXE N°06:

Les résultats de calcul pour tracer des hydrogrammes des crues.

[illegible]

ANNEXE N°07

Digue N°1 pour Hb= m (b = 2 m)						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m²)	Wi+1 (m²)	Li (m)	Vi (m³)
1	0	6	0	90,95625	157	7140,065625
2	4,95	30,75	90,95625	307,20625	180	35834,625
3	9,95	55,75	307,20625	570,20625	180	78967,125
4	13,95	75,75	570,20625	141,60625	279	99297,84375
5	6,95	40,75	141,60625	62,70625	185	18898,90625
6	3,95	25,75	62,70625	0	120	3762,375
7	0	6	0			
Total					1101	243900,9406

Digue N°2 pour Hb= m (b = 4m)						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m²)	Wi+1 (m²)	Li (m)	Vi (m³)
1	0	6	0	38,425	90	1729,125
2	2,9	20,5	38,425	160,425	160	15908
3	6,9	40,5	160,425	566,425	320	116296
4	13,9	75,5	566,425	203,425	251	96616,175
5	7,9	45,5	203,425	122,425	90	14663,25
6	5,9	35,5	122,425	0	190	11630,375
7	0	6	0	0		0
Total					1101	256842,925

Digue N°3 pour Hb= m (b = 6 m)						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m²)	Wi+1 (m²)	Li (m)	Vi (m³)
1	0	6	0	37,81225	88	1663,739
2	2,87	20,35	37,81225	159,21225	162	15958,9845
3	6,87	40,35	159,21225	564,16225	320	115739,92
4	13,87	75,35	564,16225	202,06225	251	96161,17475
5	7,87	45,35	202,06225	60,66225	88	11559,878
6	3,87	25,35	60,66225	0	192	5823,576
7	0	6	0	0		0
Total					1101	246907,2723

Digue N°4 pour Hb= m (b = 8 m)						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m²)	Wi+1 (m²)	Li (m)	Vi (m³)
1	0	6	0	37,40625	85	1589,765625
2	2,85	20,25	37,40625	158,40625	163	15958,71875
3	6,85	40,25	158,40625	562,65625	327	117893,7188
4	13,85	75,25	562,65625	201,15625	250	95476,5625
5	7,85	45,25	201,15625	60,15625	87	11367,09375
6	3,85	25,25	60,15625	0	189	5684,765625
7	0	6	0	0		0
Total					1101	247970,625

Digue N°5 pour Hb= m (b = 10 m)						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m²)	Wi+1 (m²)	Li (m)	Vi (m³)
1	0	6	0	37,00225	95	1757,606875
2	2,83	20,15	37,00225	157,60225	158	15373,7555
3	6,83	40,15	157,60225	561,15225	316	113563,211
4	13,83	75,15	561,15225	200,25225	254	96698,3715
5	7,83	45,15	200,25225	59,65225	158	20532,4555
6	3,83	25,15	59,65225	0	120	3579,135
7	0	6	0	0		0
Total					1101	251504,5354

Digue N°6 pour Hb= m (b = 12 m)						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m²)	Wi+1 (m²)	Li (m)	Vi (m³)
1	0	6	0	21,52225	76	817,8455
2	1,97	15,85	21,52225	163,27225	175	16169,51875
3	6,97	40,85	163,27225	571,72225	316	116129,131
4	13,97	75,85	571,72225	206,62225	279	108579,0578
5	7,97	45,85	206,62225	124,92225	80	13261,78
6	5,97	35,85	124,92225	0	175	10930,69688
7	0	6	0	0		0
Total					1101	265888,0299

Digue N°7 pour Hb= m (b = 14 m)						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m²)	Wi+1 (m²)	Li (m)	Vi (m³)
1	0	6	0	39,04225	76	1483,6055
2	2,93	20,65	39,04225	161,64225	158	15854,0755
3	6,93	40,65	161,64225	568,69225	316	115392,851
4	13,93	75,65	568,69225	204,79225	279	107901,0878
5	7,93	45,65	204,79225	62,19225	158	21091,7755
6	3,93	25,65	62,19225	0	114	3544,95825
7	0	6	0	0		0
Total					1101	265268,3535

