REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE –ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET

ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR OUED MERTOUM ET SON IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

(W. OUM EL BOUAGHI)

PRESENTE PAR

Amir RAHMOUNI

Devant les membres du jury

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M. K. MIHOUBI	Professeur	Président
D. DJOUDAR	M.C.B	Membre
M. D. BENSALAH	M.A.A	Membre
I. ZAIBAK	M.A.A	Membre
S. TOUMI	M.C.B	Promoteur

Session Janvier 2018

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE –ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET

ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR OUED MERTOUM ET SON IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

(W. OUM EL BOUAGHI)

PRESENTE PAR

Amir RAHMOUNI

Devant les membres du jury

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M. K. MIHOUBI	Professeur	Président
D. DJOUDAR	M.C.B	Membre
M. D. BENSALAH	M.A.A	Membre
I. ZAIBAK	M.A.A	Membre
S. TOUMI	M.C.B	Promoteur

Session Janvier 2018

Remerciements

Je tiens à exprimer mes plus grands remerciements et louanges à Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, la volonté, la patience, et le courage qui m'ont permis de réaliser ce modeste travail et d'arriver jusque-là, et de me permettre, je l'espère, d'aller encore plus loin après cela.

J'adresse ma profonde reconnaissance à mon promoteur Mr Toumi Samir pour son aide, son soutien, et sa patience à mon égard.

Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Je remercie également tout le corps enseignant de l'ENSH, qui m'ont encadré durant toutes les années d'études, ainsi que tous mes enseignants durant tout mon cursus scolaire, et toutes les personnes grâce auxquelles j'ai pu élargir mes connaissances durant toute ma vie.

Et pour finir, j'exprime ma plus profonde gratitude aux membres de ma famille et mes amis qui ont toujours été là pour moi et qui m'ont toujours aidé et soutenu.

Merci.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :

A ma mère Esma et mon père Djamel, qui ont toujours été là pour moi et qui ont beaucoup sacrifié pour que je puisse en arriver là, qui m'ont soutenu et encouragé, qui m'ont élevé et formé, qui ont cru en moi et qui m'ont aimé.

A mon frère Amine et mes sœurs Rubi et Chiraz.

A ma tante Sabiha et mon oncle Moncef.

A toute ma famille et tous mes amis pour leur aide et leurs encouragements.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

A tous ceux qui, au cours de ma vie, m'ont aidé à aller de l'avant et à m'améliorer.

Ainsi qu'à toutes les personnes qui œuvrent à rendre notre monde meilleur.

ملخص:
قمنا من خلال هذا العمل بدراسة شاملة على مستوى واد المرتوم (ولاية أم البواقي)، وهذا من أجل إنشاء حاجز مائي، الذي يعمل على توفير المياه من أجل سقي حوالي 10 هكتارات من الأراضي الفلاحية للمنطقة وما جاورها.
بعد دراسة معمقة وشاملة لمختلف الجوانب الجيولوجية، الهيدرولوجية إضافة إلى الطوبوغرافية، قمنا باختيار الاقتراح المناسب، حيث صممنا الحاجز المائي وتحققنا من ثباته، أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح معمق ودقيق يضم مختلف أطوار ومراحل الإنجاز.

Résumé :
Dans ce travail, nous avons fait une étude sur Oued Mertoum (Wilaya de Oum El Bouaghi) pour réaliser une retenue collinaire, qui doit satisfaire l'irrigation des 10 ha des terres agricoles avoisinantes.
Après une étude précise et complète des différentes étapes « géologique, hydrologique, topographique », nous avons choisi la variante adaptée, puis implanté la digue et nous finalisons notre travail en vérifiant sa stabilité. Pour la réalisation, nous avons donné une explication intégrale contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract:
Our study made on Oued Mertoum (Wilaya of Oum El Bouaghi) aims to construct an earth dam to provide the irrigation of 10 ha of the neighboring agricultural lands.
After a precise complete study of the "geological, hydrological, topographical " parts, we chose the adopted alternative, we designed the dam and checked its stability. For its realization we fully explained the various stages of calculation.

Introduction générale

Depuis l'antiquité, l'homme a compris que pour satisfaire ses besoins en eau il fallait la chercher, l'extraire, et la mobiliser, ainsi, les plus anciens ont pétri la terre pour en faire des digues soit le long des cours d'eau en vue de limiter les zones d'inondation, soit en travers pour créer des retenues d'eau potable ou d'eau destinée à l'irrigation.

Ce mémoire de fin d'études vise à dimensionner la retenue collinaire entravant le cours de oued El Mertoum, qui a été trouvé à la base de l'étude topographique, d'autres aspects géotechniques et géologiques vont juger sur la faisabilité de cet ouvrage concernant la qualité de la fondation et la zone d'emprunt. L'aspect hydrologique nous renseignera sur les quantités d'eau estimées à être retenues pendant toute l'année ainsi que sur leur gestion, et aussi sur les hauteurs respectives de chaque niveau du barrage. A ce niveau, plusieurs variantes de type de digue vont être proposées, nous choisiront la meilleure en fonction des critères de disponibilité de matériaux de construction et aussi des critères économiques estimatifs. L'exploitation d'un barrage nécessite différents ouvrages annexes qui doivent être projetés dans le corps ou bien loin de la digue, l'ouvrage annexe le plus important est l'évacuateur de crues, car il assure la protection du barrage contre les crues et fournit la continuité du cours d'eau en cas de remplissage de la retenue, sans faire de dégâts, d'où l'utilité de l'étude des ouvrages annexes, ainsi qu'une étude d'organisation de chantier et d'ergonomie qui sera très importante pour bien organiser les taches mais aussi pour savoir le temps total nécessaire au projet d'exécution de cette retenue.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Situation et description du site d'étude

