الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

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'une retenue collinaire sur l'Oued Benakmum commune Sidi Mbarek, wilaya de B.B.A.

Présenté par :

Mr : BENCHIKH ADEL

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr HADJ SADOK AHMED	Maitre de conférences (A)	Président
Mr ZEROUAL AYOUB	Maitre de conférences (A)	Examinateur
Mr BOUZIANE MAMAR	Maitre-Assistant (A)	Examinateur
Mr BENLAOUKLI BACHIR	Maître de conférences (B)	Promoteur

Session- 2020-

Remerciement

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

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

*Je remercie fortement mon promoteur: M^r **BENLOUKLI BACHIR** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux et pour son aide précieux dans le but de mener à bien ce travail.*

Mes remerciements vont également à :

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

Je tiens à remercier aussi :

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

Benchikh Adel

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Ma mère

Mon père

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à

***Mes frères et mes sœurs**: Mourad, Samir, Adel, Maroua et Abd Nour.*

***Mes Amis**: Abd nour, Mohammed, Idriss, Nadhir .*

En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation

مـلـخـص:

دراستنا هذه تسجل في إطار التنمية الفلاحية والنمو الاقتصادي في بلدنا بصفة عامة، والسقي بصفة خاصة. بإنشاء سد صغير الحجم في واد بن اقموم بلدية سيدي مبارك، وهذا لتغطية العجز في مياه سقي وهو عبارة عن حاجز من تراب مزود بجهاز الغاء الفيضانات على الضفة اليمنى للحاجز المائي بكمية تدفق تقدر ب 130.32متر مكعب في الثانية حيث يبلغ ارتفاع الحاجز المائي حوالي 14.8متر بطول 210متر.

الكلمات المفتاحية: الحاجز المائي، جهاز الغاء الفيضانات، التدفق، التربة.

Résumé:

Notre present étude s'inscrit dans le cadre du development de agriculture Algériennes générales de l'irrigation en particulier, a travers la realisation d'un petit barrage sur l'oued Benakmum commune Sidi Mbarek wilaya de B.B.A, afin de compenser le déficit en besoin en eau d'irrigation, avec un évacuateur de crue sur la rive droite permettant d'évacuer un débit de 130.32 m3/s.et la hauteur de la digue et de 14.8m.

Mots-clés: Retenue collinaire, évacuateur de crue, débit, digue

Summary:

Our present study is register as part of Algerian Agriculture development generally and irrigation particularity through the realization of small dams from Benakmum Oued in order to make up the deficit of requirements out of water, situated in the Sidi Mbarek.

This a hilly embankment dam with a spillway on the right bank to evacuate a flow of 130.32 m3 / s.

Keywords: Impounding reservoir, spillway, flow, surface resources

Sommaire :

Chapitre I : Synthèse de l'étude géologique et géotechnique

I.1. Introduction générale 1

I.2. Situation géographique de la wilaya 1

I.1 Introduction : 3

I.2 Description générale et cadre spatial 3

I.3 Description de la retenue 5

I.3.1 Propriétés physiques du site et son bassin versant 5

I.4 Choix de l'axe de la retenue collinaire 6

I.5 Etude géologique 6

I.5.1 Géologie régionale 7

I.5.2 Géologie du bassin versant 8

I.5.3 Sismicité du site 8

I.5.4 Aperçue structurale de la région et tectonique 10

I.5.5 Localisation du site sur une partie de l'esquisse tectonique de l'Algérie 11

I.5.6 Stabilité des versants de la cuvette 11

I.6 Etude Géotechnique : 11

I.6.1 Programme d'essais et références normatives 12

I.6.2 Résultats et commentaires des essais réalisés 12

I.6.2.1 Zone emprise de l'axe de la digue 12

I.6.2.2 Commentaire 14

I.6.3 Zone d'emprunt 15

I.6.3.1 Le but de l'étude géotechnique de la Zone d'emprunt 15

I.6.3.2 Commentaire 16

I.6.4 L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire 18

I.6.5 Remblai de la digue 18

I.6.5.1 Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue 18

I.6.6 Fondations du projet 19

I.6.6.1 Formules générales de calcul 19

I.6.7 Sécurité vis-à-vis du tassement 19

I.6.8 Recommandations 19

I.7 Conclusion : 21

I.8 ANNEXES 22

I.8.1 Courbes analyse granulométrique 22

I.8.1.1 Zone d'emprunt de l'axe de la digue 22

I.8.1.2 Zone d'emprunt 23

I.8.2 Diagrammes de Casa grande 23
I.8.2.1 Zone d'emprunt 23

Chapitre II : ETUDE HYDROLOGIE

II.1 Introduction 25
II.2 Données hydrologiques disponibles 25
II.2.1 Données pluviométriques : 25
II.2.2 Données hydrométrique 25
II.2.3 Apports solides : 25
II.3 Caractéristiques du bassin versant 25
II.3.1 Caractéristiques morphologique 27
II.3.1.1 Paramètres géométriques 27
II.3.1.2 Paramètres de forme 29
II.3.1.3 Paramètres du relief 30
II.3.2 Densité de drainage Dd: 35
II.3.3 Caractéristiques hydrographiques du bassin 35
II.3.3.1 Profil en long de cours d'eau principal 35
II.4 Caractéristiques climatiques 38
II.4.1 Les données de température 38
II.4.2 Humidité de l'air 39
II.4.3 Évaporation: 39
II.4.4 Insolation 40
II.4.5 La vitesse de vent: 41
II.4.6 Précipitations 41
II.5 Apports liquides 43
II.5.1 Apports moyens annuels 43
II.5.2 Variabilité de l'apport 45
II.5.2.1 Calcul du coefficient de variation 45
II.5.3 Etude fréquentielle des apports liquides 47
II.6 Études des crues 47
II.6.1 Etude des pluies journalières de différentes fréquences 48
II.6.2 Test d'homogénéité des données 48
II.6.2.1 Test non paramétrique (test de Wilcoxon) : 48
II.7 Pluie maximale journalière 49
II.7.1 Paramètres statistiques de l'échantillon 49
II.7.2 Ajustement des pluies maximales journalières 50

II.7.2.1 Ajustement à la Loi de GUMBEL: 50
II.7.2.2 Ajustement à la Loi de Galton: 53
II.7.2.3 Conclusion : 55
II.7.3 Pluie maximale journalière fréquentielle 56
II.7.4 Pluies de courte durée 56
II.7.5 Débits instantanés de crues de diverses fréquences 57
II.8 Volumes et hydrogrammes de crue: 60
II.8.1 Hydrogramme unitaire de crue: 60
II.9 Étude des apports solides: 63
II.10 Courbes Hauteur / Surface / Capacité 67
II.10.1 Etude Bathymétrique 67
II.11 Étude de la régularisation 68
II.11.1 Objectifs et méthodologie 68
II.11.2 Paramètres de base de l'étude de la régularisation 68
II.11.2.1 Apports liquides mensuels 68
II.12 Calcul du volume utile 69
II.13 DE LAMINAGE DES CRUES: 71
II.13.1 Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993) 71
II.13.1.1 Principe de la méthode de solution 71
II.13.2 Application de la méthode de Mukingum pour une largeur de déversoir b=10m 72
II.14 Calcul d'optimisation 83
II.14.1 Hauteur du barrage 84
II.14.1.1 Détermination de la revanche 84
II.14.1.2 Calcul du tassement 85
II.14.1.3 Calcul de la hauteur de la digue h : 85
II.14.1.4 Calcul de la largeur en crête 85
II.14.2 Calcul des coûts 86
II.14.2.1 Estimation du coût de la digue 86
II.14.2.2 Coût de l'évacuateur de crues 87
II.14.3 Estimation du coût total 89
II.15 Conclusion 90

Chapitre III : Dimensionnement de Barrage et calcule stabilité

III.1 Introduction 92
III.2 Le choix du type de barrage 92
III.3 Étude des variantes possibles : 92

III.4 Définition du profil général 92
III.4.1 Pente des talus 92
III.4.2 Risberme 93
III.4.3 Revêtement en enrochement du talus amont 93
III.4.4 Protection externe 94
III.4.4.1 Talus aval 94
III.4.4.2 La crêté 94
III.4.4.3 Talus amont : 94
III.4.5 Dimensionnement du prisme de drainage 95
III.4.5.1 Hauteur du prisme de drainage 95
III.4.5.2 Largeur en crête du prisme de drainage 95
III.4.5.3 Largeur en base du drain 95
III.5 Étanchéités du barrage 95
III.5.1 Dimensionnement du noyau 95
III.5.1.1 Hauteur à la crête : 95
III.5.1.2 Largeur en crête 96
III.5.2 Classification de l'ouvrage : 96
III.5.3 Les fruits des talus 96
III.6 Etude comparative : 97
III.6.1 Calcul des volumes : 97
III.6.2 Évaluation du prix total des différents matériaux 97
III.6.2.1 Barrage homogène 97
III.6.2.2 Barrage zoné 97
III.6.3 Conclusion : 98
III.7 Etude des infiltrations : 99
III.7.1 Généralités : 99
III.7.2 Hypothèse de calcul : 99
III.7.3 Ligne de saturation : 99
III.7.4 Calcul du débit de fuite par infiltration : 100
III.7.4.1 Digue : 100
III.7.4.2 Fondation 101
III.8 Etude de la stabilité des talus : 102
III.8.1 Cause d'instabilité : 102
III.8.2 Facteurs déterminant la stabilité du remblai : 102
III.8.3 Hypothèse de calcul : 102
III.1 Principe de calcul : 102
III.8.4 Méthode utilisé : 102

III.8.5 Ordre de calcul (Méthode des tranches) : 102
III.8.6 Calcul des forces appliquées à chaque tranche : 104
III.8.6.1 Force de pesanteur (poids propre de la tranche : 104
III.8.6.2 Force de pression interstitielle : 104
III.8.6.3 Forces de cohésion 104
III.8.6.4 Forces dues au séisme : 104
III.8.7 Classement des forces : 105
III.8.7.1 Les forces stabilisatrices : 105
III.8.7.2 Les forces motrices : 105
III.8.8 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement : 105
III.8.8.1 Retenue pleine : 105
III.8.8.2 Retenue vide (fin de construction) : 106
III.8.8.3 Vidange rapide : 106
III.9 Conclusion 107
III.10 Annexes……..……107

Chapitre IV : Les Ouvrages Annexes

IV.1 L'évacuateur de crue 123
IV.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue 123
IV.1.1.1 Evacuateurs de surface 123
IV.1.1.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral 123
IV.1.1.3 Evacuateur en charge 124
IV.1.2 Choix de l'évacuateur de crue 124
IV.1.3 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues 125
IV.2 Dimensionnement hydraulique 125
Paramètre de dimensionnement de l'évacuateur de crue : 125
IV.2.1 Canal d'amenée 125
IV.2.1.1 Hauteur du mur du canal d'approche 126
IV.2.2 Déversoir 126
IV.2.3 Chenal d'écoulement 129
IV.2.4 Calcul du convergeant 131
IV.2.5 Coursier 131
IV.2.5.1 1ere Variante 132
IV.2.5.2 2éme variante 133
IV.2.5.3 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier 133
IV.2.5.4 Détermination de la hauteur des murs bajoyers : 136
IV.2.6 Bassin de dissipation : 137
IV.2.6.1 Choix du type de dissipateur 137

IV.2.6.2 Détermination des caractéristiques du bassin..... 138
IV.2.6.3 Hauteur des murs dans le bassin de dissipation : 139
IV.2.7 Canal de restitution 139
IV.3 Calcul hydraulique de la vidange de fond : 139
IV.3.1 Calcul Du Temps De Vidange : 139
IV.3.2 Calcul du coefficient de la qualité des eaux μ :..... 140
IV.3.3 Calcul du débit véhicule par la conduite de vidange en acier : 140
IV.3.4 Calcul de la grille principale du puisard d'entrée :..... 141
IV.4 Dimensionnement prise d'eau : 141
IV.4.1 Généralités : 141
IV.5 Calcul des coûts : 142
IV.5.1 Coût de l'évacuateur de crues : 142
IV.5.2 Coût du déversoir..... 142
IV.5.3 Coût du canal d'approche : 143
IV.5.4 Le coursier : 143
IV.6 Conclusion :……..……..…144

Chapitre V : Organisation de chantier

V.1 Introduction..... 146
V.2 Rôles des intervenants sur chantier : 146
V.2.1 Le contrôle de chantier :..... 146
V.2.2 Le maître de l'ouvrage : 146
V.2.3 L'entrepreneur :..... 146
V.3 La préparation du site : 147
V.4 L'Installation de Chantier : 147
V.5 Les composantes de l'infrastructure et les étapes De réalisation : 148
V.5.1 Terrassement¬décapage des terres végétales : 148
V.5.2 Travaux sur la digue..... 148
V.5.3 Travaux secondaires..... 148
V.5.4 Terrassement en grande masse..... 148
V.5.5 Remblais des vides..... 148
V.5.6 Transport des terres excédentaires 149
V.6 La sécurité sur chantier :..... 149
V.6.1 Danger des engins mécaniques : 149
V.6.2 Les dangers des appareils électriques : 149
V.6.3 Dangers des installations en hauteur :..... 149
V.7 Réalisation du barrage en terre 149
V.7.1 Les moyens de chantier..... 150

V.7.1.1 Les moyens humains 150
V.7.1.2 Les engins de terrassement 150
V.7.1.3 Le matériel de bétonnage 150
V.7.1.4 Le matériel spécifique 151
V.8 Devis estimatif de la digue 151
V.8.1 Calcule de volume du décapage (Digue) : 151
V.8.2 Calcule de volume du remblai : 151
V.8.2.1 Calcule de volume des enrochements : 151
V.8.2.2 Calcule de volume du gravier : 151
V.8.2.3 Calcule de volume du sable grossier : 152
V.8.3 Calcule de volume Du produit asphaltique : 152
V.9 Devis estimatif de l'évacuateur de crue : 152
V.9.1 Calcul volume de Béton 152
V.9.1.1 Volume de Béton de propreté (déversoir) 152
V.9.1.2 Volume de Béton ordinaire du d'éversoir (Béton armé 350 kg /m^3) 153
V.9.2 Volume de Béton de propreté (canal d'approche) 153
V.9.2.1 Volume de Béton ordinaire du canal d'approche (Béton armé 350 kg /m^3) 153
V.9.2.2 Volume de Béton de propreté (coursier) 153
1.1.1 Volume de Béton ordinaire du coursier (Béton armé 350 kg /m^3) 153
V.10 Le Planning 154
V.10.1 Techniques de la planification 154
V.10.2 Définition du réseau 154
V.10.2.1 Réseau à flèches 154
V.10.2.2 Réseau à nœuds 154
V.10.3 Construction du réseau : 154
V.10.4 Différentes méthodes basées sur le réseau 155
V.10.5 Délai de construction et programme des travaux 155
V.10.5.1 Symboles des différentes opérations 156
V.10.6 Détermination des chemins critiques : 158
V.11 Conclusion générale :……..159

Liste des figures

Chapitre I : Synthèse de l'étude géologique et géotechnique

Figure I.1- Situation géographique de La willaya de B.B.A 2
Figure I.2- Vue de la rive gauche de l'axe **Figure 3**-Vue de la rive droit de l'axe 4
Figure I.4-situation géographique de la zone d'étude 4
Figure I.5-Plan de masse 5
Figure I.6-Extrait de la carte géologique Ain Taghrout feuille N°116, échelle 1/50000 7
Figure I.7-Localisation du site sur la carte géologique de Ain Taghrout au 1/50 000 8
Figure I.8-Classification séismique des wilayas d'Algérie. D'après le CGS 10
Figure I.9-carte structurale de la chaine alpine de l'Algérie orientale et les confins algéro-tunisiens 10
Figure I.10-Diagramme de Casa grande 23

Chapitre II : Etude hydrologie

Figure II.1-Situation géographique de la zone d'étude 26
Figure II.2- Situation du bassin versant d'Oued Benkmum Extrait des cartes d'Ain Taghrout 27
Figure II.3-Table attributaire (calcul géométrique) ARC GIS 28
Figure II.4-Délimitation du bassin versant d'Oued Benkmum 28
Figure II.5-Réseau hydrographique du bassin versant 29
Figure II.6-Cartes hypsométrique 31
Figure II.7-Courbe hypsométrique du bassin versant d'Oued Benkmum 31
Figure II.8-profil en long du cours d'eau principal 36
Figure II.9-répartition des températures moyennes (Bassin versant) 38
Figure II.10-Histogramme de l'humidité relative de l'air (Station: B.B.A.) 39
Figure II.11-Histogramme de l'Evaporation moyenne mensuelle (B.B.A.). 40
Figure II.12-Histogramme de l'Insolation moyenne mensuelle (B.B.A.). 41
Figure II.13-Figure de l'ajustement a la loi de gumbel 52
Figure II.14-Figure de l'ajustement a la loi de galton. 55
Figure II.15-Hydrogramme de crue de différentes fréquences. 63
Figure II.16-Courbe Hauteur- Surface-Capacité 68
Figure II.17-Modélisation de la courbe capacité- hauteur 73
Figure II.18-Modélisation de la courbe capacité- hauteur 73
Figure II.19-Courbe caractéristique du barrage b=10m 74
Figure II.20-Courbe caractéristique du barrage b=15m 76
Figure II.21-Courbe caractéristique du barrage b=20m 78
Figure II.22-Courbe caractéristique du barrage b=25m 79
Figure II.23-Courbe caractéristique du barrage b=30m 80
Figure II.24-Courbe caractéristique du barrage b=60m 82

Figure II.25-Hydrogramme de sortie 83
Figure II.26-Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir…… …….90

Chapitre II : Etude hydrologie

Figure III.1-ligne de saturation 100

Chapitre IV : Les Ouvrages Annexes

Figure IV.1-profil USBR amont du déversoir. 127
Figure IV.2-Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (KHATSURIA. R. M, 2005) 127
Figure IV.3-le profil du déversoir type creager.....128
Figure IV.4-Profil du parement aval d'un barrage déversoir évacuateur (Profil Creager).....129
Figure IV.5-Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 1 135
Figure IV.6-Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 2 136
Figure IV.7-Schéma de basin de dissipation USBR type III (Design of small dames, 1987).....138
Figure IV.8-évolution du niveau de la retenue en vidange rapide avec une vanne DN300 mm…….141

Chapitre V : Organisation de chantier

Figure V.1-Réseau à nœuds..... 157

Liste des tableaux

Chapitre I : Synthèse de l'étude géologique et géotechnique

Tableau I.1- Coefficient d'accélération 9
Tableau I.2-récapitule l'ensemble des informations relatives audit programme d'essais.....12
Tableau I.3-caractéristique géotechnique du remblai…… ……18

Chapitre II : Etude hydrologie

Tableau II.1-Hypsométrie du bassin versant de l'Oued Benkmum 30
Tableau II.2-Longeue des courbes de niveau 32
Tableau II.3-classes de relief avec leur description 33
Tableau II.4-classification type de relief 33
Tableau II.5-Récapitulatif du temps de concentration par différentes relations 34
Tableau II.6-Caractéristiques Morpho métriques du bassin versant.....37
Tableau II.7-caractéristiques de la station de B.B.A.....38
Tableau II.8-Températures minimales moyennes mensuelles (1996-2014). 38
Tableau II.9-Humidité relatives' moyennes mensuelles (Station: B.B.A.).....39
Tableau II.10-Evaporations moyennes mensuelles (Station: B.B.A.). 39
Tableau II.11-Insolation moyennes mensuelles (Station: B.B.A.) 40
Tableau II.12-Vitesses de vent moyennes mensuelles (Station: B.B.A.).....41
Tableau II.13-caractéristiques de la station de Sidi Embarek.....41
Tableau II.14-Pluies moyennes mensuelles (Station: Sidi M'Barek).....42
Tableau II.15-Distribution moyenne mensuelle des pluies (Station: SIDI M'BAREK). 43
Tableau II.16-Récapitulatif du calcul de la lame d'eau et de l'apport moyen annuel.....45
Tableau II.17-Distribution moyenne mensuelle des apports. 45
Tableau II.18-Récapitulatif du calcul du coefficient de variation.....46
Tableau II.19-Les apports liquides de différentes fréquentiels.....47
Tableau II.20-Distribution des apports de fréquence 80%. 47
Tableau II.21-Résultat du test de Wilcoxon 49
Tableau II.22-Ajustement à la loi de gumbel.....51
Tableau II.23-Pluies maximales journalières par les différentes fréquences.....52
Tableau II.24-Ajustement à la loi de galton.....54
Tableau II.25-Pluies maximales journalières par les différentes fréquences.....55
Tableau II.26-Valeurs des pluies maximales journalières fréquentielles pour les 3lois. 56
Tableau II.27-Pluie maximale journalière fréquentielle 56
Tableau II.28-Pluies de courte durée 57
Tableau II.29-débits instantanés (relation de Giandotti).....57
Tableau II.30-débits instantanés (relation de Sokolovsky).....58

Tableau II.31-débits instantanés (relation de Fuller). 58
Tableau II.32-débits instantanés (TURAZZA). 59
Tableau II.33-débits instantanés (Mallet-Gauthier). 60
Tableau II.34-récapitulatif des débits de crues instantanés.....60
Tableau II.35-Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ. 61
Tableau II.36-volumes de crues.....62
Tableau II.37-l'hydrogramme de crue pour les différentes fréquences 62
Tableau II.38-récapitulatif des résultats du volume mort. 64
Tableau II.39-récapitulatif des résultats du volume mort. 65
Tableau II.40-Récape des volumes morts calculés par différentes méthodes 66
Tableau II.41-Hauteur, Surface, Volume.....67
Tableau II.42-Distribution des apports de fréquence 80%. 68
Tableau II.43-Recapitulatif.....69
Tableau II.44-Détermination de la capacité de retenue 70
Tableau II.45-Calcul de la courbe caractéristique du barrage Calcul de l'hydrogramme laminé.....75
Tableau II.46- Calcul de l'hydrogramme laminé b=15m 77
Tableau II.47-Calcul de l'hydrogramme laminé b=20m 78
Tableau II.48-Calcul de l'hydrogramme laminé b=25m 79
Tableau II.49-Calcul de l'hydrogramme laminé b=30m 81
Tableau II.50-Calcul de l'hydrogramme laminé b=60m 82
Tableau II.51-Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum 83
Tableau II.52-Variation de la hauteur du Digue 85
Tableau II.53-Résultats des largeurs en crête. 86
Tableau II.54-Volume des terres pour une largeur déversant de15m 87
Tableau II.55-Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes. 87
Tableau II.56-Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes. 88
Tableau II.57-Coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes 89
Tableau II.58-Coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.....89
Tableau II.59-Coût total de l'ouvrage pour différentes largeurs du coursier. 89

Chapitre III :Dimensionnement de Barrage et calcule stabilité

Tableau III.1-Valeurs indicatives des pentes des talus. 93
Tableau II.2-Epaisseur de l'enrochement et D50minimal des pierres en fonction de la hauteur 95
Tableau III.3-Classe du barrage en terre en fonction du type de fondation.....96
Tableau III.4-Coût de la digue (1èrevariante). 97
Tableau III.5-Coût de la digue (2émevariante).....98
Tableau III.6-Coordonnées de la parabole de KOZENY 100
Tableau III.7-(K1-K2) en fonction de pentes de talus. 103

Tableau III.8-Les caractéristiques géotechniques des sols 104
Tableau III.9-Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement. 106

Chapitre IV : Les Ouvrages Annexes

Tableau IV.1-Coordonnées de la nappe déversant.....128
Tableau IV.2-Calcul de ligne d'eau dans le 1ere tronçon du coursier 134
Tableau IV.3-Calcul de ligne d'eau dans le 2emee tronçon du coursier.....135
Tableau IV.4-Variation de débit de vidange par la conduite de fond 140
Tableau IV.5-Calcul du temps de vidange de la retenue.....140
Tableau IV.6-Récapitulatif des prix Ouvrages annexes 144

Chapitre V : Organisation de chantier

Tableau V.1-Devis Quantitatif Et Estimatif Des Travaux..... 152
Tableau V.2-Devis estimatif de l'évacuateur de crue 153
Tableau V.3-vidange de fond et prise d'eau 153
Tableau V.4-Symboles des opérations 156
Tableau V.6-Détermination des chemins critiques……..……158

1. Introduction générale

L'eau est un élément indispensable pour la vie, aussi nécessaire pour tout développement que ce soit agricole ou industriel.

Cependant, le développement de notre pays suppose la maîtrise des ressources en eau, un facteur primordial dans la panification des budgets de l'état. Depuis la dernière décennie, L'édification des barrages présente une solution très largement utilisée pour combler les déficits en eau que plusieurs régions de l'Algérie le souffre.

Dans cette optique la wilaya de Bordj Bou-Arreridj bénéficié d'un important projet de réalisation d'un aménagement hydraulique, c'est celui de la retenue collinaire de «Sidi Mbarek». Qui est destiné à l'irrigation de cette région.

Le présent travail a pour l'étude d'une retenue collinaire. Il comprendra 5 chapitres, Le premier chapitre sera consacré pour l'analyse des conditions géologiques et géotechnique du site et des zones d'emprunts.

Dans le deuxième chapitre, on va définir la caractéristique géomorphologiques, hydrographique et climatiques du bassin versant, et on traitera en détail les données pluviométriques en vue de calcul de l'hydro gramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide. Ensuite, le troisième chapitre va contenir l'étude de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique et l'étude de laminage des crues afin de déterminer le débit laminé, la hauteur des plus hautes eaux et la largeur du déversoir. Le profil général de la digue fera l'objet du quatrième chapitre. Enfin, on terminera par une conclusion générale.

2. Situation géographique de la wilaya

Géographiquement, la wilaya de Bordj Bou Arreridj est comprise entre les parallèles 35° et 37° de latitude Nord et entre les méridiens de longitude 4° et 5° à l'Est de GREEN WICH. La ville de Bordj Bou Arreridj est située au point géographique 36° de latitude Nord et 4°30' de longitude Est. Située sur les hauts plateaux Est du pays, elle s'étend sur l'axe Alger - Constantine et est limitée :

- Au Nord, par la Wilaya de Béjaïa.
- A l'Est, par la wilaya de Sétif.
- A l'Ouest, par la wilaya de Bouira.
- Au Sud, par la wilaya de M'Sila.

La wilaya s'étend sur une superficie de l'ordre de 3 920,42 Km² soit près de 1/600ème du territoire national

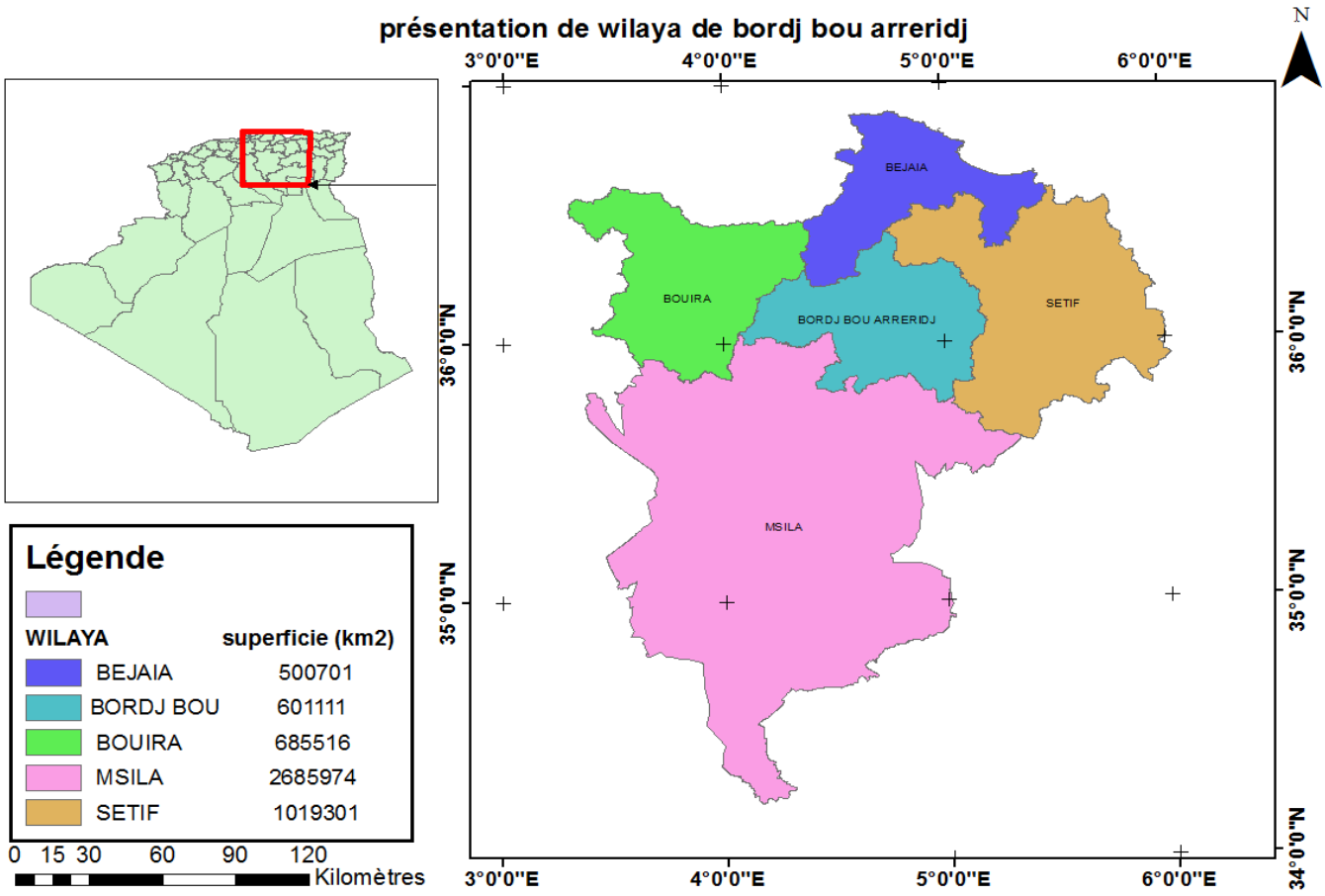


Figure.1- Situation géographique de La willaya de B.B.A

I.1 Introduction :

Dans les projets de grandes envergures tell que la construction des Barrage ou les retenues collinaires. l'études géologiques et géotechniques sont nécessaires, basée sur les travaux de reconnaissances au niveau du site et les essais géotechniques de laboratoire, afin de prévenir des éventuelles risques d'infiltrations et d'instabilité de digue, l'infection quantitative et qualitative et/ou l'infiltration souterraine des eaux d'une retenue menace la stabilité de la digue, de ce fait pour y remédier la reconnaissance et l'étude géologique et géotechnique (amont, aval et au niveau de la digue) s'impose d'elles même.

L'objectif de cette dernière et de réduire au minimum les risques précédemment cités par des procédures approprié à chaque problèmes.

I.2 Description générale et cadre spatial

Le site de la future retenue collinaire est localisé sur oued Benakmum, Localité AIN TRAB, commune de SIDI M'BAREK, éloigné à environ de 10 km du chef-lieu de la wilaya de B.B.A ; longeant la RN N°05.

La mobilisation des ressources superficielles drainées par l'ensemble des cours d'eau formant le bassin versant d'Oued Benakmum, commune de Sidi M'Barek aura lieu par création d'une retenue collinaire.

Le site se caractérise par une cuvette ramassée, étanche à pente régulière, l'axe est localisé dans un resserrement de vallée appréciable afin que l'ouvrage ne soit pas long.

La rive droit présente une dépression naturelle conviendrait pour l'implantation de l'évacuateur de crues, le gite d'argile serait peut-être au niveau de la cuvette et à proximité du flanc gauche, ce constat sera confirmé ou infirmé après réalisation de l'étude géotechnique qui sera lancée incessamment.

Quant à l'irrigation des terres agricoles se fera par pompage, car la majorité des terres se trouvait à l'amont de la retenue collinaire, mais pour rationnaliser cet ouvrage, une étude complémentaire d'irrigation serait souhaitable après endiguement, le relief environnant est très favorable pour créer un réseau d'irrigation avec tous les ouvrages y afférents.

Le site se caractérise par un bassin versant, culminant une altitude de **1184** m au niveau de Oued Benakkum pour des altitudes moyennes et minimales sont respectivement de l'ordre de : (**1009** et **868**) m, Il est situé à environ de Cinq (**05**) km à vol d'oiseau au Nord-Ouest du chef-lieu de la commune.

Figure I.2- Vue de la rive gauche de l'axe **Figure 3**-Vue de la rive droit de l'axe

L'axe de la digue est localisé dans un resserrement de vallée favorisant ainsi une longueur en crête appréciable de cordonnées extrait de la carte d'état-major Ain Taghrout F^{euille} N° 116 à l'échelle 1/50 000 (X=694 400 ; Y=314 172 ; Z= 909 m).

X : 694 400Km Y : 314 172Km Z : 909 m. NGA

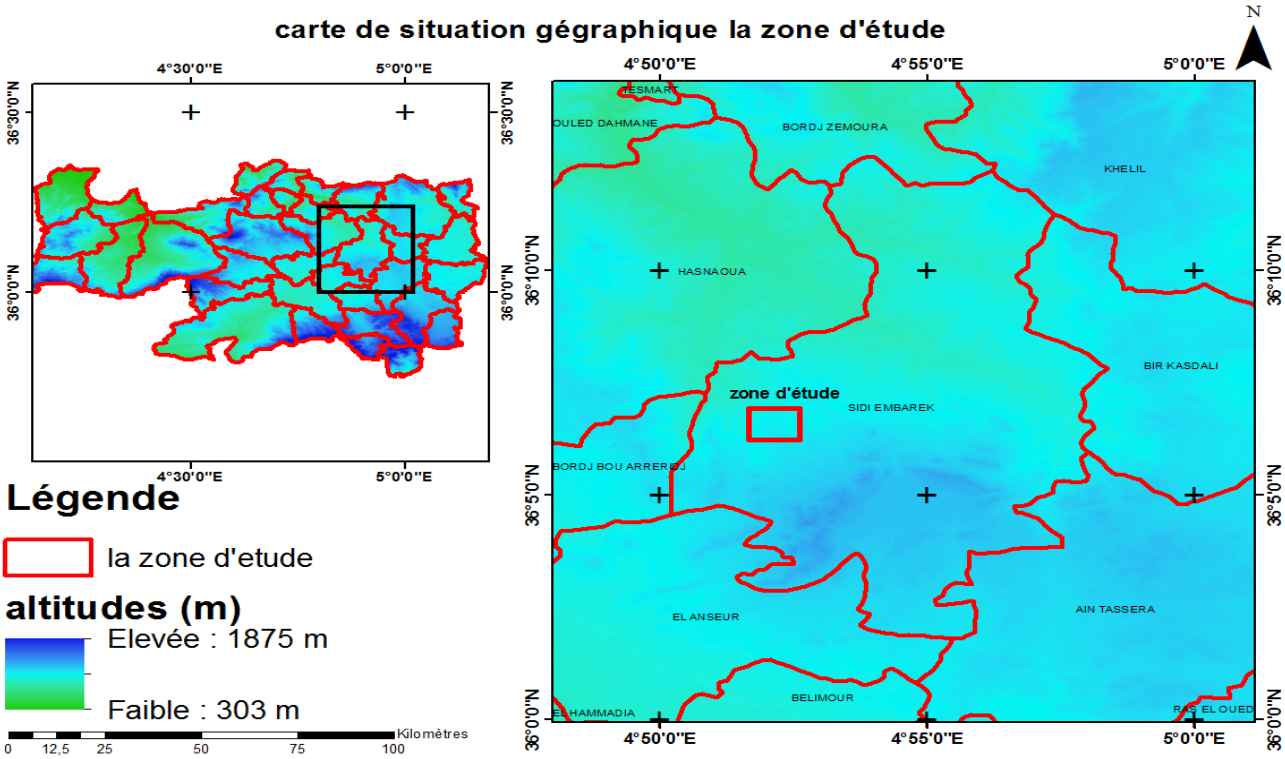


Figure I.4-situation géographique de la zone d'étude

Figure I. 5-Plan de masse

I.3 Description de la retenue

- La cuvette de future retenue collinaire sur Oued Benakmum dans laquelle S'injecte deux cours D'eau plus ou moins large, aucun dépôt de charriages constaté, il y a lieu de signaler à l'amont un petit verger avec deux puits qui sont à sec en cette période et de végétations grenues.

-Le fond du lit d'oued est étanche, l'étanchéité est caractérisée par la Prédominance des argiles.

-La chasse des vases sera assurée par une conduite de vidange de fond qui Sera implantée à un Point élevé par rapport au lit d'oued.

-L'irrigation gravitaire des terres à l'aval sera assurée par la conduite de Prise d'eau connectée avec celle de la vidange de fond par contre pour celles se trouvant à l'amont, elle sera assurée par pompage avec installation des ouvrages hydrauliques y afférents.

-la zone d'emprunt située à quelques centaines de mètres en amont du Site choisi de la future Retenue constituée des matériaux argileux à certifier par l'étude géotechnique.

I.3.1 Propriétés physiques du site et son bassin versant

Les caractéristiques physiques du site et son bassin versant sont les suivantes :

-niveau normal de la retenue..... 919.23m

-superficie du bassin versant..... 7.35 km2

-Périphérie du bassin versant..... 14.58 Km

-longueur du thalweg principal..... 6.2 Km

-altitude maximale du bassin versant..... 1184,00m

-altitude moyenne du bassin versant..... 1009.00m

-altitude minimale du bassin versant..... 909.16m

-volume mort de la retenue..... 13 462 m^3

I.4 Choix de l'axe de la retenue collinaire

Deux critères sont pris en compte : le critère géologique et puis le critère topographique. Le critère géologique se base sur la qualité des fondations en termes de résistance, rigidité, fracturation et pendage, Pour pouvoir comparer géologiquement entre les axes proposés, une étude géologique et géotechnique détaillée de chaque axe est requise. Elle doit détailler les types de fondations, la sismicité, la stratigraphie, les degrés de fracturation, l'existence éventuelle de failles, les profondeurs des substratums, l'étanchéité de la retenue, présence d'éventuels Karsts (cas des roches carbonatées) les résistances et les modules de rigidité en se basant sur des essais, les caractéristiques géotechniques des fondations (cohésion et angle de frottement interne).

Tandis que le critère topographique dépend de deux rendements différents :

- Rendement topographique : il est calculé de la façon suivante :

$$Rt = \frac{Vr}{SE} \qquad (I.1)$$

Avec : Vr : le volume de la retenue

Se : la surface écran de la digue donnée par la section transversale

- Rendement économique :

$$Re = \frac{Vr}{Vd} \qquad (I.2)$$

Avec : Vr : le volume de la retenue

Vd : le volume de la digue

I.5 Etude géologique

Sur terrain telles que les constatations faites sur terrain après plusieurs visites de reconnaissances et les résultats de la campagne de prospection de terrain la réalisation des puits ou tranchées en différents endroits de la retenue (zone d'emprunt et zone d'emprise de la digue) avec analyse descriptive.

(Lithologie) des formations géologiques rencontrées et traversées par pelle et enfin le levé géologique du site et sa cuvette. La recherche, la collection et l'exploitation de la documentation

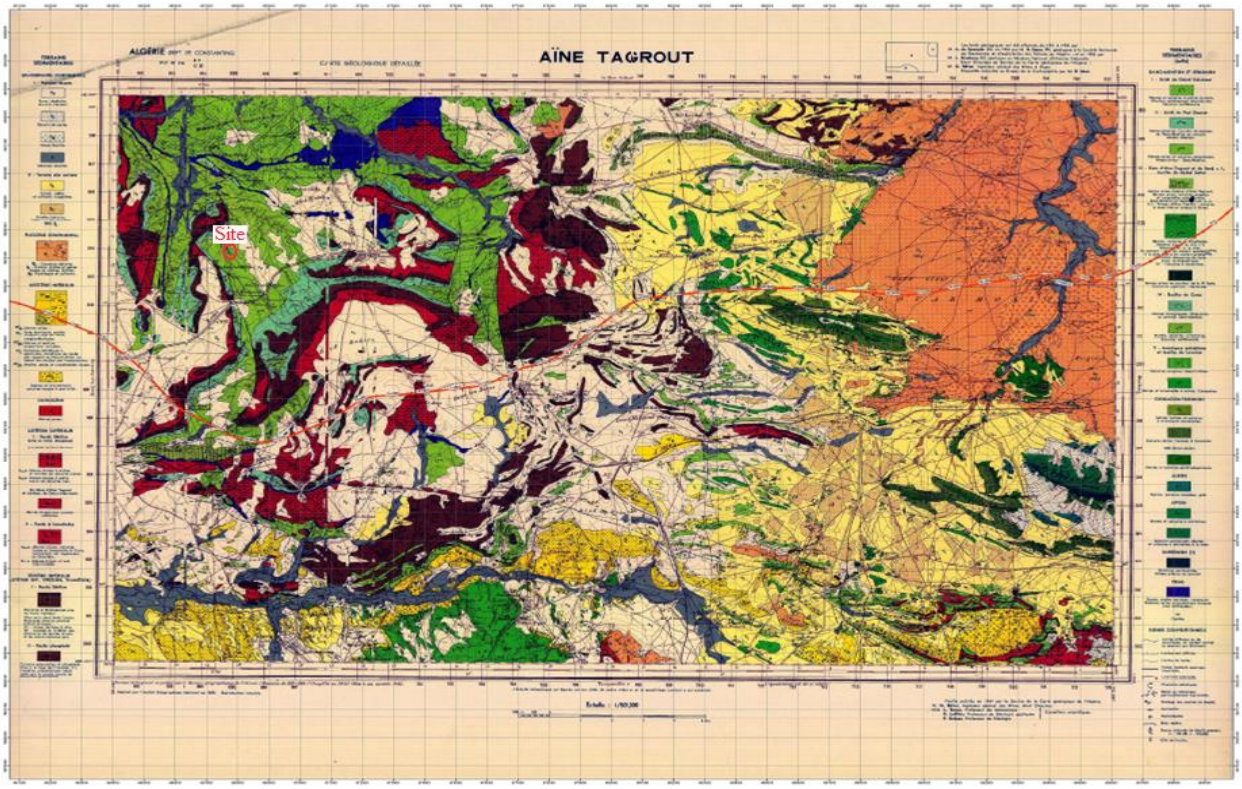
Existante sur la zone d'étude (cartes géologiques, topographiques, documents divers ...)

I.5.1 Géologie régionale

Notre région d'étude se situe sur l'extrême Sud Est de la feuille d'Ain Taghrout F^{euille} N°116 échelle 1/50000 è ; la feuille d'Ain Taghrout se situe sur la terminaison occidentale de la haute plaine de Sétif ; notre site fait partie du quart Nord-Ouest de la feuille drainé par Oued Mallah et Beni H'mid, affluent de la Soummam, est pourvu d'un relief un plus vigoureux.

La géologie du bassin versant de la retenue collinaire sur Oued Benakmum est illustrée par l'extrait de la carte géologique d'Ain Taghrout N°116.

Figure I.6-Extrait de la carte géologique Ain Taghrout feuille N°116, échelle 1/50000



(Source : Bureau D'étude Mr Benzemâm Nordine)

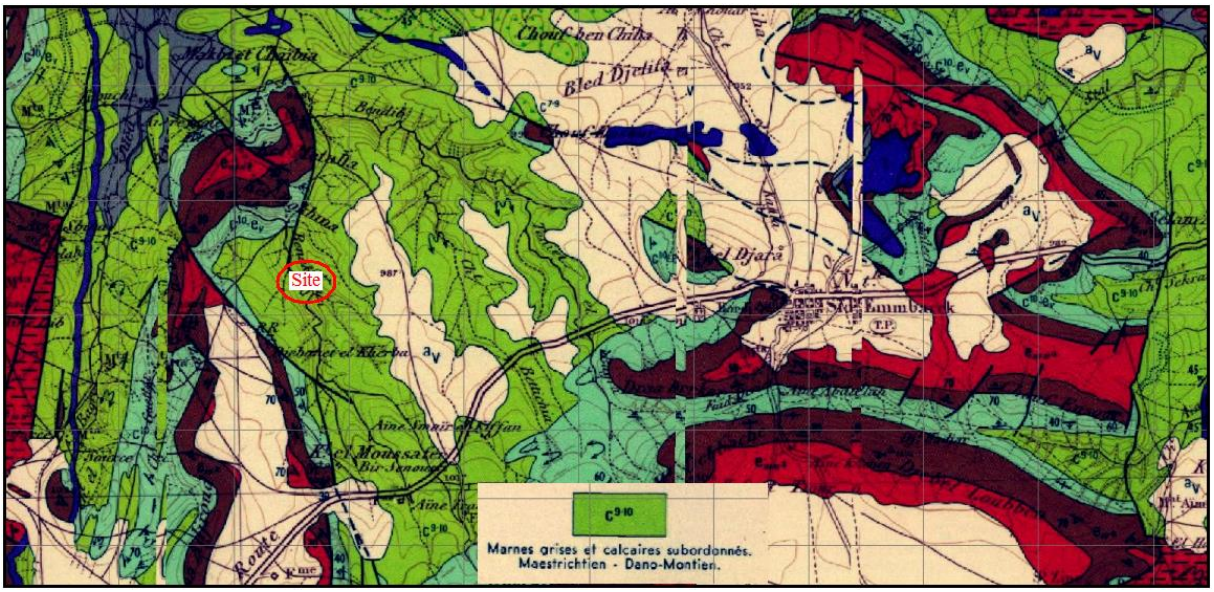


Figure I.7-Localisation du site sur la carte géologique de Ain Taghrout au 1/50 000

I.5.2 Géologie du bassin versant

La région d'étude est caractérisée par les formations géologiques suivantes de la plus ancienne à la plus récente selon l'échelle des ères géologiques :

- **Quaternaires** : Il est représenté par des dépôts généralement meubles issus de la décomposition physico-chimique ou mécaniques des roches mères en affleurement dans le bassin versant .Ce sont des alluvions récentes et actuelles constituées d'éléments détritiques à granularité diverse allant de la plus fine qui sont les argiles à la plus grossière qui sont les blocs et galets en passant par des sables ,graviers et cailloux . Ces dépôts alluvionnaires comblent le fond des oueds sous forme de terrasses.