ANNEXE N°08

Stabilité pour le cas de fin de construction (R=34.12)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang	dn
4,00-	3,41	0,83	0,00	0,31-	0,95	6,23	1,92-	5,93	2,70	0,00	0,58	3,42	0,00	0,00	0,00	30,16
3,00-	3,41	2,10	0,00	0,23-	0,97	15,77	3,64-	15,34	3,32	0,00	0,58	8,85	0,00	0,00	0,00	30,16
2,00-	3,41	3,00	0,00	0,15-	0,99	22,53	3,47-	22,26	3,41	0,00	0,58	12,84	0,00	0,00	0,00	30,16
1,00-	3,41	4,88	0,00	0,08-	1,00	36,64	2,82-	36,53	3,45	0,00	0,58	21,08	0,00	0,00	0,00	30,16
0,00	3,41	6,42	0,00	0,00	1,00	48,21	0,00	48,21	3,49	0,00	0,58	27,81	0,00	0,00	0,00	30,16
1,00	3,41	7,61	0,00	0,08	1,00	57,14	4,40	56,97	4,12	0,00	0,58	32,87	0,00	0,00	0,00	30,16
2,00	3,41	8,46	0,00	0,15	0,99	63,52	9,77	62,77	4,23	0,00	0,58	36,22	0,00	0,00	0,00	30,16
3,00	3,41	8,94	0,00	0,23	0,97	67,13	15,49	65,32	4,51	0,00	0,58	37,69	0,00	0,00	0,00	30,16
4,00	3,41	9,03	0,00	0,31	0,95	67,80	20,86	64,51	4,65	0,00	0,58	37,22	0,00	0,00	0,00	30,16
5,00	3,41	8,68	0,00	0,38	0,92	65,17	25,07	60,16	4,71	0,00	0,58	34,71	0,00	0,00	0,00	30,16
6,00	3,41	7,79	0,00	0,46	0,89	58,49	27,00	51,89	4,62	0,00	0,58	29,94	0,00	0,00	0,00	30,16
7,00	3,41	2,99	3,24	0,54	0,84	46,78	25,19	39,42	4,54	0,00	0,58	22,74	0,00	0,00	0,00	30,16
8	3,41	0	3,71	0,61	0,78	27,85	17,14	21,96	2,3	0	0,577	12,67	0	0	0	30,16
										kss	2.39					
										kas	1.72					

Stabilité pour le cas de fin de construction (R=26.29)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang	dn
6,00-	2,63	0,65	0,00	0,38-	0,93	3,76	1,41-	3,49	0,96	0,00	0,58	2,01	0,00	0,00	0,00	20,07
5,00-	2,63	2,57	0,00	0,31-	0,95	14,86	4,65-	14,12	3,51	0,00	0,58	8,15	0,00	0,00	0,00	20,07
4,00-	2,63	4,95	0,00	0,25-	0,97	28,63	7,16-	27,72	3,49	0,00	0,58	15,99	0,00	0,00	0,00	20,07
3,00-	2,63	6,99	0,00	0,19-	0,98	40,43	7,58-	39,71	3,45	0,00	0,58	22,91	0,00	0,00	0,00	20,07
2,00-	2,63	8,72	0,00	0,13-	0,99	50,43	6,30-	50,04	3,41	0,00	0,58	28,87	0,00	0,00	0,00	20,07
1,00-	2,63	10,17	0,00	0,06-	1,00	58,82	3,68-	58,71	3,39	0,00	0,58	33,87	0,00	0,00	0,00	20,07
0,00	2,63	11,35	0,00	0,00	1,00	65,65	0,00	65,65	3,38	0,00	0,58	37,88	0,00	0,00	0,00	20,07
1,00	2,63	13,27	0,00	0,06	1,00	76,75	4,80	76,60	3,38	0,00	0,58	44,20	0,00	0,00	0,00	20,07
2,00	2,63	11,27	0,00	0,13	0,99	65,18	8,15	64,67	3,37	0,00	0,58	37,32	0,00	0,00	0,00	20,07
3,00	2,63	13,30	0,00	0,19	0,98	76,92	14,42	75,56	3,31	0,00	0,58	43,60	0,00	0,00	0,00	20,07
4,00	2,63	13,36	0,00	0,25	0,97	77,27	19,32	74,82	3,35	0,00	0,58	43,17	0,00	0,00	0,00	20,07
5,00	2,63	13,09	0,00	0,31	0,95	75,71	23,66	71,92	3,41	0,00	0,58	41,50	0,00	0,00	0,00	20,07
6,00	2,63	10,12	2,29	0,38	0,93	71,78	26,92	66,54	3,52	0,00	0,58	38,39	0,00	0,00	0,00	20,07
7,00	2,63	7,21	3,98	0,44	0,90	64,72	28,32	58,20	3,80	0,00	0,58	33,58	0,00	0,00	0,00	20,07
8,00	2,63	3,71	5,35	0,50	0,87	52,40	26,20	45,38	4,30	0,00	0,58	26,18	0,00	0,00	0,00	20,07
9,00	2,63	0,00	4,74	0,56	0,83	27,42	15,42	22,67	3,40	0,00	0,58	13,08	0,00	0,00	0,00	20,07
											kss	3.45				
											kas	2.34				