Introduction 1

I.1. Reconnaissance du site 1

I.2. Choix du site 1

I.3. Situation géographique du site 2

I.4. Description sommaire de la retenue 3

I.5. Caractéristiques morphologiques 3

I.6. Implantation de l'évacuateur de crues 3

Coclusion 3

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique du site

Introduction 4

II.1. Sismicité du site 4

II.2. Géologie régionale 5

II.3. Géomorphologie du bassin versant 6

II.4. Géologie du bassin versant 7

II.5. Aperçu hydrogéologique du bassin versant 9

II.6. Géologie du site de la retenue (digue et cuvette) 9

II.7. Perméabilité des formations du site de la retenue 11

II.8. Stabilité des terrains du site de la retenue 11

II.9. Etude de variante d'axe possible de la retenue 12

II.9.1.Caractéristiques morphométriques de la digue 12

II.10. Utilités et indispensabilités des cas de variantes 12

II.11. Etude géotechnique 13

II.11.1. Travaux de reconnaissance 13

II.11.1.1. Au niveau du site de la retenue 13

II.11.1.2. Au niveau de la zone d'emprunt 13

II.11.2. Essais de laboratoire 13

II.11.2.1.Type et mode opératoire 13

II.11.2.2.Nombre d'essais 13

II.11.3.Résultats des essais de laboratoire et leur interprétation 14

II.11.3.1.Terrains de fondation de la digue 14
II.11.3.2.Les caractéristiques géotechniques des sols de la digue 15
II.11.4. Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les sols de fondation de la digue 16
II.11.5. Matériaux de construction de la digue 17
II.11.5.1. Zone d'emprunt N°2 17
II.11.5.2. Les caractéristiques géotechniques des sols de la zone d'emprunt n°2 18
II.11.5.3. Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les sols de la zone d'emprut N°2 19
II.11.6. Zone d'emprunt N°3 19
II.11.6.1. Les caractéristiques géotechniques de la zone d'emprunt N°3 20
II.11.6.2. Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les sols de la zone d'emprut N°3 21
II.11.7. Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de la digue 22
II.11.7.1. Remblai de la digue 22
II.11.7.2. Terrain de fondation de la digue 22
Conclusion 23

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction 24
III.1.Bassin versant 24
III.1.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant 24
III.1.2 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant 33
III.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant 38
III.2.1. Température de l'air 38
III.2.2. Humidité relative de l'air 39
III.3. Etude des précipitations 40
III.3.1. Critique des séries d'observation des stations pluviométriques 41
III.3.1.1. Choix de la station de référence 41
III.3.1.2. Homogéneité des séries pluviométriques 42
III.3.1.3. Répartition des pluies annuelles et mensuelles sur le bassin versant 43
III.3.1.4. Pluies annuelles fréquentielles 43
III.3.1.5. Pluies journélières maximales 45
III.3.1.6. Homogénéité des pluies maximales journélières 45
III.3.1.7. Ajustement des pluies maximales journélières 46

III.3.2. Choix de la loi d'ajustement 47
III.3.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL 47
III.3.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale 48
III.3.2.3 Test de validité de l'ajustement (Test de Khi carrée) 50
III.4.Etude des apports 52
III.4.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) 53
III.4.2. Caractéristiques de l'écoulement 55
III.4.3. Coefficient de variation 56
III.5. Estimation fréquentielle des apports 56
III.5.1. Estimation à partir de la distribution Log normale 56
III.6. Apports solides 58
III.6.1. Estimation de l'érosion spécifique 58
III.6.2. Calcul du volume mort 58
III.7. Etude des crues 59
III.7.1. Formules empiriques pour la détermination de al crue 59
III.7.2. Hydrogramme de crues 61
III.8. Choix de la crue de projet 63
III.8.1. Choix de la crue de chantier 65
III.8.2. Calcul du volume de crue 66
III.9. La régularisation 66
III.9.1. Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ 67
III.9.2. Répartition mensuelle des besoins 67
III.9.3. Courbes « Hauteurs-Capacités-Surfaces » 67
III.9.4. Calcul du volume utile 69
III.9.4.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes 70
III.9.4.2. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes 72
III.9.4.3. Evaporation 72
III.10. Laminage des crues 75
III.10.1. Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993) 76
III.10.1.1. Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière 76
III.10.1.2. Calcul de la capacité stockée 77
III.10.1.3. Principe de la méthode de solution 77
III.10.1.4. Calcul du débit de sortie 78

III.10.1.5. Calcul du volume stocké 78
III.11. Etude d'optimisation 83
III.11.1. Calcul du coût de la digue 83
III.11.1.1. Calcul de la revanche 83
III.11.1.2. Calcul de la hauteur en crête 84
III.11.2. Tassement 84
III.11.3. Calcul du coût de la digue pour différentes largeurs déversantes 84
III.11.4. Calcul du coût de l'évacuateur de crues 87
III.11.4.1. Calcul du coût du déversoir 87
III.11.4.2. Coût du coursier 88
III.11.4.3. Le coût de l'évacuateur de crues 88
III.11.5. Le coût total 89
Conclusion 90