- **Miocène marin inférieur** : Représenté par une puissante assise argileuse Ou marneuse dont

La teinte est plus ou moins foncée, noirâtre, grise ou mémé parfois verdâtre. Cette série comporte également des récurrences de grès.

- **Eocène supérieur** : Marnes brunes avec minces intercalation de calcaires.
- **Dano –Mentien** : Marnes indurées et calcaires marneux gris. A la base un banc de Calcaire À patine jaune.

I.5.3 Sismicité du site

Conformément aux "REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99", version 2003 en vigueur après le séisme du 21 Mai 2003, le territoire algérien a été divisé en quatre zones à risque sismique, ces dernières sont figurées dans le graphique ci-après :

Il est défini 4 zones sismiques classées comme suit :

Zone 0 : Sismicité négligeable

Zone I : Sismicité Faible

Zone II : Sismicité moyenne

Zone III : Sismicité élevé

Tableau I.1- Coefficient d'accélération

Groupe	Zone i	Zone	Zone II	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
lA	**0.15**	**0.25**	**0.30**	**0.40**	**Ouvrages d'importance vitale**
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Notre zone d'étude et toute la wilaya de Bordj Bou Arreridj appartienne à la zone séismique II a (Fig.I.8) qui est une zone à sismicité moyenne.

Notre site d'Oued Benakmum appartient au groupe d'usage N° 1A et dans la zone II, ces deux paramètres permettent de calculer le coefficient sismique :

$A = 2/3 \times K$ (I.3)

AN : $A = 2/3 \times 0,3 =$ **0,20**

Où

A – Coefficient sismique de la région

K – Accélération horizontale maximale

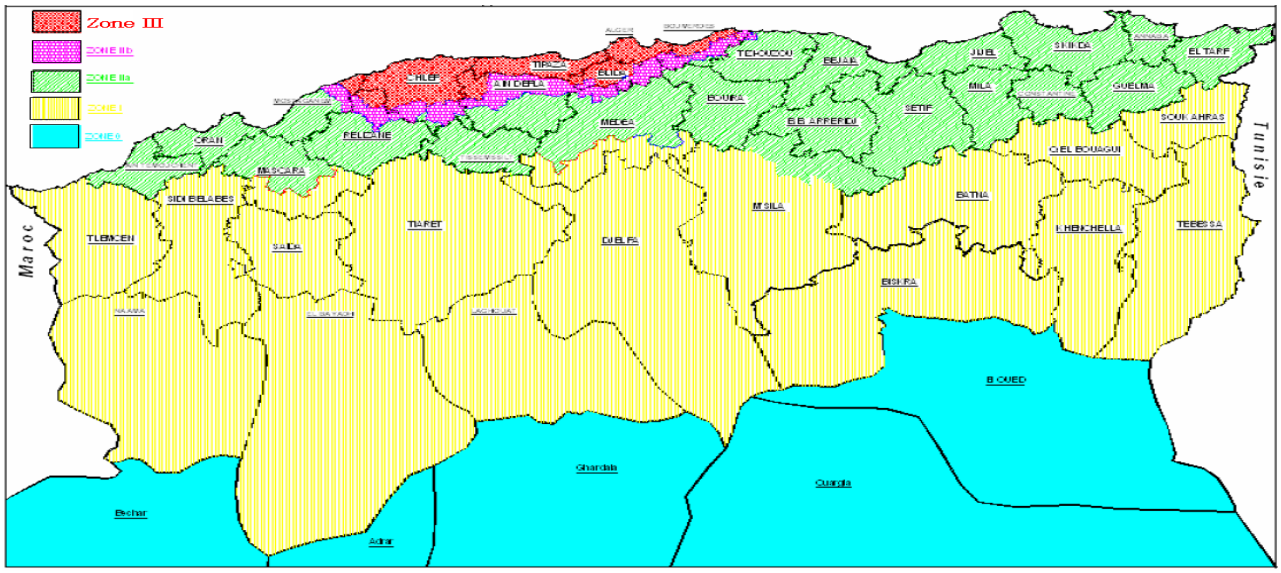


Figure I.8-Classification séismique des wilayas d'Algérie. D'après le CGS

I.5.4 Aperçue structurale de la région et tectonique

D'un point de vu structural et tectonique, le site et l'ensemble de la région sont attribués aux formations allochtones des nappes tellienne, et plus précisément à la nappe épi tellienne (références : carte structurale de la chaine alpine de l'Algérie orientale et les confins algéro-tunisien échelle 1/500 000 JM. Villa 1979 & Esquisse tectonique de l'Algérie échelle 1/1 000 000).

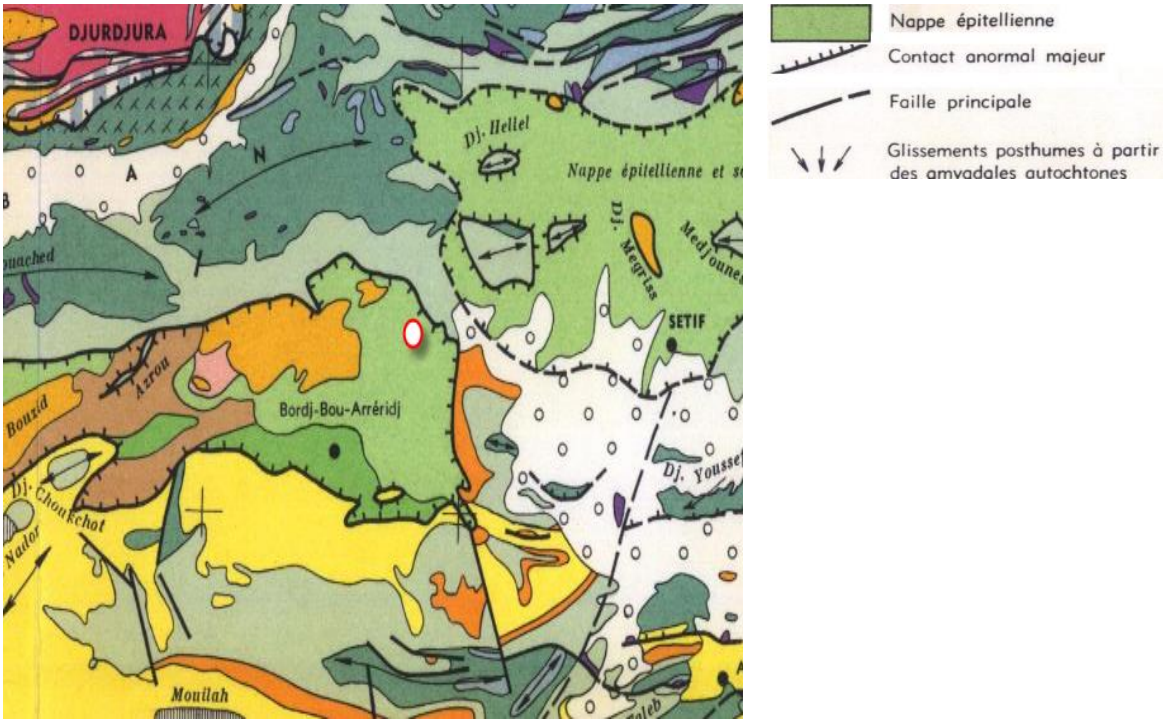


Figure I.9-carte structurale de la chaine alpine de l'Algérie orientale et les confins algéro-tunisiens

(Source https://www.worldcat.org/)

I.5.5 Localisation du site sur une partie de l'esquisse tectonique de l'Algérie

La tectonique dans l'aire d'étude est marquée par la présence d'une faille majeure d'orientation Nord/Ouest-Sud/Est (figure ci-dessous) postérieure à une autre faille Nord-Sud située au Nord de notre site. A l'approche de la première faille, la deuxième, initialement Nord-Sud, devient NNE-SSO. Ces deux orientations sont typiques de la phase tectonique compressive alpine. Il résulte, de cette fracturation une grande perturbation du réseau hydrographique et de la topographie. Le cours d'eau change d'orientation brutalement sur de courtes distances influencé par les directions des failles en présence.

I.5.6 Stabilité des versants de la cuvette

- Au cours de notre campagne de reconnaissance géologique de terrain (levé géologique de

L'assiette de la retenue collinaire et l'exécution des puits en différentes zones de la cuvette, on ne signale aucun indice ou amorce de glissement de terrain.

- L'ensemble des terrains site et de la cuvette de la future retenue collinaire sur Oued

Benakmum est formé de terrains stables à base de marne pour la rive droite de même pour la rive gauche à caractère cultural, dominés par la céréaliculture.

Donc généralement les versants de l'assiette de la retenue sont stables.

I.6 Etude Géotechnique :

Le présent dossier traite des études géotechnique et géologique de la retenue collinaire d'Oued Benakmum commune SIDI MBAREK Wilaya de B.B.A.

Basées essentiellement sur des visites de reconnaissance effectuées sur terrain durant lesquelles des travaux de terrain (exécutions des fouilles et tranchées avec des prélèvements des échantillons de sol et sous-sol, En différents endroits de la retenue : zone d'emprunt argileuse et zone d'emprise de la digue afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue ainsi que la détermination de la structure géo mécanique des sous-sols de fondation a différentes niveaux) ; et de laboratoire (essais géotechnique et chimiques du sol prélevé).

Etude Géotechnique Pour définir les caractéristiques et les comportements mécaniques et hydrodynamiques des sols, une étude géotechnique est nécessaire, Cette étude est basée sur les résultats de reconnaissances et les essais en laboratoire.

I.6.1 Programme d'essais et références normatives

Les essais de laboratoire ont été réalisés conformément aux normes et modes opératoires en vigueur et conformément au programme établi et remis par le BET D. P. Hydraulique.

Le tableau ci-dessous récapitule l'ensemble des informations relatives audit programme d'essais.

Tableau I.2-récapitule l'ensemble des informations relatives audit programme d'essais

Type d'essais	Désignation de l'essai
Essais physiques	Teneur en eau naturelle
	Densité sèche
	Densité humide
	Poids spécifique des grains solides
	Degré de saturation
	Analyse granulométrique par tamisage
	Analyse granulométrique par sédimentation
	Limites d'Atterberg
Essais mécaniques	Compressibilité à l'odomètre
	Perméabilité
	Cisaillement rectiligne UU
	Proctor normal
Essais chimiques	Carbonates
	Chlorures
	Sulfates

I.6.2 Résultats et commentaires des essais réalisés

I.6.2.1 Zone emprise de l'axe de la digue

I.6.2.1.1 Essais physiques d'identification et de classification

Ont été réalisées selon les méthodes standards reconnues à l'échelle internationale.

a. Essais physiques

Puits N°	Profondeur (m)	Teneur en eau	Densité Humide	Densité Sèche	Poids spécifique des grains solides	Perméabilité	Granulométrie - Sédimentométrie				Limites d'Atterberg		
		W_{nat}(%)	γh (g/cm^3)	γd (g/cm^3)	γs (g/cm^3)	K (cm/s)	Dmax (mm)	< 2 mm	< 80 µm	<1 µm	W_l (%)	W_p (%)	Ip (%)
1	0,00 – 2,60	9,4	2,20	2,01	2,38	7,35*10-7	0,056	100	100	8	39, 2	19,1	20,1
2	0,65 – 2,20	13, 0	2,30	2,03	2,40	7,35x10-7	0,056	100	100	9	40, 5	27,1	13,4
3	0,25 – 3,00	9,5	2,28	2,08	2,37	7,35x10-7	0,056	100	100	11	38, 4	21,6	16,8

(Source DRE)

b. Essais mécaniques

Puits N°	Profondeur (m)	Cisaillement rectiligne UU		Compression à l'Oedomètre			Perméabilité
		C (bar)	φ (°)	Pc (bar)	Cc (%)	Cg (%)	K (cm/s)
1	0,00 – 2,60	0,25	12	---	---	---	7,35x10^{-7}
2	0,65 – 2,20	0,252	9	---	---	---	7,35x10^{-7}
3	0,25 – 3,00	0,28	13	2,00	0,177	2.51	7,36x10^{-7}

(Source DRE)

c. Essais chimiques

Puits N°	Profondeur (m)	Carbonates $CaCO_3$ (%)	Sulfates SO^{-4} (%)	Chlorures Cl^-(%)
1	0,00 – 2,60	10,71	0,0412	0,0214
2	0,65 – 2,20	16,52	0,0479	0,0288
3	0,25 – 3,00	20,98	0,0498	0,0297

(Source DRE)

I.6.2.1.2 Essai de compressibilité à l'odomètre :

L'essai œdométrique permet d'étudier le tassement d'un sol sous une charge considérée.

Si :

-pression de consolidation PC et égale la pression effective due au poids de terres actuelles on dite que le sol et normalement consolidé.

-PC > pression effective, on dite que le sol est sur-consolidé.

-PC < pression effective, on dite que le sol est sous consolidé.

Avec :

$\sigma'_0 = \gamma h . H$ (I.4)

γh : densité humide

H : la profondeur à laquelle L'échantillon a été prélevé

H=3m

AN : σ'_0=0.686 bar

Nous avons donc PC > σ'_0, on dit que le sol est sur-consolidé

I.6.2.2 Commentaire

- Au regard des résultats ci-dessus mentionnés, notamment ceux relatifs aux essais physiques,

Il apparaît que ces sols sont de classe A et de sous-classe A_2.

- Le caractère moyen des sols de la sous-classe A_2 (type : sables fins argileux, limons, argiles

Et marnes peu plastiques, arènes…) fait qu'ils se prêtent à l'emploi de la plus large gamme d'outils de terrassements (si la teneur en eau n'est pas trop élevée).

- (*cf.* Guide technique : réalisation des remblais et des couches de forme, fascicule I Principes

Généraux ; Juillet 2000 2eme Édition).

- En effet, ces sols disposent d'un Dmax de dimension faible (0,056mm), un pourcentage des

Éléments inférieurs à 80µm élevé (riches en fines et régis par leur fraction fine) et un pourcentage des passants à 2 mm qui indiquent des sols à tendance sableuse (voir courbes granulométrique et sédiment métrique en annexe).

- L'indice de plasticité révèle des sols peu plastiques, soit des sols faiblement à moyennement

Argileux (voir diagramme de Casa grande en annexe), et l'indice de consistance, quant à lui, indique des argiles très consistantes.

- Les valeurs des densités, notamment celles relatives à la densité sèche (γd) et le poids Spécifique des grains solides (γs) dénotent des sols très denses.
- Compte tenu de la nature des sols rencontrés (voir photos ci-dessus), il a été impossible de Procéder aux prélèvements de mottes qui répondent quantitativement et qualitativement aux exigences normatives de réalisation des essais mécaniques escomptés, en l'occurrence, les essais de cisaillement rectiligne et les essais de compressibilité à l'odomètre.
- Cependant, il a été procédé à la détermination des valeurs de l'essai cisaillement rectiligne UU par les formules de Barrez et Simon. Ce calcul est basé sur l'application des théories généralement admises en mécanique des sols et permet donc d'obtenir un ordre de grandeur très proche des paramètres C et φ recherchés. Les valeurs trouvées indiquent des sols frottant et plus ou moins cohérents.
- Les valeurs de l'essai de perméabilité ont été déduites d'expressions empiriques admises Également en mécanique des sols. Plusieurs auteurs ont établi des formules reliant la perméabilité des sols à leurs caractéristiques de dimensions particulaires et à d'autres données de classification (indice des vides, porosité…). Selon le type de sols examiné, les valeurs de la perméabilité (k) peuvent changer considérablement. Pour les besoins de la présente étude, le coefficient de perméabilité (k) a été estimé par la formule de Hazan. Cette approche a permis de déterminer des sols de très faible perméabilité.
- Enfin, l'analyse chimique des sols révèle, à travers le pourcentage des carbonates, des sols De nature argilo-marneuse et les résultats des sulfates et des chlorures montrent des sols non agressifs.

I.6.3 Zone d'emprunt

I.6.3.1 Le but de l'étude géotechnique de la Zone d'emprunt

-détermine les matériaux aptes à la zone construction parmi le nombreux échantillon prélevé dans la zone d'emprunt localisée

-étudier la propriété mécanique et physique des matériaux disponible.

a. Essais physiques

Puits N°	Profondeur (m)	Teneur en eau naturelle	Densité Humide	Densité Sèche	Poids spécifique des grains solides	Degré de saturation	Granulométrie - Sédimentométrie				Limites d'Atterberg			Indice de consistance
		W_{nat} (%)	γh (g/cm³)	γd (g/cm³)	γs (g/cm³)	Sr (%)	Dmax (mm)	< 2 mm	< 80 µm	<1 µm	W_l (%)	W_p (%)	Ip (%)	I_c
1	2,20 – 3,00	13,4	1.92	1,92	2,47	93,5	0,056	100	100	8	49,0	26,0	23,0	1,55
2	0,45 – 2,40	18,3	1,71	1,57	2,33	70,2	0,056	100	100	20	42,6	23,6	19,0	1,28

(Source DRE)

Le sol est faiblement humide

b. Essais mécanique :

Puits N°	Profondeur (m)	Cisaillement rectiligne UU		Compression à l'Oedomètre			Perméabilité	Proctor Normal	
		C (bar)	φ (°)	Pc (bar)	Cc (%)	Cg (%)	K(cm/s)	γdopn (g/cm³)	Wopn (%)
1	2,20 – 3,00	2.5	11,0	2,75	0,136	2,29	$7{,}32\times10^{-7}$	1,84	14,5
2	0,45 – 2,40	2.65	10,0	2,00	0,177	2,51	$7{,}32\times10^{-7}$	1,69	17,6

(Source DRE)

c. Essais chimiques

Puits N°	Profondeur (m)	Carbonates $CaCO_3$ (%)	Sulfates SO^{--4} (%)	Chlorures Cl^- (%)
1	2,20 – 3,00	18,75	0,0287	0,0144
2	0,45 – 2,40	12,95	0,0355	0,0254

(Source DRE)

I.6.3.2 Commentaire

- Afin de cerner au mieux les natures des sols en place, des prélèvements ont été effectués sur

Les matériaux présents successivement comme indiqué dans la case des profondeurs dans les tableaux ci-dessus.

- Au regard des résultats ci-dessus mentionnés, notamment ceux relatifs aux essais physiques,

Il apparaît que ces sols sont de classe A et de sous-classe A_2.

- Le caractère moyen des sols de la sous-classe A_2 (type : sables fins argileux, limons, argiles

Et marnes peu plastiques, arènes…) fait qu'ils se prêtent à l'emploi de la plus large gamme d'outils de terrassements (si la teneur en eau n'est pas trop élevée).

- (*cf.* Guide technique : réalisation des remblais et des couches de forme, fascicule I Principes

Généraux ; Juillet 2000 2^{eme} Édition).

- En effet, ces sols disposent d'un Dmax de dimension faible (0,056 mm), un pourcentage des

Éléments inférieurs à 80µm élevé (riches en fines et régis par leur fraction fine) et un pourcentage des passants à 2 mm qui indiquent des sols à tendance sableuse (voir courbes granulométrique et sédiment métrique en annexe).

- L'indice de plasticité révèle des sols peu plastiques, soit des sols faiblement à moyennement

Argileux (voir diagramme de Casa grande en annexe), et l'indice de consistance, quant à lui, indique des argiles très consistantes.

- Les valeurs des densités, notamment celles relatives à la densité sèche (γd) et le poids

Spécifique des grains solides (γs) dénotent des sols peu dense (1) à denses.

- L'essai de cisaillement reflète des sols assez cohérents et peu frottant.

La pression de consolidation (Pc) déterminée par l'essai de compression à l'odomètre reflète des sols sur-consolidés, le coefficient de consolidation (Cc) révèle des sols moyennement compressibles et le coefficient de gonflement (Cg) montre des sols non gonflants.

- Les valeurs de l'essai de perméabilité ont été déduites d'expressions empiriques admises

Également en mécanique des sols. Plusieurs auteurs ont établi des formules reliant la perméabilité des sols à leurs caractéristiques de dimensions particulaires et à d'autres données de classification (indice des vides, porosité…). Selon le type de sols examiné, les valeurs de la perméabilité (k) peuvent changer considérablement. Pour les besoins de la présente étude, le coefficient de

Perméabilité (k) a été estimée par la formule de Hazan. Cette approche a permis de déterminer des sols de très faible perméabilité.

- La densité optimum de l'essai Proctor normal confirme, une fois plus, le fait que ce sol

Présentent des densités assez denses à denses et les teneurs en eau optimum obtenues sont assez élevées.

- Enfin, l'analyse chimique des sols révèle, à travers le pourcentage des carbonates, des sols

De nature argilo-marneuse et les résultats des sulfates et des chlorures montrent des sols non Agressifs.

I.6.4 L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire

Est assurée Par les argiles et la marne pratiquement imperméable. Les deux parements amont et aval de la digue seront fondés au fond de la vallée dans les argiles brunes colluvion aires et les alluvions récentes et actuelles après décapage de la couche végétales dans le substratum marneux après décapage de sa surface altérée. Donc le site d'étude est favorable pour la construction de la retenue collinaire.

I.6.5 Remblai de la digue :

Sur le versant droit de l'oued Benakmum et à la fin de la cuvette sont proposés les matériaux d'emprunt pour remblais de la digue qui sont des argiles brun-jaunâtre appartenant d'après la classification LCPC au groupe AP (argiles peu plastiques) moyennement à assez fortement compressible, pratiquement imperméables ($K=7.32\ 10^{-7}$/s).

I.6.5.1 Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue

Tableau I.3-caractéristique géotechnique du remblai

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ	Degré (°)	10°
C	Bar	2,6
γ_{sat}	t/m^3	2,05
γ_d	t/m^3	1,68
γ'	t/m^3	1,05

I.6.6 Fondations du projet

Une proposition d'un taux de travail (portance : σ_{sol}) du sol en place est donnée dans ce qui suit avec une estimation du tassement admissible. Ces calculs ont été élaborés au droit de la digue et ont été simulés aux calculs d'une semelle filante.

I.6.6.1 Formules générales de calcul

$$Qadm = \gamma hD + 1/F\ [(1-(0.2B/L))\ g\ B/2\ \ Ng + qo(Nq-1\ ) + (1+(0.2B/L)\ Cu\ Nc\ )] \qquad (I.5)$$

- Q_{adm} : contrainte admissible (bar)
- γ h : densité humide (t/m^3)
- D : profondeur d'ancrage (m)
- B : largeur de la fondation (m)
- Nq, Nc, Nγ : coefficients dépendant de l'angle de frottement interne ($\varphi°$)
- Cu : Cohésion du sol (bar)
- F : Coefficient de sécurité ≥ 3.

AN :

Puits N°	Type de fondation	D (m)	B (m)	γh (t/m3)	Cu (bar)	φ (°)	Nγ	Nq	Nc	F	Q_{adm} (bar)
1	Semelle filante	1.5	3	2,20	0,255	18,6	2,50	5,80	13,90	3	2,44

I.6.7 Sécurité vis-à-vis du tassement

Les tassements seront admissibles compte tenu du fait que l'arase de terrassement sera située au niveau des sols présentant une nature lithologique d'argile marneuse compacte, identifiés plus haut. De surcroît, ces sols seront appelés à être compactés pour une meilleure stabilité et une meilleure réception des matériaux de la digue.

I.6.8 Recommandations

Du fait des résultats des essais de perméabilité (sol de faible perméabilité) et de la compacité des matériaux en place, il est recommandé de limité l'arase de terrassement aux niveaux de ces sols pour profiter de cet aspect de compacité et de perméabilité et éviter ainsi les solutions de substitution.

En ce qui concerne les matériaux d'apport (zone d'emprunt et zone de reconnaissance), ils doivent être bien désagrégés avant leur mise en œuvre et ce, aux fins d'assurer un bon malaxage et un meilleur compactage.

Cette manière de faire assurera un excellent réceptacle pour le projet, Il y a lieu de signaler que les résultats des essais réalisés dans le cadre de la campagne de reconnaissance géotechnique viennent conforter le relevé du contexte géologique régional dont lequel s'inscrit le site du projet. Nous restons à la disposition du client pour toute information complémentaire dans le cadre du présent rapport ou lors de la réalisation des travaux.

I.7 Conclusion :

Après analyses de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site de la présente retenue collinaire (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire); on peut faire les conclusions et les recommandations suivantes:

1. L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est assurée par les argiles rouges du mio-pliocène qui dominent les grès.

2. La présence de la couche alluvionnaire perméable (sables, graviers, cailloux) au fond de la vallée ainsi que la répartition aléatoire du toit altéré du substratum argileux à passes de grès, nous obligent à asseoir la fondation de la digue jusqu'au faciès sain imperméable.

3. Les parements amont et aval de la digue seront fondés au fond de la vallée partout dans les argiles sableuses à cailloux et les après décapage de la couche végétale.

4. Les matériaux de recharge sont largement disponibles dans la cuvette de la présente retenue collinaire.

5. Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) seront fournis par ramassage des blocs de calcaires ayant un diamètre oscillant de 200 mm à 300 mm et qui se trouvant aux fonds de vallées.

6-Les travaux de reconnaissance, ainsi que les analyses qui ont été effectuées nous permettent de dire que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un barrage sur le site de la retenue d'Oued Bnakmum de la willaya de B.B.

I.8 ANNEXES

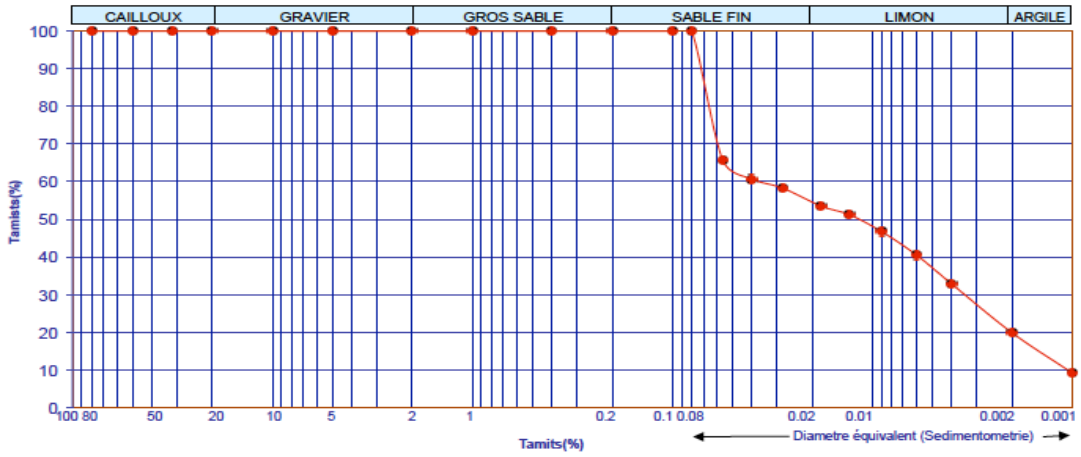
I.8.1 Courbes analyse granulométrique

I.8.1.1 Zone d'emprunt de l'axe de la digue

COURBE ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Puits : 1

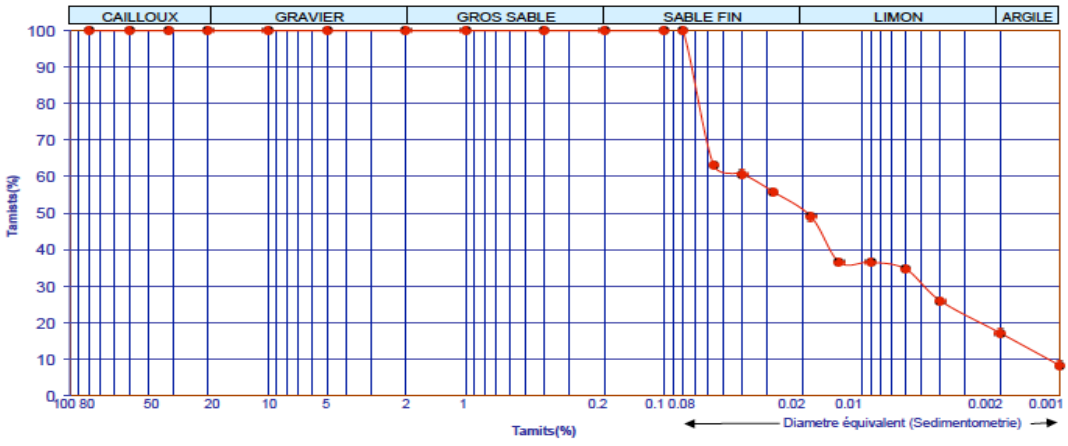
Projet : Retenue collinaire Oued Benakmoum, Sidi Embarek, wilaya de Bordj Bou Arreridj
Puits:
Profondeur : 0,65-2,20 m
Références Normatives : NF P94-056 et NF P94-057



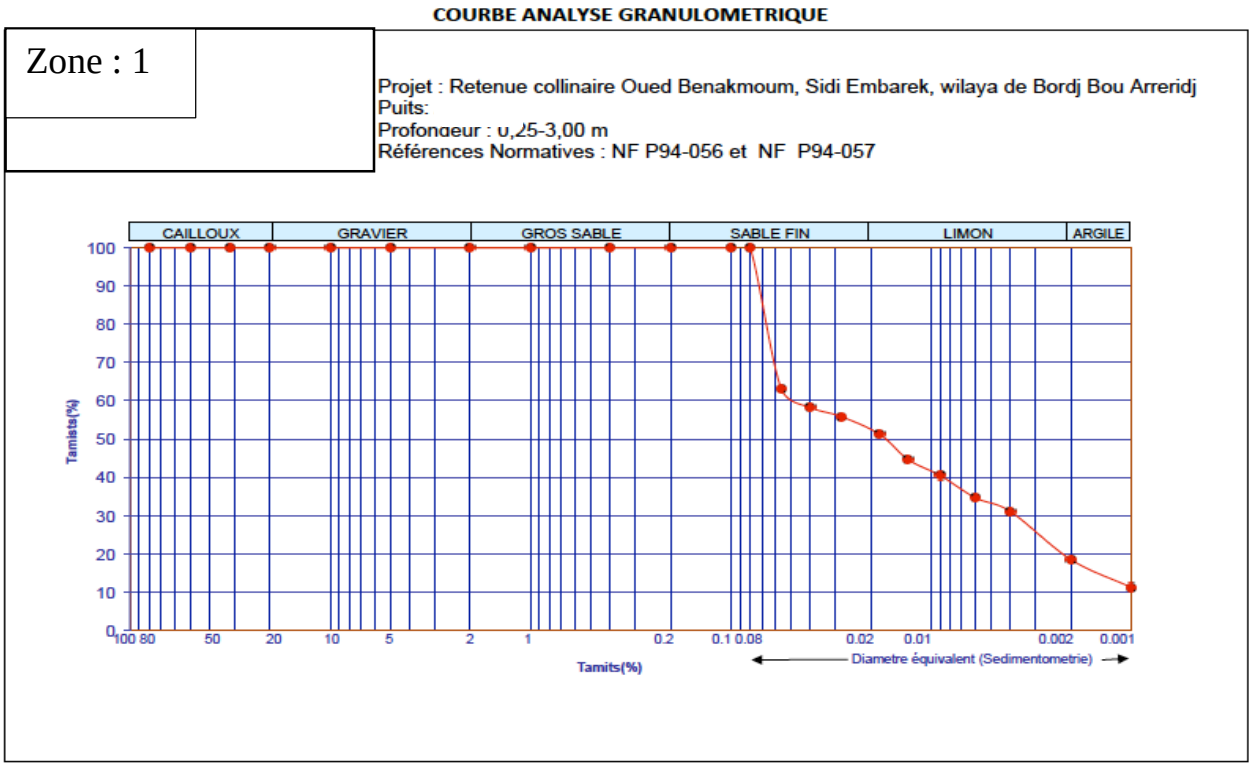
Puits : 2

COURBE ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Projet : Retenue collinaire Oued Benakmoum, Sidi Embarek, wilaya de Bordj Bou Arreridj
Puits: AF1RD
Profondeur : 0,00-2,60 m
Références Normatives : NF P94-056 et NF P94-057



I.8.1.2 Zone d'emprunt



I.8.2 Diagrammes de Casa grande

I.8.2.1 Zone d'emprunt

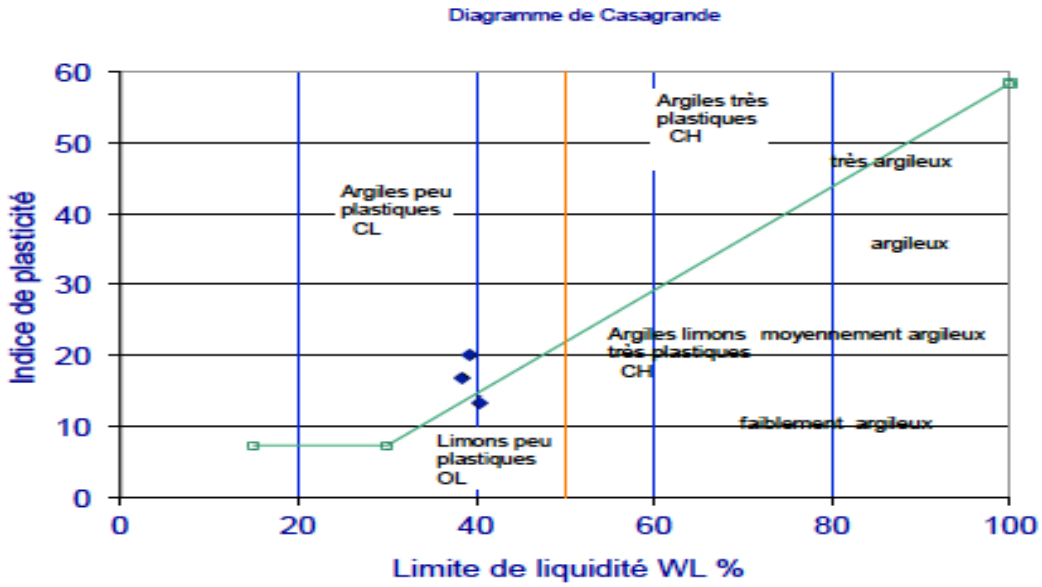


Figure I.10-Diagramme de Casa grande

Chapitre II : ETUDE HYDROLOGIE

II.1 Introduction

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques notamment les apports et les débits de crues. Dans ce cadre, on procède à une étude hydrologique du bassin versant de l'étude qui est traversé par une petite chaabe , pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation d'une retenue collinaire, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues…etc , On analyse l'aménagement des ressources du Sidi Mebarek par l'établissement d'une retenue collinaire, selon les orientations émises par la direction de l'hydraulique de la Wilaya de B.B.A.

II.2 Données hydrologiques disponibles

II.2.1 Données pluviométriques :

Par manque de stations pluviométriques à l'intérieur du bassin versant étudié, nous étions mis dans l'obligation d'exploiter celles situées aux alentours du bassin, en occurrence, (Station Sidi M'Barek, Code 150801), et pour les données hydro climatologiques celle de la station de B.B.A (050905).Afin de déterminer par conséquent les calculs des paramètres hydro climatiques une série pluviométrique (moyenne annuelle et maximum journalier)

II.2.2 Données hydrométrique

En l'absence de stations hydrométriques et pour les besoins de l'étude des apports liquides sont estimés à partir des relations empiriques.

II.2.3 Apports solides :

Pour l'évaluation du taux de dégradation spécifique ou d'abrasion par l'application des formules empiriques, notamment celles de (Tixeront - Sogreah et Gavrillovic),Une autre méthode d'évaluation du taux de dégradation spécifique ou d'abrasion basée sur les levés bathymétriques effectuées en (2004/2005) par l'ANBT sur des barrages Algériens en cours d'exploitation, pour ce faire, on a pris en considération les données du barrage de Ain Zada qui est plus proche de notre site.

II.3 Caractéristiques du bassin versant

Le bassin versant ou besoin d'alimentation ou droit d'une section de mesure, est défini comme la totalité de la sur face topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe obligatoirement par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval.

L'axe de la digue est défini selon la carte d'état-major d'Ain Taghrout à l'échelle 1/50000, feuille N°116. Les coordonnées Lambert sont comme suite :

X= 694 009 Km.

Y= 314 172 Km.

Z= 909 m. NGA.

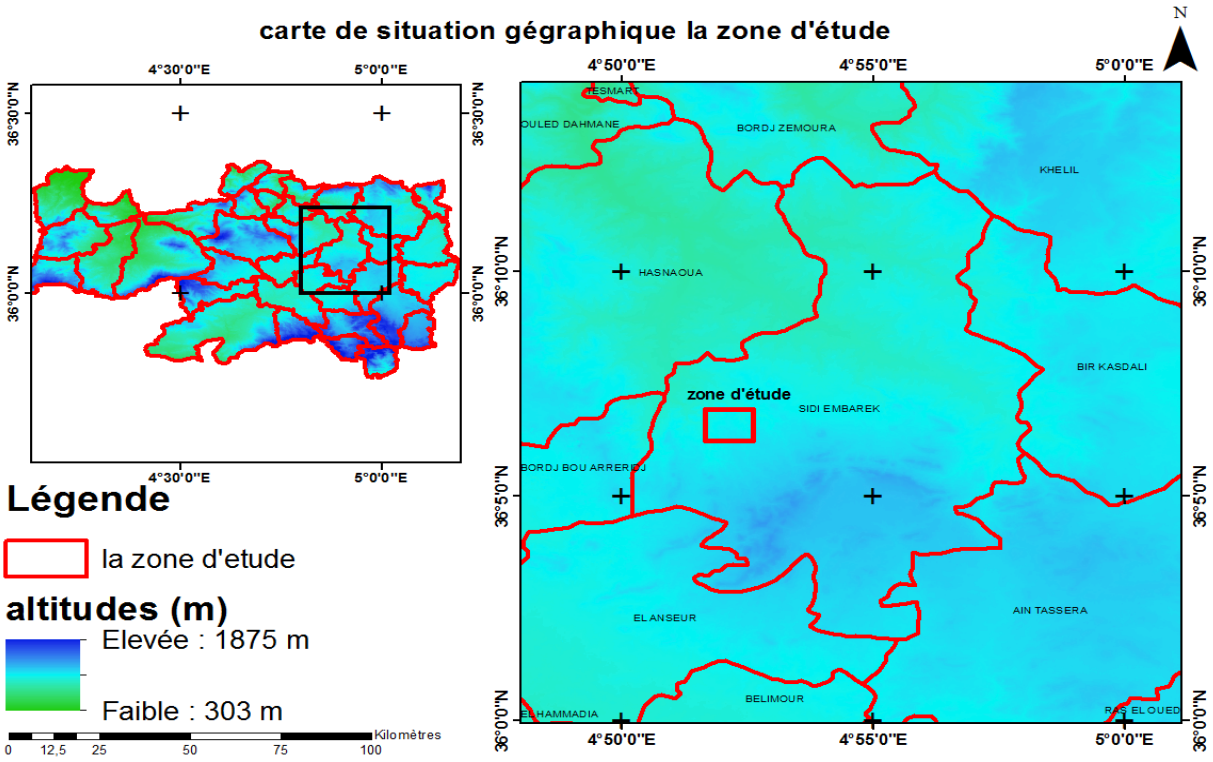


Figure II.1-Situation géographique de la zone d'étude

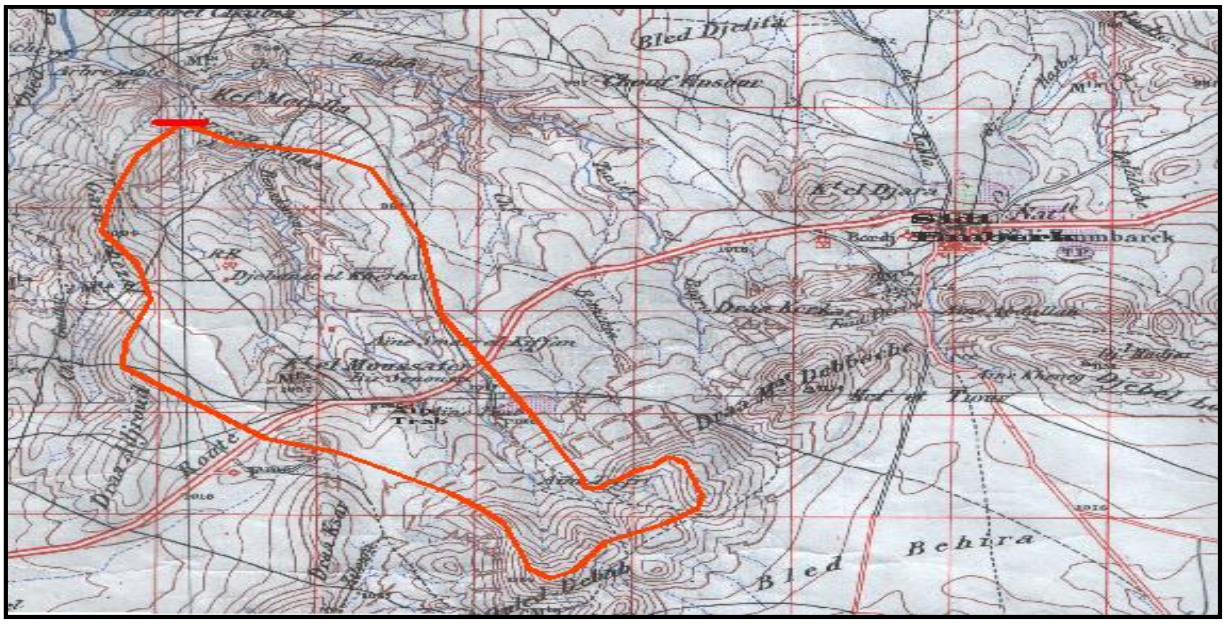


Figure II.2- Situation du bassin versant d'Oued Benkmum Extrait des cartes d'Ain Taghrout échelle 1/50000

II.3.1 Caractéristiques morphologique

II.3.1.1 Paramètres géométriques

- **Surface du bassin versant:**

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intronisé de plusieurs phénomènes hydrologiques (apport, volume de précipitation ou infiltration…).la surface est déterminée par logiciel Arc Gis à partir le model numérique terrain (MNT) qui donne : S = 7.37 km^2.

- **Périmètre du bassin versant:**

À l'aide du logiciel Arc Gis on calcule le périmètre P du bassin versant ; qui est estimé à : P = 14.58 Km

- **Longueur du talweg principal:**

C'est le talweg le plus long curvimètrage et il est de : Lp =6.2 Km

Table

RasterT_Waters14

OBJECTID *	Shape *	Id	gridcode	surface_km2	pirémetre
1	Polygone	1	0	7,379444	14,655499

0 (0 sur 1 sélectionnés)

RasterT_Waters14

Table des matières | Table

Figure II.3-Table attributaire (calcul géométrique) ARC GIS

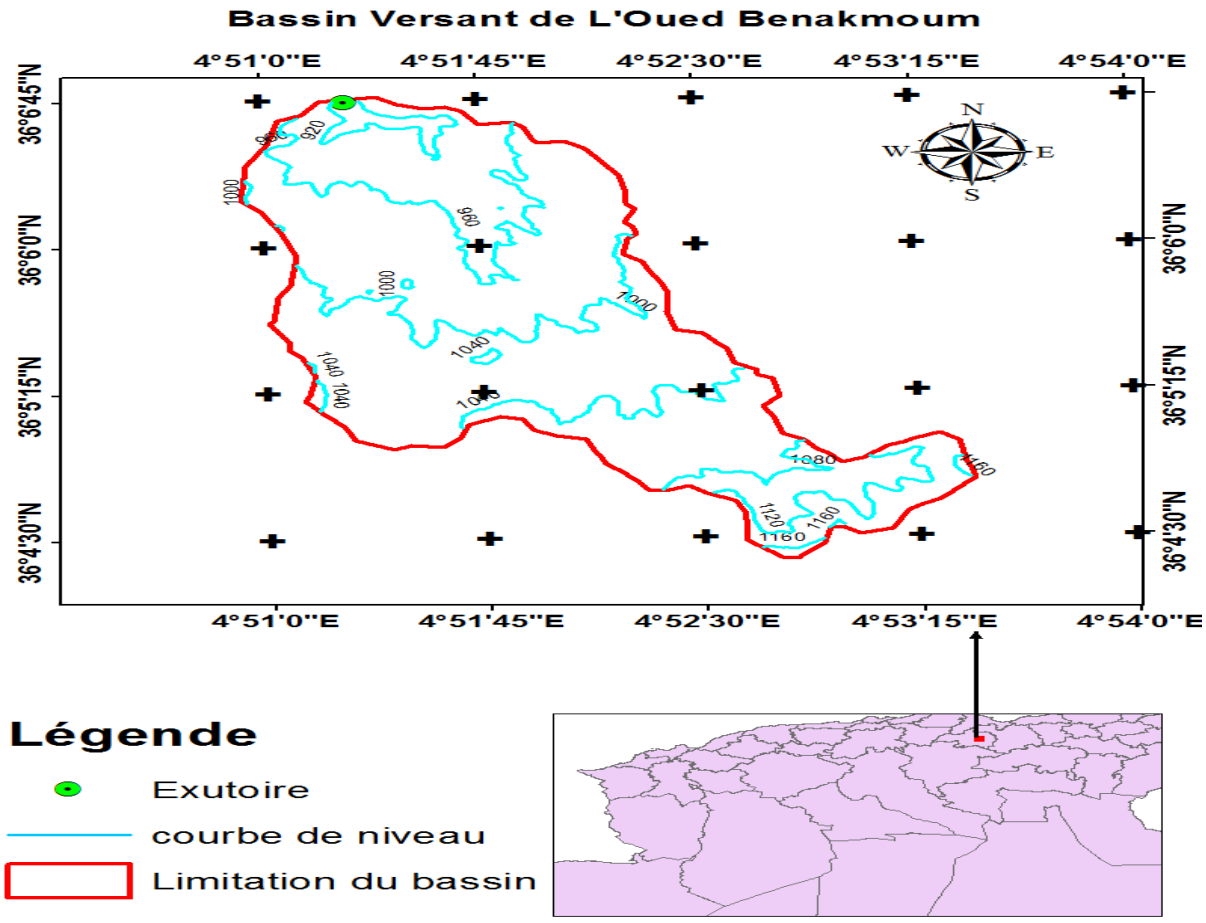


Figure II.4-Délimitation du bassin versant d'Oued Benkmum

II.3.1.2 Paramètres de forme

II.3.1.2.1 Indice de compacité (GRAVELIUS)

L'indice de compacité, ou indice de Graveluis est un paramètre indicateur de la forme du bassin versant ; il renseigne aussi sur la vitesse de concentration des débits, la puissance des crues et l'importance de l'activité de l'érosion du sol.