Stabilité pour le cas de fin de construction (R=29.36)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang	dn
3,00-	2,94	0,34	0,00	0,25-	0,97	2,20	0,55-	2,13	1,26	0,00	0,58	1,23	0,00	0,00	0,00	26,12
2,00-	2,94	2,22	0,00	0,17-	0,99	14,34	2,39-	14,14	3,31	0,00	0,58	8,16	0,00	0,00	0,00	26,12
1,00-	2,94	3,58	0,00	0,08-	1,00	23,12	1,93-	23,04	3,40	0,00	0,58	13,30	0,00	0,00	0,00	26,12
0,00	2,94	5,02	0,00	0,00	1,00	32,43	0,00	32,43	3,42	0,00	0,58	18,71	0,00	0,00	0,00	26,12
1,00	2,94	6,20	0,00	0,08	1,00	40,05	3,34	39,91	3,44	0,00	0,58	23,03	0,00	0,00	0,00	26,12
2,00	2,94	6,93	0,00	0,17	0,99	44,76	7,46	44,14	3,46	0,00	0,58	25,47	0,00	0,00	0,00	26,12
3,00	2,94	7,34	0,00	0,25	0,97	47,41	11,85	45,91	3,39	0,00	0,58	26,49	0,00	0,00	0,00	26,12
4,00	2,94	7,42	0,00	0,33	0,94	47,93	15,98	45,19	3,42	0,00	0,58	26,07	0,00	0,00	0,00	26,12
5,00	2,94	7,11	0,00	0,42	0,91	45,92	19,14	41,75	3,49	0,00	0,58	24,09	0,00	0,00	0,00	26,12
6,00	2,94	6,34	0,00	0,50	0,87	40,95	20,48	35,46	3,58	0,00	0,58	20,46	0,00	0,00	0,00	26,12
7,00	2,94	2,81	2,17	0,58	0,81	32,17	18,76	26,13	3,62	0,00	0,58	15,08	0,00	0,00	0,00	26,12
8,00	2,94	0,00	2,79	0,67	0,75	18,02	12,01	13,43	3,49	0,00	0,58	7,75	0,00	0,00	0,00	26,12
											kss	2.01				
											kas	1.51				

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R=33.01)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang	dn
5,00-	3,30	0,60	0,00	0,33-	0,94	3,45	1,15-	3,25	1,76	0,00	0,58	1,87	0,60	1,06	0,61	27,79
4,00-	3,30	2,26	0,00	0,27-	0,96	12,98	3,46-	12,51	2,78	0,00	0,58	7,22	2,26	6,28	3,63	27,79
3,00-	3,30	3,50	0,00	0,20-	0,98	20,10	4,02-	19,70	2,67	0,00	0,58	11,37	3,50	9,35	5,39	27,79
2,00-	3,30	5,26	0,00	0,13-	0,99	30,21	4,03-	29,94	3,92	0,00	0,58	17,28	5,26	20,62	11,90	27,79
1,00-	3,30	6,86	0,23	0,07-	1,00	41,07	2,74-	40,98	3,65	0,00	0,58	23,65	6,86	25,04	14,45	27,79
0,00	3,30	7,65	0,92	0,00	1,00	50,62	0,00	50,62	3,67	0,00	0,58	29,21	7,65	28,08	16,20	27,79
1,00	3,30	8,11	1,62	0,07	1,00	58,35	3,89	58,22	3,74	0,00	0,58	33,59	8,11	30,33	17,50	27,79
2,00	3,30	8,22	2,32	0,13	0,99	64,06	8,54	63,49	3,79	0,00	0,58	36,63	8,22	31,15	17,98	27,79
3,00	3,30	7,99	3,02	0,20	0,98	67,82	13,56	66,45	3,93	0,00	0,58	38,34	7,99	31,40	18,12	27,79
4,00	3,30	7,37	3,72	0,27	0,96	69,35	18,49	66,84	3,19	0,00	0,58	38,56	7,37	23,51	13,57	27,79
5,00	3,30	6,33	4,42	0,33	0,94	68,46	22,82	64,54	4,25	0,00	0,58	37,24	6,33	26,90	15,52	27,79
6,00	3,30	4,74	5,12	0,40	0,92	64,41	25,76	59,03	4,32	0,00	0,58	34,06	4,74	20,48	11,82	27,79
7,00	3,30	2,55	5,83	0,47	0,88	56,99	26,59	50,40	4,39	0,00	0,58	29,08	2,55	11,19	6,46	27,79
8,00	3,30	0,00	5,50	0,53	0,85	39,94	21,30	33,79	4,52	0,00	0,58	19,50	0,00	0,00	0,00	27,79
9,00	3,30	0,00	0,08	0,60	0,80	0,58	0,35	0,46	2,71	0,00	0,58	0,27	0,00	0,00	0,00	27,79