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

Introduction 91
IV.1. Généralités 91
IV.2. Le choix du site du barrage 91
IV.3. Le choix du type de barrage 91
IV.4. Les variantes à choisir 92
IV.4.1. Le barrage en terre homogène 92
IV.4.2. Le barrage en terre zoné à noyau d'argile 93
IV.4.3. Digue en enrochement avec masque en béton 93
IV.5. Profil général de la retenue 94
IV.5.1. Hauteur du barrage 94
IV.5.2. Largeur en crête 94
IV.5.3. La longueur de la crête 94
IV.5.4. Pentes des talus 94
IV.5.5. Les bermes 95
IV.6. Barrage en terre homogène 95
IV.7. Etanchéité de la retenue 97
IV.7.1. Le noyau 97
IV.7.2. Les drains 98

IV.7.3. Les filtres 102
IV.8. Etanchéité de la fondation 104
IV.8.1. Calcul du volume des différents matériaux et estimation des coûts 104
IV.8.2. Barrage homogène en argile 106
IV.8.3. Barrage à zone 108
IV.8.4. Barrage en enrochement avec masque en béton 108
IV.9. Estimation du coût des variantes 108
IV.9.1 Estimation du coût de la variante N°1 108
IV.9.2 Estimation du coût de la variante N°2 109
IV.9.3 Estimation du coût de la variante N°2 109
IV.9.4 Comparaison des variantes d'étude selon une grille d'évaluation 109
Conclusion 110

Chapitre V : Etude de l'évacuateur de crues et ouvrages de vidange

Introduction 111
V.1. Ouvrage d'évacuation des crues 111
V.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crues 111
V.1.1.1. Evacuateur de crues en puits (tulipe) 111
V.1.1.2. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral 111
V.1.1.3. Evaduateur de crues latéral à entonnement frontal 111
V.1.1.4. Evacuateur de crues en siphon 112
V.1.2. Choix de l'évacuateur de crues 112
V.1.2.1. Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues 112
V.3. Dimentionnement hydraulique 113
V.3.1. Evacuateur latéral à entonnement frontal 113
V.3.1.1. Dimensionnement et calcul hydraulique 113
V.3.1.2. Le canal d'approche 114
V.3.2. Le déversoir 115
V.3.2.1. Méthode de l'USBR (WES) 115
V.3.2.2. Déversoir et canal latéral 118
V.3.3. Chenal d'écoulement 121
V.3.3.1. Profondeur critique 121
V.3.3.2. Pente critique 121

V.3.3.3. La hauteur normale 122
V.3.3.4. Convergent 123
V.3.3.5. Le coursier 124
V.3.3.6. Bassin de dissipation 130
V.3.3.7. Dimensionnement du bassin 131
V.4. Ouvrage de vidange 133
V.4.1. Calcul du temps de vidange 135
V.4.2. Calcul du diamètre de la conduite de vidange 135
V.4.3. La prise d'eau 136
V.4.4. Les chambres des vannes 137
V.5. Autres ouvrages 137
V.5.2. Routes d'accès 137
V.5.3. Aménagement d'une plateforme avale 137
Conclusion 138

Chapitre VI : Etude de la stabilité de la digue

Introduction 139
VI.1. Etude de la variante detenue 139
VI.1.1. Définition du profil général du barrage 139
VI.1.2. Conception de la digue 139
VI.2.Etude des infiltration 139
VI.2.1. Objectif du calcul d'infiltration 139
VI.2.2. Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre 140
VI.2.3. Positionnement de la ligne de saturation 140
VI.2.4. Calcul du débit de fuite par infiltration 142
VI.2.5. Calcul des filtres 143
VI.2.6. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage 145
VI.3. Etude de stabilité 146
VI.3.1. Généralités sur la stabilité des barrages (talus) 146
VI.3.2. Méthode de Fellenius 147
VI.3.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches) 147
VI.3.4. Les caractéristiques géotechniques des sols 149
VI.3.5. Calcul des forces appliquées à chaque tranches 149

VI.3.6. Classement des forces 150
VI.3.7. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement150
Conclusion 152

CHAPITRE VII : Etude d'organisation des travaux de chantier

Introduction 153
VII.1. Travaux préparatoires et installation d'entreprise 153
VII.1.1. Installations destinées au personnel 153
VII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux (Agrégats) 153
VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins 155
VII.1.4. Installations destinées à la préfabrication 155
VII.1.5. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier 155
VII.2. Terrassement tu niveau des installations de chantier 156
VII.3. Exécution de la digue 156
VII.4. Planification 158
VII.4.1. Définition 158
VII.4.2. Techniques de la planification 158
VII.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau 158
VII.4.2.2. Méthode C.P.M. (Méthode du chemin critique) 159
VII.4.2.3. Méthode P.E.R.T. (Program Evaluation and Review Technical) 159
VII.4.2.4. Méthode P.D.M. (Procedure Diagram Method) 159
VII.4.2.5. Méthodes basées sur le graphique 159
VII.4.3. Les étapes de la planification 159
VII.4.3.1. Collection des informations 159
VII.4.3.2. Décomposition du projet 159
VII.4.3.3. Relations entre les tâches 159
VII.5. Les paramètres de la méthode C.P.M. 160
VII.5.1. Chemin critique (C.C) 160
VII.5.2. Attribution des durées de chaque opération 160
VII.6. Les plannings : 160
VII.6.1. Plan de travail au plus tôt : 160
VII.6.2. Plan de travail au plus tard : (PTPP) 161
VII.6.3. Plan de travail intermédiaire : 161
VII.7. Délai de construction et programme des travaux 161