Ce paramètre se détermine en comparant le périmètre du bassin versant à étudier à celui d'un cercle qui a la même surface.

$$Kc = 0{,}28\frac{P}{\sqrt{S}} \qquad \text{(II.1)}$$

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

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

Alors : KC =1.51 >1

II.3.1.2.2 Coefficient d'allongement

Il est donné par la formule suivante :

AN : Ca= *L*2/s =3.68 (II.03)

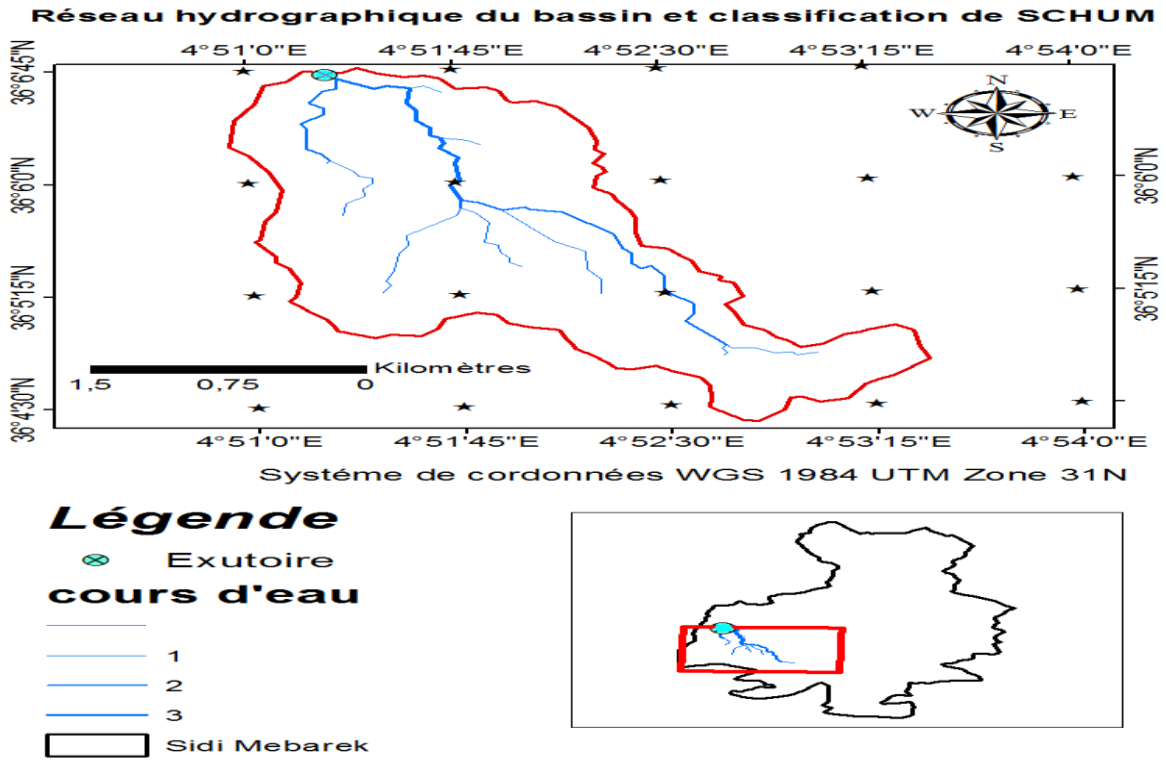


Figure II.5-Réseau hydrographique du bassin versant

II.3.1.2.3 Rectangle équivalent

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

$$L,l=Kc\frac{\sqrt{s}}{1,128}\left(1\pm\sqrt{1-(\frac{1,128}{Kc})^2}\right) \qquad (II.3)$$

AN: lr = 1, 23 Km

Lr = 6.03 Km

II.3.1.3 Paramètres du relief

Le relief conditionne de façon importante l'hydrologie d'un bassin versant, une pente forte entraîne un écoulement plus rapide donc un temps de concentration des débits plus court On caractérise souvent le relief par la courbe hypsométrique qui donne la répartition de la surface du bassin versant suivant l'altitude.

II.3.1.3.1 Courbe hypsométrique

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

Tableau II.1-Hypsométrie du bassin versant de l'Oued Benkmum

Elévation	bornes sup	Si Km2	%Si	Si cumulées	%cumulées
989	989	0	0	0	0
989-900	900	0,009533	0,13%	0,01	0,13%
900-930	930	0,280238	3,80%	0,290238	3,93%
930-960	960	0,901552	12,22%	1,19179	16,15%
960-990	990	1,688526	22,90%	2,880316	39,05%
990-1020	1020	1,707619	23,15%	4,587935	62,20%
1020-1070	1070	1,762901	23,90%	6,350836	86,10%
1070-1120	1120	0,576431	7,82%	6,927267	93,92%
1120-1184	1184	0,447978	6,07%	7,375245	100,00%

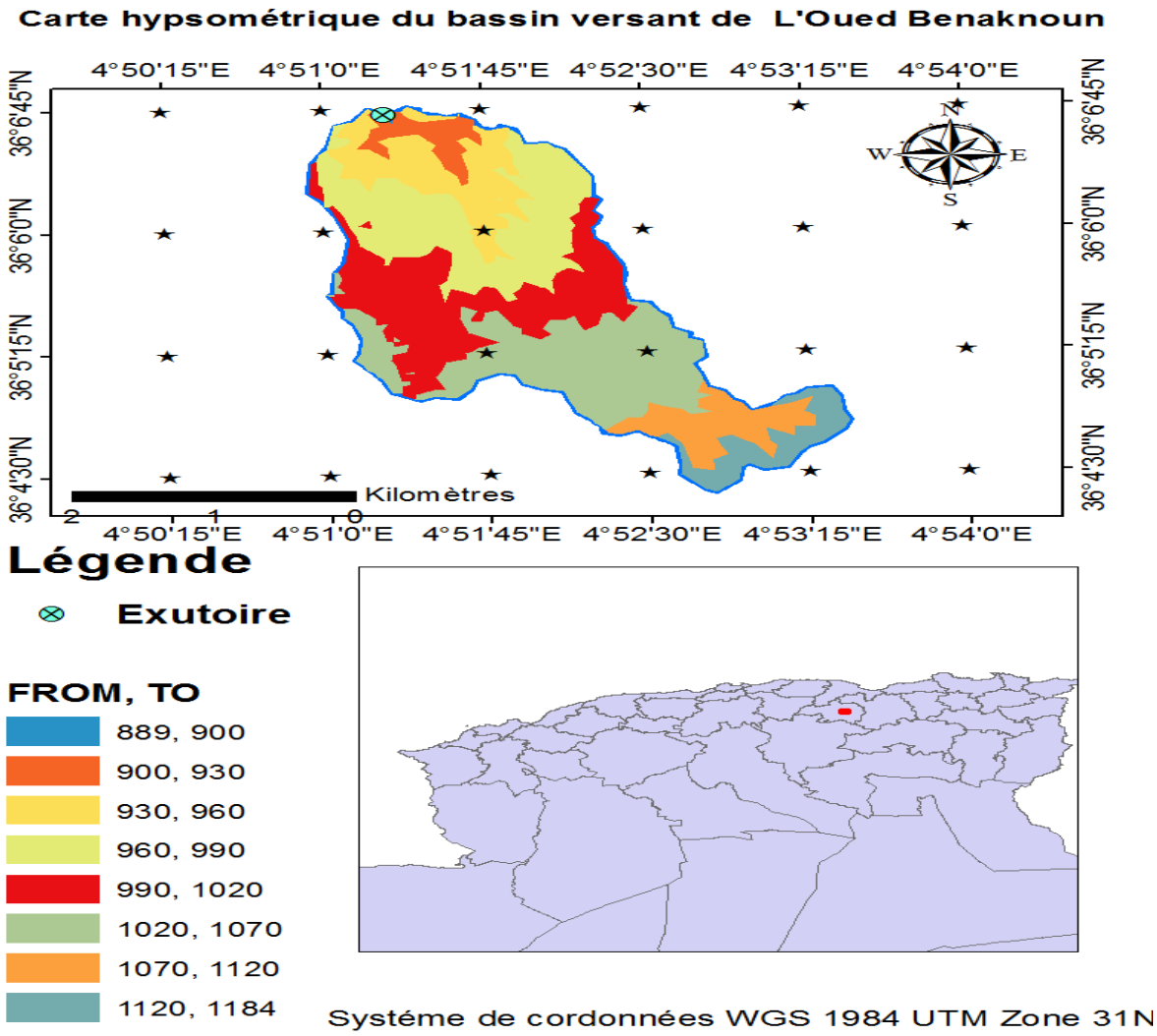


Figure II.6-Cartes hypsométrique

La courbe hypsométrique est représentée par la Figure (II.6).

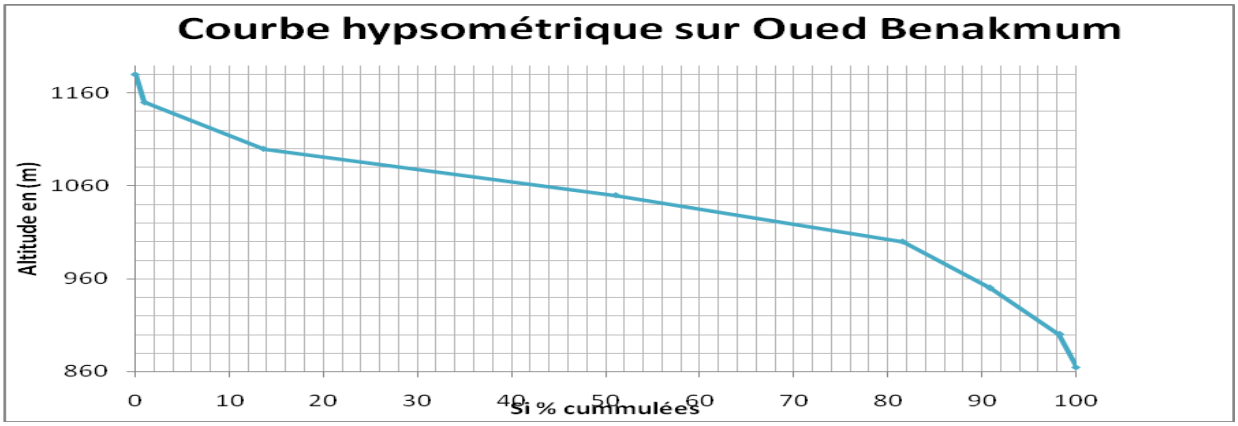


Figure II.7-Courbe hypsométrique du bassin versant d'Oued Benkmum

Tableau II.2-Longeue des courbes de niveau

N	Courbes de niveau (m,NGA)	ΔH	Longueur__m_
1	920	40	2556,325432
2	960	40	6058,630082
3	1000	40	5783,879476
4	1040	40	3821,42533
5	1080	40	1752,09005
6	1120	40	3276,821379
7	1160	40	747,908537

On tire de courbe hypsométrique :

-L'altitudeH5% =**1035m**

-L'altitudeH95%=**920 m**

-L'altitude médiane H50% : C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%. C'est l'altitude médiane.

H50% = 1055 m NGA

II.3.1.3.2 Altitude moyenne du bassin versant

L'altitude moyenne se déduit directement d e la courbe hypsométrique, elle définit comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^{n} S_i H_i}{S_{bv}} \qquad \text{(II.4)}$$

AN : Hmoye =1054.8 m

Avec : Si : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km2).

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m).

Sbv : Superficie du bassin versant (Km2).

II.3.1.3.3 Indice de pente globale I g (m/km)

Cet indice est déterminé par la formule suivante :

$$Ig = \frac{D}{L} \qquad \text{(II.5)}$$

D: Dénivelée simple H5% - H95%.

L: Longueur du rectangle équivalent (Km)

- AN : Ig = 19.2 m/k m-
- Ig = 1.92%

Tableau II.3-classes de relief avec leur description

R1	Relief très faible	$I_g < 0.002$	R4	Relief modéré	$0.01 < Ig < 0.02$
R2	Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$	R5	Relief assez fort	$0.02 < Ig < 0.05$
R3	Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.010$	R6	Relief fort	$0.05 < Ig < 0.1$

D'après le tableau II.3 et la valeur de la pente globale trouvée,le relief de notre bassin versant appartient à la classe R4 qui représente un relief modéré.

II.3.1.3.4 Indice de pente moyenne

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent. C'est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin

$$Ipm = \frac{Hmax - Hmin}{L} \qquad \text{(II.6)}$$

II.3.1.3.5 Dénivelée spécifique

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

$$Ds = Ig\sqrt{S} \qquad \text{(II.7)}$$

AN: Ds=51.58 m

Tableau II.4-classification type de relief

R1	Relief très faible	DS<10m
R2	Relief faible	10m<DS<25m
R3	Relief assez faible	25m<DS<50m
R4	Relief modéré	50m<DS<100m
R5	Relief assez fort	100m<DS<250m

R6	Relief fort	250m<DS<500m
R7	Relief très fort	DS>500m

D'après la classification le dénivelé spécifique du bassin se trouve dans la classe R7 : **donc relief modéré**

II.3.1.3.6 Temps de concentration

C'est le temps que mettra la première goutte d'eau tombée au point hydrologiquement le plus éloigné du bassin versant pour arriver à l'exutoire, Nous avons plusieurs formules pour son calcul :

- **Formule de GIANDOTT :**

$$Tc = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8.\sqrt{Hmoy - Hmin}} \qquad (II.8)$$

A : Surface du bassin versant en [Km2] ;

L : longueur du talweg principale en [Km];

Hmoy, Hmin : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

AN : Tc = 2.45 h

- **Formule de TURRAZZA :**

$$Tc = 1.662 * S\text{^}0.5 \qquad (II.9)$$

Avec :

S:Superficie du bassin versant(Km2).

AN : Tc = 4.50 heure.

- **La formule de KIRPICH :**

$$Tc=0.6615(Lp)^{0.77}\ Im^{0.385} \qquad (II.10)$$

Avec :

LP : longueur du cours d'eau principal (m)

Im : Pente moyenne du bassin versant m/m

AN : = 167.65 min

Tableau II.5-Récapitulatif du temps de concentration par différentes relations

Formules	Temps de concentration
GIANDOTTI	**2.45 heure**
TURRAZZA	4.5 heure
Kirpich	2.79 heure

Pour l'aspect sécuritaire et D'après l'analyse des différentes formules empiriques et devant la disparité des résultats, il ressort qu'on écarte les valeurs VENTURA et Kirpich et on prend la valeur de **Giandotti** car dans le contexte Algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par la formule de Giandotti (1937) d'où la valeur du temps de concentration choisie est **Tc =2.45 heure.**

II.3.1.3.7 Vitesse de ruissellement

$$V_r=\frac{Lp}{Tc} \quad (Km/h) \qquad (II.11)$$

Lp : Longueur du cours d'eau principal (Km);

Tc : Temps de concentration (h).

AN: Vr=3 km/h

II.3.2 Densité de drainage Dd:

$$Dd=\frac{\sum \mathbf{Li}}{\mathbf{S}} \ (\frac{\mathbf{km}}{\mathbf{km2}}) \qquad (II.12)$$

Li: Longueur totale des talwegs du BV

AN: Dd=0.85 (km/km2)

II.3.2.1.1 Coefficient de torrentialité

$$Ct = \frac{Dd.F1}{S} \qquad (II.13)$$

Dd: densité de drainage.

F1: est le rapport entre le nombre de thalwegs d'ordre 1 et la surface globale F1=27

AN : Ct=3.08

II.3.3 Caractéristiques hydrographiques du bassin

II.3.3.1 Profil en long de cours d'eau principal

A L'aide du logiciel Arc Gis et le réseau hydrographique on va désigniez le profil de L'Oued Benakmu

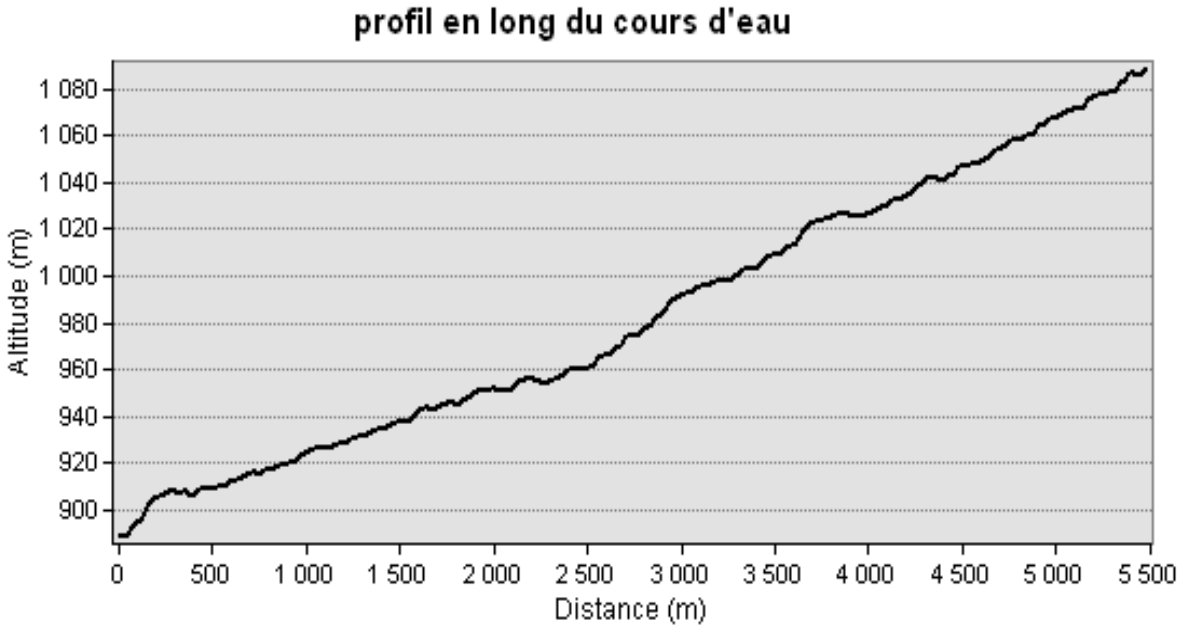


Figure II.8-profil en long du cours d'eau principal

Tableau II.6-Caractéristiques Morpho métriques du bassin versant

Désignation	Symbole	Unités	Valeurs
Superficie	S	Km2	7.37
Périmètre	P	Km	14.58
Longueur du thalweg principal	L	Km	6.2
Indice de compacité	Kc	-	1.40
Rectangle Equivalent Longueur	Lr	Km	6.02
Rectangle Equivalent Largeur	Ir	Km	1.22
Altitude Maximale	Hmax	m	1184.00
Altitude Minimale	Hmin	m	909.00
Altitude Moyenne	Hmoy	m	1009.00
Indice de pente global	Ig	m/Km	22.08
Pente moyenne	P	m/Km	103.94
Dénivelée spécifique Ds	Ds	m	57.82
Coefficient d'allongement	Ca	5.14	3.7
Vitesse de ruissellement	VT	Km /h	2.45
Densité de drainage	Dd	Km/Km2	0.86
Coefficient de torrentialité	Ct		3.08
Temps de concentration	Tc	h	2.45

II.4 Caractéristiques climatiques

Les données climatologiques exploitées sont celles de la station de B.B.A (**050904**) Ces données sont consignées dans les tableaux qui suivant :

Tableau 7-caractéristiques de la station de B.B.A.

station	code	X	Y	Z
B.B.A.	050905	44547 E	360418	922

II.4.1 Les données de température

Les données de température de la station de Bassin versant (1996-2014) ont été corrigées selon la différence d'altitude entre la station de B.B.A. et l'altitude moyenne du bassin versant, Nous reprenons le gradient thermique utilisé pour l'est d'Algérie (0.5°C/100m).

Tableau II.8-Températures minimales moyennes mensuelles (1996-2014).

Station	Jan	fév	Mar	avr	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept	octo	Nov	déc	Moy
T°moy B.B.A.	6.40	6.87	10.62	13.55	18.26	24.02	27.85	26.98	21.56	17.15	10.55	7.00	**15.90**
T°moy B.V.	5.54	6.01	9.76	12.68	17.39	23.16	26.99	26.12	20.69	16.29	9.68	6.13	**15.04**

La température moyenne annuelle est de **15.04** °C, les mois les plus chauds sont ceux d'été (soit Juin, Juillet et Août), par contre les plus froids sont ceux de l'hiver (soit décembre janvier et février).

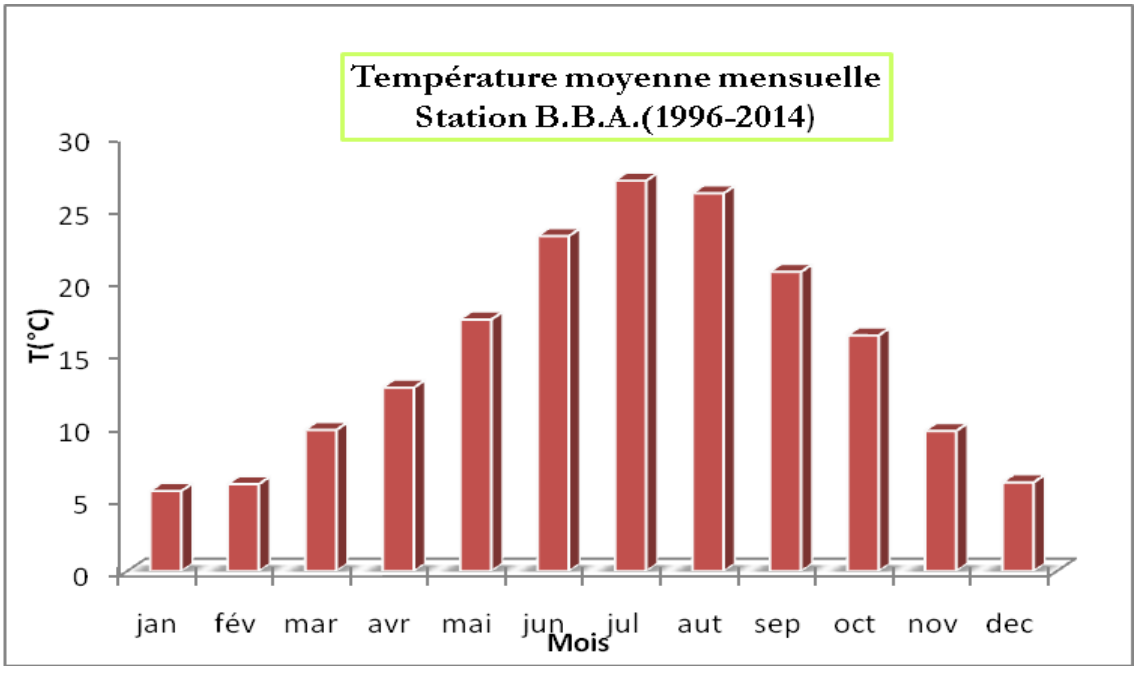


Figure II.9-répartition des températures moyennes (Bassin versant)

II.4.2 Humidité de l'air

L'humidité relative est plus ou élevée et varie d'un mois à un autre durant toute l'année. L'humidité moyenne est de 61.02%; celle du maximum est 77.10% pour le mois de décembre. Alors que l'humidité minimale est de 39.66% relevée durant le mois de juillet

Tableau II.9-Humidité relatives' moyennes mensuelles (Station: B.B.A.).

Mois	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juil	Aoû	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
H%	75.9	72.1	64.6	62.5	57.7	47.2	39.7	43.6	57.2	62.7	72.1	77.1	61.02

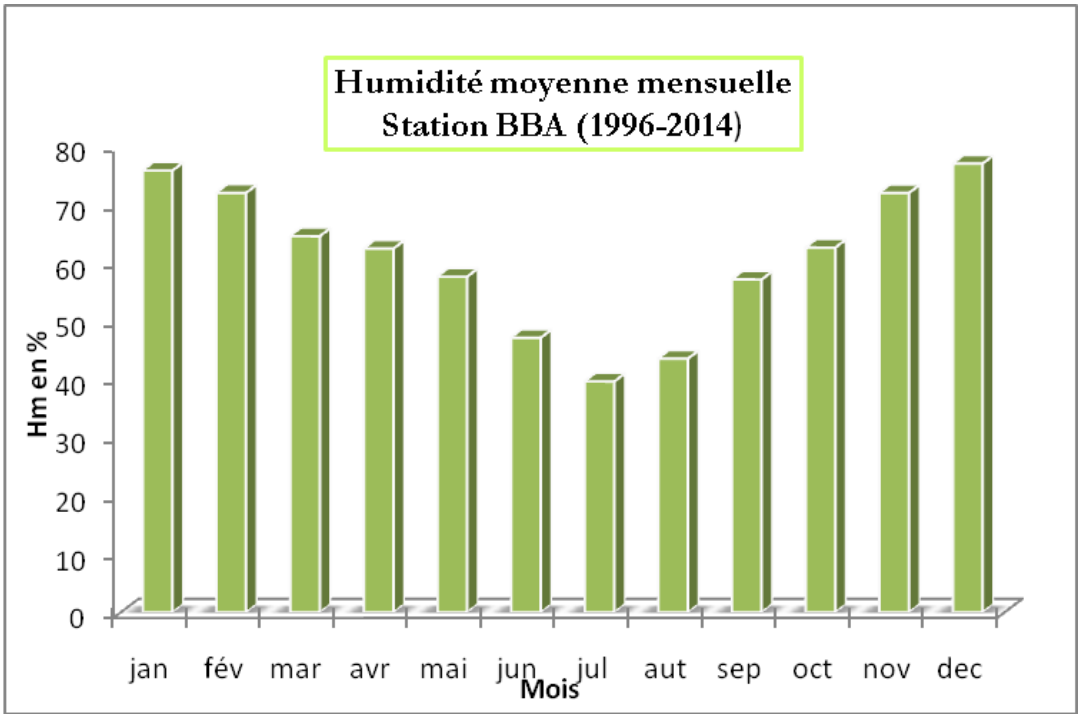


Figure II.10-Histogramme de l'humidité relative de l'air (Station: B.B.A.).

II.4.3 Évaporation:

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station, L'évaporation moyenne annuelle retenue est de **1400.96 mm**, comme on le remarque dans le tableau N° 10 ci-après. Elle est minimale durant les mois d'hiver décembre, janvier et février), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (juin, juillet et août).

Tableau II.10-Evaporations moyennes mensuelles (Station: B.B.A.).

Mois	**Sept**	**oct**	**nov**	**Déc**	**Jan**	**fév**	**Mar**	**avr**	**mai**	**jui**	**juillet**	**Août**	**Somme**
Emm	135.2	107.6	54.9	36.4	45.3	50.2	84.7	96.0	130.1	193.2	248.2	219.1	1400.96

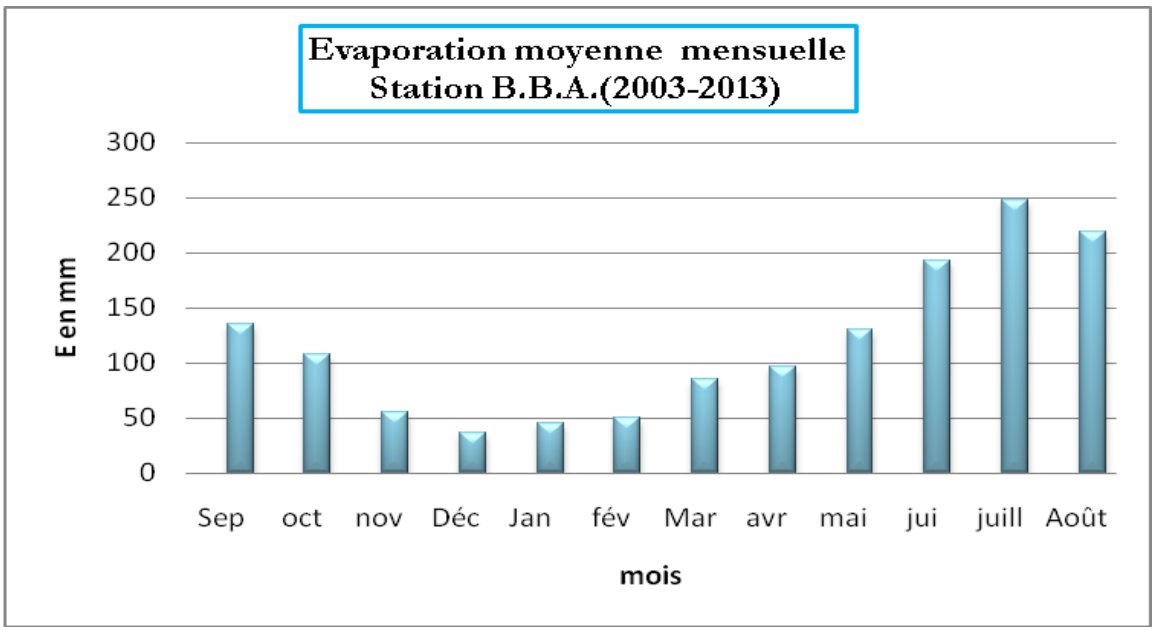


Figure II.11-Histogramme de l'Evaporation moyenne mensuelle (B.B.A.).

II.4.4 Insolation

L'insolation moyenne annuelle retenue est de **3027.65 mm**, comme on le remarque dans le tableau N°11 ci-après. Elle est minimale durant les mois d'hiver décembre, janvier et février), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (juin, juillet et août).

Tableau II.11-Insolation moyennes mensuelles (Station: B.B.A.)

Mois	Sept	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juille	Août	Somme
Emm	249.75	231.07	168.33	158.16	209.52	197.77	243.08	252.96	295.15	333.80	355.06	332.98	3027.65

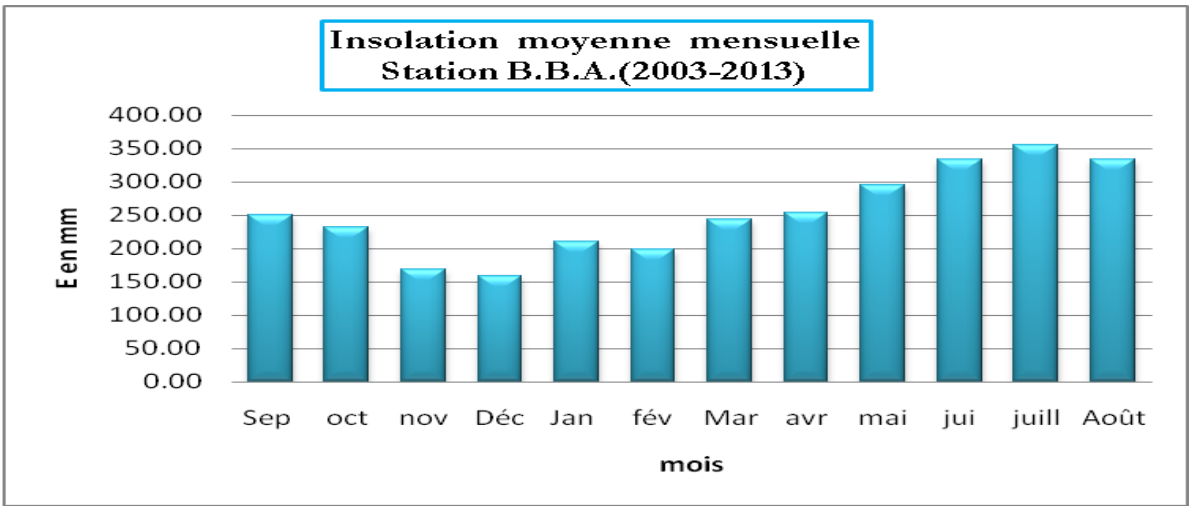


Figure II.12-Histogramme de l'Insolation moyenne mensuelle (B.B.A.).

II.4.5 La vitesse de vent:

Les vitesses moyennes annuelles retenue est de **2.08 m/s**, comme on le remarque dans le tableau N° 12 ci-après, la plus grande valeur a été observée au mois de 2.4 m/s

Tableau II.12-Vitesses de vent moyennes mensuelles (Station: B.B.A.).

Mois	**Sept**	**oct**	**nov**	**Déc**	**Jan**	**fév**	**Mar**	**avr**	**mai**	**jui**	**juille**	**Août**	**Somme**
Vm B.B.A.	2.0	1.8	2.0	1.8	2.0	2.3	2.4	2.3	2.1	2.1	2.2	2.1	2.08

II.4.6 Précipitations

Le but de la mesure des précipitations en un point est d'obtenir un échantillon qui est censé représenter au mieux les précipitations sur toute une région. La région concernée par une mesure ponctuelle aura une superficie variable selon la densité du réseau dépostes d'observations. Le calcul de la pluie moyenne sur une surface plus ou moins étendue repose sur l'hypothèse que la pluie ponctuelle est représentative des régions alentours.

Les données pluviométriques utilisées sont les pluies de la station de SIDI EMBAREK période (1978/2014) dont une série de 34 ans.

Tableau II.13-caractéristiques de la station de Sidi Embarek

station	code	X	Y	Altitude	Années d'observation
SIDI M'BAREK	150801	698.945	313.593	1011	34

(Source : ANRH)

Les résultats de la susdite élaboration sont rapportés dans le suivant tableau (II-14).

Tableau II.14-Pluies moyennes mensuelles (Station: Sidi M'Barek)

Année	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC	Somme
1978	3.9	21.4	14.2	2.7	33.7	29.2	21.1	38.1	17	35.7	0	0	217
1979	21.3	15.1	9.5	0	12.6	17.1	58.4	36.9	54.4	4.8	0	0.2	230.3
1980	5.7	7.5	43.3	81.9	13.9	41.6	24.2	31	16.6	17.1	0	15.1	297.9
1981	17.6	28.8	6.7	36.3	71	35.3	55.2	52.1	72.5	18.9	0	3.9	398.3
1982	34.1	60	80.8	33.68	0	21.5	13	38.5	20.1	0	0	25.5	327.18
1983	0	12.2	9.9	12	73.5	20.5	48.6	26.5	25	12.3	5.2	11.2	256.9
1984	1.1	73.5	15.3	55.7	59.9	19.2	52.6	15.9	41.9	0	0	0	335.1
1985	66.7	47.9	29.2	23.4	34.2	21.6	53.7	9.1	12.5	32.1	0	0.8	331.2
1986	52.5	44.3	48.7	82	29	66.6	34.7	10.9	10.9	9.5	15.3	6	410.4
1987	2.5	18.5	40.3	23.9	22.1	15.2	23.6	31.6	61.6	30.7	0	0	270
1988	17.5	2.7	33.3	88.6	6.4	14.2	22.5	72.5	3.2	30.4	1	52.5	344.80
1989	42	6.7	2,8	0,9	2,7	0,0	3,5	5,1	7,6	3,1	0,8	5,7	369.50
1990	33.94	0	50.7	52.2	0	36.5	67	24.6	28.2	6.2	0	9.84	309.18
1991	52.7	79.2	13	12.3	37	25.2	58.9	36.5	96.6	48.3	58.4	0	518.10
1992	31.2	32.8	54.1	23.8	37.2	38.7	13.7	54.6	0	9.8	5.1	9.84	310.84
1993	40.6	1.8	79.3	29.8	12.7	45.1	12	14.3	1.2	0	3.5	1.2	241.50
1994	107	66.1	3.5	6.4	89.7	10.3	45.7	18.8	0	23.5	0	0	371.00
1995	47.9	31.3	12.5	20.2	56.8	75.7	33.8	55	56.1	16	0	17.5	422.80
1996	18.4	0	22.3	28.4	30.3	2.5	4.1	42.2	20.2	14.2	0	13.6	196.20
1997	30.5	29.9	60	15.5	3.7	22.7	0.6	40.1	110	6	0	9.7	328.70
1998	94.4	0	36	15.4	78.5	22.7	20.7	38.82	2.8	22	0	0	331.32
1999	40.4	20.2	13.4	46.7	1.3	0	12.3	3.5	69.5	15.3	0	1.8	224.40
2000	9.8	22.2	12.2	38.1	66.8	11.8	6.3	44.8	14.1	0	0	0	226.10
2001	87.6	0	13.3	1.5	16.7	22.5	12	4.3	3.9	0	3.9	28.1	193.80
2002	0	2.3	91.3	64.6	151	19.4	21	81.9	19.2	30	0	14	494.70
2003	3	70.5	31.05	107	20.5	0	46.5	70.9	82.2	34	0	12	477.65
2004	21	23.1	44.6	86	24	32.8	13	50.3	0	14.5	1.2	0	310.50
2005	20	29.3	53.7	25.8	15.6	15	2.8	3.5	64.1	0	0	0	229.80
2006	50	0	1.4	13.4	4.6	19.4	91.8	86.7	19.8	2.7	0	2.2	292.00
2007	86	34.5	14.3	0	0	16	22.5	20.5	55	0	2.5	25	276.30
2008	20	26.5	30.5	58	77.5	38	44	62	0.7	0	0	0	357.20
2009	53.4	15	32.5	43	25	52	40.5	51.7	56.5	28	0	37.5	435.10
2010	0	32	33	30	16.5	93	22	81.5	52	15.5	0	0	375.50
2011	75	38	25.5	12	0	62	31.1	58.5	3.5	0	0	0	305.60
moy	**34.93**	**26.27**	**31.97**	**34.67**	**33.79**	**28.33**	**31.33**	**39.97**	**34.32**	**14.97**	**3.06**	**10.42**	**324.00**

(Source DRE)

Tableau II.15-Distribution moyenne mensuelle des pluies (Station: SIDI M'BAREK).

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	¦P (mm)
P(mm)	34.32	14.97	3.06	10.42	34.93	26.27	31.97	34.67	33.79	28.33	31.33	39.97	**324.00**
(%)	10.59	4.62	0.94	3.22	10.78	8.11	9.87	10.70	10.43	8.74	9.67	12.33	100.00

(Source : ANRH)

Le tableau N°15 montre la distribution moyenne mensuelle des pluies de la station de SIDI M'BAREK période (1978/2011).

Remarque: Les données exploitées de la station de reference Sidi M'Brek se limitent à l'année 2011 donnant ainsi une taille de 34 ans ce qui est appréciable et conviendrait mieux pour un tel projet en terme de retenue collinaire.

II.5 Apports liquides

II.5.1 Apports moyens annuels

En raison de l'absence des stations hydrométriques sur l'Oued Benakmum, l'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques suivantes :

- ✓ **Formule de SAMIE**
- ✓ **Formule de MALLET et GAUTHIER**
- ✓ **Formule de SOGREAH**
- ✓ **Formule ANRH**
- ✓ **Formule de TURC**
- ✓ **Formule de COUTAGNE**
- ✓ **Formule de DERRI**

Formule de SAMIE :

$$Le=P^2(293 -2.2\sqrt{s}) \qquad (II.14)$$

$$A =Le* S *10^{-3} \qquad (II.15)$$

Le: Lame d'eau écoulée

P: pluie moyenne annuelle, m.

A: Apport moyen annuel, Hm3.

S: surface du bassin versant Km.

Ainsi: **AN :**

Le (mm)	**30.13**
A (hm^3)	**0.21**

Formule de MALLET et GAUTHIER:

$$Le = 0{,}6 * P\left(1 - 10^{-0{,}36P^2}\right) * 10^3 \quad \text{(II.16)}$$

$$A = Le * S * 10^{-3} \quad \text{(II.17)}$$

P: pluie annuelle, exprimée en m.

AN :

Le (mm)	**16.21**
A (hm^3)	**0.11**

Formule de SOGREAH:

$$Le = 720\left(\frac{P - 150}{1000}\right)^{1{,}85} \quad \text{(II.18)}$$

$$A = Le * S * 10^{-3} \quad \text{(II.19)}$$

P**:** pluie annuelle, exprimée en (mm).

Le (mm)	**28.35**
A (hm^3)	**0.20**

Formule ANRH$_1$:

$$Le = P * \left(1 - 10^{-KP^2}\right) * 10^3 \quad \text{(II.20)}$$

$$K = \alpha - 0{,}01 * LogS \ , \quad \text{avec } \alpha = 0{,}108 \quad \text{(II.21)}$$

$$A = Le * S * 10^{-3} \quad \text{(II.22)}$$

P: pluie annuelle, exprimée en (m).

Le (mm)	**7.71**
A (hm^3)	**0.05**

Formule de COUTAGNE:

$$Le = \left(0{,}164 - 0{,}00145 * \sqrt{S}\right) * P \, . \quad \text{(II.23)}$$

$$A = Le * S * 10^{-3} \, . \quad \text{(II.24)}$$

P: pluie annuelle, exprimée en (mm)

Le (mm)	**51.90**
A (hm^3)	**0.36**

Formule de DERRİ:

$$Le = 11,8 * \left(\frac{P}{1000}\right)^{2.82} * 31,536 \quad \text{(II.25)}$$

$$A = 0,915 * P^{2,684} * S^{0,842} \quad \text{(II.26)}$$

P: pluie annuelle, exprimée en (mm)

Le (mm)	**15.51**
A (hm^3)	**0.23**

Tableau II.16-Récapitulatif du calcul de la lame d'eau et de l'apport moyen annuel.

FORMULES	SAMIE	MALLETET-GAUTHIER	SOGREAH	ANRH	COUTAGNE	DERRI
Lame d'eau écoulée, Le (mm)	**30.15**	16.21	**28.35**	51.90	7.71	15.51
Apport moyen annuel (hm^3)	**0.21**	0.11	**0.20**	0.36	0.05	0.23

Devant la disparité des valeurs ainsi trouvées par les formules sus indiquées (Lame d'eau et apport moyen), de ce fait, on a éliminé les valeurs minimales, et on a pris en considération les maximales pour les formules **(SAMIE**; **SOGREAH),** ce qui donne la valeur moyenne de l'apport moyen annuel de **0.205** Hm^3/an, et par conséquent celle de la lame d'eau ruisselée est de **29.25 mm.**

Notons, que les apports de l'Oued Benkmum présentent une distribution très irrégulière sur toute l'année reflétant ainsi les irrégularités propres aux Oueds de l'Algérie du Nord.

Les apports baissent considérablement durant la période s'étendant du mois de Juin au mois d'Août comme le montre le tableau suivant :

Tableau II.17-Distribution moyenne mensuelle des apports.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	∑A(hm^3)
%	1.440	2.280	2.970	10.560	19.320	19.130	20.960	12.800	6.130	2.550	1.020	0.850	100.00
hm^3	0.003	0.005	0.006	0.022	0.040	0.039	0.043	0.026	0.013	0.005	0.002	0.002	**0.205**

II.5.2 Variabilité de l'apport

II.5.2.1 Calcul du coefficient de variation

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation (Cv) estimé dans notre cas; à défaut d'information hydrométrique par des formules empiriques.

Formue de PADOUN:

$$Cv = K\frac{0,93}{M_0^{0,23}} \qquad \text{(II.27)}$$

Avec (0.25 < K < 1), K: Coefficient de réduction de la crue, on le prend =0.9.

M_0= Module de l'écoulement spécifique (L/S/Km^2).

Où: $$M_0 = \frac{A}{S \times Tc} \qquad \text{(II. 28)}$$

A: Apport moyen annuel est de (0.205 Hm^3).

T: Temps de concentration en seconds (8820 secondes).

Formule de SKOLOVSKY -CHEVELEV:

Cette formule étant destinée pour les régions arides et semi arides

$$Cv = 0,78 - 0,291Log(M_0) - 0,0063Log(S+1) \qquad \text{(II. 29)}$$

S: Superficie du bassin versant en (7.35Km^2)

Formule d'UKRUPOVODHOZ:

Cette formule a été établie sur la base des données de l'apport de 21 bassins de petits oueds de l'Algérie du Nord.

$$Cv = \frac{0,70}{M_0^{0,125}} \qquad \text{(II. 30)}$$

Formule d'ANTONOV:

$$Cv = \frac{0,78}{(S+1000)^{0,097}} \qquad \text{(II. 30)}$$

Formule de KRISKY-MENKEL:

$$Cv = \frac{0,83}{S^{0,06}} M_0^{0,27} \qquad \text{(II.31)}$$

Tableau II.18-Récapitulatif du calcul du coefficient de variation

FORMULES	PADOUN	SOKOLOVSKY	UKRUPOVODHOZ	ANTONOV	KRISKY-MENKEL	MOY
C_V	**0.64**	0.62	0.60	0.40	1.02	0.66

On prend le résultat de la moyenne **C_V=0.64**

II.5.3 Etude fréquentielle des apports liquides

Nous adoptons la distribution LOG NORMALE (GALTON) qui s'ajuste bien en général aux séries observées, l'expression de la loi s'écrit:

$$A_{f\%} = \frac{A_o}{\sqrt{(C_v^{\,2}+1)}} e^{u\sqrt{\ln(C_v^{\,2}+1)}} \qquad \text{(II.32)}$$

Où:

A_0: Apport moyen annuel, A_0 (0.205 hm^3).

A_f %: Apport liquide de fréquence donnée.

Cv: Coefficient de variation pris égal à (0.64).

U: variable de Gauss.