kss 1.63

kas 1.13

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R=29.40)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang	dn
4,00-	2,94	0,56	0,00	0,29-	0,96	2,86	0,82-	2,75	0,69	0,00	0,58	1,58	0,56	0,39	0,22	25,05
3,00-	2,94	2,83	0,00	0,21-	0,98	14,48	3,10-	14,14	3,42	0,00	0,58	8,16	2,83	9,68	5,58	25,05
2,00-	2,94	4,37	0,40	0,14-	0,99	24,94	3,56-	24,69	3,48	0,00	0,58	14,24	4,37	15,21	8,77	25,05
1,00-	2,94	5,36	1,03	0,07-	1,00	34,08	2,43-	33,99	3,41	0,00	0,58	19,61	5,36	18,28	10,55	25,05
0,00	2,94	6,06	1,65	0,00	1,00	41,67	0,00	41,67	3,32	0,00	0,58	24,05	6,06	20,12	11,61	25,05
1,00	2,94	6,47	2,28	0,07	1,00	47,84	3,42	47,72	3,48	0,00	0,58	27,54	6,47	22,52	12,99	25,05
2,00	2,94	6,57	2,90	0,14	0,99	52,37	7,48	51,83	3,54	0,00	0,58	29,91	6,57	23,26	13,42	25,05
3,00	2,94	6,36	3,53	0,21	0,98	55,37	11,86	54,08	3,86	0,00	0,58	31,20	6,36	24,55	14,17	25,05
4,00	2,94	5,82	4,15	0,29	0,96	56,61	16,18	54,25	4,06	0,00	0,58	31,31	5,82	23,63	13,63	25,05
5,00	2,94	4,88	4,78	0,36	0,93	55,88	19,96	52,20	4,18	0,00	0,58	30,12	4,88	20,40	11,77	25,05
6,00	2,94	3,49	5,40	0,43	0,90	52,78	22,62	47,69	4,26	0,00	0,58	27,52	3,49	14,87	8,58	25,05
7,00	2,94	1,52	6,02	0,50	0,87	46,71	23,36	40,45	4,36	0,00	0,58	23,34	1,52	6,63	3,82	25,05
8,00	2,94	0,00	4,89	0,57	0,82	31,63	18,07	25,96	4,57	0,00	0,58	14,98	0,00	0,00	0,00	25,05
9,00	2,94	0,00	0,07	0,64	0,77	0,45	0,29	0,35	0,08	0,00	0,58	0,20	0,00	0,00	0,00	25,05
											kss	1.54				
											kas	1.11				