VII.8. Symboles des différentes opérations : 161
VII.9. Détermination des chemins critiques 164
Conclusion 166

CHAPITRE VIII : Etude de l'impact sur l'environnement

Introduction 167
VIII.1. Le champs d'application de l'évaluation 167
VIII.2. Les impacts en phase « Réalisation » 167
VIII.2.1. Faune et flore 167
VIII.2.2. Déplacement de population et foncier 168
VIII.2.3. Equipements et infrastructures 168
VIII.3. Les impacts phase « Exploitation » 170
VIII.3.1. Erosion 170
VIII.4. Récapitulatif des impacts principaux 170
VIII.5. Mesures pour minimiser les impacts négatifs éventuels. 171
VIII.5.1. Présentation 171
VIII.5.2. Nuisances au voisinage des chantiers 171
VIII.5.3. Paysage 172
VIII.6. Précautions lors des travaux 172
VIII.6.1. Précautions vis-à-vis des personnels 172
VIII.6.2. Précautions pendant la phase chantier 172
VIII.6.3. Précautions par rapport au risque de rupture du barrage 172
VIII.7. Altérations hydrologiques et biologiques 173
VIII.8. Effets rétroactifs 173
Conclusion 174

Conclusion générale

Liste des tableaux

Tableau II.1. Coefficients d'accéleration de zone 4
Tableau II.2. Caractéristiques géotechniques du remblai de la digue 22
Tableau II.3. Caractéristiques géotechniques de la fondation de la digue 22
Tableau III.1. Coordonnées du site de la retenue collinaire de Oued Mertoum 24
Tableau III.2. Coordonnées de la courbe hypsométrique 29
Tableau III.3. Détermination de l'altitude moyenne Hmoy 30
Tableau III.4. Tableau récapitulatif des résultats précétents 31
Tableau III.5. Pente moyenne du bassin versant 31
Tableau III.6. Détermination de l'indice de pente de ROCHE 32
Tableau III.7. Classification du relief 33
Tableau III.8. Densité de drainage 35
Tableau III.9. Evaluation du profil en long 36
Tableau III.10. Temps de concentration Tc 37
Tableau III.11. Résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant 38
Tableau III.12. Distribution mensuelle de la température en °C 38
Tableau III.13. Humidité relative station Oum El Bouaghi 40
Tableau III.14. Coordonnées Lambert des stations pluviométriques 41
Tableau III.15. Résultat du test de la médiane 42
Tableau III.16. Répartition inter-saisonnière de la plluviométrie sur l'ensemble du bassin versant 43
Tableau III.17. Pluies annuelles fréquentielles sur le bassin versant d'Oued Mertoum 44
Tableau III.18. Cartographie de la répartition saisonnière de la pluviométrie sur l'ensemble du bassin versant 44
Tableau III.19. Caractéristiques de la série pluviométrique (31 ans) 46
Tableau III.20. Résultats de l'ajustement de la loi Gumbel 48
Tableau III.21. Comparaison des caractéristiques de la loi Gumbel et de l'échantillon 48
Tableau III.22. Résultats de l'ajustement de la loi Galton 49
Tableau III.23. Comparaison des caractéristiques de la loi Galton et de l'échantillon 49
Tableau III.24. Résultat du test Khi^2 50
Tableau III.25. Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence 50
Tableau III.26. Pluies de courte durée et l'intensité pluie d'un pas voulu pour une fréquence voulue 51

Tableau III.27. Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence 51
Tableau III.28. Récapitulatif des résultats 54
Tableau III.29. Répartition mensuelle de l'apport moyen 55
Tableau III.30. Apports fréquentiels 57
Tableau III.31. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% du bassin versant ... 57
Tableau III.32. Valeur de alpha en fonction de la perméabilité 58
Tableau III.33. Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour (Mallet-Gauthier) 60
Tableau III.34. Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour (Sokolovsky) 60
Tableau III.35. Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour (Turraza) 61
Tableau III.36. Débit de crues fréquentielles de Oued Mertoum 61
Tableau III.37. Débit des crues fréquentielles d'Oued Mertoum pour les différentes formules 61
Tableau III.38. Débit des crues fréquentielles d'Oued Mertoum 62
Tableau III.39. Coefficient de forme de l'hydrogramme de crues 62
Tableau III.40. Valeurs des débits de crues en fonction du temps 63
Tableau III.41. Classification des dommages selon ANCOLD, 1986 (RIBEIRO,2009) ... 64
Tableau III.42. Crue de projet recommandé selon ANCOLD, 1986 (RIBEIRO,2009) 64
Tableau III.43. Choix de la crue de projet selon ANCOLD, 1986 (RIBEIRO,2009) 67
Tableau III.44. Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel (80%) 67
Tableau III.45. Répartition mensuelle des besoins en eau 67
Tableau III.46. Courbes topographique et volumétrique 68
Tableau III.47. Bilan Apports-consommation 70
Tableau III.48. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes 71
Tableau III.49. Valeurs de en fonction des conditions hydrogéologiques 72
Tableau III.50. Evaporation station Oum El Bouaghi 72
Tableau III.51. Calcul des pertes dans la retenue 73
Tableau III.52. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes 74
Tableau III.53. Récapitulatif des résultats 75
Tableau III.54. Valeurs de h et les plages de variation en période de crue 78
Tableau III.55. Modélisation de la courbe Capacité-Hauteur 80
Tableau III.56. Calcul de la courbe caractéristique du barrage 80
Tableau III.57. Calcul de la courbe caractéristique du barrage 80