Tableau II.19-Les apports liquides de différentes fréquentiels.

Période de retour (Années)	**5**	**10**	**20**	**50**	**5 Sèches**	**10 Sèches**
Fréquence (%)	20	10	5	2	80	90
U	0.84	1.28	1.65	2.057	-0.84	-1.28
Apport liquide (hm^3)	0.274	0.354	0.438	0.558	0.105	0.081
Lame d'eau ruisselée (mm)	0.039	0.051	0.063	0.080	0.015	0.012
Module ($l/s/km^2$)	4.435	5.742	7.103	9.042	1.708	1.319

Tableau II.20-Distribution des apports de fréquence 80%.

Mois	**Sept**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Jan**	**Fév**	**Mars**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juil**	**Aout**	**ΣA (m^3)**
%	1.440	2.280	2.970	10.560	19.320	19.130	20.960	12.800	6.130	2.550	1.020	0.850	**100**
(A) 80%	0.002	0.002	0.003	0.011	0.020	0.020	0.022	0.013	0.006	0.003	0.001	0.001	**0.105**

II.6 Études des crues

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probable des crues d'un cours d'eau, en un point donné, est évidente, en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité de calculer certain ouvrages d'art en vue de leur éventualité ; les dimensions des évacuateurs de crues des retenues collinaires, la hauteur des digues de protection contre l'inondation, etc…, les crues sont des écoulements variables dans lesquelles

les débits atteignent des valeurs importantes ,L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter, Les paramètres définissants une crue est :

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

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

II.6.1 Etude des pluies journalières de différentes fréquences

II.6.2 Test d'homogénéité des données

II.6.2.1 Test non paramétrique (test de Wilcoxon) :

En statistique, le test de Wilcoxon- (ou test U de Mann-Whitney ou encore test de la somme des rangs de Wilcoxon) est un test statistique non paramétrique qui permet de tester l'hypothèse selon laquelle les médianes de chacun de deux groupes de données sont proches.

Comparaison de deux échantillons, ou de plusieurs séries de deux échantillons de même effectif (test de wilcoxon), Deux variétés de blé (x) et (y) ont été comparées au point de vue rendement à l'aide de deux échantillons de 18 et 16 observations portant sur des parcelles de même surface

- **Condition du test de Wilcoxon**

X	Y
217	196.20
230.3	328.70
297.9	331.32
398.3	224.40
327.18	226.10
256.9	193.80
335.1	494.70
331.2	477.65
410.4	310.50
270	229.80
344.80	292.00
369.50	276.30
309.18	357.20
518.10	435.10
310.84	375.50
241.50	305.60
371.00	
422.80	
243,5	**315.2**

D'après Wilcoxon, la série de données est homogène si et seulement si l'inégalité est vérifiée :

$$Wmin < Wy < Wmax$$

$$Wmin=\frac{(N1+N2+1)N1-1}{2}-\mu 1-a/2\sqrt{\frac{N1.N2(N1+N2+1)}{12}} \qquad (II.33)$$

$$Wmax=(N1+N2+1)N1-Wmin \qquad (II.34)$$

Avec :

Wy: Somme des rangs de l'échantillon Y ;

N1:Taille de l'échantillon Y ;

N2:Taille de l'échantillon X ;

μ1−α/2:Variable centrée réduite de Gauss pour un seuil de 95 % égal à1.96

X	Y	ranges-Y
217	196.20	2
230.3	328.70	19
297.9	331.32	21
398.3	224.40	5
327.18	226.10	6
256.9	193.80	1
335.1	494.70	33
331.2	477.65	32
410.4	310.50	16
270	229.80	7
344.80	292.00	12
369.50	276.30	11
309.18	357.20	24
518.10	435.10	31
310.84	375.50	27
241.50	305.60	14
371.00		**261**
422.80		
243,5	**315**	

AN :

- **Wy=261**
- **Wmin=257.7**
- **Wmax=372.3**

Tableau II.21-Résultat du test de Wilcoxon

La taille de l'échantillon	34
N1	18
N2	16
W min	**257.7**
W max	**372.3**
W y	**261**
Condition	**Vérifier**

D'après le test de Wilcoxon, la série des pluies moyennes annuelle est homogène

II.7 Pluie maximale journalière

Les pluies maximales journalières (Pmaxj) de différentes fréquences (ou période de retour) rares sont génératrices de crues exceptionnelles contre lesquelles il faut protéger les ouvrages.

Après l'analyse des séries pluviométriques de la station de SIDI EMBAREK de 34 ans d'observations. Elle représente mieux le régime de la pluviométrie maximale journalière.

II.7.1 Paramètres statistiques de l'échantillon

Observation: 34 ans. Moyenne: 79.168 mm

Ecart type: 21.077

II.7.2 Ajustement des pluies maximales journalières

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué avec la méthode Gumbel à l'aide D'EXCEL, Le traitement des données a été fait à l'aide du logiciel «Hydrolab 2010».

Pour l'étude des pluies journalières de différentes fréquences, on utilise plusieurs lois de distribution pour valider l'ajustement parmi lesquelles:

II.7.2.1 Ajustement à la Loi de GUMBEL:

La loi de Gumel correspond à une fonction de répartition de la forme:

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \qquad (II.35)$$

F(x): fréquence au dépassement de la valeur x;

α, x0: coefficient d'ajustements.

X_0: paramètre de position (mode).

α: Paramètre d'échelle diffèrent de zéro et positif appelé aussi «gradex».

Par un changement de variable:

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} \; ; \; x = \overline{P}_{\max j}$$

L'équation de droite de GUMBEL:

$$\overline{P}_{\max j} = \frac{1}{\alpha} Y + X_0 \qquad (II.36)$$

Y: Variable de la droite de GUMBEL:

$$Y = -[\ln(-\ln(F(x))]$$

Où: $F(x) = m - 0.5/N$

m: Ordre de classement ;

N: Taille de l'échantillon;

$\frac{1}{\alpha}$, $\mathbf{X_0}$: Sont déterminées par la méthode des moments.

Les Paramètres statistiques de l'échantillon sont:

- Nombres des échantillons : **n** = 34 ans
- La moyenne $\overline{P}_{\max j}$ = **69.682 mm**
- L'écart type σ = 16.44.

- Coefficient de variation $C_v = \sigma / \overline{P}_{max\ j} = 0,236.$

Les résultats obtenus par les différentes fréquences sont récapitulés dans le tableau **N°22.**

Tableau II.22-Ajustement à la loi de gumbel

Taille n°	34							
	Mode=	**69.682**			I.C. à (en %) =	**80**	U Gauss=	**1.282**
	Gradex =	**16.440**						
Observations classées	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
Obs.1	38.1	1	0.0147	-1.440	38.1	46.013	37.932	51.593
Obs.19	42.2	2	0.0441	-1.138	42.2	50.971	44.087	55.911
Obs.15	54.6	3	0.0735	-0.959	54.6	53.909	47.681	58.524
Obs.32	56.5	4	0.1029	-0.821	56.5	56.178	50.420	60.579
Obs.2	58.4	5	0.1324	-0.704	58.4	58.104	52.713	62.353
Obs.10	61.6	6	0.1618	-0.600	61.6	59.822	54.731	63.965
Obs.28	64.1	7	0.1912	-0.504	64.1	61.404	56.562	65.475
Obs.8	66.7	8	0.2206	-0.413	66.7	62.891	58.257	66.920
Obs.23	66.8	9	0.2500	-0.327	66.8	64.312	59.852	68.327
Obs.13	67	10	0.2794	-0.243	67	65.687	61.369	69.714
Obs.22	69.5	11	0.3088	-0.161	69.5	67.031	62.827	71.095
Obs.4	72.5	12	0.3382	-0.081	72.5	68.355	64.239	72.482
Obs.6	73.5	13	0.3676	-0.001	73.5	69.671	65.617	73.884
Obs.7	73.5	14	0.3971	0.079	73.5	70.987	66.969	75.311
Obs.34	75	15	0.4265	0.160	75	72.311	68.306	76.771
Obs.12	75.5	16	0.4559	0.241	75.5	73.650	69.635	78.272
Obs.18	75.7	17	0.4853	0.324	75.7	75.014	70.964	79.822
Obs.31	77.5	18	0.5147	0.409	77.5	76.410	72.302	81.432
Obs.16	79.3	19	0.5441	0.497	79.3	77.846	73.658	83.110
Obs.5	80.8	20	0.5735	0.587	80.8	79.333	75.042	84.869
Obs.3	81.9	21	0.6029	0.681	81.9	80.883	76.463	86.721
Obs.9	82	22	0.6324	0.780	82	82.509	77.934	88.683
Obs.27	86	23	0.6618	0.885	86	84.226	79.471	90.775
Obs.30	86	24	0.6912	0.996	86	86.056	81.089	93.022
Obs.24	87.6	25	0.7206	1.116	87.6	88.024	82.812	95.456
Obs.11	88.6	26	0.7500	1.246	88.6	90.164	84.669	98.121
Obs.29	91.8	27	0.7794	1.389	91.8	92.524	86.698	101.076
Obs.33	93	28	0.8088	1.550	93	95.170	88.955	104.408
Obs.21	94.4	29	0.8382	1.735	94.4	98.200	91.521	108.243
Obs.14	96.6	30	0.8676	1.952	96.6	101.775	94.529	112.787
Obs.17	107	31	0.8971	2.220	107	106.175	98.207	118.403
Obs.26	107	32	0.9265	2.572	107	111.968	103.022	125.824
Obs.20	110	33	0.9559	3.098	110	120.620	110.172	136.951
Obs.25	151	34	0.9853	4.212	151	138.929	125.210	160.589

Les résultats de calcul sont présentés dans les tableaux suivant :

Fréquence	U.Gumbel	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. thé	Pér. Ret.
0.999	6.907	183.238	161.392	218.002	183.238	0.999	1000.0
0.998	6.214	171.834	152.094	203.211	171.834	0.998	500.0
0.995	5.296	156.745	139.780	183.653	156.745	0.995	200.0
0.99	4.600	145.309	130.432	168.842	145.309	0.990	100.0
0.98	3.902	133.830	121.030	153.997	133.830	0.980	50.0
0.95	2.970	118.512	108.433	134.237	118.512	0.950	20.0
0.9	2.250	106.678	98.626	119.046	106.678	0.900	10.0
0.8	1.500	94.341	88.249	103.362	94.341	0.800	5.0
0.5	0.367	75.707	71.631	80.619	75.707	0.500	2.0
0.2	-0.476	61.858	57.083	65.914	61.858	0.200	5.0
0.1	-0.834	55.970	50.170	60.389	55.970	0.100	10.0

Tableau II.23-Pluies maximales journalières par les différentes fréquences.

Fréquence (%)	1	2	5	10	50	99
Période de retour (ans)	100	50	20	10	2	10
$\overline{P}_{max\,j}$ (mm)	145.309	133.830	118.512	106.678	75.707	55.970

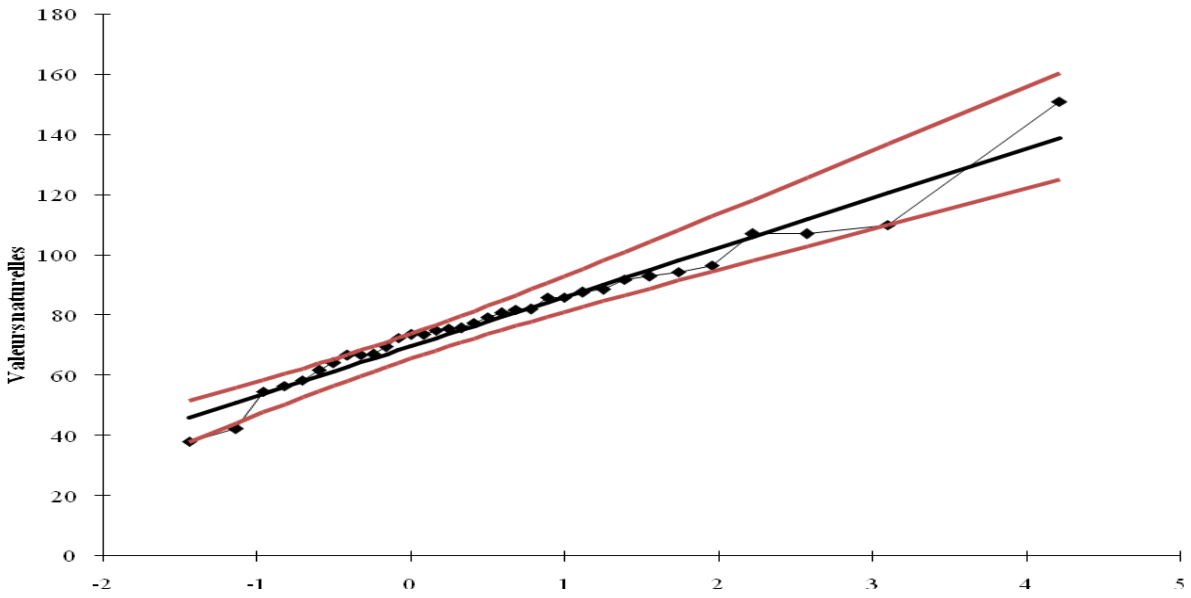


Figure II.13-Figure de l'ajustement a la loi de gumbel

II.7.2.2 Ajustement à la Loi de Galton:

Une variable aléatoire X a une distribution log normale lorsqu'Y=lnX est normale. La loi de GALTON résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de répartition est donnée par:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \qquad \text{(Fréquence au non dépassement)} \quad \text{(II.37)}$$

1ère forme de la loi log normal:

La variable réduite **u** est de la forme:

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \qquad \text{(II.38)}$$

L'équation de la variable réduite présente sous la forme $\ln x = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$ est l'équation d'une droite sur papier Gausso–logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau N°24 et la figure N°24:

Tableau II.24-Ajustement à la loi de galton.

Taille n°	**34**							
	Moyenne $\ln(x-x_0)$=	**4.34**			I.C. à (en %) =	**80**	U Gauss=	**1.282**
	Ecart type $\ln(x-x0)$=	**0.27**						
Observations classées	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
Obs.1	38.1	1	0.0147	-2.178	38.1	42.869	37.854	47.176
Obs.19	42.2	2	0.0441	-1.705	42.2	48.623	43.771	52.813
Obs.15	54.6	3	0.0735	-1.450	54.6	52.034	47.299	56.160
Obs.32	56.5	4	0.1029	-1.265	56.5	54.661	50.018	58.748
Obs.2	58.4	5	0.1324	-1.115	58.4	56.882	52.315	60.946
Obs.10	61.6	6	0.1618	-0.987	61.6	58.855	54.351	62.909
Obs.28	64.1	7	0.1912	-0.874	64.1	60.663	56.211	64.718
Obs.8	66.7	8	0.2206	-0.770	66.7	62.355	57.946	66.422
Obs.23	66.8	9	0.2500	-0.674	66.8	63.964	59.588	68.054
Obs.13	67	10	0.2794	-0.585	67	65.513	61.162	69.635
Obs.22	69.5	11	0.3088	-0.499	69.5	67.019	62.685	71.184
Obs.4	72.5	12	0.3382	-0.417	72.5	68.496	64.170	72.714
Obs.6	73.5	13	0.3676	-0.338	73.5	69.956	65.628	74.238
Obs.7	73.5	14	0.3971	-0.261	73.5	71.406	67.068	75.764
Obs.34	75	15	0.4265	-0.185	75	72.858	68.500	77.304
Obs.12	75.5	16	0.4559	-0.111	75.5	74.318	69.930	78.866
Obs.18	75.7	17	0.4853	-0.037	75.7	75.795	71.366	80.460
Obs.31	77.5	18	0.5147	0.037	77.5	77.298	72.816	82.095
Obs.16	79.3	19	0.5441	0.111	79.3	78.834	74.288	83.781
Obs.5	80.8	20	0.5735	0.185	80.8	80.414	75.789	85.530
Obs.3	81.9	21	0.6029	0.261	81.9	82.049	77.329	87.356
Obs.9	82	22	0.6324	0.338	82	83.750	78.920	89.273
Obs.27	86	23	0.6618	0.417	86	85.534	80.573	91.302
Obs.30	86	24	0.6912	0.499	86	87.419	82.305	93.464
Obs.24	87.6	25	0.7206	0.585	87.6	89.429	84.136	95.791
Obs.11	88.6	26	0.7500	0.674	88.6	91.595	86.091	98.321
Obs.29	91.8	27	0.7794	0.770	91.8	93.959	88.205	101.108
Obs.33	93	28	0.8088	0.874	93	96.579	90.528	104.228
Obs.21	94.4	29	0.8382	0.987	94.4	99.546	93.132	107.795
Obs.14	96.6	30	0.8676	1.115	96.6	102.999	96.131	111.990
Obs.17	107	31	0.8971	1.265	107	107.184	99.728	117.133
Obs.26	107	32	0.9265	1.450	107	112.595	104.323	123.866
Obs.20	110	33	0.9559	1.705	110	120.495	110.935	133.852
Obs.25	151	34	0.9853	2.178	151	136.666	124.190	154.774

Fréquence	U.Gumbel	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. thé	Pér. Ret.
0.999	3.090	174.229	153.957	205.365	174.229	0.999	1000.0
0.998	2.878	164.667	146.489	192.255	164.667	0.998	500.0
0.995	2.576	151.935	136.437	175.035	151.935	0.995	200.0
0.99	2.326	142.174	128.634	162.030	142.174	0.990	100.0
0.98	2.054	132.223	120.581	148.967	132.223	0.980	50.0
0.95	1.645	118.588	109.349	131.426	118.588	0.950	20.0
0.9	1.282	107.658	100.133	117.719	107.658	0.900	10.0
0.8	0.842	95.762	89.806	103.251	95.762	0.800	5.0
0.5	0.000	76.543	72.089	81.272	76.543	0.500	2.0
0.2	-0.842	61.181	56.743	65.239	61.181	0.200	5.0
0.1	-1.282	54.421	49.769	58.510	54.421	0.100	10.0

Tableau II.25-Pluies maximales journalières par les différentes fréquences.

Fréquence (%)	1	2	5	10	50	99
Période de retour (ans)	100	50	20	10	2	10
$\overline{P}_{\max j}$ **(mm)**	128.200	122.455	113.836	106.179	79.168	52.156

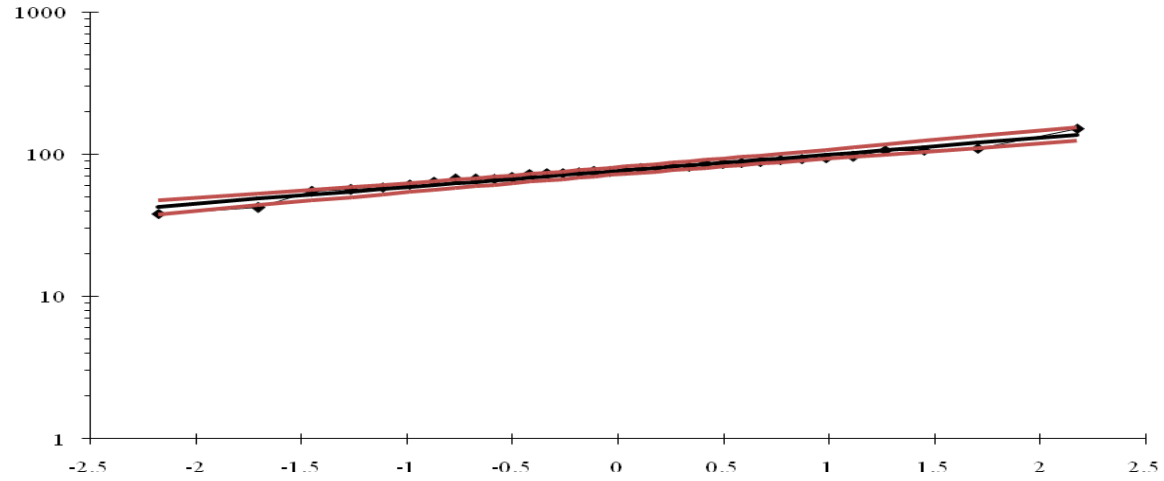


Figure II.14-Figure de l'ajustement a la loi de galton.

II.7.2.3 Conclusion :

En résumé, d'après l'allure des graphes précédemment tracés, en se référant aux résultats de calculs des trois lois appliquées pour la série choisie; on remarque que la loi de **GALTON** s'ajuste mieux par rapport aux autre lois, où les éléments s'ajustent bien autour de la droite d'ajustement.

Tableau II.26-Valeurs des pluies maximales journalières fréquentielles pour les 3lois.

Fréquence **(%)**	1	2	5	10	50	99
Période de retour **(ans)**	100	50	20	10	2	10
$\overline{P}_{\max j\,p\%}$ **(mm) Gumbel**	145.309	133.830	118.512	106.678	75.707	55.970
$\overline{P}_{\max j\,p\%}$ **(mm) Galton**	**128.200**	**122.455**	**113.836**	**106.179**	**79.168**	**52.156**

II.7.3 Pluie maximale journalière fréquentielle

$$Pj\max_{f\%} = \frac{Pj\max}{\sqrt{(C_v^{\,2}+1)}}\, e^{u\sqrt{\ln(C_v^{\,2}+1)}} \qquad \text{(II.39)}$$

Où:

Pjmax: Pluie maximale journalière**,** Pjmax.

Pjmax f %: Pluie maximale journalière fréquentielle.

Cv: Coefficient de variation pris égal à **0.64.**

U: variable de Gauss.

Tableau II.27-Pluie maximale journalière fréquentielle

Période de Retour (ans)	10	20	50	100	1000
fréquence de Retour	10%	5%	2%	1%	0,1%
Variable de Gauss	1,285	1,645	2,057	2,328	3,09
P_{jmax} (%)	**270.03**	**333.42**	**424.51**	**497.53**	**777.54**

II.7.4 Pluies de courte durée

A partir des pluies journalières maximales nous calculons les pluies de courte durée de même fréquence en utilisant la relation suivante:

$$Ptc = P_{J\max}\left(\frac{Tc}{24}\right)^{b} \qquad \text{(II.40)}$$

Ptc: pluie de courte durée de fréquence donnée (mm)

Pj max: pluie max. Journalière de même fréquence (mm)

Tc: temps de concentration, (2.45 heure)

b: coefficient climatique égal à (0,32)

Tableau II.28-Pluies de courte durée

Période de Retour (ans)	10	20	50	100	1000
fréquence de Retour	10%	5%	2%	1%	0,1%
Variable de Gauss	1,285	1,6449	2,0571	2,328	3,09
P_{jmax} (%)	270.03	333.42	424.51	497.53	777.54
Pluies de courte durée,Ptc (mm)	**130.06**	**160.60**	**204.47**	**239.64**	**374.51**

II.7.5 Débits instantanés de crues de diverses fréquences

En raison de l'absence de mesures hydrométriques, la détermination des crues de projet a nécessité l'utilisation de différentes formules qui donnent des résultats acceptables concernant les débits estimés de l'Oued Benakmum.

Relation de Giandotti:

$$Q_{f\%} = Qj_{f\%}\left(\frac{Ptc * 24}{Pj\max_{f\%} * Tc}\right) \qquad \text{(II. 41)}$$

Tableau II.29-débits instantanés (relation de Giandotti)

Période de Retour (ans)	10	20	50	100	1000
fréquence de Retour	10%	5%	2%	1%	0,1%
Variable de Gauss	1,285	1,6449	2,0571	2,328	3,09
P_{jmax} (%)	270.03	333.42	424.51	497.53	777.54
P_{tc} (mm)	130.06	160.60	204.47	239.64	374.51
Débit moyen journalier fréquentiel ; m^3/s	13.64	17.27	22.56	26.85	43.53
Q_{max} (GIANDOTTI), (m^3/s)	**64.42**	**81.56**	**106.55**	**126.79**	**205.58**

Relation de Sokolovsky:

$$Q_{f\%} = 0{,}28\frac{Ptc * S * r}{Tc} * f \qquad \text{(II.42)}$$

F: coefficient de la forme de crue = 1,04.

F: coefficient de forme de la crue, f = $\frac{12}{4+3\gamma}$ (hydrogramme triangulaire), On prend γ=2,50 d'où f=1,04.

γ	2,0	**2,5**	3,0	4,0
f	1,20	**1,04**	0,92	0,75

Tableau II.30-débits instantanés (relation de Sokolovsky).

Période de Retour (ans)	10	20	50	100	1000
fréquence de Retour	10%	5%	2%	1%	0,1%
Variable de Gauss	1,285	1,6449	2,0571	2,328	3,09
P_{tc} (mm)	130.06	160.60	204.47	239.64	374.51
Q_{max} (Sokolovsky) (m^3/s)	**84.41**	**106.88**	**139.62**	**166.15**	**269.39**

Relation Fuller:

$$Q_{f\%} = Qj_{f\%}\left(1+\frac{2,66}{S^{0,3}}\right) \qquad \text{(II.43)}$$

S: surface du bassin versant en (7.35 km²).

$Qj_{f\%}$**:** Débit moyen journalier fréquentiel; m^3/s.

Tableau II.31-débits instantanés (relation de Fuller).

Période de Retour (ans)	10	20	50	100	1000
fréquence de Retour	10%	5%	2%	1%	0,1%
Variable de Gauss	1,285	1,6449	2,0571	2,328	3,09
Débit moyen journalier fréquentiel ; (m^3/s)	13.64	17.27	22.56	26.85	43.53
Q_{max} (Fuller) (m^3/s)	**33.88**	**42.90**	**56.04**	**66.68**	**108.12**

Relation de (TURAZZA):

La formule de TURAZZA tient compte des pluies maximales de courtes durées, de l'intensité des pluies, de la superficie et du temps de concentration.

$$Q_{max} = \frac{C * Ptc * S}{3,6 * Tc} = \frac{1}{3,6}\ S * It * C. \qquad \text{(II.44)}$$

Où:

Ptc: pluie de courte durée pour un temps T.

S: superficie du bassin versant, (7.35 Km²).

Tc: temps de concentration, (2.45 heure).

It: intensité de la pluie, mm/h.

C: coefficient de ruissellement (0.6-0.85).

Tableau II.32-débits instantanés (TURAZZA).

Période de Retour (ans)	10	20	50	100	1000
fréquence de Retour	10%	5%	2%	1%	0,1%
Variable de Gauss	1,285	1,6449	2,0571	2,328	3,09
P_{jmax} (%)	270.03	333.42	424.51	497.53	777.54
P_{tc} (mm)	130.06	160.60	204.47	239.64	374.51
Débit moyen journalier fréquentiel ; m^3/s	13.64	17.27	22.56	26.85	43.53
Qmax (TURAZZA) (m^3/s)	**80.52**	**101.96**	**133.18**	**158.49**	**256.97**

Relation de (Mallet-Gauthier):

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum de crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et de coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant:

$$Q_{max} = 2 \times K \times \log(1 + 20\overline{H}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S}\,. \qquad \text{(II.45)}$$

K: constante comprise entre (1 - 3); k=2.

$\overline{H}$ **:** Précipitation moyenne interannuelle en m.

S: Surface de bassin versant en (7.35 km²).

L: longueur de talweg en (6.20 km).

T: Période de retours.

Tableau II.33-débits instantanés (Mallet-Gauthier).

Période de Retour (ans)	10	20	50	100	1000
fréquence de Retour	10%	5%	2%	1%	0,1%
Variable de Gauss	1,285	1,6449	2,0571	2,328	3,09
Pjmax (%)	270.03	333.42	424.51	497.53	777.54
Ptc (mm)	130.06	160.60	204.47	239.64	374.51
Q_{max} (Mallet-Gauthier) (m^3/s)	**20.36**	**23.13**	**26.34**	**28.53**	**34.83**

Tableau II.34-récapitulatif des débits de crues instantanés

Fréquence (%)	10%	5%	2%	1%	0.1%
Période de retour (an)	10	20	50	100	1000
Giandotti :	64.42	81.56	106.55	126.79	205.58
SOKOLOVSKY	**84.41**	**106.88**	**139.62**	**166.15**	**269.39**
Fuller	33.88	42.90	56.04	66.68	108.12
TURAZZA	**80.52**	**101.96**	**133.18**	**158.49**	**256.97**
MALLAIT -GAUTIER	20.36	23.13	26.34	28.53	34.83
Débit du projet adopté	**82.46**	**104.42**	**136.40**	**162.32**	**263.18**

Devant la disparité entre les valeurs trouvées par les formules de calculs, notamment pour (**MALLAIT -GAUTIER**), et par mesure de sécurité, on écarte ces valeurs sous étimées, et on prend la moyenne des valeurs pour celles de **(Sokolovsky, Turazza)**.

II.8 Volumes et hydrogrammes de crue:

II.8.1 Hydrogramme unitaire de crue:

La formule de l'hydrogramme de crue est obtenue par la méthode de Sokolovski qui assimile l'hydrogramme de crue à deux équations, l'une pour la phase de montée en crue et l'autre pour la phase de décru, La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée à l'aide de la

méthode de Sokolovski, qui assimile l'hydrogramme de crue a deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

$$Q_m = Q_{f\%}\left(\frac{T_m}{Tc}\right)^2 \qquad \text{(II.46)}$$

Equation de décrue:

$$Q_d = Q_{f\%}\left(\frac{\gamma*(T_b - T_d)}{\gamma*T_b}\right)^3 \qquad \text{(II.47)}$$

γ =2.5 l'hydrogramme de crue est de forme triangulaire

Les volumes de crue pour différentes fréquences calculés d'après l'équation et les hydrogrammes sont récapitules dans le tableau ci-après :

$$V_t = \frac{1{,}8*Q_{f\%}*T_b}{1000} \qquad \text{(II.48)}$$

V_t: volume de crue; Hm^3.

$T_b = 2.5*Tc$.

$Q_{f\%}$: débit de projet fréquentiel; m^3.

Tableau II.35-Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ.

Condition	δ
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	**2 à 2,5**
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	**3 à 4**
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendus.	4a 5

Pour notre bassin on prend δ=2.5 (l'hydrogramme de crue est de forme triangulaire)

td=2.5*tm

On a donc:

tb= tm+ td

On considère généralement que:

Tm= Tc

Tableau II.36-volumes de crues

Fréquence %	**10**	**5**	**2**	**1**	**0,1**
Période de retour (an)	**10**	**20**	**50**	**100**	**1000**
Débit du projet	82.46	104.42	136.40	162.32	263.18
Volume de crue (Hm^3)	**0.909**	**1.151**	**1.504**	**1.790**	**2.902**

Tableau II.37-l'hydrogramme de crue pour les différentes fréquences

temp (h)	**10 ans**	**20 ans**	**50 ans**	**100 ans**	**1000 ans**
0,3	1,266372345	1,56564765	2,04514786	2,43378592	3,94605581
0,6	5,065489379	6,26259059	8,18059142	9,73514369	15,7842232
0,9	11,3973511	14,0908288	18,4063307	21,9040733	35,5145023
1,2	20,26195752	25,0503623	32,7223657	38,9405748	63,136893
1,5	31,65930862	39,1411912	51,1286964	60,8446481	98,6513953
1,8	45,58940441	56,3633153	73,6253228	87,6162932	142,058009
2,1	62,0522449	76,7167347	100,212245	119,25551	193,356735
2,45	**84,46**	**104,42**	**136,4**	**162,32**	**263,18**
2,7	27,14081689	33,5548674	43,8314874	52,1607554	84,5523531
3	23,18858226	28,6686214	37,4487641	44,5651275	72,2398741
3,3	19,63995358	24,2813634	31,7178507	37,7451724	61,1847571
3,6	16,47319265	20,3662181	26,6036405	31,6591124	51,3192807
3,9	13,66656128	16,8963098	22,0710272	26,2651696	42,5757235
4,2	11,19832125	13,8447633	18,0849043	21,5215665	34,8863638
4,5	9,046734375	11,1847029	14,6101654	17,3865253	28,1834803
4,8	7,190062441	8,88925314	11,611704	13,8182682	22,3993515
5,1	5,606567248	6,93153862	9,0544136	10,7750177	17,4662559
5,4	4,274510596	5,28468383	6,90318784	8,21499597	13,316472
5,7	3,172154281	3,92181328	5,12292025	6,09642532	9,88227841
6	2,277760101	2,8160515	3,67850436	4,37752806	7,09595356
6,3	1,569589855	1,940523	2,53483372	3,01652646	4,88977602
6,6	1,025905339	1,2683523	1,6568019	1,97164284	3,1960243
6,9	0,624968351	0,77266393	1,00930243	1,20109949	1,94697694
7,2	0,345040689	0,42658239	0,55722887	0,66311869	1,07491246
7,3	0,27486521	0,3398227	0,44389788	0,52825149	0,85629332
7,6	0,122468335	0,15141065	0,19778216	0,23536657	0,38152816
7,9	0,040358314	0,04989599	0,06517729	0,07756289	0,1257291
8,2	0,006796945	0,00840323	0,01097683	0,01306275	0,02117467
8,57	0	0	0	0	0

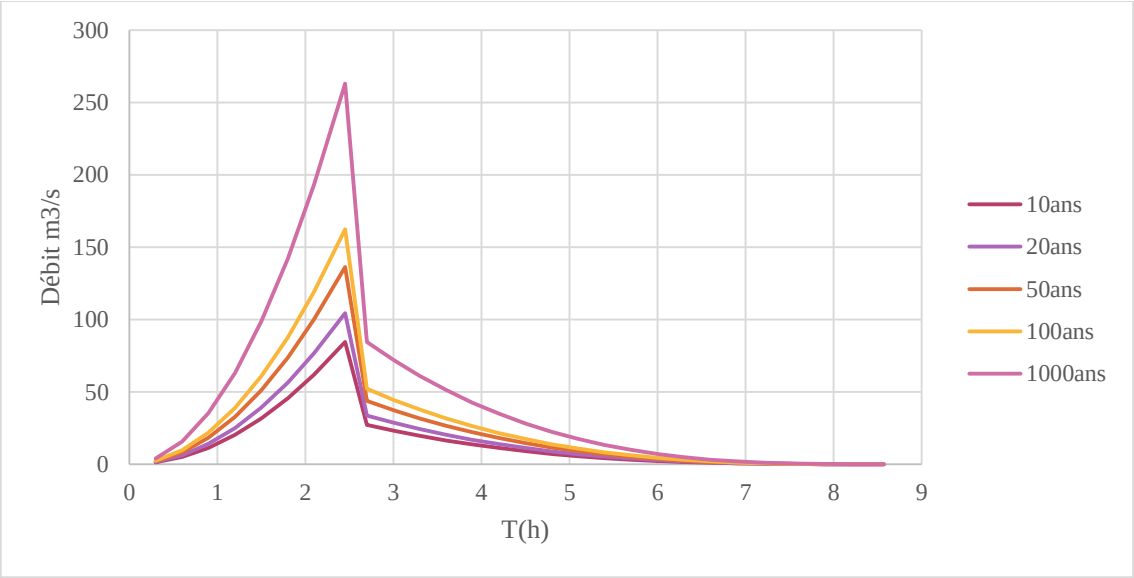


Figure II.15-Hydrogramme de crue de différentes fréquences.

II.9 Étude des apports solides:

L'évaluation de l'envasement est indispensable pour illustrer l'ampleur du comblement au niveau de la retenue d'oued Bénakmum, L'absence de mesures du transport solide sur oued Benakmum nous contraint à avoir recours aux méthodes empiriques.

Texeront-Sogreah:

Celle-ci a été établie sur la base de corrélations faites entre l'apport moyen liquide annuel et la perméabilité grâce à des données d'observations sur des oueds algériens et tunisiens. Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en t/km2/an

Le volume de l'apport solide est déterminé par la formule de dont l'expression est la suivante:

$$Ta = K * Le^{0,15} \qquad \text{(II.49)}$$

Le: lame d'eau écoulée (mm).

Le = 29.25 mm.

K: paramètre caractéristique de la perméabilité du bassin versant.

Ta=75*$Le^{0.15}$ B.V. à perméabilité moyennement élevée.

Ta=350*$Le^{0.15}$ B.V. à perméabilité moyennement faible. (Pris en considération).

Ta=1440*$Le^{0.15}$ B.V. à perméabilité faible.

Dans notre cas on prend une perméabilité moyenne faible K= 350.

Ta: taux d'abrasions T / km^2 /an

Ta = 580.75 T/ km^2 / an.

En considérant un poids spécifique de la vase qui est de sable avec gravier ξ est comprise entre (1.2-1.5) t/m^3, on prend ξ = 1.4 t/m^3. (Recommandé par l'ANBT).

Le volume mort au garde d'envasement se calcul comme suit:

$$V_m = \frac{Ta * S * T}{\xi} \qquad \text{(II.50)}$$

T: est la durée de vie du barrage en années (T = 10 ans) et (T=20 ans).

S: superficie du bassin versant; (7.35 Km^2).

Vm: Volume mort de la retenue**.**

Tableau II.38-récapitulatif des résultats du volume mort.

Durée de vie (ans)	**Volume mort en (m^3)**
10	29037.35
20	58074.69

Formule de GAVRILLOVIC:

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

On a $$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s} \qquad \text{(II. 51)}$$

Tel que $T_0 = T_{sp} * G_{rm}$

Avec: $T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi.\sqrt{Z^3}$ Tel que $\left[T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 0.1 \right]$ (II.52)

$$G_{rm} = \frac{\left(\sqrt{P} * H_{moy}\right)}{0{,}25 * (L + 10)} \qquad \text{(II.53)}$$

T_0 : taux d'abrasion [t/Km²/an].

T_{sp}: le taux de la production annuelle des matériaux en [m^3/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.

Le bassin versant est à faible érosion Es = 0.3 à 3.2 (t/Ha.an)

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].

A.N:

$$T = \sqrt{\frac{15.04}{10}} + 0.1 = 1.33° \Rightarrow T_{sp} = 1.33 \cdot 324.03 \cdot \pi . \sqrt{0,3^3} = 222.36 m^3/km^2/an$$

$$G_{rm} = \frac{\left(1009.10^{-3} * \sqrt{13.20}\right)}{0,2 * (6.00 + 10)} = 1.15\ t/m^3$$

$$T_0 = 222.36 * 1.15 = 255.71\ t/km^2/an$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau N°39

Tableau II.39-récapitulatif des résultats du volume mort.

Durée de vie	**Volume mort en (m^3)**
10	12785.70
20	25571.40

$$V_{mort} = 12785.70\ m^3 \qquad NVM = 914.28 m.NGA$$

Formule de CHAMOV basée sur levé bathymétrique (ANBT 2004/2005):

$$W_t = W_{rn}\left(1 - a_0^t\right) \qquad (II.54)$$

Où:

W_t : Envasement de la retenue à l'année t (hm^3).

t : Nombre d'années écoulées depuis la mise en eau du barrage

W_{rn} : Capacité initiale (correspondant à la cote retenue normale).

a_0: Paramètre caractérisant la capacité d'évacuation des matériaux en suspension ou en Travers du barrage par chasse, soutirage, déversements, et qui peut être estimé par la

Relation suivante : $a_0 = 1 - (W_1 / W_{rn})$ (II.55)

W_1 : Envasement Durant la première année d'exploitation en (hm^3).

(On admet que W_1 soit égal à l'apport solide moyen annuel au barrage).

Calcul du taux d'abrasion à partir de la bathymétrie du barrage d'Ain

$$V = \frac{T_a * S * T}{\xi} (Hm^3) \qquad (II.56)$$

ξ **:** Poids spécifique des particules en suspension (1.4 t/m^3), recommandé par l'expert,

- Année de mise en service du barrage d'Ain Zada 1986
- Année de la bathymétrie en 2004
- Surface du BV de Ain Zada 2080 km^2

- Délai d'exploitation à la bathymétrie est de 18 ans
- Volume de l'envasement selon la bathymétrie est de 3.6 hm3

$$T_a = \frac{\xi * V}{S * T} = \frac{3.6x10^6 x1.4}{2080x18} = 134.62(T / km^2 / an)$$

Evaluation de l'envasement de la R.C de Sidi M'Barek dans le temps, selon CHAMOV :

En se référant à la **M2**, **volet 1, tome 3 du PNE** 2010, la formule de CHAMOV s'ajuste mieux au résultat du levé bathymétrique du barrage de Ain Zada ; à cet effet, elle a été choisi pour l'estimation du volume d'envasement dans le temps de notre retenue collinaire, en occurrence de Sidi M'Barek.

	RC SIDI M'BAREK			
	0.00013462	Hm^3		
T_a (bathymétrie d'Ain Zada)	**134.615385**			
	13462	m^3		
Capacaité initiale		0.081582	hm^3	
W_1		0.0006731		
Annee de mise en service		2020		
horizon	**Chamov**		**a_0**	0.9917494
2020				
2025	**0.003310**			
2030	**0.006487**			
2035	**0.009534**			
2050	**0.012457**	**Hm^3**		

Tableau II.40-Récape des volumes morts calculés par différentes méthodes (empirique et bathymétrique).

Méthodes	Formules	Délai T (ans)	Volume mort (m^3)
Par les formules empiriques	TEXIRONT-SOGREAH	10	29 037.35
	GAVRILLOVIC	10	12 785.70
Par la bathymétrie	**CHAMOV**	**20**	**13 462.00**

Le volume mort 13 462 m^3 adopté pour notre projet est celui calculé par les levés bathymétrique des barrages effectués par l'A.N.B.T. (2004-2005) ; évaluation recommandée par l'expert de la l'A.N.B.T.

II.10 Courbes Hauteur / Surface / Capacité

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

II.10.1 Etude Bathymétrique

Après les levées topographiques de la surface de la retenue collinaire, et à partir de l'équation suivante :

On trace la courbe, Hauteur /Surface /Capacité.

$$\Delta V=1/3\ \Delta h\ (S_1+S_2+\sqrt{S1*S2}). \qquad (II.57)$$

- ΔV: volume partiel de la retenue collinaire.
- Δh: la hauteur entre h_n-h_{n+1} m.
- S_1: surface partielle 1 (m^2).
- S_2: surface partielle 2 (m^2).

L'établissement du Plan d'eau en courbe de niveau donne d'une part les variations des volumes de la retenue en fonction de la côte du plan d'eau, ce qui permettra de connaître la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la côte du plan d'eau, et de calculer par conséquent les pertes par évaporation. Les résultats sont portés ci- dessous.

Tableau II.41-Hauteur, Surface, Volume

altitude	h	h(m)	superficie	surface Km^2	volume partiel (hm^3)	volume cumulé (hm^3)
908	0	0	0	0	0	0
909	0	0	0	0	0	0
910	1	1	108.24	0.0001	0.0000	0.0000
911	1	2	842.03	0.0008	0.0004	0.000
912	1	3	2406.72	0.0024	0.0016	0.002
913	1	4	4091.14	0.0041	0.0032	0.005
914	1	5	6648.18	0.0066	0.0053	0.011
915	1	6	9596.88	0.0096	0.0081	0.019
916	1	7	13264.49	0.0133	0.0114	0.030
917	1	8	16715.77	0.0167	0.0150	0.045
918	1	9	20437.57	0.0204	0.0185	0.064
919	1	10	26864.73	0.0269	0.0236	0.087
920	1	11	34090.27	0.0341	0.0304	0.117
921	1	12	40584.18	0.0406	0.0373	0.155
922	1	13	49586	0.0496	0.0450	0.200
923	1	14	57469.67	0.0575	0.0535	0.253
924	1	15	64137.49	0.0641	0.0608	0.314
925	1	16	70449.04	0.0704	0.0673	0.381

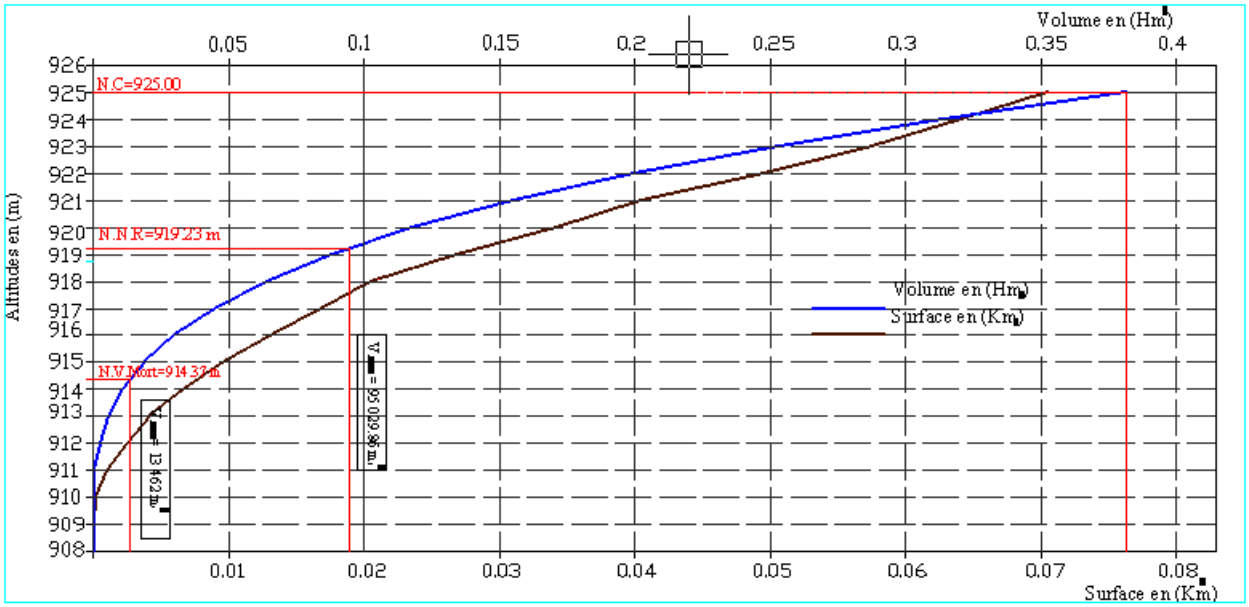


Figure II.16-Courbe Hauteur- Surface-Capacité

II.11 Étude de la régularisation

II.11.1 Objectifs et méthodologie

L'objet de cette étude est d'établir la capacité de la retenue sur oued Benakmum, de façon à ce que la régularisation annuelle des apports de l'oued soit optimum. La retenue étant destinée strictement à l'irrigation des terres agricoles dominant la zone de l'étude.