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R=28.98)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang	dn
4,00-	2,90	1,12	0,00	0,29-	0,96	5,65	1,61-	5,41	1,54	0,00	0,58	3,12	1,12	1,72	1,00	24,40
3,00-	2,90	3,34	0,00	0,21-	0,98	16,84	3,61-	16,45	3,46	0,00	0,58	9,49	3,34	11,56	6,67	24,40
2,00-	2,90	4,78	0,49	0,14-	0,99	27,23	3,89-	26,95	3,51	0,00	0,58	15,55	4,78	16,78	9,68	24,40
1,00-	2,90	5,77	1,10	0,07-	1,00	36,11	2,58-	36,02	3,48	0,00	0,58	20,78	5,77	20,08	11,59	24,40
0,00	2,90	6,46	1,72	0,00	1,00	43,54	0,00	43,54	2,98	0,00	0,58	25,12	6,46	19,25	11,11	24,40
1,00	2,90	6,86	2,33	0,07	1,00	49,45	3,53	49,32	3,25	0,00	0,58	28,46	6,86	22,30	12,86	24,40
2,00	2,90	6,97	2,95	0,14	0,99	53,95	7,71	53,40	3,52	0,00	0,58	30,81	6,97	24,53	14,16	24,40
3,00	2,90	6,77	3,56	0,21	0,98	56,83	12,18	55,51	3,81	0,00	0,58	32,03	6,77	25,79	14,88	24,40
4,00	2,90	6,22	4,18	0,29	0,96	58,01	16,58	55,60	3,94	0,00	0,58	32,08	6,22	24,51	14,14	24,40
5,00	2,90	5,30	4,79	0,36	0,93	57,26	20,45	53,49	4,28	0,00	0,58	30,86	5,30	22,68	13,09	24,40
6,00	2,90	3,93	5,41	0,43	0,90	54,31	23,28	49,07	4,37	0,00	0,58	28,31	3,93	17,17	9,91	24,40
7,00	2,90	1,98	6,03	0,50	0,87	48,43	24,21	41,94	4,49	0,00	0,58	24,20	1,98	8,89	5,13	24,40
8,00	2,90	0,00	5,39	0,57	0,82	34,36	19,64	28,20	4,57	0,00	0,58	16,27	0,00	0,00	0,00	24,40
9,00	2,90	0,00	0,62	0,64	0,77	3,95	2,54	3,03	0,21	0,00	0,58	1,75	0,00	0,00	0,00	24,40

kss 1.47

kas 1.82

Stabilité pour le cas de vidange (R=31.01)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang	dn
4,00-	3,10	1,84	0,00	0,31-	0,95	9,93	3,05-	9,45	1,94	0,00	0,58	5,45	0,00	0,00	0,00	18,15
3,00-	3,10	3,59	0,00	0,23-	0,97	19,37	4,47-	18,85	2,87	0,00	0,58	10,88	0,00	0,00	0,00	18,15
2,00-	3,10	5,08	0,00	0,15-	0,99	27,41	4,22-	27,08	3,12	0,00	0,58	15,63	0,00	0,00	0,00	18,15
1,00-	3,10	6,33	0,00	0,08-	1,00	34,16	2,63-	34,05	2,85	0,00	0,58	19,65	0,00	0,00	0,00	18,15
0,00	3,10	7,35	0,00	0,00	1,00	39,66	0,00	39,66	2,86	0,00	0,58	22,88	0,00	0,00	0,00	18,15
1,00	3,10	8,14	0,00	0,08	1,00	43,92	3,38	43,79	2,93	0,00	0,58	25,27	0,00	0,00	0,00	18,15
2,00	3,10	8,70	0,00	0,15	0,99	46,94	7,22	46,38	2,98	0,00	0,58	26,76	0,00	0,00	0,00	18,15
3,00	3,10	9,02	0,00	0,23	0,97	48,67	11,23	47,36	3,13	0,00	0,58	27,32	0,00	0,00	0,00	18,15
4,00	3,10	9,08	0,00	0,31	0,95	48,99	15,07	46,62	3,39	0,00	0,58	26,90	0,00	0,00	0,00	18,15
5,00	3,10	8,84	0,00	0,38	0,92	47,70	18,35	44,03	3,45	0,00	0,58	25,40	0,00	0,00	0,00	18,15
6,00	3,10	8,24	0,00	0,46	0,89	44,46	20,52	39,44	3,51	0,00	0,58	22,76	0,00	0,00	0,00	18,15
7,00	3,10	4,57	2,63	0,54	0,84	42,60	22,94	35,90	3,59	0,00	0,58	20,71	0,00	0,00	0,00	18,15
8,00	3,10	1,55	3,97	0,62	0,79	35,45	21,81	27,94	3,71	0,00	0,58	16,12	0,00	0,00	0,00	18,15
9,00	3,10	0,00	2,67	0,69	0,72	18,22	12,61	13,14	1,98	0,00	0,58	7,58	0,00	0,00	0,00	18,15