Tableau III.58. Calcul du débit laminé correspondant à l'hydrogramme de sortie pour b=14m 81
Tableau III.59. Résultat du laminage pour les différentes largeurs déversantes obtenu à l'aide de la méthode de MUSKINGUM 82
Tableau III.60. Variation de la hauteur du barrage 84
Tableau III.61. Récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête 85
Tableau III.62. Exemple de calcul du volume de la digue pour b=14m 87
Tableau III.63. Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes 87
Tableau III.64. Coût du déversoir pour différentes largeurs déversantes 88
Tableau III.65. Coût du coursier pour différentes largeurs déversantes 88
Tableau III.66. Coût de l'évacuateur de crues 88
Tableau III.67. Coût total de la retenue 89
Tableau IV.1. Valeurs indicatives des pentes de talus (Belakoniev, 1987) 95
Tableau IV.2. Valeurs de C en fonction des pentes de talus et gamma 97
Tableau IV.3. Epaisseur de l'enrochement et d50 minimal des pierres en fonction de la hauteur des vagues 97
Tableau IV.4.Valeurs de K en fonction de la classe de l'ouvrage 98
Tableau IV.5.Valeurs de Iadm en fonction du type de l'ouvrage 100
Tableau IV.6.Volume de recharge (barrage homogène en argile) 105
Tableau IV.7.Volume du sable (barrage homogène en argile) 105
Tableau IV.8.Volume du gravier (barrage homogène en argile) 105
Tableau IV.9.Volume du Rip Rap (barrage homogène en argile) 106
Tableau IV.10.Volume de recharge (barrage à zone) 106
Tableau IV.11.Volume du noyau (barrage à zone) 106
Tableau IV.12.Volume graviers talus amont et noyau (barrage à zone) 107
Tableau IV.13.Volume du sable (barrage à zone) 107
Tableau IV.14.Volume du Rip Rap (barrage à zone) 107
Tableau IV.15. Coût de la variante N°1 108
Tableau IV.16. Coût de la variante N°2 109
Tableau IV.17. Coût de la variante N°3 109
Tableau IV.18.Récapitulatif des coûts des différentes variantes étudiées 110
Tableau IV.19.Coûts des différentes variantes étudiées 110

Tableau V.1. Coordonnées de la nappe déversante.. 117
Tableau V.2. Coordonnées du quadrant aval de déversoir type Creager 119
Tableau V.3. Détail quadrant amont de déversoir (Les origines O, Rayons de courbure) 120
Tableau V.4. Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement 122
Tableau V.5. Calcul itératif de la hauteur critique dans le coursier 124
Tableau V.6. Calcul itératif de la hauteur normale dans le coursier 125
Tableau V.7. Différents parapètres de calcul de la ligne d'eau 126
Tableau V.8. Calcul de la ligne d'eau du coursier 127
Tableau V.9. Hauteurs des murs bejoyers dans le coursier 128
Tableau V.10. Vérification de phénomène d'aération dans le coursier 129
Tableau V.11. Choix du type du bassin de dissipation selon l'USBR 130
Tableau V.12. Résultats du calcul par itérations 133
Tableau V.13. Le temps de vidange 134

Tableau V.I.1. Coordonnées de la parabole de KOZENY 141
Tableau V.I.2. Classification des barrages 145
Tableau V.I.3. Gradient admissible à travers le remblai terreux 146
Tableau V.I.4. Coefficient de stabilité admissible des talus 147
Tableau V.I.5. Les différentes valeurs de K1 et K2 148
Tableau V.I.6. Caractéristique géotechnique 149
Tableau V.I.7. Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement 151

Tableau V.II.1. Pourcentages des substances nuisibles dans les agrégats 154
Tableau V.II.2. Tableau des normes 154
Tableau V.II.3. Symboles des opérations 162
Tableau V.II.4. Détermination des chemins critiques 164
Tableau V.II.5. Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire 165

Tableau V.III.1. Indications sur le bruit ambiant (OMS) 169
Tableau V.III.2. Récapitulation des principaux impacts 171

Liste des figures

Figure I.1. Plan communal de la Wilaya d'Oum El Bouaghi 1

Figure II.1. Carte zonage sismique du territoire national 4
Figure II.2. Extrait de la carte géologique éch : 1/50000 source ECNG 6
Figure II.3. Site et cuvette de la retenue collinaire 7
Figure II.4. Site et lit de la retenue collinaire 7
Figure II.5. Talus des berges gauche & droite du lit majeur d'oued de la retenue 11
Figure II.6. Coupe géologique de la fouille AF2 au niveau de l'axe médian de l'oued de la retenue 14
Figure II.7. Coupe géologique AF1 en rive gauche de l'axe de la retenue 15
Figure II.8. Coupe géologique AF3 en rive droite de l'axe de la retenue 15
Figure II.9. Coupe géologique de la fouille F1 dans la Z.E 2 17
Figure II.10. Coupe géologique de la fouille F1 dans la Z.E 3 20