La méthode utilisée est celle du bilan hydrique qui est basée sur les données suivantes :

- Répartition mensuelle des apports moyens mensuels à 80%.
- Répartition mensuelle de l'évaporation.
- Répartition mensuelle de l'infiltration.
- Courbe hauteur/surface/capacité.

II.11.2 Paramètres de base de l'étude de la régularisation

II.11.2.1 Apports liquides mensuels

L'étude de la régularisation se base principalement sur les apports de fréquence 80% qui égale 105 000 m^3.

Tableau II.42-Distribution des apports de fréquence 80%.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	∑A(m^3)
%	1.440	2.280	2.970	10.560	19.320	19.130	20.960	12.800	6.130	2.550	1.020	0.850	100
(A) 80%	0.002	0.002	0.003	0.011	0.020	0.020	0.022	0.013	0.006	0.003	0.001	0.001	**0.105**

II.12 Calcul du volume utile

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

*- L'apport annuel A% ;

*-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'octobre jusqu'au mois d'mars.

Les calculs se font comme suit : Vrf = Vri + (W-U-II) la retenue Benakmum, doit satisfaire seulement les besoins en irrigation

RESULTATS ET CONCLUSIONS

•Niveau normal de retenue : 919.23 m NGA

•Volume total au niveau normal :

Le volume de la retenue normale sera : VNNR= Vu + Vm = 95 029.86 m3

•Niveau volume mort : 914.37 m NGA

•Volume mort : 13 462.00 m3.

•Volume utile : 81 567.86 m3.

Ainsi, La retenue sera dimensionnée pour un apport de fréquence 80% ; c'est -à -dire huit année sur dix.

Les résultats sont exprimés en terme de :

-Besoins régularisables : Les volumes qui représentent les besoins initiaux.

-Besoins régularisés ou volume régularisé net.

Nombre de mois déficients : c'est la période où le barrage est déficient, Le volume mort 13 462 m^3 adopté pour notre projet est celui calculé par les levés bathymétrique des barrages effectués par l'A.N.B.T. (2004-2005) ; évaluation recommandée par l'expert de la l'A.N.B.T.

Tableau II.43-RECAPITULATIF

S_{IRR} (ha)	$B_{régularisables}$	$B_{régularisé}$	T_{sat}	$N_{Déf}$	déff
25	256 939.56	148 500.00	0.58	3	108 439.56
20	164 598.17	118 800.00	0.72	2	45798.17
14.574	**86 567.98**	**86 567.98**	**1.00**	**0**	**0**

Tableau II.44-Détermination de la capacité de retenue tenant compte de : (pertes, infiltrations et évaporations).

mois	En début de mois		Evaporation		Infiltration		Besoins IRRI		sorties	Apports		En fin de mois	
	Capacité Report de la col, 12 du mois Précédent	Surface du plan d'eau	E mens	E mens 3*4		Volume	en % des B.an	volume	total (5+7)	A	Volume	capacité de la retenue (2+10-8)	COTE
	m^3	m^2	%	m^3	%	m^3	%	m^3	m^3	%	m^3	m^3	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
oct	**13 462.00**	2 520.00	7.68	271.129	0.5	67.31	0	0	338.439	2.28	2 394	15 517.56	914.61
nov	15 517.56	3 103.51	3.92	170.496	0.5	77.59	0	0	248.083	2.97	3 119	18 387.98	914.98
dec	18 387.98	3 677.60	2.60	133.931	0.5	91.94	0	0	225.871	10.56	11 088	29 250.11	915.94
jan	29 250.11	5 850.02	3.23	265.059	0.5	146.25	0	0	411.310	19.32	20 286	49 124.80	917.22
fev	49 124.80	9 824.96	3.58	492.945	0.5	245.62	0	0	738.569	19.13	20 087	68 472.73	918.2
Mas	68 472.73	13 694.55	6.05	1160.550	0.5	342.36	0	0	1502.914	20.96	22 008	88 977.81	919.03
Avr	**88 977.81**	**17 795.56**	**6.85**	**1709.021**	**0.5**	**444.89**	**6**	**5234.040**	**7387.950**	**12.8**	**13 440**	**95 029.86**	**919.23**
Mai	95 029.86	19 005.97	9.29	2472.677	0.5	475.15	16	13957.440	16905.266	6.13	6 437	84 561.10	918.86
jun	84 561.10	16 912.22	13.79	3267.133	0.5	422.81	20	17446.800	21136.739	2.55	2 678	66 101.86	918.11
juil	66 101.86	13 220.37	17.71	3280.936	0.5	330.51	25	21808.500	25419.945	1.02	1 071	41 752.91	916.79
Aut	41 752.91	8 350.58	15.64	1829.689	0.5	208.76	20	17446.800	19485.253	0.85	893	23 160.16	915.41

II.13 DE LAMINAGE DES CRUES:

Le phénomène de submersion représente le plus grand danger surtout pour la retenue collinaire en matériaux locaux. La submersion cause la rupture rapide de la retenue collinaire. Celle-ci est due aux crues qui dépassent la capacité d'évacuation de l'évacuateur de crues. Le but désiré du laminage est donc d'assurer la sécurité du la retenue collinaire, en déterminant les caractéristiques optimales des évacuateurs de crues (largeur déversant – lame déversant- débit à évacuer).Il existe plusieurs procèdes de laminage

Après l'identification des crues et la définition de leurs paramètres représentatifs, nous décrivons à présent les conditions hydrologiques de l'amortissement des crues et en particulier l'effet de laminage engendré par la retenue qui réduit le volume et la pointe des débits instantanés déversés par l'évacuateur.

La définition de la longueur définitive de l'évacuateur de crue est un problème en relation avec l'avant-projet. De ce fait, l'étude du laminage de crue a été réalisée pour des valeurs variables de largeurs du déversoir.

Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q.dt=q.dt+S.dh \qquad (II.58)$$

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

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

II.13.1 Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993)

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t1 et t2, l'équation s'écrit :

$$\mathbf{\Delta}S = S2 - S1 = \int_{t1}^{t2} Idt - \int_{t1}^{t2} Odt$$

Pour un petit intervalle de temps, on peut écrire :

$$\mathbf{S2\text{-}S1}=\left(\frac{I1+I2}{2}-\frac{O1+O2}{2}\right)\boldsymbol{\Delta t} \qquad (II.59)$$

La résolution du problème consiste à déterminer, connaissant. L'équation ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer.

II.13.1.1 Principe de la méthode de solution

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau.

C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation II.58 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$\frac{2S2}{\Delta t} + O2 = I1 + I2 + 2\frac{S1}{\Delta t} + O1 - 2O1$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue (2S2 /dt+O2) en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps, qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle, sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants. Et sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, et sont connus à cause récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'unintervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O2 à partir de la quantité connue Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir.

Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

II.13.2 Application de la méthode de Mukingum pour une largeur de déversoir b=10m

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q=mb\sqrt{2g}\ H3/2 \qquad \text{(II. 60)}$$

Le déversoir considéré est du type droit avec un coefficient de débit égal à **0.49.** L'expression du débit sortant est traduite par la relation suivante :

B : largeur du déversoir, m

H : côte du seuil du déversoir, m NGA

H (T) : variation de la lame d'eau au-dessus du seuil du déversoir, m NGA

Q (t) : variation du débit laminé, m^3/s.

La courbe surface–hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire avec un coefficient de corrélation r =0.996 entre les altitudes 918m NGA et 925m NGA.

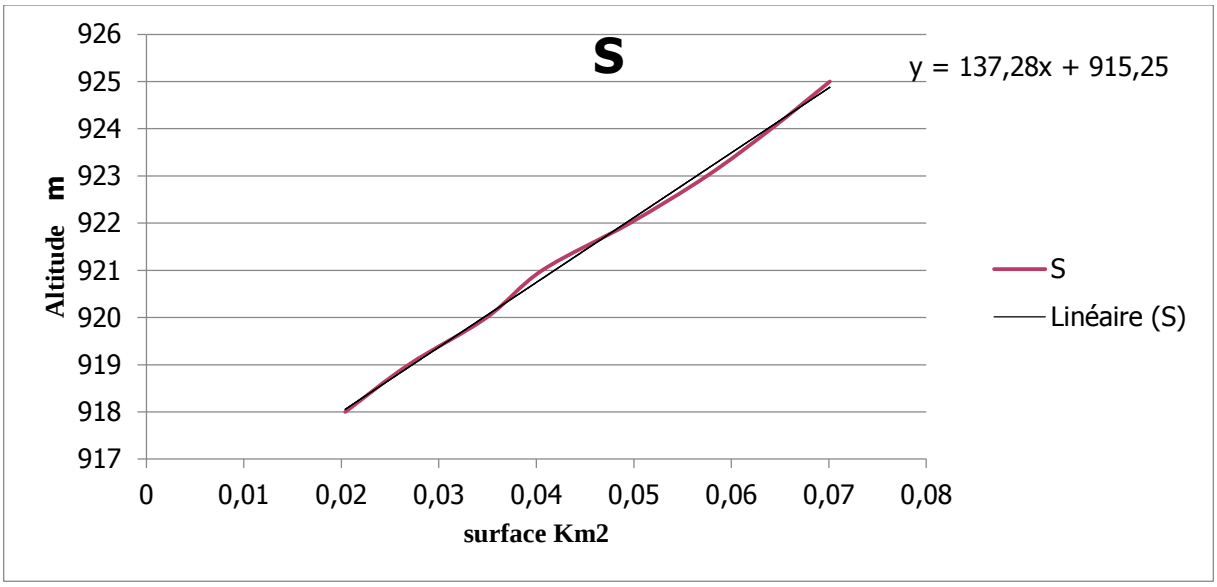


Figure II.17-Modélisation de la courbe capacité- hauteur

La courbe VOLUME –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure II.18) avec un coefficient de corrélation r =0.999 entre les altitudes 918m NGA et 925m NGA

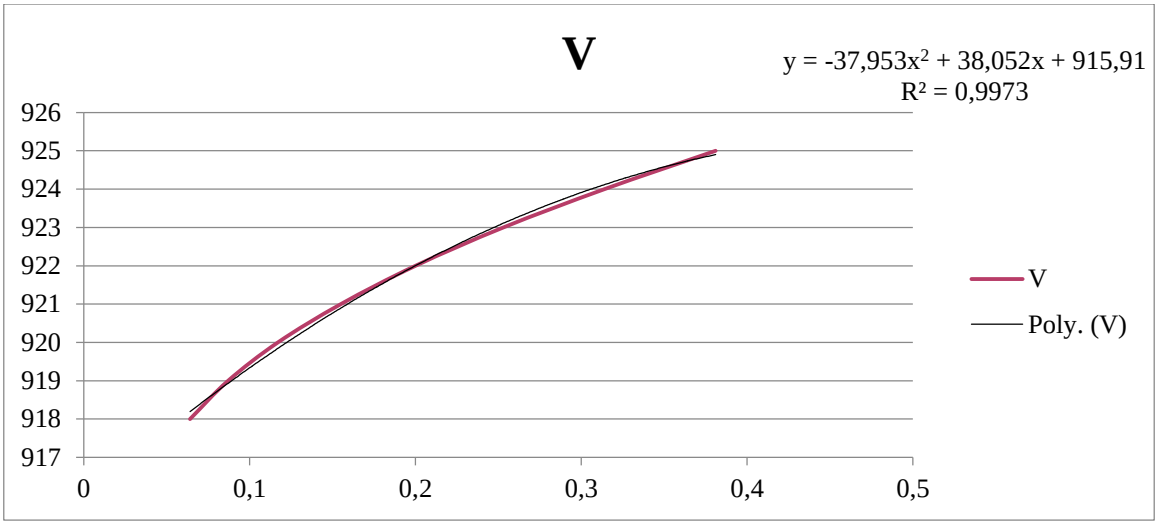


Figure II.18-Modélisation de la courbe capacité- hauteur

➢ **I - Pour la fréquence % (Q 1%=162.32 m³/s) : b=10**

La valeur maximal de débit d'entrée Qe =162.32 m³/s nous donne la plage à couvrir avec le variable H : 162.32 = 32.55 H3/2, soit Hmax = 3.3 m.

cote	H(m)	Surface(km2)	S(m3)	Qs	2S/Dt+O
919,21	0	0,028846154	0	0	0
919,71	0,5	0,032488345	0,01624417	7,673625284	37,7554262
920,21	1	0,036130536	0,03613054	21,7042899	88,6126901
920,71	1,5	0,039772727	0,05965909	39,87332661	150,353125
921,21	2	0,043414918	0,08682984	61,38900227	222,184996
921,71	2,5	0,04705711	0,11764277	85,79373884	303,650728
922,1285	3	0,050105624	0,15031687	112,7787985	391,143374
925,4285	3,3	0,074144085	0,24467548	130,111742	583,214484
929,2585	3,83	0,102043269	0,39082572	162,6835881	886,434924

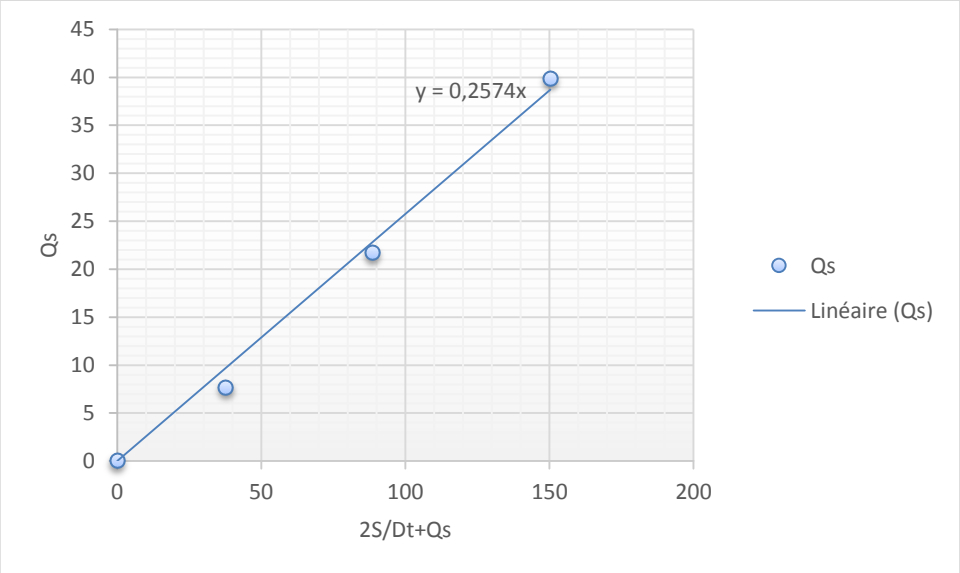


Figure II.19-Courbe caractéristique du barrage b=10m

Tableau II.45-Calcul de la courbe caractéristique du barrage Calcul de l'hydrogramme laminé

T	I	I1+I2 (m^3/s)	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	2,43378592	0	0	0
0,3	2,43378592	12,16892961	3,312653	-1,59007344	0,86128978
0,6	9,73514369	31,63921699	10,5788562	5,077850962	2,7505026
0,9	21,9040733	60,8446481	36,717068	17,62419262	9,54643767
1,2	38,9405748	99,7852229	78,4688407	37,66504354	20,4018986
1,5	60,8446481	148,4609413	137,450266	65,97612789	35,7370693
1,8	87,6162932	206,8718032	214,437069	102,9297932	55,753638
2,1	119,25551	281,57551	309,801596	148,7047663	80,5484151
2,45	**162,32**	214,4807554	430,280276	206,5345326	111,872872
2,7	52,1607554	96,7258829	421,015288	202,0873382	109,463975
3	44,5651275	82,3102999	298,813221	143,4303462	77,6914375
3,3	37,7451724	69,4042848	225,740646	108,3555101	58,692568
3,6	31,6591124	57,924282	177,759795	85,32470155	46,2175467
3,9	26,2651696	47,7867361	143,248984	68,75951211	37,2447357
4,2	21,5215665	38,9080918	116,546248	55,94219914	30,3020245
4,5	17,3865253	31,2047935	94,8502909	45,52813965	24,6610756
4,8	13,8182682	24,5932859	76,7329332	36,83180791	19,9505626
5,1	10,7750177	18,99001367	61,4250938	29,48404503	15,9705244
5,4	8,21499597	14,31142129	48,4740587	23,26754818	12,6032553
5,7	6,09642532	10,47395338	37,5789695	18,03790534	9,77053206
6	4,37752806	7,39405452	28,5118587	13,68569219	7,41308327
6,3	3,01652646	4,9881693	21,0797467	10,11827842	5,48073414
6,6	1,97164284	3,17274233	15,1064477	7,251094905	3,92767641
6,9	1,20109949	1,86421818	10,4238372	5,003441873	2,71019768
7,2	0,66311869	1,19137018	6,86766005	3,296476825	1,78559161
7,3	0,52825149	0,23536657	0,76361806	1,29171958	0,33584709
7,6	0,23536657	0,07756289	0,31292945	0,64877655	0,1686819
7,9	0,07756289	0,01306275	0,09062564	0,25930754	0,06741996
8,2	0,01306275	0	0,01306275	0,08048272	0,02092551
8,57	0	0	0	0	0

- **I - Pour la fréquence % (Q 1%=162.32 m³/s): b=15**

La valeur maximal de débit d'entrée Qe =162.32 m³/s nous donne la plage à couvrir avec le variable H : 162.32 = 32.55 H3/2, soit Hmax = 2.91 m

Cote	H	Surface	S(m3)*10^6	O(m3/s)	2S/Dt+O
919,21	0	0,0286567	0	0	0
919,71	0,5	0,0322917	0,01614585	11,5104379	41,4101601
920,21	1	0,0359267	0,0359267	32,5564348	99,0873608
920,71	1,5	0,0395617	0,05934255	59,8099899	169,703601
921,21	2	0,0431967	0,0863934	92,0835034	252,071281
921,71	2,5	0,0468317	0,11707925	128,690608	345,504034
922,1285	2,9185	0,0498742	0,14555784	162,321627	431,873179

Courbe caractéristique du barrage b=15m

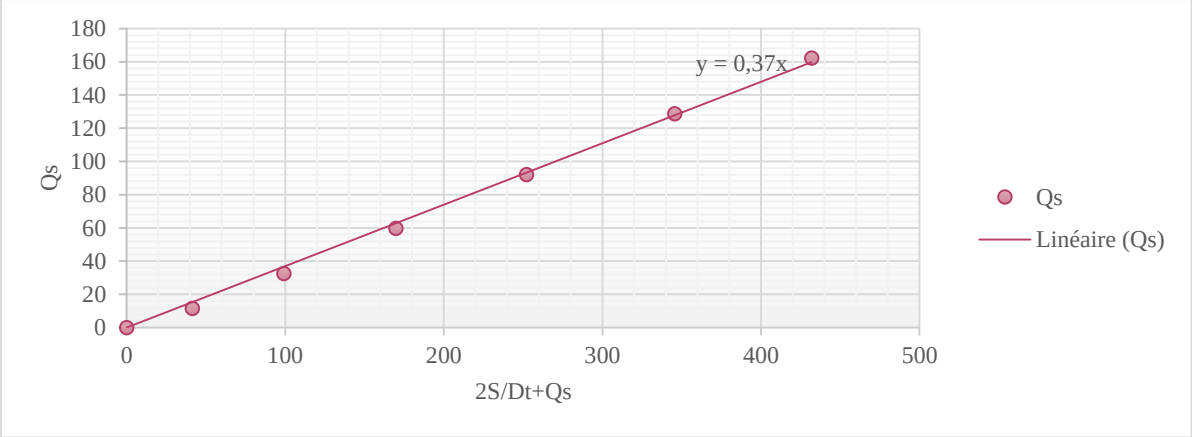


Figure II.20-Courbe caractéristique du barrage b=15m

Tableau II.46- Calcul de l'hydrogramme laminé b=15m

temps	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	Qs
0	0	0	0	0	0
0,3	2,43378592	2,43378592	2,43378592	0,63278434	0,90050079
0,6	9,73514369	12,1689296	12,801714	3,328445628	4,73663416
0,9	21,9040733	31,639217	34,9676626	9,091592281	12,9380352
1,2	38,9405748	60,8446481	69,9362403	18,18342249	25,8764089
1,5	60,8446481	99,7852228	117,968645	30,67184778	43,6483988
1,8	87,6162932	148,460941	179,132789	46,57452515	66,279132
2,1	119,25551	206,871803	253,446329	65,89604543	93,7751416
2,45	**162,32**	**281,57551**	**347,471556**	**86,83155563**	**130,32**
2,7	52,1607554	214,480755	301,312311	78,34120086	111,485555
3	44,5651275	96,7258829	175,067084	45,51744178	64,774821
3,3	37,7451724	82,3103	127,827742	33,23521286	47,2962645
3,6	31,6591124	69,4042848	102,639498	26,6862694	37,9766141
3,9	26,2651696	57,924282	84,6105514	21,99874337	31,305904
4,2	21,5215665	47,7867361	69,7854795	18,14422467	25,8206274
4,5	17,3865253	38,9080918	57,0523164	14,83360227	21,1093571
4,8	13,8182682	31,2047935	46,0383958	11,9699829	17,0342064
5,1	10,7750177	24,5932859	36,5632688	9,5064499	13,5284095
5,4	8,21499597	18,9900137	28,4964636	7,409080532	10,5436915
5,7	6,09642532	14,3114213	21,7205018	5,647330476	8,03658568
6	4,37752806	10,4739534	16,1212839	4,191533803	5,96487503
6,3	3,01652646	7,39405452	11,5855883	3,012252964	4,28666768
6,6	1,97164284	4,98816931	8,00042227	2,080109791	2,96015624
6,9	1,20109949	3,17274233	5,25285212	1,365741552	1,94355529
7,2	0,66311869	1,86421818	3,22995973	0,83978953	1,1950851
7,3	0,52825149	1,19137018	2,03115971	0,528101525	0,75152909
7,6	0,23536657	0,76361806	1,29171958	0,335847091	0,47793625
7,9	0,07756289	0,31292945	0,64877655	0,168681902	0,24004732
8,2	0,01306275	0,09062564	0,25930754	0,067419962	0,09594379
8,57	0	0,01306275	0,08048272	0,020925506	0,0297786

Pour b=20m et m =0 .49 : Q= 43.41H3/2 H=2.409m

Cote	H	Surface	S(m3)*10^6	O(m3/s)	2S/Dt+O
919,21	0	0,0286567	0	0	0
919,71	0,5	0,0322917	0,01614585	15,3472506	45,2469728
920,21	1	0,0359267	0,0359267	43,4085798	109,939506
920,71	1,5	0,0395617	0,05934255	79,7466532	189,640264
921,21	2	0,0431967	0,0863934	122,778005	282,765782
921,61916	2,40916	0,04617129	0,11123403	162,320751	368,3097

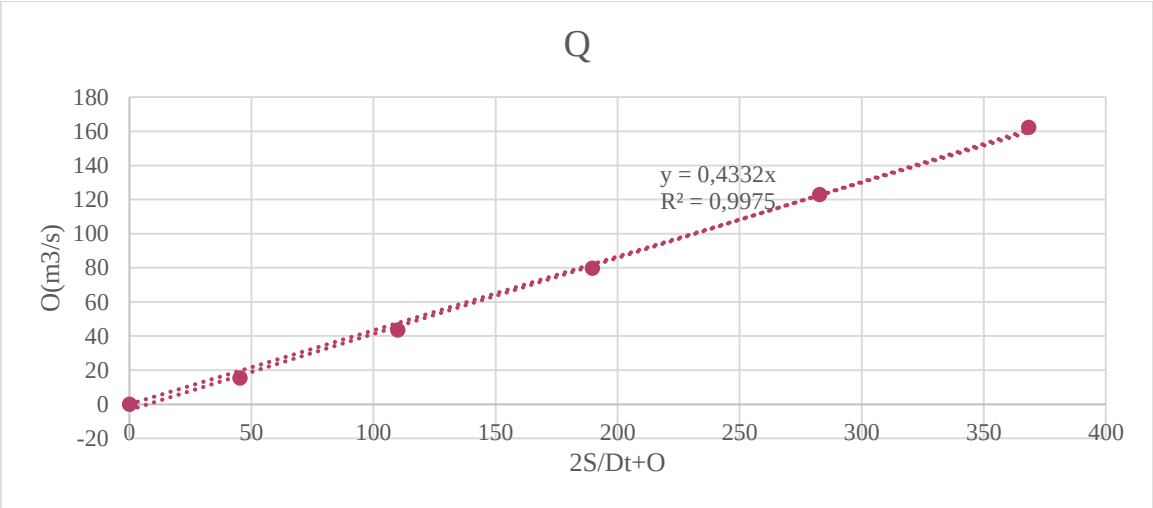


Figure II.21-Courbe caractéristique du barrage b=20m

Tableau II.47-Calcul de l'hydrogramme laminé b=20m

temps	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	Qs
0	0	0	0	0	0
0,3	2,43378592	2,43378592	2,43378592	0,340730029	1,04652795
0,6	9,73514369	12,1689296	12,5096596	1,75135235	5,37915365
0,9	21,9040733	31,639217	33,3905693	4,674679708	14,3579448
1,2	38,9405748	60,8446481	65,5193278	9,172705888	28,1733109
1,5	60,8446481	99,7852228	108,957929	15,25411002	46,8519093
1,8	87,6162932	148,460941	163,715051	22,92010718	70,3974721
2,1	119,25551	206,871803	229,791911	32,17086748	98,8105216
2,45	**162,32**	**281,57551**	**313,746378**	**43,92449288**	**135,910942**
2,7	52,1607554	214,480755	258,405248	36,17673475	111,114257
3	44,5651275	96,7258829	132,902618	18,60636647	57,1481256
3,3	37,7451724	82,3103	100,916666	14,1283333	43,3941666
3,6	31,6591124	69,4042848	83,5326181	11,69456654	35,9190258
3,9	26,2651696	57,924282	69,6188485	9,746638796	29,9361049
4,2	21,5215665	47,7867361	57,5333749	8,054672488	24,7393512
4,5	17,3865253	38,9080918	46,9627642	6,574786994	20,1939886
4,8	13,8182682	31,2047935	37,7795805	5,289141269	16,2452196
5,1	10,7750177	24,5932859	29,8824272	4,18353981	12,8494437
5,4	8,21499597	18,9900137	23,1735535	3,244297489	9,964628
5,7	6,09642532	14,3114213	17,5557188	2,45780063	7,54895908
6	4,37752806	10,4739534	12,931754	1,810445562	5,56065422
6,3	3,01652646	7,39405452	9,20450008	1,288630012	3,95793504
6,6	1,97164284	4,98816931	6,27679932	0,878751905	2,69902371
6,9	1,20109949	3,17274233	4,05149424	0,567209193	1,74214252
7,2	0,66311869	1,86421818	2,43142737	0,340399832	1,04551377
7,3	0,52825149	1,19137018	1,53177001	0,214447802	0,65866111
7,6	0,23536657	0,76361806	0,97806586	0,13692922	0,42056832
7,9	0,07756289	0,31292945	0,44985868	0,062980215	0,19343923
8,2	0,01306275	0,09062564	0,15360586	0,02150482	0,06605052
8,57	0	0,01306275	0,03456757	0,00483946	0,01486406

➢ B=25m

Cote	H	Surface	S(m3)*10^6	O(m3/s)	2S/Dt+O
919,21	0	0,0286567	0	0	0
919,71	0,5	0,0322917	0,01614585	19,18406321	49,0837854
920,21	1	0,0359267	0,0359267	54,26072475	120,791651
920,71	1,405	0,0395617	0,05558419	90,36496331	193,298646
921,21	1,84	0,0431967	0,07948193	135,4292037	282,617959
921,71	2,08	0,0468317	0,09740994	162,7723347	343,161105

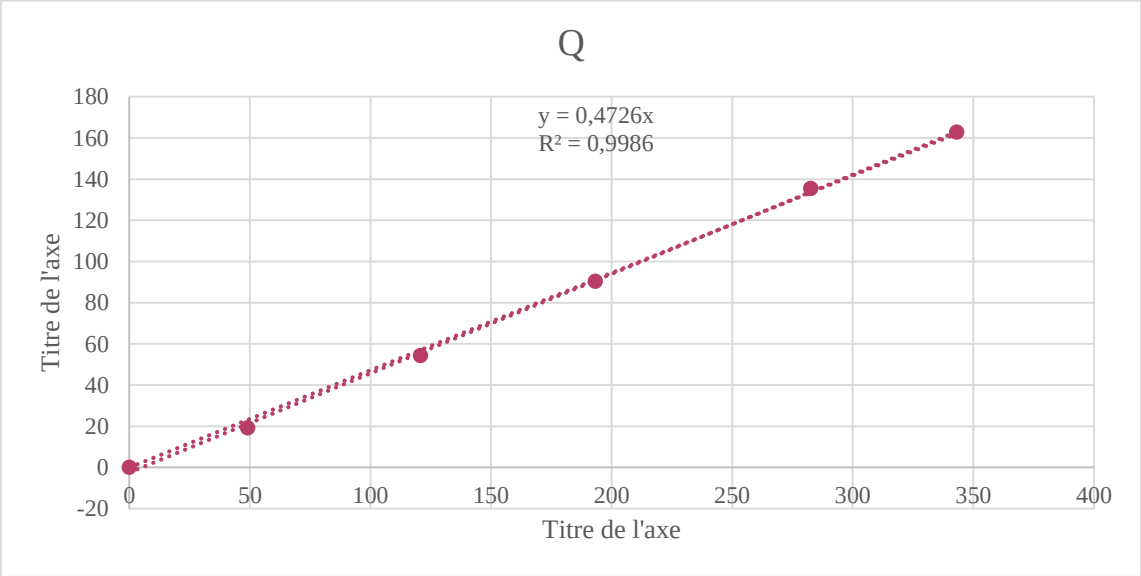


Figure II.22-Courbe caractéristique du barrage b=25m

Tableau II.48-Calcul de l'hydrogramme laminé b=25m

temps	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	Qs
0	0	0	0	0	0
0,3	2,43378592	2,43378592	2,43378592	0,121689296	1,15604831
0,6	9,73514369	12,1689296	12,2906189	0,614530945	5,83804398
0,9	21,9040733	31,639217	32,2537479	1,612687397	15,3205303
1,2	38,9405748	60,8446481	62,4573355	3,122866773	29,6672343
1,5	60,8446481	99,7852228	102,90809	5,14540448	48,8813426
1,8	87,6162932	148,460941	153,606346	7,680317288	72,9630142
2,1	119,25551	206,871803	214,552121	10,72760604	101,912257
2,45	**162,32**	**281,57551**	**292,303116**	**7,591116239**	**142,356**
2,7	52,1607554	214,480755	222,071872	11,10359358	105,484139
3	44,5651275	96,7258829	107,829476	5,391473824	51,2190013
3,3	37,7451724	82,3103	87,7017738	4,385088691	41,6583426
3,6	31,6591124	69,4042848	73,7893735	3,689468676	35,0499524
3,9	26,2651696	57,924282	61,6137507	3,080687534	29,2665316
4,2	21,5215665	47,7867361	50,8674237	2,543371183	24,1620262

4,5	17,3865253	38,9080918	41,4514629	2,072573147	19,6894449
4,8	13,8182682	31,2047935	33,2773666	1,663868332	15,8067492
5,1	10,7750177	24,5932859	26,2571543	1,312857714	12,4721483
5,4	8,21499597	18,9900137	20,3028714	1,01514357	9,64386391
5,7	6,09642532	14,3114213	15,3265649	0,766328243	7,28011831
6	4,37752806	10,4739534	11,2402816	0,562014081	5,33913377
6,3	3,01652646	7,39405452	7,9560686	0,39780343	3,77913259
6,6	1,97164284	4,98816931	5,38597274	0,269298637	2,55833705
6,9	1,20109949	3,17274233	3,44204097	0,172102048	1,63496946
7,2	0,66311869	1,86421818	2,03632023	0,101816011	0,96725211
7,3	0,52825149	1,19137018	1,29318619	0,06465931	0,61426344
7,6	0,23536657	0,76361806	0,82827737	0,041413868	0,39343175
7,9	0,07756289	0,31292945	0,35434332	0,017717166	0,16831308
8,2	0,01306275	0,09062564	0,10834281	0,00541714	0,05146283
8,57	0	0,01306275	0,01847989	0,000923995	0,00877795

Pour b=30m et m =0 .49 : Q= 65.11 H3/2 -------H=1.83m

Cote	H	Surface	S(m3)*10^6	O(m3/s)	2S/Dt+O
919,21	0	0,0286567	0	0	0
919,71	0,5	0,0322917	0,01614585	23,0208759	52,9205981
920,21	1	0,0359267	0,0359267	65,1128697	131,643796
920,71	1,5	0,0395617	0,05934255	119,61998	229,513591
921,04855	1,83855	0,04202296	0,07726131	162,322979	305,399479

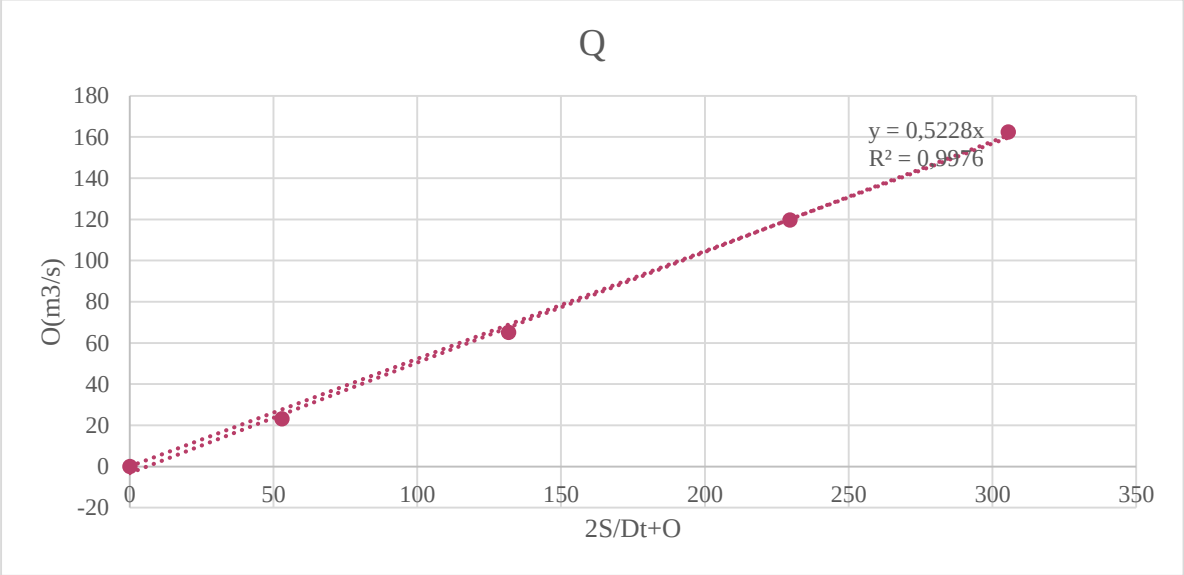


Figure II.23-Courbe caractéristique du barrage b=30m

Tableau II.49-Calcul de l'hydrogramme laminé b=30m

temps	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	Qs
0	0	0	0	0	0
0,3	2,43378592	2,43378592	2,43378592	-0,110980638	1,27238328
0,6	9,73514369	12,1689296	12,057949	-0,549842473	6,30389572
0,9	21,9040733	31,639217	31,0893745	-1,417675478	16,253525
1,2	38,9405748	60,8446481	59,4269726	-2,70986995	31,0684213
1,5	60,8446481	99,7852228	97,0753529	-4,426636091	50,7509945
1,8	87,6162932	148,460941	144,034305	-6,567964316	75,3011347
2,1	119,25551	206,871803	200,303839	-9,133855063	104,718847
2,45	162,32	281,57551	272,441655	-33,15834486	152,8
2,7	52,1607554	214,480755	181,322411	-8,268301919	94,7953562
3	44,5651275	96,7258829	88,457581	-4,033665693	46,2456233
3,3	37,7451724	82,3103	78,2766343	-3,569414524	40,9230244
3,6	31,6591124	69,4042848	65,8348703	-3,002070086	34,4184702
3,9	26,2651696	57,924282	54,9222119	-2,504452864	28,7133324
4,2	21,5215665	47,7867361	45,2822833	-2,064872116	23,6735777
4,5	17,3865253	38,9080918	36,8432196	-1,680050816	19,2616352
4,8	13,8182682	31,2047935	29,5247427	-1,346328266	15,4355355
5,1	10,7750177	24,5932859	23,2469577	-1,06006127	12,1535095
5,4	8,21499597	18,9900137	17,9299524	-0,81760583	9,37377912
5,7	6,09642532	14,3114213	13,4938155	-0,615317985	7,05456673
6	4,37752806	10,4739534	9,8586354	-0,449553774	5,15409458
6,3	3,01652646	7,39405452	6,94450075	-0,316669234	3,63058499
6,6	1,97164284	4,98816931	4,67150007	-0,213020403	2,44226024
6,9	1,20109949	3,17274233	2,95972193	-0,13496332	1,54734262
7,2	0,66311869	1,86421818	1,72925486	-0,078854022	0,90405444
7,3	0,52825149	1,19137018	1,11251616	-0,050730737	0,58162345
7,6	0,23536657	0,76361806	0,71288732	-0,032507662	0,37269749
7,9	0,07756289	0,31292945	0,28042179	-0,012787234	0,14660451
8,2	0,01306275	0,09062564	0,07783841	-0,003549431	0,04069392
8,57	0	0,01306275	0,00951332	-0,000433807	0,00497356

- Pour B=60m

cote	**H(m)**	**Surface (km2)**	**S(m3)**	**Qs**	**2S/Dt+O**
919,21	0	0,0286567	0	0	0
919,71	0,5	0,0322917	0,01614585	46,0417517	75,9414739
920,21	1	0,0359267	0,0359267	130,2257394	196,756665
920,71	1,16	0,0395617	0,04589157	162,6986	247,682993

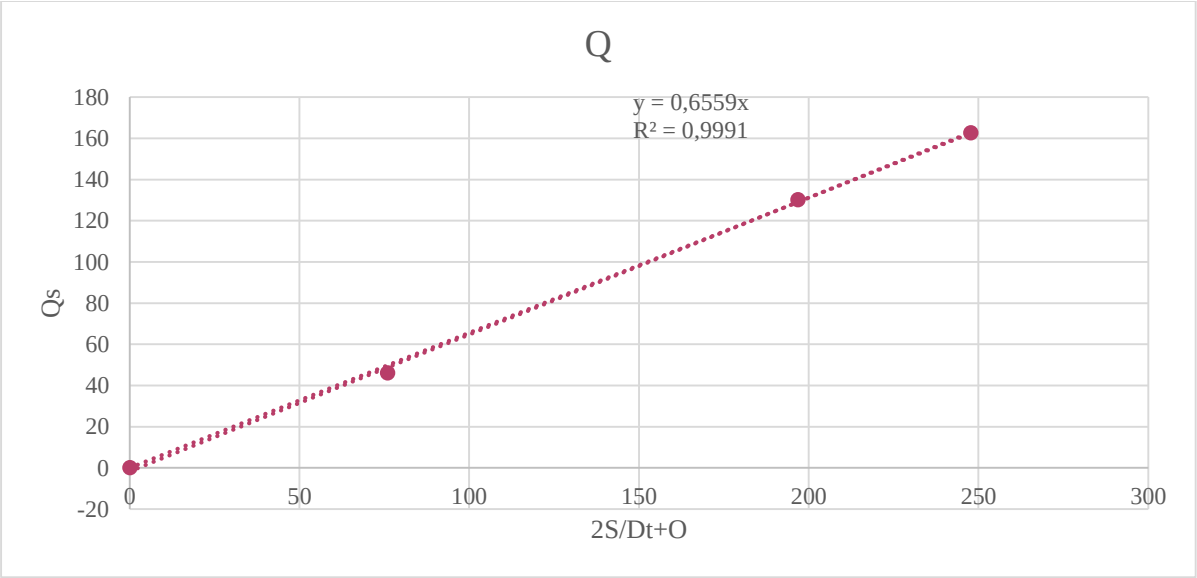


Figure II.24-Courbe caractéristique du barrage b=60m

Tableau II.50-Calcul de l'hydrogramme laminé b=60m

temps	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	Qs
0	0	0	0	0	0
0,3	2,43378592	2,43378592	2,43378592	-0,778811495	1,60629871
0,6	9,73514369	12,1689296	11,3901181	-3,644837798	7,51747796
0,9	21,9040733	31,639217	27,9943792	-8,958201343	18,4762903
1,2	38,9405748	60,8446481	51,8864467	-16,60366295	34,2450548
1,5	60,8446481	99,7852228	83,1815599	-26,61809916	54,8998295
1,8	87,6162932	148,460941	121,842842	-38,98970948	80,4162758
2,1	119,25551	206,871803	167,882094	-53,72227006	110,802182
2,45	**162,32**	**281,57551**	**227,85324**	**90,14675986**	**159**
2,7	52,1607554	214,480755	124,333996	-39,78687856	82,060437
3	44,5651275	96,7258829	56,9390043	-18,22048139	37,5797429
3,3	37,7451724	82,3103	64,0898186	-20,50874195	42,2992803
3,6	31,6591124	69,4042848	48,8955429	-15,64657372	32,2710583
3,9	26,2651696	57,924282	42,2777083	-13,52886665	27,9032875
4,2	21,5215665	47,7867361	34,2578695	-10,96251823	22,6101938
4,5	17,3865253	38,9080918	27,9455735	-8,942583528	18,4440785
4,8	13,8182682	31,2047935	22,26221	-7,123907191	14,6930586
5,1	10,7750177	24,5932859	17,4693788	-5,590201202	11,52979
5,4	8,21499597	18,9900137	13,3998125	-4,287939994	8,84387624
5,7	6,09642532	14,3114213	10,0234813	-3,207514017	6,61549766
6	4,37752806	10,4739534	7,26643936	-2,325260596	4,79584998
6,3	3,01652646	7,39405452	5,06879392	-1,622014056	3,34540399
6,6	1,97164284	4,98816931	3,36615525	-1,077169681	2,22166247
6,9	1,20109949	3,17274233	2,09557265	-0,670583248	1,38307795
7,2	0,66311869	1,86421818	1,19363493	-0,381963178	0,78779905
7,3	0,52825149	1,19137018	0,809407	-0,259010241	0,53420862

7,6	0,23536657	0,76361806	0,50460782	-0,161474501	0,33304116
7,9	0,07756289	0,31292945	0,15145495	-0,048465585	0,09996027
8,2	0,01306275	0,09062564	0,04216006	-0,013491218	0,02782564
8,57	0	0,01306275	-0,00042846	0,000137109	-0,00028279

Hydro gramme de sortie :

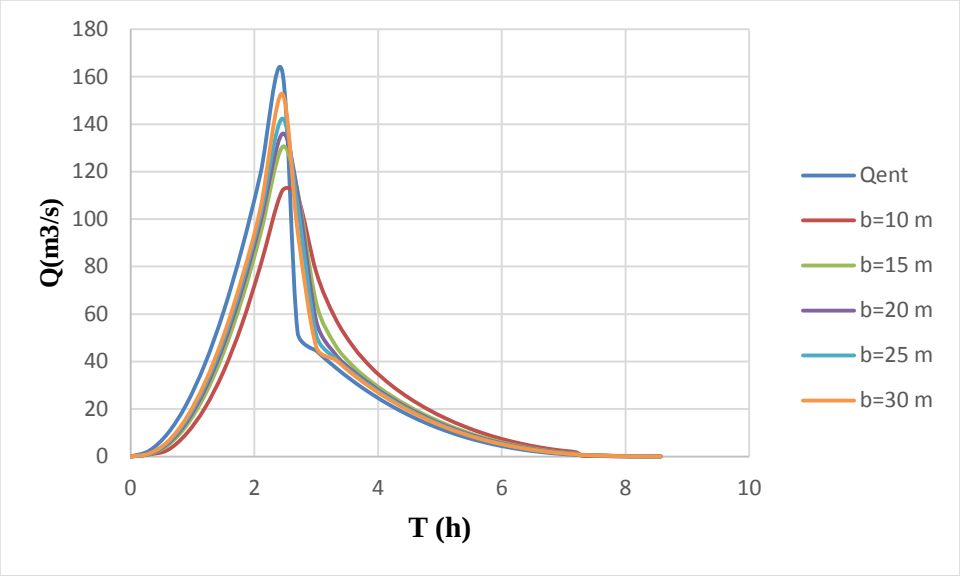


Figure II.25-Hydrogramme de sortie

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum :

Tableau II.51-Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum

b (m)	H (m)	NPHE	q (m3/s)	Vforcé (Mm3)
15	2.91	922.14	130.83	0.16
20	2.08	921.31	136.06	0.145
30	1.41	920.64	148.05	0.13

II.14 Calcul d'optimisation

Le calcul d'optimisation est fait dans le but de trouver la hauteur de la digueoptimale qui va correspondre elle aussi à une largeur optimale de l'évacuateur. Pour cefaire on calcule le cout approximatif de l'ouvrage pour différentes largeurs déversantesainsi que pour les différentes hauteurs de la digue.