kss 2.30

kas 1.84

Stabilité pour le cas de vidange (R=22.65)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang	dn
4,00-	2,27	1,22	0,00	0,31-	0,95	4,81	1,48-	4,57	2,81	0,00	0,58	2,64	0,00	0,00	0,00	26,52
3,00-	2,27	3,09	0,00	0,23-	0,97	12,18	2,81-	11,85	3,58	0,00	0,58	6,84	0,00	0,00	0,00	26,52
2,00-	2,27	5,13	0,00	0,15-	0,99	20,22	3,11-	19,98	3,54	0,00	0,58	11,53	0,00	0,00	0,00	26,52
1,00-	2,27	6,84	0,00	0,08-	1,00	26,96	2,07-	26,88	3,51	0,00	0,58	15,51	0,00	0,00	0,00	26,52
0,00	2,27	8,23	0,00	0,00	1,00	32,44	0,00	32,44	3,40	0,00	0,58	18,72	0,00	0,00	0,00	26,52
1,00	2,27	9,32	0,00	0,08	1,00	36,73	2,83	36,62	3,48	0,00	0,58	21,13	0,00	0,00	0,00	26,52
2,00	2,27	10,09	0,00	0,15	0,99	39,77	6,12	39,29	3,57	0,00	0,58	22,67	0,00	0,00	0,00	26,52
3,00	2,27	10,53	0,00	0,23	0,97	41,50	9,58	40,38	4,03	0,00	0,58	23,30	0,00	0,00	0,00	26,52
4,00	2,27	10,60	0,00	0,31	0,95	41,78	12,85	39,75	4,10	0,00	0,58	22,94	0,00	0,00	0,00	26,52
5,00	2,27	10,28	0,00	0,38	0,92	40,51	15,58	37,40	4,32	0,00	0,58	21,58	0,00	0,00	0,00	26,52
6,00	2,27	6,90	2,58	0,46	0,89	40,05	18,48	35,53	4,49	0,00	0,58	20,50	0,00	0,00	0,00	26,52
7,00	2,27	3,63	4,13	0,54	0,84	34,89	18,78	29,40	4,56	0,00	0,58	16,96	0,00	0,00	0,00	26,52
8,00	2,27	0,00	5,09	0,62	0,79	25,36	15,61	19,99	4,23	0,00	0,58	11,54	0,00	0,00	0,00	26,52
											kss	2.39				
											kas	1.57				

Stabilité pour le cas de vidange (R=28.76)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang	dn
4,00-	2,88	2,35	0,00	0,27-	0,96	11,76	3,14-	11,33	3,29	0,00	0,58	6,54	0,00	0,00	0,00	23,56
3,00-	2,88	4,58	0,00	0,20-	0,98	22,92	4,58-	22,46	3,54	0,00	0,58	12,96	0,00	0,00	0,00	23,56
2,00-	2,88	6,48	0,00	0,13-	0,99	32,43	4,32-	32,14	3,51	0,00	0,58	18,54	0,00	0,00	0,00	23,56
1,00-	2,88	8,07	0,00	0,07-	1,00	40,38	2,69-	40,29	3,47	0,00	0,58	23,25	0,00	0,00	0,00	23,56
0,00	2,88	9,36	0,00	0,00	1,00	46,84	0,00	46,84	3,36	0,00	0,58	27,03	0,00	0,00	0,00	23,56
1,00	2,88	10,37	0,00	0,07	1,00	51,89	3,46	51,78	3,50	0,00	0,58	29,88	0,00	0,00	0,00	23,56
2,00	2,88	11,09	0,00	0,13	0,99	55,50	7,40	55,00	3,55	0,00	0,58	31,74	0,00	0,00	0,00	23,56
3,00	2,88	11,49	0,00	0,20	0,98	57,50	11,50	56,34	3,96	0,00	0,58	32,51	0,00	0,00	0,00	23,56
4,00	2,88	11,56	0,00	0,27	0,96	57,85	15,43	55,75	4,12	0,00	0,58	32,17	0,00	0,00	0,00	23,56
5,00	2,88	11,13	0,00	0,33	0,94	55,70	18,57	52,51	4,22	0,00	0,58	30,30	0,00	0,00	0,00	23,56
6,00	2,88	7,30	3,21	0,40	0,92	56,84	22,74	52,10	4,31	0,00	0,58	30,06	0,00	0,00	0,00	23,56
7,00	2,88	4,28	4,90	0,47	0,88	52,42	24,46	46,36	4,39	0,00	0,58	26,75	0,00	0,00	0,00	23,56
8,00	2,88	0,44	5,70	0,53	0,85	38,27	20,41	32,37	4,56	0,00	0,58	18,68	0,00	0,00	0,00	23,56
9,00	2,88	0,00	1,34	0,60	0,80	8,48	5,09	6,78	0,98	0,00	0,58	3,91	0,00	0,00	0,00	23,56
											kss	2.84				
											kas	1.99				