Figure III.1. Délimitation du bassin versant sur la carte topographique de AIN MLILA n° 120 Ech 1/50.000e 25
Figure III.2. Oro-hydrographie de l'Est Algérien vue à travers le Modèle Numérique de Terrain 26
Figure III.3. Rectangle équivalent 28
Figure III.4. l'hystogramme de la courbe hypsométrique 29
Figure III.5. Courbe hypsométrique du bassin de oued El Mertoum 30
Figure III.6. Image satellite de la région d'étude sur Google Earth 33
Figure III.7. Le réseau hydrographique du bassin versant avec une échelle de 1/50.000e 34
Figure III.8. Image explicative de la méthode de classification de SCHUMM-STRAHLER, source : Wikipedia 34
Figure III.9. Extrait de la carte des températures moyennes annuelles (Manuel Mebarki 2004) 39
Figure III.10. Répartition mensuelle des températures 39
Figure III.11. Distribution mensuelle de l'humidité relative en % 40
Figure III.12. Réseau hydrométrique de la période d'avant l'Indépendance (1946-1961) 41
Figure III.13. Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle sur le bassin versant d'Oued El Mertoum 43

Figure III.14.Ajustement à une loi log Normal des pluies annuelles sur le bassin versant.44
Figure III.15. Précipitations annuelles médianes « normales» (1965/66 -1994/95).....45
Figure III.16. Représentation graphique des résultats d'ajustement à la loi de Gumbel...48
Figure III.17. Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).....49
Figure III.18. Pluies de Courte durée 52
Figure III.19. Courbe intensité-durée-fréquence 52
Figure III.20. Carte du réseau Hydroclimatologique de la zone d'étude, éch. 1/50000.....53
Figure III.21.Carte de l'écoulement annuel moyen d'après le modèle LOIEAU distribué.55
Figure III.22. Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel A80%.....57
Figure III.23. Les Hydrogrammes de crues probables en fonction du temps.....63
Figure III.24. L'hydrogramme de crue probable pour une période de retour de 20 ans 66
Figure III.25. Courbe capacité-hauteur.....69
Figure III.26. Courbes de remplissage 69
Figure III.27. Laminage à travers un barrage 77
Figure III.28. Evacuateur à surface libre 78
Figure III.29. Modélisation de la courbe capacité-hauteur.....79
Figure III.30. Modélisation de la courbe surface-hauteur 79
Figure III.31. Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette.....81
Figure III.32. Hydrgramme de sortie pour B=14 m 82
Figure III.33. Hydrogrammes d'entrée et de sorties.....83
Figure III.34. Principe de calcul du volume d'un barrage.....85
Figure III.35. Principe de calcul du volume d'un barrage.....86
Figure III.36. Principe de calcul du volume d'un barrage.....86
Figure III.37. Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir.....89

Figure IV.1. Digue en terre compactée homogène (source : site planete-tp) 93
Figure IV.2. Digue à noyau (source : site planete-tp).....93
Figure IV.3. Digue en enrochements à masque (source : site planete-tp) 94
Figure IV.4. Revêtement en enrochement avec une transition en géotextile (source : site planete-tp).....96
Figure IV.5. Coupe d'un prisme de drainage (source : site planete-tp).....101
Figure IV.6. Coupe d'un tapis de drainage (source : site planete-tp).....102
Figure IV.7. Schéma d'un drain vertical (source :source : site planete-tp) 10

Figure V.1. Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal..... 113
Figure V.2. Paramètres du profil amont d'un déversoir USBR (Khatsuria., 2005) 116
Figure V.3. Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (Khatsuria., 2005)..... 116
Figure V.4a. Cordonnées du point tangentiel d'un déversoir USBR (Cox, 1973) 117
Figure V.4b. Cordonnées du point tangentiel (Pt)d'un déversoir USBR (Cox, 1973)..... 117
Figure V.5. Profil du déversoir type WES..... 118
Figure V.6. Seuil déversant latéral 118
Figure V.7. Profil Creager du déversoir H=1,43 m 119
Figure V.8. Détail du quadrant amont, l'USCE (USArmy, Corps of Engineers,1958..... 120
Figure V.9. Déversoir à parement amont surplombant 120
Figure V.10. Forme du seuil et la contraction des murs du chenal d'écoulement (USACE, 1990)..... 123
Figure V.11. Graphique de la ligne d'eau dans le coursier. 127
Figure V.12. Schéma de bassin de dissipation USBR type II 131
Figure V.13. Graphe correspondant de bassin de dissipation USBR type II..... 131

Figure V.I.1. Positionnement de la ligne de saturation de la digue zonée de la retenue Oued Mertoum 141
Figure V.I.2. Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenuis 147
Figure V.I.3. Zone du centre du cercle critique selon le principe de Fondeev..... 148

Figure V.II.1. Réseau à noeuds..... 163

Liste des planches

Planche N°1 : Plan d'aménagement de la retenue Oued Mertoum.

Planche N°2 : Coupe géologique suivant l'axe de la digue.

Planche N°3 : Coupe en travers de la variante choisie (digue zonée)

Planche N°4 : Coupes en travers de la digue de la retenue collinaire.