II.14.1 Hauteur du barrage

II.14.1.1 Détermination de la revanche

Pour tous les risques d'accidents qui menacent l'existence d'un barrage en remblai, la submersion est la plus grave, Mais on peut lutter aisément, sinon économiquement contre ce risque ; en prévoyant très largement la capacité des évacuateurs de crues en ménageant une revanche pour le cas (influence des vagues causée par le vent),Cette revanche R est fonction de la hauteur des vagues (H), de la vitesse du vent(v) et de la vitesse de propagation des vagues dans la retenue (V).Le calcul de la revanche se fait par trois formules empiriques :

1) Method U.S.B.R (Design of Small Dams)

La revanche minimum est donnée par la relation suivante **:**

$$\mathbf{R=0,75.h+.}\frac{V^2}{2.g} \qquad (II.62)$$

Avec : R : Revanche minimum (m)

h : Hauteur des vagues (m)

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

D'après la formule empirique de **STEVENSON**, on estime la hauteur des vagues pour

$$F < 18 \text{ km} \text{ ----} h = 0,75 + 0,34x\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \qquad (II.63)$$

$$F > 18 \text{ km} \text{ --------} h = 0,34.F \qquad (II.64)$$

Dans notre cas $F = 0,432Km$.

Où F : Longueur du plan d'eau de la cuvette (F= Fetch).

AN : h=0.76m

➢ **Vitesse de propagation des vagues** :

On utilisera la formule suivante : V=1.5+2h

AN: V=3.03 m/s

Alors : R=1.04 m

2) Selon Mallet et Pacquant :

Elle permet d'évaluer la hauteur des vagues avec une assez bonne approximation.

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \qquad (II.65)$$

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h \qquad (II.66)$$

Avec :

h : Hauteur des vagues (m)

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

R : Revanche (m)

AN :

h=0.72 m

V=1.98 m/s

R=0.92 m

2) Formule Simplifies :

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

AN : R=1.2 m

On opte pour une revanche **R =1.50** m pour plus de sécurité et d'aptitude de stockage.

II.14.1.2 Calcul du tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules :

$$T = 0.015 \times Hb = 0.16m$$

$$T = 0.001 \times Hb3/2 = 0.03m$$

Les tassements sont estimés à 0.16m

II.14.1.3 Calcul de la hauteur de la digue h :

Hdigue= 923.64- 909.00+T =14.80m (à compter du lit du l'Oued, Cote Z)

Hdigue= 923.64- 913.00+T =10.80m **(à compter du terrain naturel)**

NB : Compte tenu de la profondeur du lit d'oued qui est de l'ordre de (5.00) par rapport au terrain naturel ; la hauteur réelle de la digue ne dépassera guerre ; les dix (10.80) m.

Donc on opte pour Hb= 14.80m**.**

Tableau II.52-Variation de la hauteur du Digue

B (m)	Hd (m)	Hb (m)
10	3.83	15.72
15	2.91	14.80
20	2.08	13.81
30	1.41	13.141

II.14.1.4 Calcul de la largeur en crête

La largeur de la retenue prés de son couronnement lorsque la retenue est plaine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs, La largeur en crête de la retenue doit assurer une sécurité suffisante contre tout risque de submersion par des vagues pour des revanches sous dimensionnées.

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

•Formule T.KNAPPEN $b=1,65H^{0.5}$

•Formule E.F.PREECE $b=1,1H^{0.5}+1$

•Formule PRATIQUE b= (5/3) $H^{0.5}$

•Formule SIMPLIFIEE b=3, 6.$H^{1/3}$ -3

Tableau II.53-Résultats des largeurs en crête.

Formules utilisées	T. KNAPPEN	E.F. PREECE	SIMPLIFIÉE	PRATIQUE
B=10 m	6,56	5,37	5,94	6,62
B=15 m	5.4	4.7	4,95	5.45
B=20 m	6,35	5,23	5,76	6,41
B=30 m	5,95	4,97	5,4	6,01

La largeur de la crête prise égale à b= 5 m.

II.14.2 Calcul des coûts

II.14.2.1 Estimation du coût de la digue

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \qquad (II.67)$$

Où : N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i.

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

$$\mathbf{S_i = \frac{b_{cr} + B_{Pi}}{2} \cdot H_{bi}} \qquad (II.68)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

$$\mathbf{B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2).H_{bi}} \qquad (II.69)$$

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

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

$$\mathbf{V_b = \sum_{i=1}^{n} V_i}$$

$$\text{Avec : } \mathbf{V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d} \qquad (II.70)$$

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

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués pour l'agence nationale des barrages (ANB), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

Tableau II.54-Volume des terres pour une largeur déversant de15m

Coupe N°	Cf	Li (m)	Hi (m²)	Bi1 (m²)	Si (m)	Vi (m^3)
1	923,8	0	0	5	0	0
2	921	15	2,8	20,4	71,75	688,597
3	919,1	15	4,7	30,85	153,3962	2550,533
4	918,45	15	5,35	34,425	186,6749	3048,403
5	918,28	15	5,52	35,36	219,7788	4662,537
6	916,66	15	7,14	44,27	401,8927	9525,475
7	912,29	15	11,51	68,305	868,1705	4996,6
8	909,7	15	14,1	82,55	1131,384	15931,95
9	910,54	15	13,26	77,93	992,8756	3427,78
10	911,65	15	12,15	71,825	797,4956	7803,236
11	913,9	15	9,9	59,45	509,6025	3383,894
12	916,8	15	7	43,5	208,25	1727,625
13	921,8	30	2	16	22,1	340,65
14	923,6	15	0,2	6,1	0,61	4,575
Total						**45050,91**

Tableau II.55-Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.

Largeur déversant (m)	**Volume (m3)**	**cout (DA)**
B=10 m	46005,65	55206780
B=15 m	45050,91	54061092
B=20 m	43250,82	51900984
B=30 m	41150,32	49380384

II.14.2.2 Coût de l'évacuateur de crues

Pour ce calcul, ils sont pris en compte les coûts du déversoir et du coursier, vu quelle chenal d'écoulement et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

II.14.2.2.1 Coût du déversoir

Nous optons pour la réalisation d'un déversoir type CREAGER, car il s'adapte mieux à l'écoulement de la lame d'eau pour diminuer les dangers des phénomènes hydrauliques qui peuvent engendrer des dégâts importants et provoquer la stabilité de l'ouvrage.

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

$$\frac{Y}{H} = 0.47(\frac{x}{H})\text{^}1.8 \qquad \text{(II.72)}$$

H : Charge sur le seuil ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera : Vd= S*B

S : Section transversale (m2).

B : Largeur De déversoir (m).

Tableau II.56-Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes.

N°	b (m)	H (m)	S (m2)	V (m3)	prix (DA)
1	10	3.83	2.2	29	859934,8548
2	15	2.91	2.65	33	1605200.56
3	20	2.08	2.83	45	1810655,858
4	30	1.41	3.01	56	2253546,767

II.14.2.2.2 Coût du canal d'approche

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

D'où la hauteur totale du mur : **Hca=P+H+R=4.76m**

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 21m L'épaisseur du mur « e » est prise égal à (0,5m).

Tableau II.57-Coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes

b (m)	H**m**	S (m²)	V (m3)	Coûts (DA)
10	4.76	409.8	205	615000
15	3.66	468	234.36	703080
20	3.12	520	260	780000
30	2.42	620	310	930000

II.14.2.2.3 Le coursier

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section ou atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente

Tableau II.58-Coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes

b (m)	V (m3)	Coûts (Million de DA)
10	450	1575000
15	600	2100000
20	900	3150000
30	1250	3675000

II.14.3 Estimation du coût total

Le coût total est calculé par l'addition des coûts de la digue, du déversoir et du coursier. Le tableau II.59 résume le coût total pour différentes largeurs du coursier.

Tableau II.59-Coût total de l'ouvrage pour différentes largeurs du coursier.

Largeur(m)	**Coût de la digue**	**Coût de l'évacuateurde crue**	**Coût total**
10 m	55206780	30499340,855	58256714,9
15 m	54061092	28030800	56864172
20 m	51900984	57400655,858	57641639,9
30 m	49380384	68508546,767	56238930,8

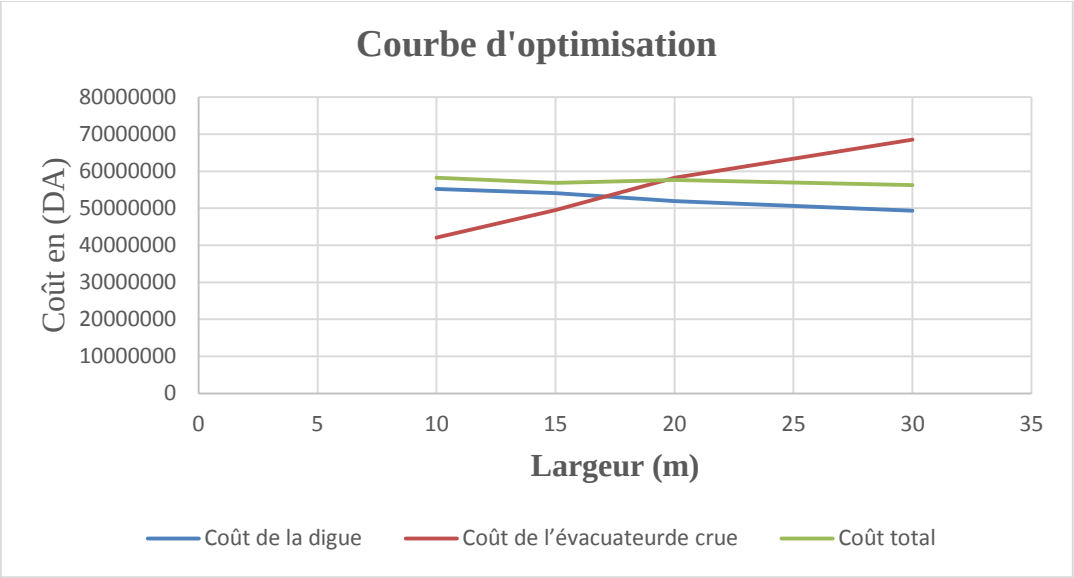


Figure II.26-Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir

II.15 Conclusion

La hauteur du barrage d'oued benakmum est de 14.8m avec une capacité utile de 95000 m3 Au niveau de la retenue normale (R.N.) fixée à 919.23 m.

Chapitre III : Dimensionnement de Barrage et calcule stabilité

III.1 Introduction

Les barrages en terre peuvent être constitué de matériaux de construction de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restant contenu dans des fourchettes beaucoup plus étroites. Le terme terre couvre tous 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 grés tendre.

III.2 Le choix du type de barrage

Pour le choix du type de barrage, on a pris en considération les conditions Géologiques de la fondation du barrage et la disponibilité des matériaux pour remblai du corps du barrage, et on a opté pour un barrage en terre hétérogène noyau imperméable. C'est un barrage composé de différents matériaux, dans la plus part des cas composé de deux matériaux, l'un imperméable et l'autre résistant et perméable.

III.3 Étude des variantes possibles :

En se basant sur l'étude géologique et géotechnique, et en prenant compte des différents critères cités ci-dessus, seul un barrage en matériaux locaux peut être envisagé. Vu que les résultats de l'étude géologique et géotechnique ont permis d'identifier la fondation comme étant des argiles marneuses. Et plusieurs zones d'emprunt potentielles ont pu être localisées à l'issus des investigations géotechniques, A partir de ce qui a été dit dans le paragraphe précèdent, trois variantes peuvent être adoptées dans notre cas à savoir :

•Barrage en terre homogène (argile) ;

•Barrage en terre zoné ;

•Barrage en enrochement à masque en béton ;

III.4 Définition du profil général

III.4.1 Pente des talus

Les pentes des talus sont fixées par les Conditions stabilité mécanique du massif et de sa fondation Concernant le massif à titre indicatif le tableau de TERZAGHI donne des valeurs qui Doivent être confirmées par une étude de stabilité, Dans le tableau on va choisir les pentes des talus suivant la hauteur du barrage.

Tableau III.1-Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage, nous optons pour :

•Parement amont m1= 3m ;

•Parement avalm2= 2,5m.

•Notre barrage est en terre homogène à fort % d'argile

La hauteur du barrage est de Hb=14.8m

•Les pentes sont :

1) Talus amont :1/3
2) Talus aval : 1/2.5

III.4.2 Risberme

Si la hauteur du barrage est supérieur au égale 10.00 m, il nous faut une pente variable, plus petite à la semelle et plus grande à la crête du barrage, avec une risberme

-La variation des pentes ne dépasse pas 0.5

-La longueur de risberme =3.00 m

III.4.3 Revêtement en enrochement du talus amont

Les talus d'un barrage en terre sont sensible à l'érosion due aux ruissellements des eaux de pluies, aux renards provoqués par le passage des eaux de saturation du barrage et en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues en général, il est préférable de prévoir une protection des talus, la protection du parement de notre barrage se fera par enrochement, pour cela nous envisagerons une protection bien étudiée en utilisant la pratique américaine qui recommande les caractéristiques de l'enrochement de bonne caractéristique physico-mécanique et qu'ils ne soient ni friables ni altérables.

Les effets de propagation des vagues dans la retenue due au vent et d'après CSN 736500 14/11/1980.

Cette protection se faite sur les deux parties suivant :

III.4.4 Protection externe

III.4.4.1 Talus aval

On doit concevoir le revêtement pour éviter l'érosion causée par les pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau .Pour sa protection, l'utilisation d'une couche d'enrochement avec une épaisseur de 0.7m

III.4.4.2 La crêté

Il faut aussi prévoir des rigoles des deux côtés gauche et droite toute au long de la route, pour évite les infiltrations éviter l'infiltration à travers cette dernière et ainsi faire évacuer les eaux des précipitations.

III.4.4.3 Talus amont :

Pour le talus amont on utilise communément en enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes.

III.4.4.3.1 Première méthode

$$e=CV^2 \qquad \text{(III.1)}$$

hv= hauteur de la vague en (m).

V=vitesse de propagation de la vague (m).

C= coefficient qui dépend de la pente et du poids volumique des grains solides.

Pour des digues homogènes :

c=0.025 V=1.98m/s

A.N:

e=0.1m

III.4.4.3.2 Deuxième méthode :

Cette méthode consiste à détermine l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales du bloc en fonction de la hauteur de la vague, en prenant les valeurs directement du tableau, Epaisse de l'enrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Tableau II.2-Epaisseur de l'enrochement et D50minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur de la vague (m)	Épaisseur de la couche (m)	D_{50} minimal (m)
0,0 ÷ 0,30	0,30	0,20
0,30 ÷ 0,60	0,40	0,25
0,60 ÷ 1,20	0,45	0,30
1,20 ÷ 1,80	0,55	0,40
1,80 ÷ 2,40	0,70	0,45
2,40 ÷ 3,00	0,80	0,55

Pour notre retenue la hauteur de la vague varie entre 0.60et 1.20m (hv=0.76), donc on peut prendre l'épaisseur de la couche d'enrochement égale à 0.45m avec un D50 minimal égale à 0.3m.

III.4.5 Dimensionnement du prisme de drainage

III.4.5.1 Hauteur du prisme de drainage

H p. d= (0,15 y 0,20)H=2.10 m

H p.d =2.10m,

Hprisme adoptée= 3.0 m

III.4.5.2 Largeur en crête du prisme de drainage

bp.d.=(1/3 y 1/4)hdr =3.5/4=1.17 m. b p.d =2.0m

Pour raison constructive, on recommande les valeurs suivantes :

Hp.d=3 m ; bp.d=2.0m (pour raison de réalisation et de mécanisation des travaux).

III.4.5.3 Largeur en base du drain

B=bdr+ m1hdr+m2hdr=

AN: B=10.4m

III.5 Étanchéités du barrage

III.5.1 Dimensionnement du noyau

Pour dimensionner le noyau on doit suivre les étapes suivant :

III.5.1.1 Hauteur à la crête :

Hn =Hb-1

AN: Hn=13.8m

Avec:

Hn:Hauteur du barrage(m);

Hb:Hauteur du noyau(m).

III.5.1.2 Largeur en crête

Elle est donnée en fonction de la hauteur de la retenue, elle ne doit pas être inférieure à 2 m. pour calculer la largeur du noyau on a la formule suivante :

B_n=1/6Hn

AN : b_n=2.3m

III.5.2 Classification de l'ouvrage :

La classification prend en considération la hauteur de l'ouvrage, sa fondation et les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. En pour connaitre la classe de notre barrage nous avons le tableau :

Tableau III.3-Classe du barrage en terre en fonction du type de fondation

sols du corps du barrage	Classe du barrage			
	I	II	III	VI
argile compacte	1,5	1,6	1,8	1,95
limon	1,05	1,15	1,25	1,35
sable moyen	0,7	0,8	0,9	1
limon sableux	0,55	0,55	0,75	0,85
sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

D'après le tableau, notre barrage appartient à la classe III.

III.5.3 Les fruits des talus

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau. La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition :

$$\frac{\Delta H}{bn} < Iadm \qquad \text{(III.02)}$$

$$\Delta H = H2 - H_1 \qquad \text{(III.03)}$$

Avec :

ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval(m) ;

H1 : Hauteur d'eau à l'aval(m);

H2 : Hauteur d'eau à l'amont(m) correspondant au NPHE.

H2= 14.8-2.91=11.89m

Iadm : Gradient hydraulique admissible du noyau. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

bnoy: La largeur moyenne du noyau(m)

L'ouvrage repose sur des argiles et il appartient à la classeIV, donc nous prenons Iadm= 1,95

A.N : bmoy> 6.1m

Pour calculer la largeur de la base du noyau, nous utilisons la formule :

$$LB = 2 \times bmoy - bn \qquad (III.04)$$

LB : Largeur à la base du noyau(m).

A.N :LB= 9.9m.

D'autre part la largeur de la base peut s'exprimer avec une autre formule en fonction des fruits de talus d'où :

$$LB = 2 \times m \times Hn + bc,n$$

$$m = \frac{Lb - bn}{2.Hn}$$

AN :m=0. 28

Avec :

m : Fruit de talus ;

Hn: Hauteur du noyau(m);

Lc,n: Largeur en crête du noyau(m);

III.6 Etude comparative :

Une étude comparative entre les différents volumes de matériaux nécessaires à la réalisation de chaque variante proposée parait nécessaire pour choisir la variante la plus adéquate et la plus économique.

III.6.1 Calcul des volumes :

Le volume de la digue est obtenu en utilisant les formules (II.66), (II.67), (II.68), (II.69)

III.6.2 Évaluation du prix total des différents matériaux

III.6.2.1 Barrage homogène

Étant donné que la retenue à une hauteur de 14.8m, les fruits de talus sont prisrespectivementm1= 3etm2= 2,5. Le tableau III.4 résumera le coût de la réalisation de la première variante.

Tableau III.4-Coût de la digue (1èrevariante).

Matériaux	Quantité (m3)	Prix Unitaire (DA)	Coût (DA)
V. Recharge (argile)	45050,91	700	31535637
V. Gravier total	1244,5	1200	1493400
V. Sable total	1244	1200	1492800
V. Rip-rap	3112	1500	4668000
		somme	**39189837**

III.6.2.2 Barrage zoné

Tout comme la première variante les fruits de talus sont prism1= 3 et m2= 2,5.Le tableau III.05 résumera le cout de la réalisation de la deuxième variante.

Tableau III.5-Coût de la digue (2émevariante)

Matériaux	Quantité (m3)	Prix Unitaire (DA)	Coût (DA)
V. Recharge (argile)	33205,65	1400	46487910
V. Gravier total	643,05	1200	771660
V. Sable total	128,63	1200	154356
V. Rip-rap	893,82	1500	1340730
NOYAU	11845,31	700	8291717
		somme	**57046373**

III.6.3 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons effectué une étude comparative des deux variantes de la digue. Techniquement, les deux variantes étudiées sont faisables. Toutefois, et d'un point de vue économique, la variante de la digue en terre homogène possède le coût d'exécution le plus bas. Aussi, la disponibilité des matériaux fins nécessaires sur place ainsi que la facilité d'exécution de ce type de digue représentent un atout pour cette variante. C'est pour cela que la digue homogène se présente comme le choix le mieux adapté dans notre cas.

La protection du talus amont de pente 1/3 sera protégé avec un revêtement de (Rip-Rap) d'une couche d'enrochement d'épaisseur t = ép. =0.45m avec un poids d'une pierre séparé de Q = 25 kg en moyenne et d'un diamètre moyen de DP = Dm = 30,00 cm tout en respectant la granulométrie suivante : D50% minimum = 0,30m.

III.7 Etude des infiltrations :

III.7.1 Généralités :

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

III.7.2 Hypothèse de calcul :

La digue est isotrope du point de vue hydraulique (coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions).

III.7.3 Ligne de saturation :

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

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

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

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

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \qquad \text{(III.05)}$$

En se reportant à la figure on a :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \qquad \text{(III.06)}$$

Et $a = \frac{Y_0}{2}$ d'où

$$Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \qquad \text{(III.07)}$$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale. Et pour la hauteur des plus hautes eaux qui est un cas exceptionnel et de durée

relativement courte.

Niveau de PHE=922,14mNG, h = 12.98m :

b= L – 0,7b' et L = m1×Hb+bcr+2,5×Hb+2br d'où **L= 84m**

b'=m_1h+3 = 41.93m.

d = L – 0,7.b' d'où **d =35 m**

On aura donc : Y_0 = 1.43m

a= 0,715m

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

Y^2 = 2.85X + 2.04

Tableau III.6-Coordonnées de la parabole de KOZENY

X [m]	Y [m]
0	13.02
10	9,35
20	7,7
30	4.02
34	1,44

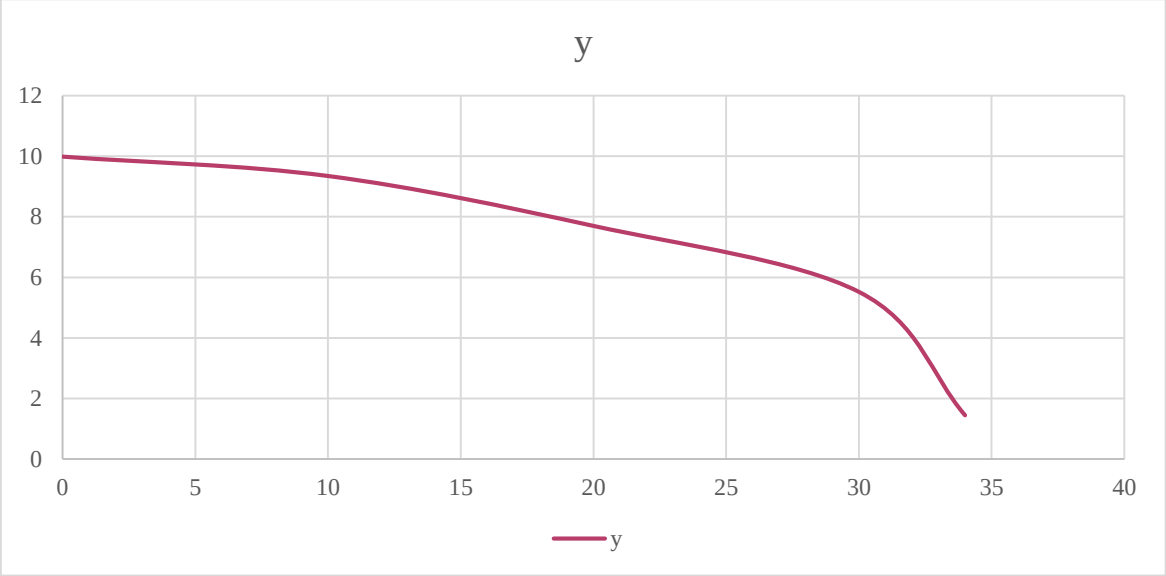


Figure III.1-ligne de saturation

III.7.4 Calcul du débit de fuite par infiltration :

III.7.4.1 Digue :

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul le débit de fuite à travers le barrage.

q_n = K.I.A (III.08)

Avec :

q_n : débit d'infiltration (m^3 /s/ml).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité. (K=7.32*10-7m/s)

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et : $A = y.I$

Donc : $q_n = K.y \frac{dy}{dx}$ (III.09)

Avec : $y\frac{dy}{dx} = y_0$;D'où : $q_n = K.y_0$ $m^3/s/ml$.

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q.L \qquad \text{(III.10)}$$

L= 210.00m

Niveau d'eau(m)	Y_0 (m)	K (m/s)	Q (m^3/s/ml)	q (m^3/an/ml)
9.14	0.78	$7.32.10^{-7}$	$1.53.10^{-4}$	4825.008

Ces valeurs de débit de fuite sont sensiblement négligeables par rapport au volume d'eau stocké.

III.7.4.2 Fondation

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

$$q = K.I.A \qquad \text{(III.11)}$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. (K=7.32*10-7m/s)

I=He/Lb

He= charge de la retenue=9.14 mce,

Lb= 74.5m L'emprise du barrage

AN : $Q=1.4*10^{-4}$ m^3/s

Le débit total d'infiltration (en m^3/an) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Avec : $Q_{tf} = Q_{digue} + Q_f$ (III.12)

AN : $Q_{tf}=2.93 . 10^{-4}$ m^3/s

III.8 Etude de la stabilité des talus :

L'étude de stabilité d'un barrage en remblai est fondamentale pour aboutir à la définition de la forme du remblai (pentes des talus) ; et des types de drainage appliquer.

Un barrage dit instable lors d'une apparition d'un désordre dans sa masse, qui se traduit par des déformations géométriques (glissement des talus) en surfaces.

III.8.1 Cause d'instabilité :

•Les effets du renard âge d'origine hydraulique.

•Le développement du ravinement superficiel.

III.8.2 Facteurs déterminant la stabilité du remblai :

•Caractéristiques des matériaux constitutifs (la cohésion, angle de frottement).

•Profil du remblai (largeur en crête, pentes des talus).

•Hydraulique interne (La configuration de la ligne de saturation).

•Les cas de charge (retenue vide ; plein...).

III.8.3 Hypothèse de calcul :

•Courbes de glissement sont des arts de cercles.

•Mouvement de la surface de terre est assimilé à une rotation autour de l'autre de cercle de glissement.

•Le coefficient de sécurité sera le rapport des mouvements par rapport au centre des cercles, des forces stabilisatrices et des forces déstabilisatrices.

•Interactions entre les tranches sont équilibrées verticalement et horizontalement.

III.1- Principe de calcul :

1. Construction de la coupe transversale du barrage à l'échelle.
2. On trouve la zone de centre de surfaces de glissement probables, en tracent deux ligne au milieu du talus moyen la première verticale et la seconde fait un angle de 85°avec le talus.
3. Trace au milieu du talus deux arcs avec les rayons déterminés en fonction des pentes de talus.
4. On trace des cercles de glissement d'après un centre indiqué.
5. On partage la zone limitée par le cercle de glissement en tranches verticales.
6. Numérotation des tranches.

III.8.4 Méthode utilisé :

Méthode de FELLENIUS (suédoise) méthode de tranches=méthode de FELLENIUS perfectionné par BISHOP.

III.8.5 Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

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 R1 et R2

Avec : $R1= K1Hb.$ (III.13)

$R2= K2Hb.$ (III.14)

Hb : Hauteur totale du barrage (Hb=14.80) m

(K1-K2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau III.7-(K1-K2) en fonction de pentes de talus.

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1= R_1/Hb$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2= R_2/Hb$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Pour notre cas : Hb=14.8m

m=3 m=2.5

K1=1 R1=14.8m K1=0.9 R1=13.35m

K2=2.3 R2=34.04m K2=2.15 R2=30.9m

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 côté du talus aval, et on indique le centre de glissement «O »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur b=0,1R, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ✓ Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$N= G_n \cos \alpha \quad \text{(III.15)}$$

- ✓ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T= G_n \sin \alpha \quad \text{(III.16)}$$

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

Les caractéristiques géotechniques des sols sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.8-Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ	Degré (°)	10°
C	bar	2,6
γ_{sat}	t/m^3	2,05
γ_d	t/m^3	1,68
γ'	t/m^3	1,05

III.8.6 Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

III.8.6.1 Force de pesanteur (poids propre de la tranche :

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

La formule s'écrit :

$$G_n = b\,(\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3). \qquad \text{(III.17)}$$

h_1 , h_2 , h_3 : 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.

γ_3: densité de la fondation.

b : largeur de la tranche.

III.8.6.2 Force de pression interstitielle :

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

$$P = U.\,dl = \gamma w.\,h\,.dl. \qquad \text{(III.18)}$$

U : pression interstitielle.

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

γ_w : poids volumique de l'eau γ_w =10KN/m3.

h : hauteur de la tranche.

III.8.6.3 Forces de cohésion

$$F_c = c\,.dl. \qquad \text{(III.19)}$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

III.8.6.4 Forces dues au séisme :

$$T = a.\,G_n \qquad \text{(III.20)}$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

III.8.7 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

III.8.7.1 Les forces stabilisatrices :

III.8.7.1.1 Force de frottement :

$$F_1 = N\,n\ tg\,\varphi - U\,dl\,tg\varphi \qquad \text{(III.21)}$$

φ : Angle de frottement

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

III.8.7.1.2 Force de cohésion :

$$F\,c = c\,dl \qquad \text{(III.22)}$$

Avec : $$dl = \frac{2.\pi.R.B_i}{360} \qquad \text{(III.23)}$$

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 :

$$M\,s = [(N\,n - U\,dl)\,tg\varphi + c\,dl]\,R. \qquad \text{(III.24)}$$

III.8.7.2 Les forces motrices :

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

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

$$M = R \sum_{i=1}^{n} Tn \qquad \text{(III.25)}$$

On Remarque que : $\sin\alpha = \frac{Numéro.d'ordre.de.la.\sec tion.divisée}{10}$

$$Cos\alpha = \sqrt{1 - Sin^2\alpha}\ . \qquad \text{(III.26)}$$

III.8.8 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

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

III.8.8.1 Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum Cdl + (G_n \cos^2\alpha - U_i dl)tg\Phi / \cos\alpha}{G_n \sin\alpha} \geq K_{adm} \qquad \text{(III.27)}$$

$$K_{as} = \frac{\sum Cdl + (G_n \cos^2\alpha - U_i dl)tg\Phi / \cos\alpha}{G_n \sin\alpha + (aG_n dn / R)} \geq K_{adm} \qquad \text{(III.28)}$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

III.8.8.2 Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum Cdl + (G_n \cos^2 \alpha) tg\Phi / \cos\alpha}{G_n \sin\alpha} \geq K_{adm} \qquad \text{(III.29)}$$

$$K_{as} = \frac{\sum Cdl + (G_n \cos^2 \alpha) tg\Phi / \cos\alpha}{G_n \sin\alpha + (aG_n dn / R)} \geq K_{adm} \qquad \text{(III.30)}$$

III.8.8.3 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.

$$K_{ss} = \frac{\sum Cdl + (G_n \cos^2 \alpha - U_i dl) tg\Phi / \cos\alpha}{G_n \sin\alpha} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum Cdl + (G_n \cos^2 \alpha - U_i dl) tg\Phi / \cos\alpha}{G_n \sin\alpha + (aG_n dn / R)} \geq K_{adm} \qquad \text{(III.32)}$$

Tableau III.9-Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		Sans séisme (Kss, $_{adm}$= 1,10 _ 1,15)	Avec séisme (Kas, $_{adm}$= 1,05)
Fin de Construction	Talus aval R=36m R=40,6m R=29m	 2,19725 2,06589 2,39174	 1,43481 1,43433 1,53046
	Talus amont R=33,3m R=31m R=35,95m	 2,68489 3,04502 2,6	 1,70574 2,06917 1,57743
Fonctionnement Normal	Talus aval R=29m R=40,6m R_3=36m	 2.39 2,12 1,99	 1.53 1.47 1.43
Vidange Rapide.	Talus amont R_1=33.3m R_2=31m R_3=35.95	 1.29 1.89 2.01	 1.7 1,63 1,26

III.9 Conclusion

Le travail réalisé et les résultats trouvés dans ce chapitre ne reflètent pas la réalité de la stabilité, nous avons fait un calcul manuel pour expliquer la méthode des tranches.

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

III.10 Annexes

a=	0,1	tangø=	0,18
R	36		
C=	2,6		
ɤ1	1,68		
ɤ 2	1,56		

(talus aval) pour le cas de fin de construction (R=36m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,66	0	1,76	-0,2	0,9798	7,3033	-1,460659	7,1557395	2,7149	7,05861	0,18	1,288033102	1,76	4,77814	0,86006484	35,66	26,0436
-2	3,6	1,5	3,26	-0,133	0,99107	27,38	-3,650688	27,135689	3,6324	9,44433	0,18	4,88442409	3,26	11,8417	2,13151174	35	95,8306
-1	3,6	3,3	4,32	-0,067	0,99778	44,22	-2,947968	44,121145	3,608	9,38087	0,18	7,941806095	4,32	15,5867	2,80560161	34,7	153,442
0	3,6	3,75	4,95	0	1	50,479	0	50,4792	3,6	9,36	0,18	9,086256	4,95	17,82	3,2076	34,6	174,658
1	3,6	4,81	5,15	0,0667	0,99778	58,013	3,867552	57,884218	3,608	9,38087	0,18	10,41915925	5,15	18,5813	3,34464081	34,7	201,306
2	3,6	6,62	4,95	0,1333	0,99107	67,837	9,044928	67,231261	3,6324	9,44433	0,18	12,10162693	4,95	17,9805	3,23649788	34,6	234,716
3	3,6	8,02	4,32	0,2	0,9798	72,766	14,553216	71,295907	3,6742	9,55301	0,18	12,83326319	4,32	15,8727	2,85708484	32,12	233,725
4	3,6	9,02	0	0,2667	0,96379	54,553	14,547456	52,577533	3,7353	9,71167	0,18	9,463955927	0	0	0	31,9	174,024
5	3,6	8,65	0	0,3333	0,94281	52,315	17,4384	49,323244	3,8184	9,92778	0,18	8,878183843	0	0	0	32,3	168,978
6	3,6	7,71	0	0,4	0,91652	46,63	18,652032	42,737174	3,9279	10,2126	0,18	7,692691365	0	0	0	32	149,216
7	3,6	6,06	0	0,4667	0,88443	36,651	17,103744	32,415258	4,0704	10,583	0,18	5,834746425	0	0	0	31	113,618
8	1,83	2,75	0	0,5333	0,84591	8,4546	4,50912	7,1517898	2,1634	5,62474	0,18	1,287322172	0	0	0	32,9	27,8156
somme							91,657133			109,682		91,71146839			18,4430017		1753,37

Kss	2,19725
Kas	1,43481

a=	0,1	tangø=	0,18
R	40,6		
C=	2,6		
ɤ 1	1,68		
ɤ 2	1,08		
ɤ 3	1,56		

(talus aval) pour le cas de fin de construction (R=40,6m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	3,55	0	0	1,76	-0,26667	0,9638	9,74688	-2,599168	9,3939	3,68338	9,576787	0,18	1,691	0	0	0	35,66	34,757371
-3	4,06	0	0	3,26	-0,2	0,9798	20,647536	-4,1295072	20,23	4,14372	10,77367	0,18	3,641	0	0	0	35	72,266376
-2	4,06	0	0	4,32	-0,13333	0,9911	27,361152	-3,6481536	27,117	4,09658	10,6511	0,18	4,881	0	0	0	34,7	94,943194
-1	4,06	2,15	0	4,95	-0,06667	0,9978	46,01604	-3,067736	45,914	4,06905	10,57954	0,18	8,264	0	0	0	34,6	159,21548
0	4,06	3,2	0	5,15	0	1	54,4446	0	54,445	4,06	10,556	0,18	9,8	0	0	0	34,7	188,92272
1	4,06	4,64	0	4,95	0,06667	0,9978	62,999832	4,1999888	62,86	4,06905	10,57954	0,18	11,31	0	0	0	34,6	217,97941
2	4,06	6,25	0	4,32	0,13333	0,9911	69,991152	9,3321536	69,366	4,09658	10,6511	0,18	12,49	0	0	0	32,12	224,81158
3	4,06	7,9	0	3,3	0,2	0,9798	74,7852	14,95704	73,274	4,14372	10,77367	0,18	13,19	0	0	0	31,9	238,56478
4	4,06	9	0	2,25	0,26667	0,9638	75,6378	20,17008	72,899	4,21254	10,95261	0,18	13,12	0	0	0	32,3	244,31094
5	4,06	9,7	1,15	0	0,33333	0,9428	71,06421	23,68807	67	4,30628	11,19633	0,18	12,06	1,15	4,95222234	0,891	32	227,40547
6	4,06	7,6	2,22	0	0,4	0,9165	61,30194	24,520776	56,184	4,42982	11,51754	0,18	10,11	2,22	9,83420744	1,77	31	190,03601
7	4,06	7,12	0,84	0	0,46667	0,8844	52,145016	24,334341	46,119	4,59051	11,93533	0,18	8,301	0,84	3,85602859	0,694	32,9	171,55710
8	2,42	3,57	0	0	0,53333	0,8459	14,514192	7,7409024	12,278	2,86084	7,438186	0,18	2,21	0	0	0	32,9	47,751691
somme								115,49879			129,7432		108,9			3,356		2064,7668
									Kss	2,06589								
									Kas	1,43433								

a=	0,1	tangø=	0,18
R	29		
C=	2,6		
ɤ1	1,68		
ɤ2	1,08		
ɤ3	1,56		

(talus aval) pour le cas de fin de construction (R=29m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1,54	0,95	0	0	-0,2	0,9798	2,45784	-0,491568	2,4082	1,57176	4,086565	0,18	0,433	0	0	0	35,66	8,76465744
-2	2,9	2,11	0	0	-0,13333	0,9911	10,27992	-1,370656	10,188	2,92613	7,607929	0,18	1,834	0	0	0	35	35,97972
-1	2,9	3,71	0	0	-0,06667	0,9978	18,07512	-1,205008	18,035	2,90647	7,556812	0,18	3,246	0	0	0	34,7	62,7206664
0	2,9	4,97	0	0	0	1	24,21384	0	24,214	2,9	7,54	0,18	4,358	0	0	0	34,6	83,7798864
1	2,9	6	0	0	0,06667	0,9978	29,232	1,9488	29,167	2,90647	7,556812	0,18	5,25	0	0	0	34,7	101,43504
2	2,9	6,7	0	0	0,13333	0,9911	32,6424	4,35232	32,351	2,92613	7,607929	0,18	5,823	0	0	0	34,6	112,942704
3	2,9	7,1	0	0	0,2	0,9798	34,5912	6,91824	33,892	2,9598	7,69548	0,18	6,101	0	0	0	32,12	111,106934
4	2,9	7,2	0	0	0,26667	0,9638	35,0784	9,35424	33,808	3,00896	7,823291	0,18	6,085	0	0	0	31,9	111,900096
5	2,9	6,7	0	0	0,33333	0,9428	32,6424	10,8808	30,776	3,07591	7,997378	0,18	5,54	0	0	0	32,3	105,434952
6	2,9	6,15	0	0	0,4	0,9165	29,9628	11,98512	27,461	3,16416	8,226814	0,18	4,943	0	0	0	32	95,88096
7	2,9	4,9	0	0	0,46667	0,8844	23,8728	11,14064	21,114	3,27894	8,525233	0,18	3,801	0	0	0	31	74,00568
8	1,53	2,2	0	0	0,53333	0,8459	5,65488	3,015936	4,7835	1,80871	4,702655	0,18	0,861	0	0	0	32,9	18,6045552
somme								56,528864			86,9269		48,28			0		922,555852
									Kss	2,39174								
									Kas	1,53046								

a=	0,1	tangø=	0,18
R	33,3		
C=	2,6		
ɤ1	1,68		
ɤ2	1,08		
ɤ3	1,56		

(Talus amont) pour le cas de fin de construction (R=33,3m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0,06	0	1	1,5	-0,26667	0,9638	0,2034	-0,05424	0,196	0,06225	0,161861	0,18	0,035	1	0,0622543	0,011	32,6	0,663084
-3	3,33	0	2,1	2,8	-0,2	0,9798	21,88809	-4,377618	21,446	3,39867	8,836534	0,18	3,86	2,1	7,13720074	1,285	31,6	69,1663644
-2	3,33	0	3,2	3,6	-0,13333	0,9911	29,89008	-3,985344	29,623	3,36	8,736002	0,18	5,332	3,2	10,7520019	1,935	30,2	90,2680416
-1	3,33	0	4,3	4,1	-0,06667	0,9978	36,33363	-2,422242	36,253	3,33742	8,677304	0,18	6,526	4,3	14,3509265	2,583	29,4	106,820872
0	3,33	0	5,3	4,3	0	1	40,86909	0	40,869	3,33	8,658	0,18	7,356	5,3	17,649	3,177	27,7	113,207379
1	3,33	0	6,5	4,2	0,06667	0,9978	44,54541	2,969694	44,446	3,33742	8,677304	0,18	8	6,5	21,6932609	3,905	27,5	122,499878
2	3,33	0	7,7	3,6	0,13333	0,9911	45,62433	6,083244	45,217	3,36	8,736002	0,18	8,139	7,7	25,8720047	4,657	28	127,748124
3	3,33	0	8,8	2,75	0,2	0,9798	45,0549	9,01098	44,145	3,39867	8,836534	0,18	7,946	8,8	29,9082698	5,383	28,15	126,829544
4	3,33	0	9,9	2,6	0,26667	0,9638	48,12183	12,832488	46,379	3,45511	8,983296	0,18	8,348	9,9	34,2056261	6,157	28,5	137,147216
5	3,33	0	10,8		0,33333	0,9428	37,7622	12,5874	35,603	3,532	9,183196	0,18	6,408	10,8	38,1455824	6,866	29,1	109,888002
6	3,33	1,82	7,9	0	0,4	0,9165	37,804158	15,121663	34,648	3,63333	9,446652	0,18	6,237	7,9	28,7032902	5,167	29,7	112,278349
7	3,33	3,6	4,35	0	0,46667	0,8844	35,349615	16,496487	31,264	3,76512	9,78932	0,18	5,628	4,35	16,3782847	2,948	31,65	111,881531
8	3,33	5,45	0	0	0,53333	0,8459	30,48948	16,261056	25,791	3,93661	10,23519	0,18	4,642	0	0	0	31	94,517388
9	3	0,14	0	0	0,6	0,8	0,7056	0,42336	0,5645	3,75	9,75	0,18	0,102	0	0	0	32	2,25792
somme								64,262512			98,72201		73,82			44,07		1228,39838
									Kss	2,68489								
									Kas	1,70574								

a=	0,1	tangø=	0,18
R	31		
C=	2,6		
γ1	1,68		
γ2	1,08		
γ3	1,56		

(talus amont) pour le cas de fin de construction (R=31m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1,22	0	1,98	0	-0,2	0,9798	2,53638	-0,507276	2,4851	1,24516	3,237409	0,18	0,447	1,98	2,46541143	0,444	31,6	8,0149608
-2	3,1	0	3,8	0	-0,13333	0,9911	12,369	-1,6492	12,259	3,12793	8,132614	0,18	2,207	3,8	11,8861283	2,14	30,2	37,35438
-1	3,1	0	5,3	0	-0,06667	0,9978	17,2515	-1,1501	17,213	3,10691	8,077971	0,18	3,098	5,3	16,4666333	2,964	29,4	50,71941
0	3,1	0	6,45	0	0	1	20,99475	0	20,995	3,1	8,06	0,18	3,779	6,45	19,995	3,599	27,7	58,1554575
1	3,1	0	7,33	0	0,06667	0,9978	23,85915	1,59061	23,806	3,10691	8,077971	0,18	4,285	7,33	22,7736645	4,099	27,5	65,6126625
2	3,1	0	7,89	0	0,13333	0,9911	25,68195	3,42426	25,453	3,12793	8,132614	0,18	4,581	7,89	24,6793558	4,442	28	71,90946
3	3,1	0	8,11	0	0,2	0,9798	26,39805	5,27961	25,865	3,16392	8,226203	0,18	4,656	8,11	25,6594257	4,619	28,15	74,3105108
4	3,1	0	8,25	0	0,26667	0,9638	26,85375	7,161	25,881	3,21647	8,362828	0,18	4,659	8,25	26,5358961	4,776	28,5	76,5331875
5	3,1	1,44	6	0	0,33333	0,9428	27,02952	9,00984	25,484	3,28805	8,548921	0,18	4,587	6	19,7282792	3,551	29,1	78,6559032
6	3,1	3,1	0	0	0,4	0,9165	16,1448	6,45792	14,797	3,38238	8,794181	0,18	2,663	0	0	0	29,7	47,950056
7	3,1	4,8	0	0	0,46667	0,8844	24,9984	11,66592	22,109	3,50507	9,11318	0,18	3,98	0	0	0	31,65	79,119936
8	1,85	1,8	0	0	0,53333	0,8459	5,5944	2,98368	4,7323	2,18701	5,686217	0,18	0,852	0	0	0	31	17,34264
somme								41,282584			86,76389		38,94			30,63		648,335924
									Kss	3,04502								
									Kas	2,06917								