ANNEXE N°09

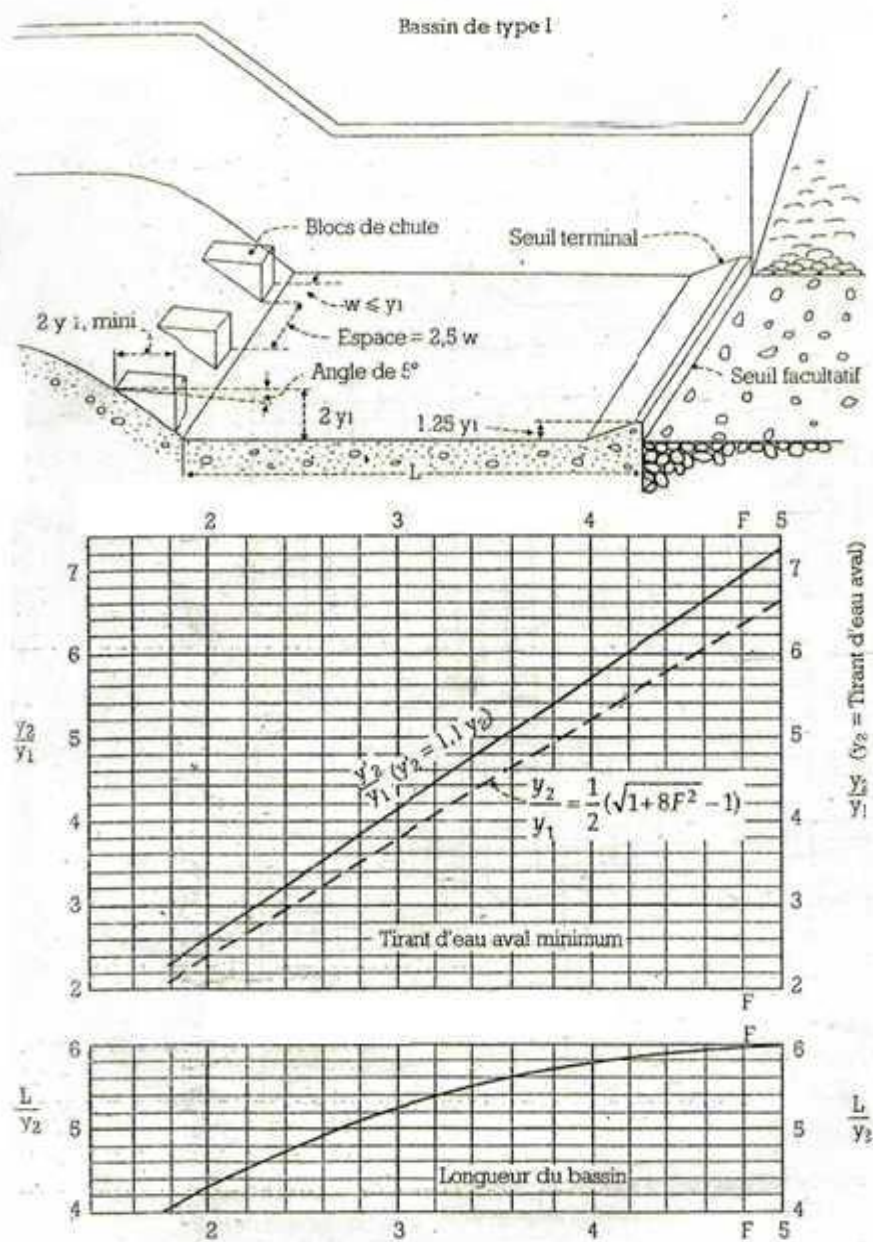


Figure 2.32 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude compris entre 2,5 et 4,5 (traduit de [5]).