Planche N°5 : Les variantes de la digue de la retenue collinaire.

Planche N°6 : Etude de stabilité de la retenue Oued Mertoum.

Planche N°7 : Profil en long de l'évacuateur de crues.

Chapitre I.

SITUATION GEOGRAPHIQUE ET DESCRIPTION DU SITE D'ETUDE

Introduction :

La présente phase **"**Etude Topographique**"** fait l'objet du premier chapitre de l'étude de faisabilité de la retenue collinaire sur oued El Mertoum**.**

L'étude sera élaborée, dans le but de la mobilisation des eaux de surface et entre dans le cadre de la protection.

Les principaux travaux à réaliser dans le cadre de cette phase sont le choix d'un site potentiel, la reconnaissance détaillée du site et de la cuvette, le choix de l'axe de la digue et ses ouvrages annexes, définir la consistance et la nature du programme de reconnaissance, matérialiser les propositions sur carte, qui permettent de créer une base de donnée pour les prochaines phases.

I.1. Reconnaissance du site :

Cette opération est particulièrement importante pour la suite du projet. Les aspects techniques et géomorphologiques sont primordiaux et conditionnent une partie du coût de l'ouvrage. Si la retenue est destinée au stockage d'eau d'irrigation, on doit regarder sa situation géographique voire altimétrique par rapport aux terres à irriguer.

Le bassin versant doit être suffisant pour alimenter la retenue. Les enjeux environnementaux sont prioritairement à étudier afin d'envisager des mesures correctrices voire des mesures compensatoires. Le choix est donc conditionné par :

1) - Des contextes environnementaux forts comme la présence de zones humides ;

2) - Des contextes réglementaires particuliers comme la présence de zones protégées ;

3)- Le contexte topographique (préférer un contexte en talweg permettant la retenue collinaire qu'un relief plat limitant les réalisations et l'alimentation en eau) ;

4) - Les caractéristiques du Bassin versant pour assurer l'alimentation en eau ;

5) - La proximité des points d'alimentation énergétique

I.2. Choix du site:

Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'une retenue collinaire, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera stockée dans la retenue ;
- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

En prenant ces paramètres en considération on s'est proposé un site dans la situation géographique est décrite comme suit :

I.3 Situation géographique :

Le site en question est localisé donc dans le bassin versant de Ouled Sellem, surplombé par la colline Ragouba du côté Nord, et se trouvant à environ sept (07) Km du chef-lieu de la commune.

La digue est localisée dans le resserrement de la vallée afin que sa longueur en crête ne soit pas exagérée.

La cuvette est sillonnée par une chaaba principale dans laquelle se jettent quatre cours d'eau.

Par endroits elle est d'une profondeur considérable allant jusqu'à trois mètres (03); les talus sont stables et à pentes raides au niveau amont (cuvette).

A l'aval de l'axe, l'oued devient de plus en plus important atteignant des profondeurs variables, allants jusqu'à six (06) m par endroits.

L'écoulement est quant à lui temporaire et dévastateur, et constitue une menace à l'aval.

La retenue a pour objet la mobilisation des eaux de surface et entre dans le cadre de la protection.

Le fond de la vallée est étroit et envasé par un dépôt colluvionnaire abandonné par le cours d'eau. La rive droite est à pente forte à base de calcaires massifs, le lit est couvert par des conglomérats de faible épaisseur. par contre la rive gauche est à tendance abrupte.

La sauvegarde de la digue sera assurée par un évacuateur qui sera placé en rive gauche.

La chasse des vases sera assurée par une conduite de vidange de fond.

Cette retenue est prévue sur l'oued MERTOUM aux coordonnées LAMBERT suivantes :

X = 775.950 m
Y = 344.100 m
Z = 876,00 m

Fig. I.1 : Plan communal de la wilaya d'Oum El Bouaghi

I.4. Description sommaire de la retenue :

La retenue collinaire fait partie de celles inventoriées dans le territoire de compétence de la wilaya. La retenue a ses spécificités, dont la caractéristique principale et que le lit du l'Oued est bien sillonné, à écoulement temporaire, d'après le rapport géologique détaillé, il ressort que la géologie des sols est constituée principalement d'argile limoneuse brune apparemment imperméable en partie superficielle de ces dépôts est généralement altérée et dégradée, mais en profondeur les sols sont durs, massifs et bien consolidés. Il en résulte que leur perméabilité varie en fonction de la profondeur, cette structure géologique sera confirmée dans le chapitre II.

I.5. Caractéristiques morphologiques :

L'aire d'étude présente des caractéristiques morphologiques et géologiques assez favorables pour une digue modeste et appréciable.

I.6. Implantation de l'évacuateur de crue :

Pour des raisons topographiques, nous proposons que l'évacuateur de crue de surface soit implanté sur la rive gauche.

Conclusion :

Si le sous-sol est imperméable, le cheminement de l'eau ne sera déterminé que par la topographie. Il est donc évident que le site choisi (site sur Chaabet Ragouba) est meilleur du point de vue topographique (grandeur de la digue) et capacité de rétention dans différents niveaux.

De façon générale on peut dire que le site du petit barrage de la commune de Ain M'lila est faisable du point de vue topographique.

A la lumière de cet aperçu topographique, on peut dire que le site du petit barrage de la commune de Ain M'lila présente des potentialités de mobilisation de l'eau qui devront être confirmées par les travaux de reconnaissance et d'investigation géotechniques et les études hydrologiques.