a=	0,1	tangø=	0,18
R	35,95		
C=	2,6		
ɤ1	1,68		
ɤ2	1,08		
ɤ3	1,56		

(talus amont) pour le cas de fin de construction (R=35,95m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	0,95	0	0	0,74	-0,4	0,9165	1,09668	-0,438672	1,0051	1,03653	2,694991	0,18	0,181	0	0	0	35,6	3,9041808
-5	3,595	0	0	3,11	-0,33333	0,9428	17,441502	-5,813834	16,444	3,81307	9,913991	0,18	2,96	0	0	0	35	61,045257
-4	3,595	0	0	4,94	-0,26667	0,9638	27,704508	-7,3878688	26,701	3,73007	9,698183	0,18	4,806	0	0	0	33,35	92,3945342
-3	3,595	0	0,9	6,28	-0,2	0,9798	38,616771	-7,7233542	37,837	3,66913	9,539742	0,18	6,811	0,9	3,30221836	0,594	35	135,158699
-2	3,595	0	2,1	7,2	-0,13333	0,9911	48,306015	-6,440802	47,875	3,62739	9,431209	0,18	8,617	2,1	7,61751489	1,371	36	173,901654
-1	3,595	0	3,4	7,75	-0,06667	0,9978	56,2977	-3,75318	56,172	3,60302	9,367841	0,18	10,11	3,4	12,2502531	2,205	33	185,78241
0	3,595	0	4,5	7,93	0	1	61,459401	0	61,459	3,595	9,347	0,18	11,06	4,5	16,1775	2,912	33	202,816023
1	3,595	0	5,7	7,75	0,06667	0,9978	64,979625	4,331975	64,835	3,60302	9,367841	0,18	11,67	5,7	20,537189	3,697	33	214,432763
2	3,595	0	6,9	7,05	0,13333	0,9911	65,583585	8,744478	64,998	3,62739	9,431209	0,18	11,7	6,9	25,0289775	4,505	33	216,425831
3	3,595	0	8,1	6,3	0,2	0,9798	65,907135	13,181427	64,576	3,66913	9,539742	0,18	11,62	8,1	29,7199652	5,35	33	217,493546
4	3,595	0	9,3	4,9	0,26667	0,9638	62,585355	16,689428	60,319	3,73007	9,698183	0,18	10,86	9,3	34,6896533	6,244	33	206,531672
5	3,595	0	11,2	3,11	0,33333	0,9428	59,718702	19,906234	56,303	3,81307	9,913991	0,18	10,13	11,2	42,7064212	7,687	33	197,071717
6	3,595	1,2	10,5	0,89	0,4	0,9165	51,873693	20,749477	47,543	3,92247	10,19841	0,18	8,558	10,5	41,1858991	7,413	36	186,745295
7	3,595	3,1	9,5	0	0,46667	0,8844	54,582885	25,472013	48,275	4,06475	10,56835	0,18	8,689	9,5	38,6151232	6,951	35,6	194,315071
8	3,595	5,1	2,6	0	0,53333	0,8459	40,61631	21,662032	34,358	4,24989	11,0497	0,18	6,184	2,6	11,049702	1,989	36	146,218716
9	0,99	2,3	0	0	0,6	0,8	3,82536	2,295216	3,0603	1,2375	3,2175	0,18	0,551	0	0	0	36,6	14,0008176
somme								101,47457			142,9779		124,5			50,92		2448,23818
									Kss	2,63608								
									Kas	1,57743								

a=	0,1	tangø=	0,18
R	35,95		
C=	2,6		
ɤ2	1,08		
ɤ3	1,56		

(talus amont) pour le cas de fin de construction (R=35,95m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	0,95	0	0	0,74	-0,4	0,9165	1,09668	-0,438672	1,0051	1,03653	2,694991	0,18	0,181	0	0	0	35,6	3,9041808
-5	3,595	0	0	3,11	-0,33333	0,9428	17,441502	-5,813834	16,444	3,81307	9,913991	0,18	2,96	0	0	0	35	61,045257
-4	3,595	0	0	4,94	-0,26667	0,9638	27,704508	-7,3878688	26,701	3,73007	9,698183	0,18	4,806	0	0	0	33,35	92,3945342
-3	3,595	0	0,9	6,28	-0,2	0,9798	38,616771	-7,7233542	37,837	3,66913	9,539742	0,18	6,811	0,9	3,30221836	0,5943993	35	135,158699
-2	3,595	0	2,1	7,2	-0,13333	0,9911	48,306015	-6,440802	47,875	3,62739	9,431209	0,18	8,617	2,1	7,61751489	1,37115268	36	173,901654
-1	3,595	0	3,4	7,75	-0,06667	0,9978	56,2977	-3,75318	56,172	3,60302	9,367841	0,18	10,11	3,4	12,2502531	2,20504556	33	185,78241
0	3,595	0	4,5	7,93	0	1	61,459401	0	61,459	3,595	9,347	0,18	11,06	4,5	16,1775	2,91195	33	202,816023
1	3,595	0	5,7	7,75	0,06667	0,9978	64,979625	4,331975	64,835	3,60302	9,367841	0,18	11,67	5,7	20,537189	3,69669402	33	214,432763
2	3,595	0	6,9	7,05	0,13333	0,9911	65,583585	8,744478	64,998	3,62739	9,431209	0,18	11,7	6,9	25,0289775	4,50521595	33	216,425831
3	3,595	0	8,1	6,3	0,2	0,9798	65,907135	13,181427	64,576	3,66913	9,539742	0,18	11,62	8,1	29,7199652	5,34959374	33	217,493546
4	3,595	0	9,3	4,9	0,26667	0,9638	62,585355	16,689428	60,319	3,73007	9,698183	0,18	10,86	9,3	34,6896533	6,24413759	33	206,531672
5	3,595	0	11,2	3,11	0,33333	0,9428	59,718702	19,906234	56,303	3,81307	9,913991	0,18	10,13	11,2	42,7064212	7,68715581	33	197,071717
6	3,595	1,2	10,5	0,89	0,4	0,9165	51,873693	20,749477	47,543	3,92247	10,19841	0,18	8,558	10,5	41,1858991	7,41346183	36	186,745295
7	3,595	3,1	9,5	0	0,46667	0,8844	54,582885	25,472013	48,275	4,06475	10,56835	0,18	8,689	9,5	38,6151232	6,95072218	35,6	194,315071
8	3,595	5,1	2,6	0	0,53333	0,8459	40,61631	21,662032	34,358	4,24989	11,0497	0,18	6,184	2,6	11,049702	1,98894635	36	146,218716
9	0,99	2,3	0	0	0,6	0,8	3,82536	2,295216	3,0603	1,2375	3,2175	0,18	0,551	0	0	0	36,6	14,0008176
somme								101,47457			142,9779		124,5			50,918475		2448,23818
									Kss	2,13429								
									Kas	1,27717								

a=	0,1	tangø=	0,18
R	31		
C=	2,6		
ɤ1	1,68		
ɤ2	1,08		
ɤ3	1,56		

(talus amont) pour le cas de fonc (R=31m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1,22	0	1,98	0	-0,2	0,9798	2,53638	-0,507276	2,4851	1,24516	3,237409	0,18	0,447	1,98	2,46541143	0,444	31,6	8,0149608
-2	3,1	0	3,8	0	-0,13333	0,9911	12,369	-1,6492	12,259	3,12793	8,132614	0,18	2,207	3,8	11,8861283	2,14	30,2	37,35438
-1	3,1	0	5,3	0	-0,06667	0,9978	17,2515	-1,1501	17,213	3,10691	8,077971	0,18	3,098	5,3	16,4666333	2,964	29,4	50,71941
0	3,1	0	6,45	0	0	1	20,99475	0	20,995	3,1	8,06	0,18	3,779	6,45	19,995	3,599	27,7	58,1554575
1	3,1	0	7,33	0	0,06667	0,9978	23,85915	1,59061	23,806	3,10691	8,077971	0,18	4,285	7,33	22,7736645	4,099	27,5	65,6126625
2	3,1	0	7,89	0	0,13333	0,9911	25,68195	3,42426	25,453	3,12793	8,132614	0,18	4,581	7,89	24,6793558	4,442	28	71,90946
3	3,1	0	8,11	0	0,2	0,9798	26,39805	5,27961	25,865	3,16392	8,226203	0,18	4,656	8,11	25,6594257	4,619	28,15	74,3105108
4	3,1	0	8,25	0	0,26667	0,9638	26,85375	7,161	25,881	3,21647	8,362828	0,18	4,659	8,25	26,5358961	4,776	28,5	76,5331875
5	3,1	1,44	6	0	0,33333	0,9428	27,02952	9,00984	25,484	3,28805	8,548921	0,18	4,587	6	19,7282792	3,551	29,1	78,6559032
6	3,1	3,1	0	0	0,4	0,9165	16,1448	6,45792	14,797	3,38238	8,794181	0,18	2,663	0	0	0	29,7	47,950056
7	3,1	4,8	0	0	0,46667	0,8844	24,9984	11,66592	22,109	3,50507	9,11318	0,18	3,98	0	0	0	31,65	79,119936
8	1,85	1,8	0	0	0,53333	0,8459	5,5944	2,98368	4,7323	2,18701	5,686217	0,18	0,852	0	0	0	31	17,34264
somme								41,282584			86,76389		38,94			30,63		648,335924
									Kss	2,303								
									Kas	1,60281								

a=	0,1	tangø=	0,18
R	33,33		
C=	2,6		
ɤ1	1,68		
ɤ2	1,08		
ɤ3	1,56		

(talus amont) pour le cas de fonc (R=33,33m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0,06	0	1	1,5	-0,26667	0,9638	0,2034	-0,05424	0,196	0,06225	0,161861	0,18	0,035	1	0,0622543	0,011	32,6	0,663084
-3	3,33	0	2,1	2,8	-0,2	0,9798	21,88809	-4,377618	21,446	3,39867	8,836534	0,18	3,86	2,1	7,13720074	1,285	31,6	69,1663644
-2	3,33	0	3,2	3,6	-0,13333	0,9911	29,89008	-3,985344	29,623	3,36	8,736002	0,18	5,332	3,2	10,7520019	1,935	30,2	90,2680416
-1	3,33	0	4,3	4,1	-0,06667	0,9978	36,33363	-2,422242	36,253	3,33742	8,677304	0,18	6,526	4,3	14,3509265	2,583	29,4	106,820872
0	3,33	0	5,3	4,3	0	1	40,86909	0	40,869	3,33	8,658	0,18	7,356	5,3	17,649	3,177	27,7	113,207379
1	3,33	0	6,5	4,2	0,06667	0,9978	44,54541	2,969694	44,446	3,33742	8,677304	0,18	8	6,5	21,6932609	3,905	27,5	122,499878
2	3,33	0	7,7	3,6	0,13333	0,9911	45,62433	6,083244	45,217	3,36	8,736002	0,18	8,139	7,7	25,8720047	4,657	28	127,748124
3	3,33	0	8,8	2,75	0,2	0,9798	45,0549	9,01098	44,145	3,39867	8,836534	0,18	7,946	8,8	29,9082698	5,383	28,15	126,829544
4	3,33	0	9,9	2,6	0,26667	0,9638	48,12183	12,832488	46,379	3,45511	8,983296	0,18	8,348	9,9	34,2056261	6,157	28,5	137,147216
5	3,33	0	10,8		0,33333	0,9428	37,7622	12,5874	35,603	3,532	9,183196	0,18	6,408	10,8	38,1455824	6,866	29,1	109,888002
6	3,33	1,82	7,9	0	0,4	0,9165	37,804158	15,121663	34,648	3,63333	9,446652	0,18	6,237	7,9	28,7032902	5,167	29,7	112,278349
7	3,33	3,6	4,35	0	0,46667	0,8844	35,349615	16,496487	31,264	3,76512	9,78932	0,18	5,628	4,35	16,3782847	2,948	31,65	111,881531
8	3,33	5,45	0	0	0,53333	0,8459	30,48948	16,261056	25,791	3,93661	10,23519	0,18	4,642	0	0	0	31	94,517388
9	3	0,14	0	0	0,6	0,8	0,7056	0,42336	0,5645	3,75	9,75	0,18	0,102	0	0	0	32	2,25792
somme								80,946928			118,7072		78,56			44,074		1325,17369
									Kss	1,8925								
									Kas	1,26913								

a=	0,1	tangø=	0,18
R	29		
C=	2,6		
γ1	1,68		
γ2	1,05		
γ3	1,56		

(talus aval) pour le cas de fonc (R=29m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1,54	0,95	0	0	-0,2	0,9798	2,45784	-0,491568	2,4082	1,57176	4,086565	0,18	0,433	0	0	0	35,66	8,76465744
-2	2,9	2,11	0	0	-0,13333	0,9911	10,27992	-1,370656	10,188	2,92613	7,607929	0,18	1,834	0	0	0	35	35,97972
-1	2,9	3,71	0	0	-0,06667	0,9978	18,07512	-1,205008	18,035	2,90647	7,556812	0,18	3,246	0	0	0	34,7	62,7206664
0	2,9	4,97	0	0	0	1	24,21384	0	24,214	2,9	7,54	0,18	4,358	0	0	0	34,6	83,7798864
1	2,9	6	0	0	0,06667	0,9978	29,232	1,9488	29,167	2,90647	7,556812	0,18	5,25	0	0	0	34,7	101,43504
2	2,9	6,7	0	0	0,13333	0,9911	32,6424	4,35232	32,351	2,92613	7,607929	0,18	5,823	0	0	0	34,6	112,942704
3	2,9	7,1	0	0	0,2	0,9798	34,5912	6,91824	33,892	2,9598	7,69548	0,18	6,101	0	0	0	32,12	111,106934
4	2,9	7,2	0	0	0,26667	0,9638	35,0784	9,35424	33,808	3,00896	7,823291	0,18	6,085	0	0	0	31,9	111,900096
5	2,9	6,7	0	0	0,33333	0,9428	32,6424	10,8808	30,776	3,07591	7,997378	0,18	5,54	0	0	0	32,3	105,434952
6	2,9	6,15	0	0	0,4	0,9165	29,9628	11,98512	27,461	3,16416	8,226814	0,18	4,943	0	0	0	32	95,88096
7	2,9	4,9	0	0	0,46667	0,8844	23,8728	11,14064	21,114	3,27894	8,525233	0,18	3,801	0	0	0	31	74,00568
8	1,53	2,2	0	0	0,53333	0,8459	5,65488	3,015936	4,7835	1,80871	4,702655	0,18	0,861	0	0	0	32,9	18,6045552
somme								56,528864			86,9269		48,28			0		922,555851
									Kss	2,39173								
									Kas	1,53045								

a=	0,1	tangø=	0,18
R	29		
C=	2,6		
g1	1,68		
g2	1,05		
g3	1,56		

(talus aval) pour le cas de fonc (R=29m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1,54	0,95	0	0	-0,2	0,9798	2,45784	-0,491568	2,4082	1,57176	4,086565	0,18	0,433	0	0	0	35,66	8,76465744
-2	2,9	2,11	0	0	-0,13333	0,9911	10,27992	-1,370656	10,188	2,92613	7,607929	0,18	1,834	0	0	0	35	35,97972
-1	2,9	3,71	0	0	-0,06667	0,9978	18,07512	-1,205008	18,035	2,90647	7,556812	0,18	3,246	0	0	0	34,7	62,7206664
0	2,9	4,97	0	0	0	1	24,21384	0	24,214	2,9	7,54	0,18	4,358	0	0	0	34,6	83,7798864
1	2,9	6	0	0	0,06667	0,9978	29,232	1,9488	29,167	2,90647	7,556812	0,18	5,25	0	0	0	34,7	101,43504
2	2,9	6,7	0	0	0,13333	0,9911	32,6424	4,35232	32,351	2,92613	7,607929	0,18	5,823	0	0	0	34,6	112,942704
3	2,9	7,1	0	0	0,2	0,9798	34,5912	6,91824	33,892	2,9598	7,69548	0,18	6,101	0	0	0	32,12	111,106934
4	2,9	7,2	0	0	0,26667	0,9638	35,0784	9,35424	33,808	3,00896	7,823291	0,18	6,085	0	0	0	31,9	111,900096
5	2,9	6,7	0	0	0,33333	0,9428	32,6424	10,8808	30,776	3,07591	7,997378	0,18	5,54	0	0	0	32,3	105,434952
6	2,9	6,15	0	0	0,4	0,9165	29,9628	11,98512	27,461	3,16416	8,226814	0,18	4,943	0	0	0	32	95,88096
7	2,9	4,9	0	0	0,46667	0,8844	23,8728	11,14064	21,114	3,27894	8,525233	0,18	3,801	0	0	0	31	74,00568
8	1,53	2,2	0	0	0,53333	0,8459	5,65488	3,015936	4,7835	1,80871	4,702655	0,18	0,861	0	0	0	32,9	18,6045552
somme								56,528864			86,9269		48,28			0		922,555851
									Kss	2,39173								
									Kas	1,53045								

a=	0,1	tangø=	0,18
R	40,6		
C=	2,6		
ɤ1	1,68		
ɤ2	1,05		
ɤ3	1,56		

(talus amont) pour le cas de fonc (R=40,6m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	3,55	0	0	1,76	-0,26667	0,9638	9,74688	-2,599168	9,3939	3,68338	9,576787	0,18	1,691	0	0	0	35,66	34,7573741
-3	4,06	0	0	3,26	-0,2	0,9798	20,647536	-4,1295072	20,23	4,14372	10,77367	0,18	3,641	0	0	0	35	72,266376
-2	4,06	0	0	4,32	-0,13333	0,9911	27,361152	-3,6481536	27,117	4,09658	10,6511	0,18	4,881	0	0	0	34,7	94,9431974
-1	4,06	2,15	0	4,95	-0,06667	0,9978	46,01604	-3,067736	45,914	4,06905	10,57954	0,18	8,264	0	0	0	34,6	159,215498
0	4,06	3,2	0	5,15	0	1	54,4446	0	54,445	4,06	10,556	0,18	9,8	0	0	0	34,7	188,922762
1	4,06	4,64	0	4,95	0,06667	0,9978	62,999832	4,1999888	62,86	4,06905	10,57954	0,18	11,31	0	0	0	34,6	217,979419
2	4,06	6,25	0	4,32	0,13333	0,9911	69,991152	9,3321536	69,366	4,09658	10,6511	0,18	12,49	0	0	0	32,12	224,81158
3	4,06	7,9	0	3,3	0,2	0,9798	74,7852	14,95704	73,274	4,14372	10,77367	0,18	13,19	0	0	0	31,9	238,564788
4	4,06	9	0	2,25	0,26667	0,9638	75,6378	20,17008	72,899	4,21254	10,95261	0,18	13,12	0	0	0	32,3	244,310094
5	4,06	9,7	1,15	0	0,33333	0,9428	71,06421	23,68807	67	4,30628	11,19633	0,18	12,06	1,15	4,95222234	0,891	32	227,405472
6	4,06	7,6	2,22	0	0,4	0,9165	61,30194	24,520776	56,184	4,42982	11,51754	0,18	10,11	2,22	9,83420744	1,77	31	190,036014
7	4,06	7,12	0,84	0	0,46667	0,8844	52,145016	24,334341	46,119	4,59051	11,93533	0,18	8,301	0,84	3,85602859	0,694	32,9	171,557103
8	2,42	3,57	0	0	0,53333	0,8459	14,514192	7,7409024	12,278	2,86084	7,438186	0,18	2,21	0	0	0	32,9	47,7516917
somme								115,49879			137,1814		111,1			3,355		2112,52137
									Kss	2,12032								
									Kas	1,46178								

a=	0,1	tangø=	0,18
R	40,6		
C=	2,6		
ɤ1	1,68		
ɤ2	1,05		
ɤ3	1,56		

(talus aval) pour le cas de Retenue pleine (R=40,6m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	3,55	0	0	1,76	-0,26667	0,9638	9,74688	-2,599168	9,3939	3,68338	9,576787	0,18	1,691	0	0	0	35,66	34,7573741
-3	4,06	0	0	3,26	-0,2	0,9798	20,647536	-4,1295072	20,23	4,14372	10,77367	0,18	3,641	0	0	0	35	72,266376
-2	4,06	0	0	4,32	-0,13333	0,9911	27,361152	-3,6481536	27,117	4,09658	10,6511	0,18	4,881	0	0	0	34,7	94,9431974
-1	4,06	2,15	0	4,95	-0,06667	0,9978	46,01604	-3,067736	45,914	4,06905	10,57954	0,18	8,264	0	0	0	34,6	159,215498
0	4,06	3,2	0	5,15	0	1	54,4446	0	54,445	4,06	10,556	0,18	9,8	0	0	0	34,7	188,922762
1	4,06	4,64	0	4,95	0,06667	0,9978	62,999832	4,1999888	62,86	4,06905	10,57954	0,18	11,31	0	0	0	34,6	217,979419
2	4,06	6,25	0	4,32	0,13333	0,9911	69,991152	9,3321536	69,366	4,09658	10,6511	0,18	12,49	0	0	0	32,12	224,81158
3	4,06	7,9	0	3,3	0,2	0,9798	74,7852	14,95704	73,274	4,14372	10,77367	0,18	13,19	0	0	0	31,9	238,564788
4	4,06	9	0	2,25	0,26667	0,9638	75,6378	20,17008	72,899	4,21254	10,95261	0,18	13,12	0	0	0	32,3	244,310094
5	4,06	9,7	1,15	0	0,33333	0,9428	71,06421	23,68807	67	4,30628	11,19633	0,18	12,06	1,15	4,95222234	0,891	32	227,405472
6	4,06	7,6	2,22	0	0,4	0,9165	61,30194	24,520776	56,184	4,42982	11,51754	0,18	10,11	2,22	9,83420744	1,77	31	190,036014
7	4,06	7,12	0,84	0	0,46667	0,8844	52,145016	24,334341	46,119	4,59051	11,93533	0,18	8,301	0,84	3,85602859	0,694	32,9	171,557103
8	2,42	3,57	0	0	0,53333	0,8459	14,514192	7,7409024	12,278	2,86084	7,438186	0,18	2,21	0	0	0	32,9	47,7516917
somme								115,49879			137,1814		111,1			3,355		2112,52137
									Kss	2,12032								
									Kas	1,48181								

a=	0,1	tangø=	0,18
R	31		
C=	2,6		
γ1	1,68		
γ2	1,05		
γ3	1,56		

(talus amont) pour le cas vidange rapide (R=31m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0,06	0	1	1,5	-0,26667	0,9638	0,2034	-0,05424	0,196	0,06225	0,161861	0,18	0,035	1	0,0622543	0,011	32,6	0,663084
-3	3,33	0	2,1	2,8	-0,2	0,9798	21,88809	-4,377618	21,446	3,39867	8,836534	0,18	3,86	2,1	7,13720074	1,285	31,6	69,1663644
-2	3,33	0	3,2	3,6	-0,13333	0,9911	29,89008	-3,985344	29,623	3,36	8,736002	0,18	5,332	3,2	10,7520019	1,935	30,2	90,2680416
-1	3,33	0	4,3	4,1	-0,06667	0,9978	36,33363	-2,422242	36,253	3,33742	8,677304	0,18	6,526	4,3	14,3509265	2,583	29,4	106,820872
0	3,33	0	5,3	4,3	0	1	40,86909	0	40,869	3,33	8,658	0,18	7,356	5,3	17,649	3,177	27,7	113,207379
1	3,33	0	6,5	4,2	0,06667	0,9978	44,54541	2,969694	44,446	3,33742	8,677304	0,18	8	6,5	21,6932609	3,905	27,5	122,499878
2	3,33	0	7,7	3,6	0,13333	0,9911	45,62433	6,083244	45,217	3,36	8,736002	0,18	8,139	7,7	25,8720047	4,657	28	127,748124
3	3,33	0	8,8	2,75	0,2	0,9798	45,0549	9,01098	44,145	3,39867	8,836534	0,18	7,946	8,8	29,9082698	5,383	28,15	126,829544
4	3,33	0	9,9	2,6	0,26667	0,9638	48,12183	12,832488	46,379	3,45511	8,983296	0,18	8,348	9,9	34,2056261	6,157	28,5	137,147216
5	3,33	0	10,8		0,33333	0,9428	37,7622	12,5874	35,603	3,532	9,183196	0,18	6,408	10,8	38,1455824	6,866	29,1	109,888002
6	3,33	1,82	7,9	0	0,4	0,9165	37,804158	15,121663	34,648	3,63333	9,446652	0,18	6,237	7,9	28,7032902	5,167	29,7	112,278349
7	3,33	3,6	4,35	0	0,46667	0,8844	35,349615	16,496487	31,264	3,76512	9,78932	0,18	5,628	4,35	16,3782847	2,948	31,65	111,881531
8	3,33	5,45	0	0	0,53333	0,8459	30,48948	16,261056	25,791	3,93661	10,23519	0,18	4,642	0	0	0	31	94,517388
9	3	0,14	0	0	0,6	0,8	0,7056	0,42336	0,5645	3,75	9,75	0,18	0,102	0	0	0	32	2,25792
somme								80,946928	436,44		118,7072		78,56			44,07		1325,17369
									Kss	1,89251								
									Kas	1,63378								

Chapitre IV : Les Ouvrages Annexes

IV.1 L'évacuateur de crue

Un évacuateur de crue est un organe hydraulique permettant l'évacuation des débits de crue, constitué généralement d'un système d'entonnement (prise d'eau), la hauteur de chute entre le niveau des plus hautes eaux et celui du fond de la vallée. Il peut y avoir plusieurs évacuateurs de crue pour un même obstacle à l'écoulement.

IV.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue

Les déversoirs de crue sont des ouvrages annexes aux barrages, qui permettent la restitution des débits de crues excédentaires (non stockés dans le réservoir) à l'aval du barrage. D'une importance primordiale pour la sécurité du barrage, les déversoirs doivent être en mesure d'empêcher le débordement de l'eau par-dessus la digue et l'apparition de phénomènes d'érosion à l'aval de la digue dans la zone de rejet dans l'oued. Les déversoirs peuvent être groupés en deux principaux types : les déversoirs de surface et les déversoirs en charge.

IV.1.1.1 Evacuateurs de surface

L'évacuateur de surface est constitué au départ de la retenue par un déversoir, dont le seuil se développe en général linéairement. Ce seuil débute dans un chenal dont l'axe peut être parallèle au seuil (entonnement latéral ou perpendiculaire à celui-ci entonnement frontal).

Ce chenal a pente faible a même de côte aval de la digue, 1'eau empreint en suite un coursier dont la forte pente permet de rattrapé la différence de cotes entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière a l'aval, et aboutit avec une vitesse importante dans un ouvrage dissipateur qui absorbe l'énergie du liquide. L'évacuateur de surface est place selon les cas, sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central).

IV.1.1.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier. Evacuateur de crue latéral à entonnement frontale type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre.

Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

-Le coût peu élevé

-La difficulté de modification.

IV.1.1.3 Evacuateur en charge

Dans les évacuateurs en charge l'eau transite vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposé sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puis ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à Crête ronde souvent circulaire appelé «Tulipe ».

IV.1.2 Choix de l'évacuateur de crue

Le choix du type d'évacuateur de crue et son dimensionnement intègrent également de nombreux éléments dont un des premiers est la sensibilité de la structure choisie à un exhaussement de la retenue mais interviennent également les caractéristiques hydrologiques du site, les possibilités topographiques, les caractéristiques du bassin versant en termes de corps flottants ou de transports de sédiment. De ces différents éléments, il résulte une grande variabilité dans le choix du type d'évacuateur.

Les critères intervenants dans le choix du type sont :

1) La qualité des prévisions des crues.
2) La séismicité de la zone d'étude.
3) Les conditions topographiques et géologiques particulières du site.
4) Le type de barrage.

Parmi les critères de choix du tracé de l'évacuateur

1) Le plus court possible.
2) Suffisamment éloigné du pied aval du barrage.
3) Rectiligne si possible.
4) Le débit maximum à évacuer est relativement important alors que la variante évacuateur

En puits et dalot sous digue est déconseillée à cause du :

-Risque de saturation.

-Capacité de débit limité pour cette variante.

-La rive doit être rocheuse ou bien la digue en béton et ce n'est pas le cas de notre barrage.

-L'assurance de la liaison digue-conduite est difficile.

-La variante de l'évacuateur latéral sur un des deux rives est la plus répondue aux différents critères de choix du type de l'évacuateur.

-Un dispositif sûr et efficace.

-Facile à calculer et à réaliser en coté de digue.

-Moins couteux qu'un barrage déversoir en béton.

IV.1.3 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 sûr des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

L'axe de l'évacuateur de crues est implanté en rive droite du type frontalLe canal d'approche

Sera conçu de façon à limiter les vitesses moyennes d'approche, afin de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement les crues vers le seuil de déversement. Généralement l'écoulement calme avec une vitesse faible en le comparant avec la vitesse d'écoulement dans le coursier, Donc on doit créer une plateforme d'approche pour le canal d'amenée arasée à une cote inférieure de un (1) m par rapport à celle du N.N.R. **N.C.A = 918.23m (N.G.A), (**Niveau du Canal d'Amenée**).**

Conclusion :

Le type d'évacuateur choisi est un évacuateur latéral à entonnement frontal.

IV.2 Dimensionnement hydraulique

Paramètre de dimensionnement de l'évacuateur de crue :

• Largeur déversant : b = 15 m.

• Débit : Q1% = 162.32 m3/s.

•QLaminé 1%= 130.83 m3/s (Débit laminé).

• Lame déversant : Hd = 2.91 m.

• Côte de la retenue normale : NNR = 919.23 m NGA.

• Côte du fond : Cf = 913 m NGA.

• Hauteur de pelle : P =1 m.

Cote crête du mur d'accompagnement au niveau de la crête = N.N.R + Hdév+t.

C.C.M = 919.23+2.91+0.20+1,50 = 923.84m (N.G.A).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

•Un seuil déversant pour le control du débit.

•Un canal d'approche.

•Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier).

•Un dissipateur d'énergie.

•Un canal de restitution.

IV.2.1 Canal d'amenée

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

- Vitesse d'approche :

$$V_{approche} = \frac{Qlam}{(p+Hd)b} \qquad \textbf{(IV.01)}$$

- b : largeur du déversoir (b = 15 m) ;

- Q : débit laminé (Q = 130.83 m3/s) ;

- P : Hauteur de pelle (P = 1 m) ;

- h : Lame déversant (h = 2.91 m)

AN : V=2.23 m/s Vap ≤ Vadm (Vadm = 4.4) m/s (Donc pas de risque de l'érosion)

B (m)	Hd (m)	V (m/s)
15	**2.91**	**2.23**
25	2.08	1.69
45	1.41	1.2

IV.2.1.1 Hauteur du mur du canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante :

$$Re = 0.6 + 0.05V (H)^{1/3} \qquad (IV.02)$$

AN : Re=0.76m

D'où la hauteur de mur est :

$$Hm = H+P+ Re=4.76 \text{ m} \qquad (IV.03)$$

AN : Hm=4.76

B(m)	Hd	V (m/s)	Hm
15	2.91	2.23	4.76
25	2.08	1.69	3.79
45	1.41	1.2	3.08

IV.2.2 Déversoir

Le déversoir est à seuil profilé Creager, il est le mieux adapté Pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversant épouse le profil du déversoir.

La figure suivante montre les différents paramètres du profil USBR amont du déversoir.

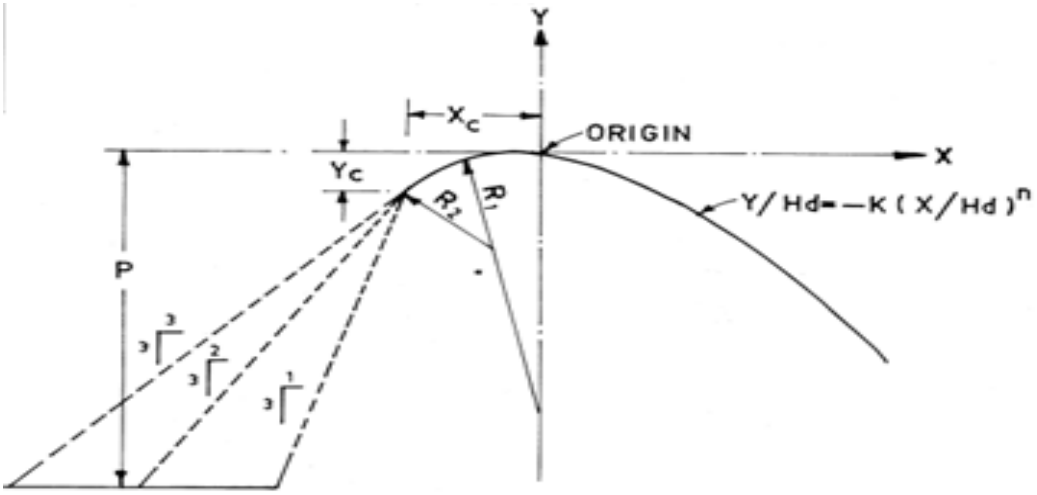


Figure IV.1-profil USBR amont du déversoir.

Quadrant amont : Selon l'USBR les paramètres du quadrant amont incliné (2 :3) sont calculés comme suit :

Xc=-0.223*H=-0.65m

Yc=-0.06*H=-0.175m

R1=0.554*H=1.61m

R2=0.31*H=0.901m

Les centres des rayons R1 et R2 sont déterminés graphiquement

Quadrant aval : La figure suivante montre les différents paramètres du profil USBR aval

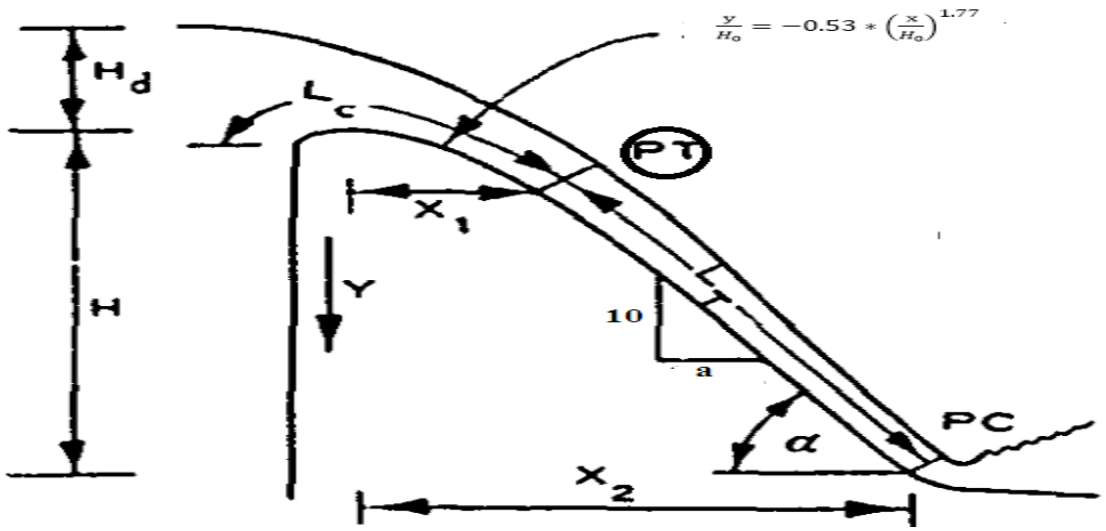


Figure IV.2-Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (KHATSURIA. R. M, 2005)

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation :

$$y = \frac{X\text{^}1.85}{2.H\text{^}0.85} \qquad \textbf{(IV.04)}$$

Avec :

H **:** Charge sur le seuil ($2.91m$) ;

y, X **:** Coordonnée du profil (m).

Tableau IV.1-Coordonnées de la nappe déversant

x (m)	Y (m)
0	-0
0,2	-0,01
0,5	-0,06
0,7	-0,12
0,8	-0,15
1	-0,23
1,5	-0,49
1,8	-0,68
2,2	-0,99
2,4	-1,16
2,6	-1,34
3	-1,75

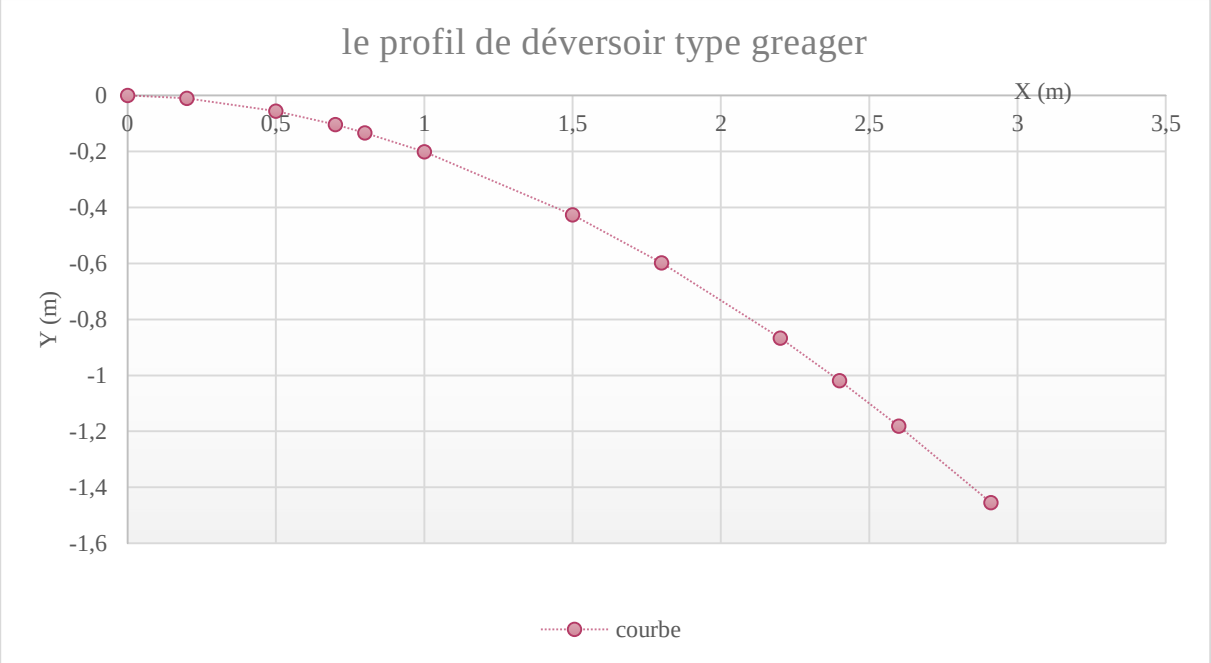


Figure IV.3-le profil du déversoir type creager

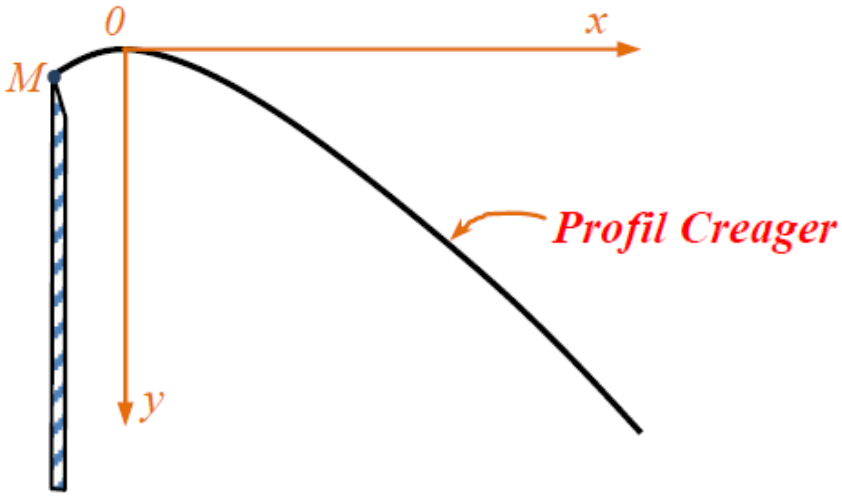


Figure IV.4-Profil du parement aval d'un barrage déversoir évacuateur (Profil Creager)

IV.2.3 Chenal d'écoulement

Le chenal fait directement suite au déversoir, sa pente est Assez faible, afin d'assurer un régime fluvial, il est en général de section rectangulaire, sa longueur est déterminée en fonction de la topographie est le type de raccordement.

La profondeur critique dans le chenal :

- profondeur critique :

$$Yc = 3\ \sqrt{(Q^2 / b^2 g)} \qquad (IV.05)$$

AN : Yc=1.98

Ou :

Q : débit laminé ; Q = 130.83 m3/s

b : largeur du déversoir ; b =15 m

g : accélération de la pesanteur ; g= 9.81 m/s²

AN : Yc = 1.98 m

- pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K .S. R.H2 / 3I1/2 \qquad (IV.06)$$

Avec :

RH : rayon hydraulique en (m).

I : pente en (m/m).

S : section mouillée (m2)

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 75)

Pour une section rectangulaire

Icr = ((Q(b+2Yc)^(2/3))/(K(bYc)^(5/3)))^2

AN :Icr=0.189%

La pente du projet est inférieure à la pente critique 0, 1% < 0, 198%. Donc la condition In < Ic est vérifier et le dimensionnement peut être approuvé.

La profondeur normale hn (profondeur qui apparaît pour un débit Q et une pente I que chenal si l'écoulement était uniforme) ; se déduit de la formule de Manning.

Q = S.C. √RI

Avec : S : section du chenal S=b.hn ;

I : pente du chenal I=0,1% ;

C : coefficient de Chezy C=R1/6/n.

R : rayon hydraulique R=S/P

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par itération :

$$Q=K.I^{1/2}(b.h_n)^{5/3}.(2.h+b)\ -2\ /\ 3 \qquad \text{(IV.07)}$$

AN :

h	Q
1	33,1179829
1,5	62,6614959
2	97,6288694
2,1	105,162781
2,2	112,858452
2,35	124,690434
2,4	128,70818
2,42	**130,325294**

Alors : hn=2.42m

- Vitesse :V_n=Q/b.h
- AN : V_n=3.6 m/s

Calcul de nombre de Froude :

$$Fr=\frac{V}{\sqrt{gh}} \qquad \text{(IV.08)}$$

AN : Fr=0.74

Fr < 1 régime fluvial d'où hn>hc

IV.2.4 Calcul du convergeant

Pour un seuil du déversoir de forme arc de cercle, la contraction est nécessaire pour guider doucement l'écoulement. Sa largeur au début est égale à celle du déversoir et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

$$L = 2{,}5\ (l1 - l2) \qquad \text{(IV.09)}$$

l1=15m

l2=8m

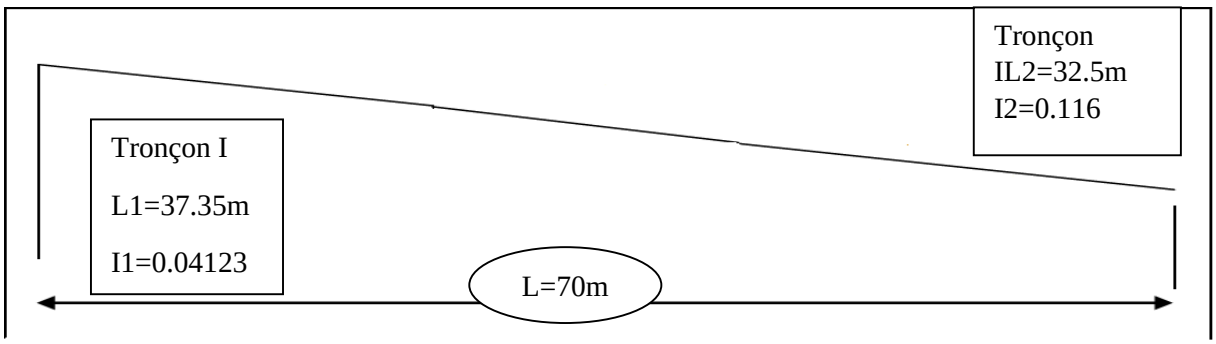
AN: L=17.5m

Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement et de construction, on lui donne une section rectangulaire d'une largeur de même à la fin de convergeant La longueur du convergeant Est de 17,5 m.

IV.2.5 Coursier

Le coursier fait suite au convergent et conduit l'eau vers le Bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier. En aval du déversoir.

Le coursier est composé de 2 partie : la première est de longueur de 37.35 m et une pente de 0.0412m/m, la deuxième a une longueur de 32.5 m aussi et une pente de 0.11m/m.



a)Largeur du coursier

Elle est calculée par la formule :

$$B = Q^{0.4} \qquad \text{(IV.10)}$$

Avec :

Q **:** Débit évacué ($m3/s$) Q = 130.83$m3/s$;

B : Largeur du coursier (m)

AN : B=7.03m

On prend B=8m Pour faciliter les travaux d'exécution on admet une largeur de 8 *m*

Données de base :

IV.2.5.1 1ere Variante

Forme géométrique du canal est Trapézoïdale.

Qdev=130.83 m3/s, n=0.014 ; m=1.5

*** 1er tronçon :**

I1= 0.04123 ; - b =8.0 m ; L1=37.35 ml En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par itération :

$$Q=K.I^{1/2}(b.h_n+mh^2)^{5/3}.(b+2h\sqrt{1+m^2})^{-2/3} \qquad (IV.11)$$

H	Q
1	120,58058
1,02	124,767542
1,05	131,167617
1,3	190,06752
1,4	216,408332

Alors : Hn=1.05m

c) Profondeur critique:Pour un canal trapèze la profondeur critique est donnée par la formule :

$$\frac{Q^2}{g}=\frac{S^2}{b+2mHc}=1731.22$$

AN : Hc=2.541m

-La pente critique:

$$Q = K.S.R.H^{2/3}Ic^{1/2} \qquad (IV.12)$$

$Ic=(\frac{Q(b+2h(1+m2)^0.5)^{2/3}}{K(bh+mh^2)^{5/3}})$ Où:

Icr: Pente critique.

Scr: Section critique;

Rcr: Rayon critique; Rcr= Scr/Pcr

Pcr: Périmètre critique;

Ic=0.0016>I et Hn>Hc régime torrentiel.

*** 2eme tronçon**: I2= 0.1163; - b =8.0 m; L1=32.51 ml; m=1.5

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par itération

H	Q
0,775	**130,478237**
1,02	208,970268
1,05	219,689605
1,3	318,339688
1,4	362,457305
30	221164,874

Hn=0.775m

Fr_1>1 et Fr_2>1 régime torrentiel.

IV.2.5.2 2éme variante

Forme géométrique du canal est rectangulaire en béton armé

1er Tronçon:

I1= 0.04123 ; - b =8.0 m ; L1=37.35 ml En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par itération :

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

AN: Hn=1.2m

H	Q
1	104,9633252
1,02	108,1970423
1,05	113,1024873
1,155	130,7680821
1,4	174,7035542

Hn=1.2m

c) Profondeur critique : Pour un canal rectangulaire la profondeur critique est donnée par la formule :

$$Yc = 3\sqrt{Q^2 / b^2 g} \qquad \text{(IV.13)}$$

AN :Yc=3.001m Hn<Hc et Fr1>1 régime torrentiel

2eme tronçon:

I2= 0.1163; - b =8.0 m; L1=32.51 ml

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par itération

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

H	Q
0,5	59,57777887
0,7	101,4006621
0,831	**132,5113145**
1,155	219,6646108
1,4	293,4675467

Hn=0.831m Hn<Hc et Fr2>1 régime torrentiel

IV.2.5.3 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par l'équation différentielle du régime graduellement varie, Les mouvements graduellement variés dans lesquels les paramètres hydrauliques varient très progressivement d'une section à l'autre (remous d'exhaussement ou d'abaissement) En considérant, Equation de continuité est $\frac{dQ}{dx} = 0$.

$$dy/dx=(S_0-S_f)/(1-F_r) \qquad \text{(IV.14)}$$

Avec :

S_0 : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

Fr : nombre de Froude

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

$$\frac{\Delta y}{\Delta x}=\frac{S0-(n^2Q^2)/(A^2R^{4/3})}{1-(Q^2B)/(gA^3)} \qquad \text{(IV.15)}$$

n: coefficient de rugosité = 0,014

A : la section transversale

Q : le débit,

R : rayon hydraulique, B la largeur,

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

1er tronçon

Largeur du canal b=8m.

Débit à évacuer : Q=130.32m3/s.

La pente du coursier : I=0,0412 m/m , Coefficient de Strickler (75) Régime torrentiel.

Tableau IV.2-Calcul de ligne d'eau dans le 1ere tronçon du coursier

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr²	1-FR²	n²Q²/A²R^(4/3)	I0-G1	DELTAx	L
3										
2,8	2,9	23,2	13,8	1,681	1,118	-0,1178	0,00312	0,03811	-0,6182815	0,0000000
2,6	2,7	21,6	13,4	1,612	1,385	-0,3851	0,00380	0,03743	-2,0578408	2,058
2,4	2,5	20	13	1,538	1,745	-0,7448	0,00472	0,03651	-4,0802458	6,1381
2,2	2,3	18,4	12,6	1,460	2,241	-1,2407	0,00598	0,03525	-7,039583	13,17767
2	2,1	16,8	12,2	1,377	2,944	-1,9438	0,00776	0,03347	-11,61469	24,7924
1,857	1,9285	15,428	11,857	1,301	3,801	-2,8011	0,00992	0,03131	-12,794042	37,5864

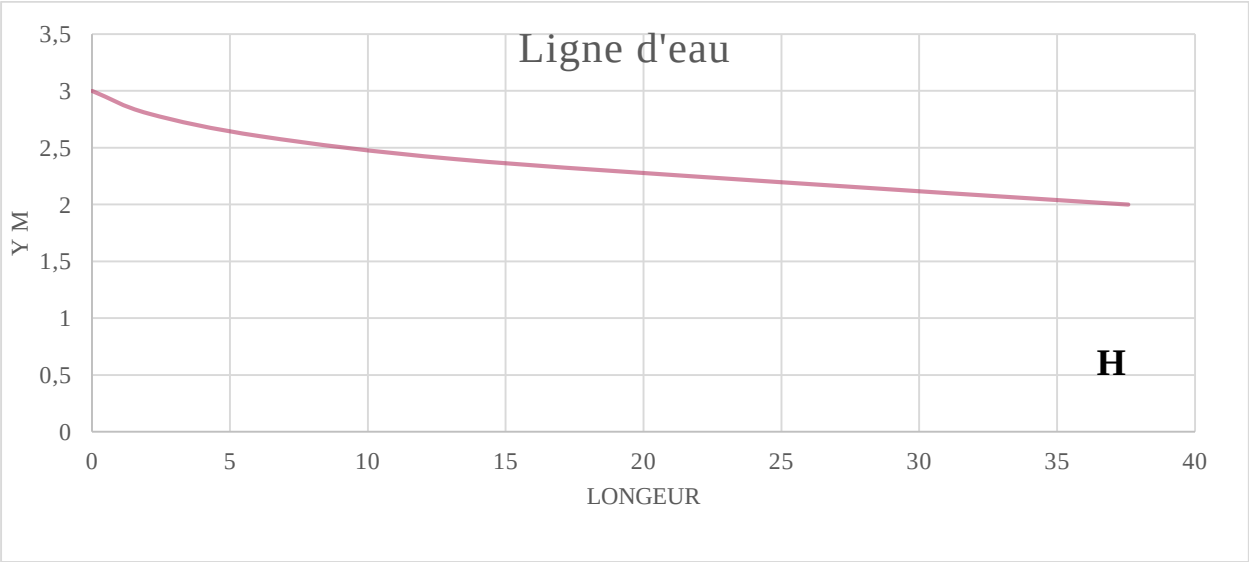


Figure IV.5-Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 1

Sur ce tronçon 1 : hcr= 3m > h=1.853 m >hn= 1.2 m

La vitesse à la debut coursier est :

V=Q/s AN : V=13.63 m/s

2eme tronçon

Largeur du canal b=8m.

Débit à évacuer : Q=130.32m3/s.

La pente du coursier : I=0,1163m/m.

Tableau IV.3-Calcul de ligne d'eau dans le 2emee tronçon du coursier

Yn	Ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr²	1-FR²	n²Q²/A²R^(4/3)	I0-G1	DELTAx	L
3										
2,8	2,9	23,2	13,8	1,681	1,118	-0,1178	0,00312	0,11318	-0,20819498	0
2,6	2,7	21,6	13,4	1,612	1,385	-0,3851	0,00380	0,11250	-0,68461152	0,685
2,4	2,5	20	13	1,538	1,745	-0,7448	0,00472	0,11158	-1,33503504	2,0196
2,2	2,3	18,4	12,6	1,460	2,241	-1,2407	0,00598	0,11032	-2,24928051	4,26893
2	2,1	16,8	12,2	1,377	2,944	-1,9438	0,00776	0,10854	-3,58167049	7,8506
1,8	1,9	15,2	11,8	1,288	3,975	-2,9747	0,01036	0,10594	-5,61584027	13,4664
1,6	1,7	13,6	11,4	1,193	5,549	-4,5491	0,01434	0,10196	-8,92282277	22,3893
1,451	1,5255	12,204	11,051	1,104	7,679	-6,6794	0,01973	0,09657	-10,3061913	32,69545

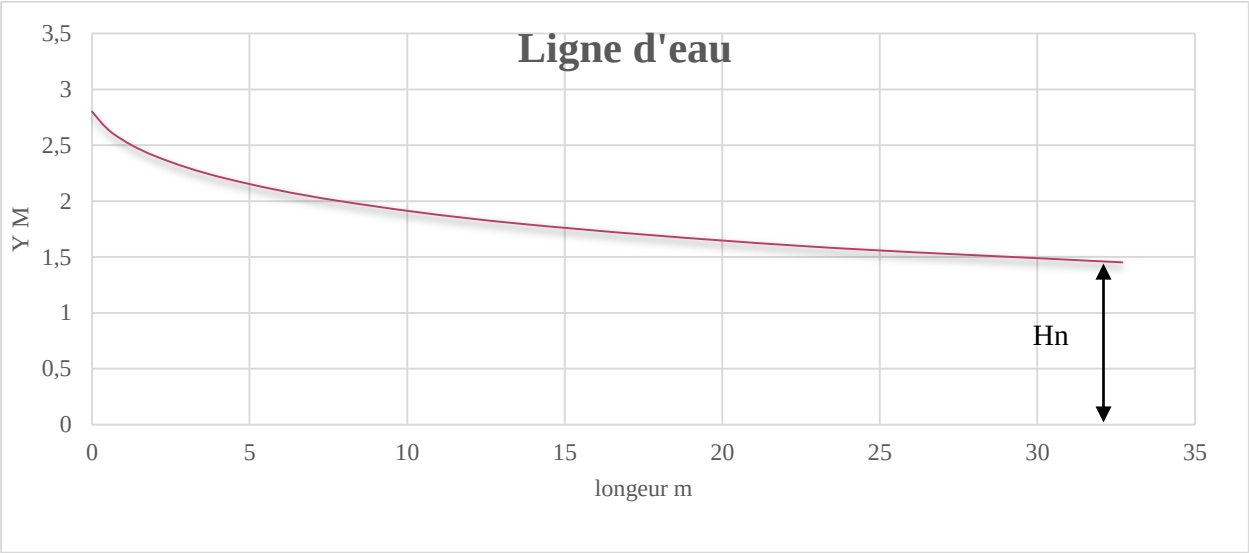


Figure IV.6-Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 2

Sur ce tronçon 2 : hcr = 3m > h=1.456m >hn = 0.84m

La valeur qu'on doit adopter est : Y=1.456m

IV.2.5.4 Détermination de la hauteur des murs bajoyers :

•Le coursier :

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en trois tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

-le 1er tronçon à l'amont.

-le 2eme tronçon à la fin du 1er tronçon

-le 3eme tronçon à l'aval

Les hauteurs des murs bajoyers sont détermine comme suit :

Hm=Hn+R

Avec :

-R : Revanche (m).

-$R=0.06+0.05.V.H^{1/3}$

➢ Hauteur au début du 1er tronçon : He=3m V=5.45m/s

AN : R=0.45m donc : Hm=3.45m

➢ Hauteur à la fin du 1er tronçon : On procède de même manière que précédemment.

He =1.85m V=8.83m

AN: R=0.6m Hm=2.451m

➢ Hauteur à la fin coursier : He=1.451m V=11.3m/s

AN : R=0.7 Hm=2.15m

✓ Pour des raisons constructives et de sécurité on prend les hauteurs suivantes :

- premier tronçon : Hm = 3.5m
- deuxième tronçon : Hm=2.5 m
- troisième tronçon : Hm= 2.3 m

-Détermination du type de ressaut hydraulique au niveau du bassin :

La vitesse à la fin coursier est :$V = \frac{Qdv}{Y.b}$

AN : V= 19.02 m/s

Le nombre de FROUDE est calculé par la formule suivant

$$Fr=\frac{V}{\sqrt{gY}}$$

AN : **Fr= 6.56**

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude et on a :

1,0 ≤ Fr ≤ 1,7 Ressaut ondulé.

1,7 < Fr ≤ 2,5 Ressaut faible de petites apparaissions en surface.

2,5 < Fr ≤ 4,5 Ressaut oscillant.

4,5 < Fr ≤ 9 Ressaut stable (Stationnaire).

Fr > 9 Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Donc : Fr < 9 Ressaut stable

IV.2.6 Bassin de dissipation :

L'écoulement d'eau dans le coursier jusqu'au niveau de pied du barrage attient souvent une vitesse très élevée, ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique, la seul manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

D'après les tests réalisés par l'USBR« The Bureau of Réclamation » : le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut Froude est supérieur à 4,5, donc il y'aura formation d'un ressaut stable.

IV.2.6.1 Choix du type de dissipateur

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

-Si (2,5 < Fr1< 4,5) le ressaut est oscillant on conçoit un dissipateur de type I.

-Si (Fr1> 4.5) le ressaut est stable, alors : Si (V1< 15 m/s), on conçoit un dissipateur de type II. Si (V1> 15 m/s), on conçoit un dissipateur de type III.

Dans notre cas il faut concevoir un bassin de type III (V1=19.02m/s et ; Fr1= 6. 6).

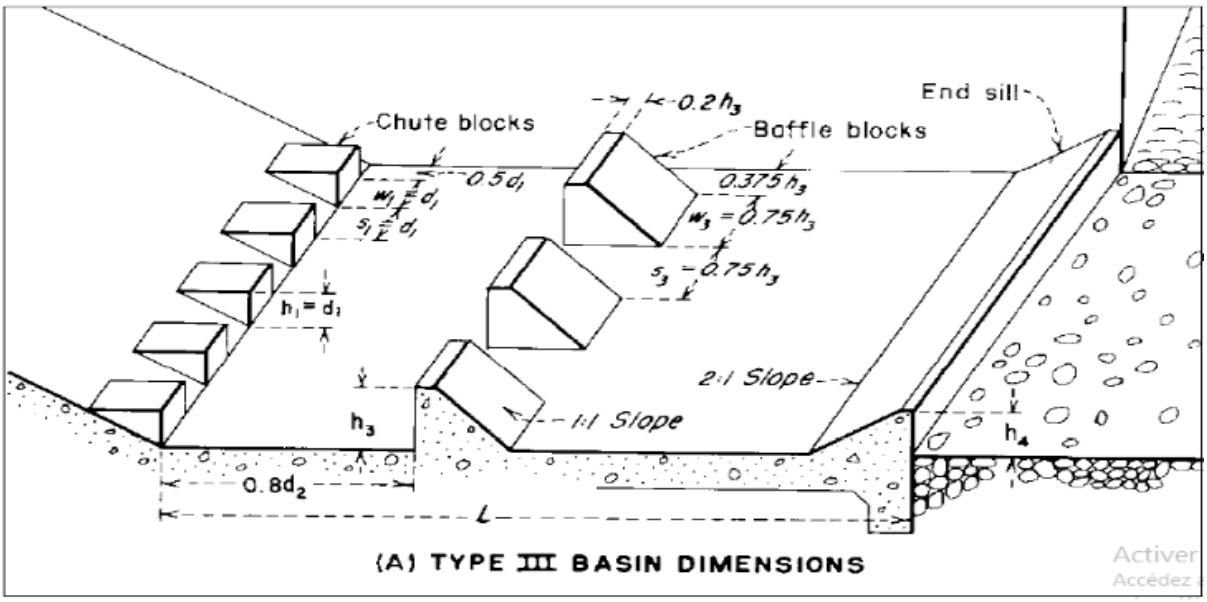


Figure IV.7-Schéma de basin de dissipation USBR type III (Design of small dames, 1987)

IV.2.6.2 Détermination des caractéristiques du bassin

D'après l'abaque du bassin de dissipation type III (Annexe), nous avons :

Fr= 6.06 et yn=0.83m

$$\frac{Y2}{Y1} = 0.5(\sqrt{1 + 8 * Fr2} - 1) = 8.08 \qquad \text{(IV.16)}$$

Y2=6.9m

Avec :

Y1 : tirant d'eau avant le ressaut.

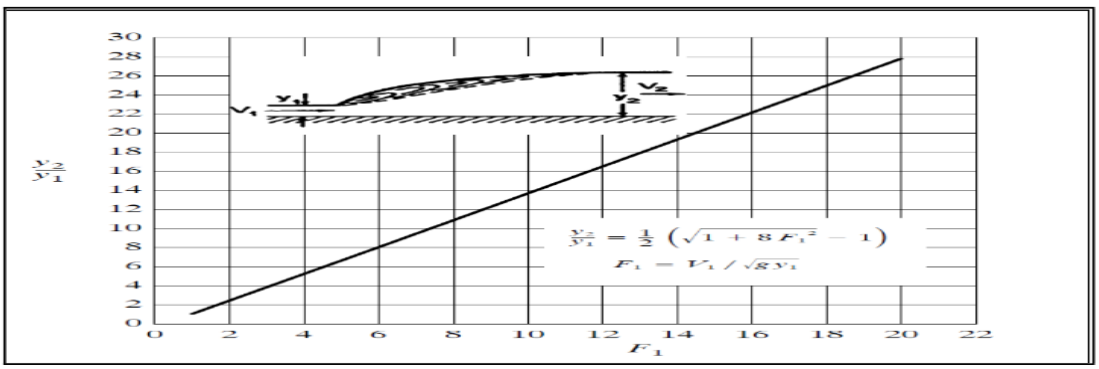
Y2 : tirant d'eau après le ressaut.

L : longueur de bassin de dissipation

De l'abaque de l'Annexe "VI" on a

Longueur du bassin, de l'abaque L/y2=4

L=27.6m



IV.2.6.3 Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :

La hauteur du mur bajoyer est celle de la hauteur conjuguée Y2avec une marge de sécurité,

AN : R = 0.06+0.05VH$^{1/3}$= 0.28 m

Les dimensions des dents déflectrices (ou bloc de chute)

Hauteur h=0.83m

Epaisseur W=1.45m

Espace entre les dents S=1.45m

Le nombre de dents déflectrices (n) :n=b/2y

IV.2.7 Canal de restitution

Le canal de restitution est la partie du projet qui raccorde le bassin d'amortissement Avec l'oued à l'aval. Cette partie est de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de I=0,22 % et il est en enrochement la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$Hcr=K(1-\frac{\sigma}{3}+0.105\sigma^2) \qquad (VI.17)$$

Avec :

$$K=\sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb}} \qquad (VI.18)$$

Et : $\boldsymbol{\sigma = \frac{K \cdot m}{b}}$ [m = 1,5].

Donc : $K = \sqrt[3]{\frac{130.32^2}{g \cdot 8^2}} = 5.2$ et $\sigma = \frac{5.2 \cdot 1{,}5}{8} = 0{,}97$

D'où : $h_{cr} = \left(1 - \frac{0{,}97}{3} + 0.015 \cdot 0{,}97^2\right) \cdot 5.2 = 1.639\text{m}$

IV.3 Calcul hydraulique de la vidange de fond :

IV.3.1 Calcul Du Temps De Vidange :

On calcule la capacité de la vidange de fond et de la prise d'eau par la méthode suivante :

Données de départ :

- Côte de la conduite à l'entrée est de 911.09 m. N.G.A.
- Côte de la conduite à la sortie est de 909.00m, N.G.A.
- Pente de la conduite est de : I = 2.59%.
- Longueur de la conduite de vidange L =80.82 m.
- Rugosité des parois de la conduite ﬁ=0.013
- Pertes de charge à l'entrée [e= 0,52
- Pertes de charge dans les deux vannes, [vannes= 0,20.

- Pertes de charge au niveau des grilles, [grille= 0,23 $\sum £ = 0.95m$

On pose que le diamètre de la conduite et D=300mm

$$Q=\upsilon S\sqrt{2gH} \qquad \text{(IV.19)}$$

IV.3.2 Calcul du coefficient de la qualité des eaux μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum £+\lambda L/d}} \qquad \text{(IV.20)}$$

Avec $\lambda = \frac{0.021}{D^{0.3}}$ (IV.21)

AN : λ =0.030

μ=0.31

IV.3.3 Calcul du débit véhicule par la conduite de vidange en acier :

$Q=\upsilon S\sqrt{2gH}$ Avec :

H, charge d'eau à compter du niveau normal jusqu'à l'axe de la conduite de fond

H total = N.N.R – (Côte de la conduite à la sortie+ D/2)

AN : H_{total}=8.04m

S : Section de la conduite de vidange S=0.07062m2.

$Q=0.0969\sqrt{H}$ m^3/s

Tableau IV.4-Variation de débit de vidange par la conduite de fond

Z (m)	8,04	8	7	6	5	4	2	1
Q (m3/s)	0,27475892	0,27407459	0,2563733	0,23735556	0,21667499	0,1938	0,13703729	0,0969

A partir la courbe capacité hauteur on projeter

Tableau IV.5-Calcul du temps de vidange de la retenue

niveau de la retenue	volume cor	volume éva	Hauteur	Débit éva	Débit moy	T
m,NGA	m^3	m^3	m	m3/s	m3/s	s
919,23	98600	34400	8,23	0,28		
918	64200	19200	7	0,26	0,27	127407,407
917	45000	14700	6	0,237	0,2485	77263,5815
916	30300	11100	5	0,21	0,2235	65771,8121
915	19200	8100	4	0,19	0,2	55500
914	11100	6080	3	0,167	0,1785	45378,1513
913	5020	2990	2	0,14	0,1535	39609,1205
912	2030	1050	1	0,096	0,118	25338,9831
911	0	0	0	0	0,048	21875
					temps (s)	**458144,056**

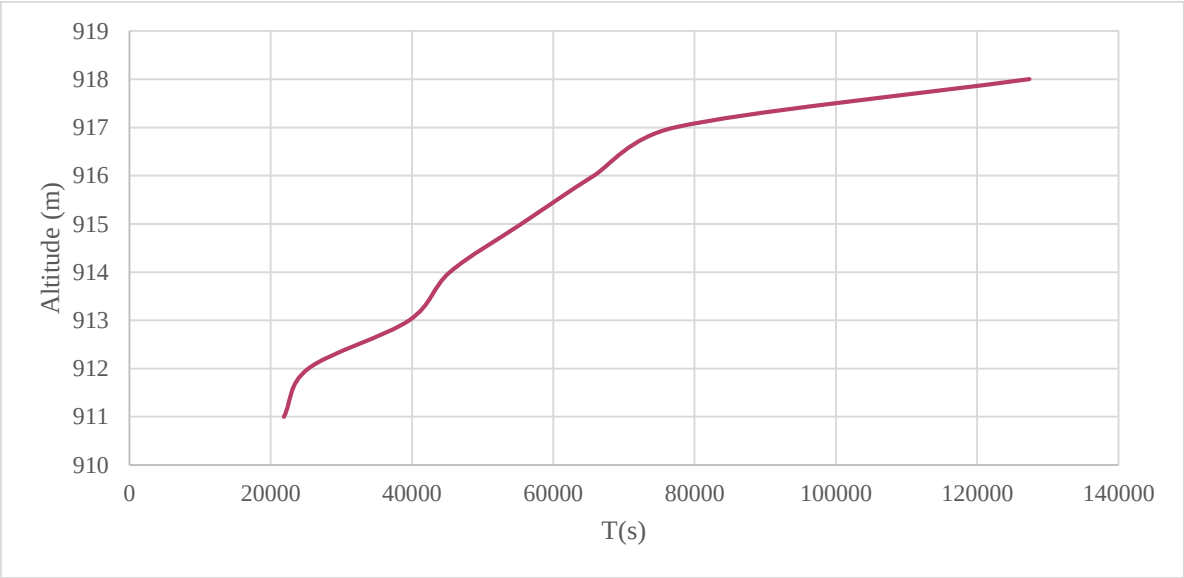


Figure IV.8-évolution du niveau de la retenue en vidange rapide avec une vanne DN300 mm

Le temps de vidange de la retenue est de (5.3) jours

La conduite étant en acier d'un diamètre de300mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes donnée par la **formule :**

Q= 0.28=VS

AN : V=3.96 m/s

IV.3.4 Calcul de la grille principale du puisard d'entrée :

La surface nette de la grille principale : $Sg=\frac{Q}{Vadm}$

Qmax: Débit maximum de la vidange Qmax=0.3m3/s

Vadm: Vitesse admissible de l'écoulement de l'eau

Vadm= (0,5 - 1,0) m/s.

On prend pour notre cas Vadm = 0,8 m/s.

AN :Sr=0.38m2.

IV.4 Dimensionnement prise d'eau :

IV.4.1 Généralités :

Dans les écoulements sous pression. On dimensionne l'ouvrage de prise d'eau pour que la charge hydraulique puisse supporter toutes les pertes de charges et évacuer les débits nécessaires C'est pourquoi .il est nécessaire d'effectuer une étude de ces pertes En générale dans les écoulements forcés.

On utilisera des conduites de section circulaire En général les ouvrages de prise et de vidanges avec écoulement sous pression sont composes de 4 partie : l'entrée, la conduite, la chambre des

vannes et la structure de dissipation d'énergie .la prise d'eau est réalisée pour satisfaire les besoins domestique, industriel et l'irrigation.

D'après la répartition mensuelle des besoins .on remarque la valeur max se trouve en mois de juillet $\mathbf{V_{irri}}$=21808.500 m3

Généralement les retenus sont construites pour satisfaire l'irrigation. Qui se fait pendant 25 jour et 8 heures sur 24 heures.

Qp= (V/25j) (IV.22)

AN :Q= $\frac{21808.5}{8*25*3600} = 0.03\ m3/s$

Diamètre de la prise d'eau:

Hauteur du volume utile HU=NNR-NVM

Hu =919.23-914.37 Hu=4.86m

$Q_p = \mu S\sqrt{2.gH}$

u : coefficient de débit = 0.49

S : la section de la prise d'eau et circulaire

AN : D=0.180m

Conclusion

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en aval et une autre pour la prise d'eau, La conduite aura en aciers dans la galerie de dérivation.

IV.5 Calcul des coûts :

IV.5.1 Coût de l'évacuateur de crues :

Pour ce calcul, ils sont pris en compte les coûts du déversoir et du coursier, vu que le chenal d'écoulement et le bassin de dissipation gardent leur profil pour une largeur du déversoir b=15m.

IV.5.2 Coût du déversoir

Nous optons pour la réalisation d'un déversoir type CREAGER, car il s'adapte mieux à l'écoulement de la lame d'eau pour diminuer les dangers des phénomènes hydrauliques qui peuvent engendrer des dégâts importants et provoquer la stabilité Del 'ouvrage.

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

$\frac{Y}{H} = 0.47(\frac{x}{H})\text{^}1.8$ (IV.23)

H : Charge sur le seuil ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera : Vd= S*B

S : Section transversale (m2).

B : Largeur De déversoir (m).

N°	b (m)	H (m)	S (m2)	V (m3)	prix (Millions DA)
1	15	2.91	2.2	33	0,18
2	20	2.42	2.65	29	0.16

IV.5.3 Coût du canal d'approche :

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

D'où la hauteur totale du mur : **Hca=P+H+R=4.76m**

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 21m

L'épaisseur du mur « e » est prise égale à (0,5m).

St=e.L

St=10.5m2

V_t=2*St*Hm

V_t=100m^3

b (m)	**Hm**	S (m²)	V (m3)	Coûts (Million de DA)
15	4.76	4.76	100	1,11

IV.5.4 Le coursier :

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section ou atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente.

b (m)	Hca	S (m²)	V (m3)	Coûts (Million de DA)
8	3.5	7.5	600	4,01

Tableau IV.6-Récapitulatif des prix Ouvrages annexes

		Coûts (Million de DA)			
b (m)	h (m)	Déversoir	coursier	Canal d'approche	Total
15	2.91	0,18	4,01	1,11	7.02

IV.6 Conclusion :

L'évacuateur de crue consiste souvent la partie la plus sollicitée d'un barrage. Il importe donc de le concevoir avec beaucoup de prudence et de le réaliser avec le plus grand soin. Son cout souvent relativement élevé par rapport à l'ensemble du barrage. Ne doit pas conduire à prendre des risques par soucis d'économie. En effet il est difficile d'intervenir pendant une crue pour pallier une défaillance éventuelle de l'évacuateur. Et si la durée de la crue et assez longue. Une telle défaillance peut avoir une évolution rapide et entrainer la ruine du barrage en pleine crue.

Apres chaque forte Crue, il est vivement conseillé de procéder à une visite détaillée de l'évacuateur de crue et d'effectuer immédiatement toute réparation qui pourrait s'avérer nécessaire afin que la crue suivante ne provoque pas une aggravation qu'il est en général difficile de contrôler pendant la crue. Lorsque l'évacuateur comporte un lit majeur sommairement aménagé, tout début de ravinement doit être corrigé aussitôt qu'il se manifeste.

Chapitre V : Organisation de chantier

V.1 Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation d'un ouvrage dans les meilleures conditions, Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

La réalisation des barrages nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques (modernes et rentables) destines à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux, Donc, il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise, Compétente et expérimentée et disposant de tous les moyens nécessaires pour l'exécution de tous les travaux dans de bonnes conditions.

Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être changé et cela en fonction des moyens de l'entreprise de construction, Il est préférable de réaliser le batardeau pendant la période sèche de l'année, c'est pour cette raison que l'on prévu un ouvrage de dérivation Le passage des crues de chantier a été prévu à travers la galerie de dérivation provisoire.

V.2 Rôles des intervenants sur chantier :

V.2.1 Le contrôle de chantier :

- ✓ **le controle de la qualité:**

Le contrôle de la qualité est une attribution spécifique au maître d'œuvre qui, par la nature de son contrat, doit une obligation de moyens quant à la vérification de la conformité des travaux aux pièces du marché et à la règle de l'art. Le maître d'œuvre ne peut exercer sa mission de contrôle sans visite de chantier. Dès le commencement des travaux, il faudra en fixer le nombre ou la périodicité, avec et sans l'entrepreneur, régulière et inopinée.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

V.2.2 Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

V.2.3 L'entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des

ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

V.3 La préparation du site :

Cela consiste à atteindre les objectifs suivants :

-Le dégagement de tout ce qui entrave la mise en place des installations.

-La réalisation des voies de circulation intérieure pour véhicules et piétons.

-L'assainissement du terrain par drainage.

-La mise en réserve ou le dégagement de la terre végétale.

-La protection des arbres et autres installations publiques.

V.4 L'Installation de Chantier :

Tous chantier de réalisation des opérations de constructions doit avoir un Plan d'Installation du chantier a pour but de d'établir

-Situation de l'état des lieux,

-Condition d'accès et d'approvisionnements,

-Protection du chantier contre :

-Les Intempéries Les inondations

-Eboulement du terrain.

-Prendre connaissance des réseaux :

-Distribution d'eau

-Distribution de gaze

-Distribution d'électricité et de téléphone

- **Les aires de stockages :**

Nécessairement elles se trouvent dans l'aire de balayage de la grue et en même temps elles Facilitent la circulation des engins pour la manutention des matériaux, leur nombre doit être Limité. La fréquence et l'importance de livraison conditionnent les surfaces à servir. Mais chaque aire sera bien délimitée. Les aires de stockages qui se trouvent au niveau du chantier :

- **Stockage de coffrage**
- **Installations destinées à la réparation des engins :**

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

V.5 Les composantes de l'infrastructure et les étapes De réalisation :

V.5.1 Terrassement¬décapage des terres végétales :

Sur l'ensemble du terrain, il sera procédé à un décapage général de 0,25 m De profondeur (Moyenne) permettant l'évacuation des Terre végétales

V.5.2 Travaux sur la digue

Les phases de construction de la digue peuvent être les suivantes :

1-Construction des premiers ouvrages provisoires de protection du chantier et pour évacuation des débits de constructions.

2-Remblai sur la fondation et construction du puisard d'entrée comme élément essentiel pour l'évacuation des débits déconstruction.

3-Remblai et compactage du corps de la digue par couche, parallèlement on procède à l'installation de la conduite ainsi de la tuyauterie de la vidange de fond avec les travaux de béton avec l'ouvrage de prise de vidange de sortie.

4-Laprotection en enrochement du talus amont et la construction du tapis drainant ainsi que le prisme de drainage on utilisant le maximum des matériaux excavés à partir de la zone d'emprunt et la tranché d'ancrage.

5-Aménagement du canal d'amenée et la construction du seuil de déversement avec le coursier et le bassin de dissipation.6-La protection du talus aval et la crête de la digue, après avoir réalisé les routes et pistes d'accès d'entretien et d'exploitation

V.5.3 Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

1-L'aménagement de la zone d'emprunt.

2-Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.

3-Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

V.5.4 Terrassement en grande masse

Les terrassements en grande masse consistent en la préparation des plates-formes des bâtiments, du sous-sol ou des vides sanitaires, elles seront réalisées conformément aux plans d'exécution béton armé.

V.5.5 Remblais des vides

Après exécution des fondations et les murs de soutènement, les remblais seront exécutés mécaniquement ou manuellement avec les terres mise en dépôt, soigneusement plongées, arrosées et compactées.

V.5.6 Transport des terres excédentaires

Les terres excédentaires seront mises en dépôt puis seront transportées pour consolidation de talus ou aux décharges publiques indiquées par le maître de l'ouvrage. La distance entre leste et la décharge ne devra pas excéder un rayon de 5 Km.

V.6 La sécurité sur chantier :

Plus encore que beaucoup de d'autres travaux, les chantiers sont dangereux car des accidents graves peuvent s'y produire, touchant le personnel ainsi que le publique et sa peut être.

V.6.1 Danger des engins mécaniques :

Tel que les engins de levage en cas de chute de charge ou effondrement de la tour, ou les engins a câble une rupture du câble peut engendrer d'énorme dégâts Pour éviter ces problèmes il faut :

-veillé à ce que les organes tournant des machines tournantes (de coupure) soient bien protéger.

-Le casque est obligatoire dès l'entrée du chantier.

-Remplacer les câbles usée ou douteux.

V.6.2 Les dangers des appareils électriques :

Il faut prendre des précautions indispensables pour que les ouvriers ne puissent être des victimes d'électrocution tel que :

-il faut bien isoler les lignes de transport et de distribution de courant électrique.

-il faut que la hauteur des câbles soit supérieure à celle des engins

-signaler tous l'endroit particulièrement dangereux par des pancartes.

V.6.3 Dangers des installations en hauteur :

Le risque principales et celui de la chutes des ouvriers, la chute d'outillage, et certain cas la chute des ouvrages en construction pour éviter le risque il faut : dimensionner largement les échafaudages.

Prévoir des gardes corps légers. (Corde, tubes) Attache des échafaudages devra être suffisantes pour que ceux-ci ne s'effondre pas sous l'effet du poids à supporter ou le vent. Prévoir des dispositifs de sécurité individuelle (corde d'attache pour ouvriers).

V.7 Réalisation du barrage en terre

La bonne connaissance du site de barrage et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire d'assurer que le chantier est confié à tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

V.7.1 Les moyens de chantier

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier. La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux. On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

V.7.1.1 Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de L'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation désuétudes préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

V.7.1.2 Les engins de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai–enrochement ...).

• Le bulldozer

• Pelle mécanique.

• Chargeur à pneu ou à chenilles.

• Décapeuse.

• Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très important parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants :

• Les compacteurs à pneus :

Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.

• Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.

• Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

V.7.1.3 Le matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur ...).

V.7.1.4 Le matériel spécifique

On utilise comme matériel :

• Les engins de forage et d'injection.

• Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

V.8 Devis estimatif de la digue

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage.

V.8.1 Calcule de volume du décapage (Digue) :

$V_{déc}=S.e_{déc}$

Avec**:**

$e_{déc}$: épaisseur de décapage 0,3m.

$S=S_1+S_2+S_3$. Hb=14.80m L=210m

$S_1=L.b_{cr}$ =210*5=1050 m^2

$S_2=(L.m_2.H_b)/2.=(210*2.5*14.8)/2=3885m^2$

$S_3=[(L+100)/2].m_1.H_b.=[(210+100)/2]*3*14.8=7104.5m^2$

S=1050+3885+7104.5=12039.5m2

- Le volume décapé :

$V_{déc}$=12039.5.0, 3=3611.85m3

V.8.2 Calcule de volume du remblai :

Voir tableau Volume des terres pour une largeur déversant de15m

V_{rem}= 45005.5m^3.

V.8.2.1 Calcule de volume des enrochements :

La hauteur réelle :

$H_{tra}=[H^2_b+(m_1*H_b)^2]^{1/2}=[14.8^2+(2*14.8)^2]^{1/2}=39.15m$

$S_{Trap}=H_{tra}*(L+100)/2=39.152*(210+100)/2.$

$S_{Trap}=6224m^2$

$V_{enroch}=e_{enroch}.S_{tra}=0.5*6224$

$V_{enroch}=3112m^3$

V.8.2.2 Calcule de volume du gravier :

$V_{gravier}=e_{gravier}.S_{tra}=0.2*6224$

$V_{gravier}$=1244.5m3

Avec

$e_{gravier:}$ épaisseur du gravier et de 0,2m.

V.8.2.3 Calcule de volume du sable grossier :

$V_{sable\ gr}=e_{sablegr}.S_{tra}=0.2*6224$

$V_{sable\ gr}=1244.5m3$

Avec :

$e_{sable\ gr:}$ épaisseur du sable grossier et de 0,2m.

V.8.3 Calcule de volume Du produit asphaltique :

$S_{rectangle}=b_{cr}*L=210*5=1050m^2$

$V_{pa}=e_{pa}.S_{rectangle.}=0.2*1050=210m^3$

Avec

e_{pa} : l'épaisseur de produit asphaltique et de 0,2 m.

Tableau V.1-Devis Quantitatif Et Estimatif Des Travaux

Devis Quantitatif Et Estimatif Des Travaux					
N	Désignation des travaux	Unite	Quantité	Praix Unitaire	Montant(DA)
1	Décapage	m3	3611.85	300	1083555
2	Déblai	m3	1843.75	400	737500
3	remblai	m3	49005,85	600	29403510
4	gravier	m3	1244,5	1200	1493400
5	Enrochements	m3	3112	1500	4668000
6	sable grossier	m3	1244	1000	1244000
7	produit asphaltique	m3	210	2000	420000
				Montant son tax(DA)	39049965
				TVA (19%)	6638494,05
				Montant tt tax compris (DA)	**32411471**

V.9 Devis estimatif de l'évacuateur de crue :

V.9.1 Calcul volume de Béton

V.9.1.1 Volume de Béton de propreté (déversoir)

$S_{dév}=b.X_l$

X=3 m

B : largeur de déversoir (15m)

VBps=Sdév .eBp.=3*15*0.1=4.5m3

V.9.1.2 Volume de Béton ordinaire du d'éversoir (Béton armé 350 kg /m^3)

$V_{béton.dév}$=33m^3

V.9.2 Volume de Béton de propreté (canal d'approche)

$V_{canal\ d'approch}$=S.e

S=b.L

S=15*21=315 m^2

$V_{canal\ d'approch}$=15*21*0.1=31.5m^3

V.9.2.1 Volume de Béton ordinaire du canal d'approche (Béton armé 350 kg /m^3)

$V_{canal\ d'approche}$ =100 m^3

V.9.2.2 Volume de Béton de propreté (coursier)

S= b*L1+b*L2

S=8*32.75+37.5*8=562 m^2

$V_{coursier\ bp}$=56.2 m^3

1.1.1 Volume de Béton ordinaire du coursier (Béton armé 350 kg /m^3)

$V_{coursier}$ =600m^3

Tableau V.2-Devis estimatif de l'évacuateur de crue

ouvrages	Béton armé	Béton propreté	unité	prix (béton propreté)	prix (Béton armé)	prix total (DA)
déversoir	33	4,5	m3	6000	6000	225000
canal d'approche	100	31,5	m3	6000	6000	789000
convergent	45	25	m3	6000		150000
coursier	600	56,2	m3	6000	6000	3937200
Montant (DA)	5101200					

Tableau V.3-vidange de fond et prise d'eau

N	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant(DA)
1	conduite 300mm	m	80,82	1500	121230
2	vanne 300mm		2	50000	100000
3	remblai	M3	95	280	26600
4	béton armée	M3	210	3000	630000

- Donc le prix total : 45028995 DA

V.10 Le Planning

Le planning correspond aux dates pour réaliser les activités, identifier les jalons et atteindre les objectifs du projet. C'est l'indispensable outil de la planification.

V.10.1 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

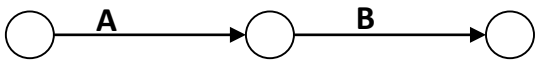
- ✓ Méthodes basées sur le réseau ;
- ✓ Méthodes basées sur le graphique.
- ✓ **Méthodes basées sur le réseau**

V.10.2 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 :

V.10.2.1 Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.

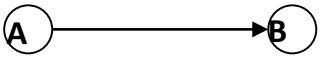


L'opération **A** précède l'opération **B**

V.10.2.2 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.



V.10.3 Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes

- Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels :
- Regroupement des graphes partiels :
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage :
- Construction du réseau.

V.10.4 Différentes méthodes basées sur le réseau

- **Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

- **Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) :**

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

- **Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):**

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- ✓ Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- ✓ Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- ✓ Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

V.10.5 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action de l'entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- ✓ le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- ✓ Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- ✓ Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport ; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

V.10.5.1 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau V.4-Symboles des opérations

Symboles	Opérations	Durée (jours)
T.R	Travaux routiers	5
I.C	Installation de chantier	15
P.B	Pré batardeau	20
G.D	Galerie de dérivation	40
B	Batardeau	30
E.C	Excavation du tranché de la clé d'étanchéité	15
R.C	Remblais de la clé d'étanchéité	15
P.V	Pose conduite de la vidange de fond	10
E.P	Exécution de la prise d'eau	5
E.B	Excavation du barrage	25
R.B	Recharges du barrage et du de prisme de drainage	55
R.T	Revêtement sur les talus (amont, aval)	30
E.F	Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	15
C.E	Coffrage, ferraillage de l'évacuateur de crue	20
B.E	Bétonnage de l'évacuateur de crue	15
E.A	Exécution du bassin d'amortissement	10
E.H	Équipements hydromécaniques	10

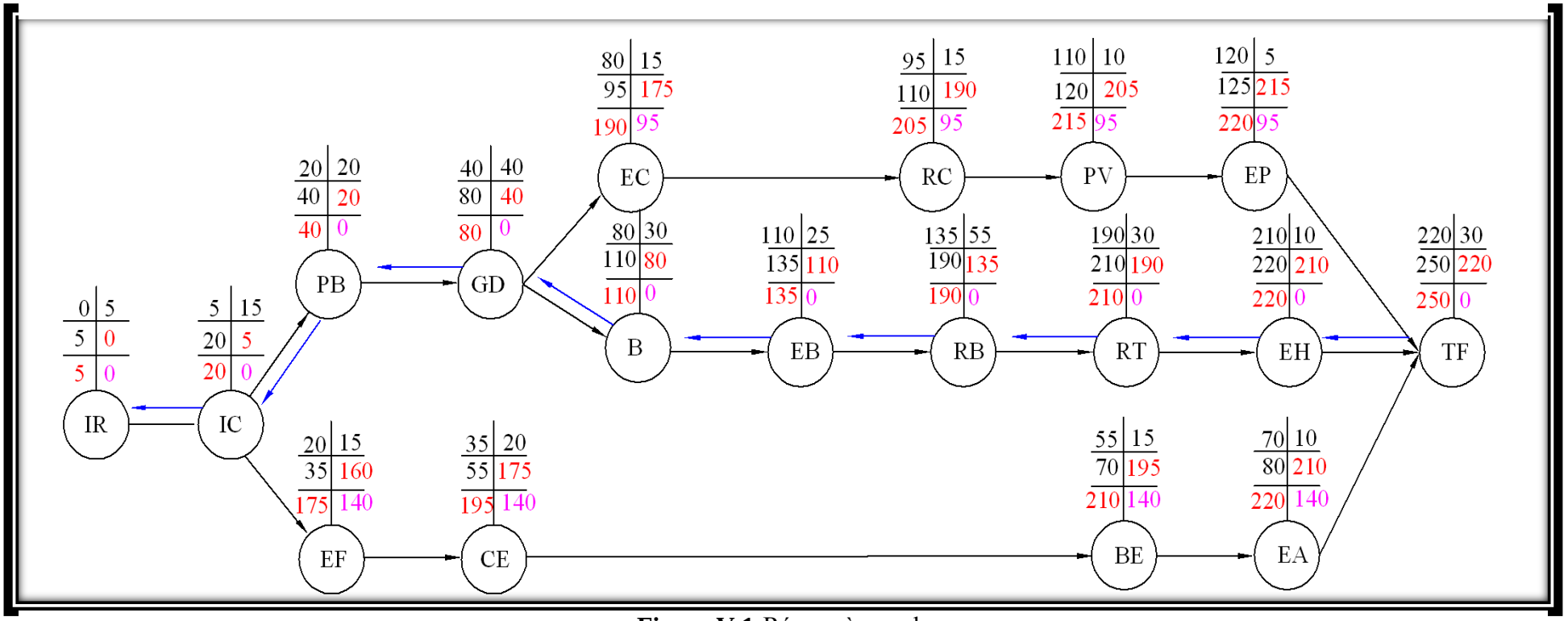


Figure V.1-Réseau à nœuds

V.10.6 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 V.5-Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.P.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
T.R	5	0	5	0	5	0
I.C	15	5	20	5	20	0
P.B	20	20	40	20	40	0
G.D	40	40	80	40	80	0
B	30	80	110	80	110	0
E.B	25	110	135	110	135	0
R.B	55	135	190	135	190	0
R.T	30	190	210	190	210	0
E.C	15	80	95	175	195	95
R.C	15	95	110	190	205	95
P.V	10	110	120	205	215	95
E.P	5	120	125	215	220	95
E.F	15	20	35	160	175	140
C.E	20	35	55	175	195	140
B.E	15	55	70	195	210	140
E.A	10	70	80	210	220	140
E.H	10	210	220	210	220	0
T.F	30	220	250	220	250	0

D’après le chemin critique, le temps de réalisation égale :

DTR=∑TR =5+15+20+40+30+25+55+30+10+30=250 jours.

Le délai de construction du retenue de Oued Benakmum en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent (sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement) est estimé par 10 mois au maximum, pendant la période de préparation, on installe et on organise le chantier.

V.11 Conclusion générale :

L'élaboration de ce projet est basée sur les études topographique, géologique, géotechniques hydrologique, mais il faut réaliser suivant les normes constructives .Il faut prendre en considération aussi les résultats des essais de Proctor des échantillons afin de mesurer l'humidité naturelle du remblai et ajuster la quantité d'eau d'arrosage.

La construction de l'ouvrage doit s'effectuer obligatoirement d'après le présent projet d'exécution.

À travers ce travail, nous avons essayé de réaliser l'étude de la retenue collinaire, située sur Oued Benakmum dans la wilaya de B.B.A, destinée pour l'irrigation de périmètres agricoles permettant un développement socioéconomique de la région.

D'après les études géologiques, géotechniques du site, ainsi que les données hydrologiques à l'échelle du bassin versant et selon les calculs d'optimisation, nous avons opté pour une digue en matériaux locaux de 14.8 m de hauteur correspondants à un volume du réservoir de l'ordre de (0.095hm3).

Finalement, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude et d'un retenue collinaire, en se basant sur les fondements théoriques obtenu tout au long de notre parcours universitaire. Notre souhait est de perfectionner plus ce type d'étude par la pratique et l'expérience sur le terrain.

Bibliographie

- R Rolley, H Kreitmann, J Dunglas, A Pierrejean, L Rolland, et al. Technique desbarrages en aménagement rural. 1977.
- INZAMAC.Résultats des essais de laboratoire Sur les échantillons paraffinés etremaniés. 2015.
- Weatherbase.http://www.weatherbase.com/. Accessed
- HYDRO-PROJET.Etude d'une retenue collinaire dans la commune De Khelil.
- HASSANE.M.Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crueà entonnement frontale. ENSH,Blida .Algérie, 1995.
- Claude Marche.Barrages : crues de rupture et protection civile. Presses interPolytechnique, 2008
- BENLAOUKLI.Organisation de chantier la planification des travaux. Polycopiesde cours, 2004.