Chapitre II.

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Introduction :

Le traitement en détail la géologie du site de la cuvette et de la zone d'emprunt est d'une nécessité vitale pour mener convenablement le déroulement de notre projet et de cerner toutes les contraintes qui entravent la faisabilité ou non de l'ouvrage.

Pour ce faire on a fait ressortir les étapes qui sont ci-dessous.

II.1. Sismicité du site :

La région de Ain M'Lila, Wilaya d'Oum El.Bouaghi se trouve dans la zone **I**; déterminée par le règlement parasismique algérien RPA 99 / V 2003.

Tableau. II.01 : Coefficients d'accélération de zone.

Groupe	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Classification des ouvrage selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrage d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrage 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

A partir de cette classification, on a un Coefficient d'accélération du séisme de 0,12g qui caractérise notre zone d'étude.

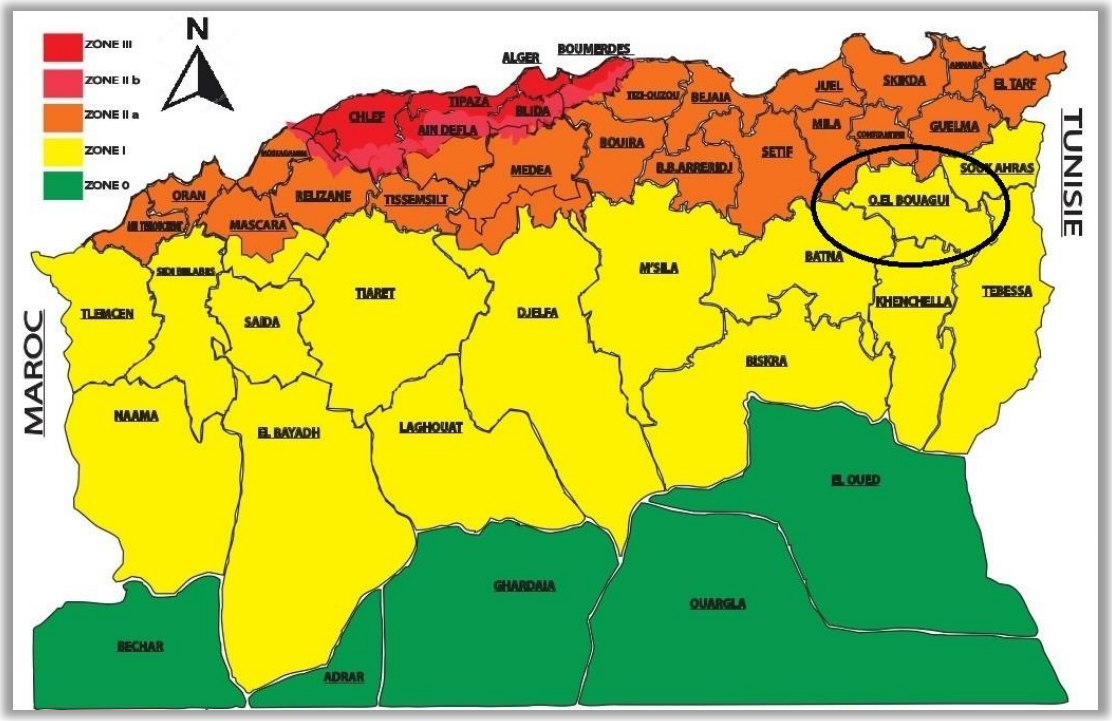


Figure. II.1 : Carte zonage sismique du territoire national (RPA 2003)

II.2. Géologie régionale :

Les formations géologiques situées à l'Ouest d'AIN M'LILA et celles qui dominent la petite vallée d'Oued El Mertoum appartiennent à la nappe néritique constantinoise. Le contact de base de cette nappe avec les autres unités structurales est confirmé en plusieurs endroits. En effet le massif de Nif Ennser qui constitue un véritable bouclier au Sud du bassin versant d'Oued El Mertoum présente à sa partie méridionale un Aptien en série inverse, ce dernier chevauche le Miocène de la lame Sud-Sétifiénne et témoigne donc de l'allochtonie de la nappe néritique constantinoise.

Au Nord du bassin versant d'Oued El Mertoum, les formations carbonatées de Djebel Err Kene, Koudiat Bentaga et Koudiat el Oust présentent une structure simple en blocs, celle-ci est affectée de failles d'importance et de direction variables.

A l'Ouest et au Sud de la petite vallée d'Oued El Mertoum, la carte géologique montre que le compartiment méridional qui englobe le Nif Ennser-Guerouaou a été déplacé vers le Sud-Est, tandis que le compartiment occidental qui comprend Guelaat Ouled Sellam et Guelaat Ouled Hadj n'a pas été déplacé. Cette dernière région a bien subi une contrainte ce qui a déterminé un plissement de Djebel Guelaat Ouled Sellam. La partie septentrionale du massif de Nif Ennser est peu relevée par rapport à sa partie méridionale, cette disposition structurale est en relation directe avec l'orientation et la chronologie des failles qui affectent ce massif. La faille de Chaabet El Kalaa a subdivisé ce dernier en deux blocs : Le blocs Ouest (Tolba-Guerouaou) est apparemment tranquille et forme un synclinal, le bloc Est est extrêmement faillé.

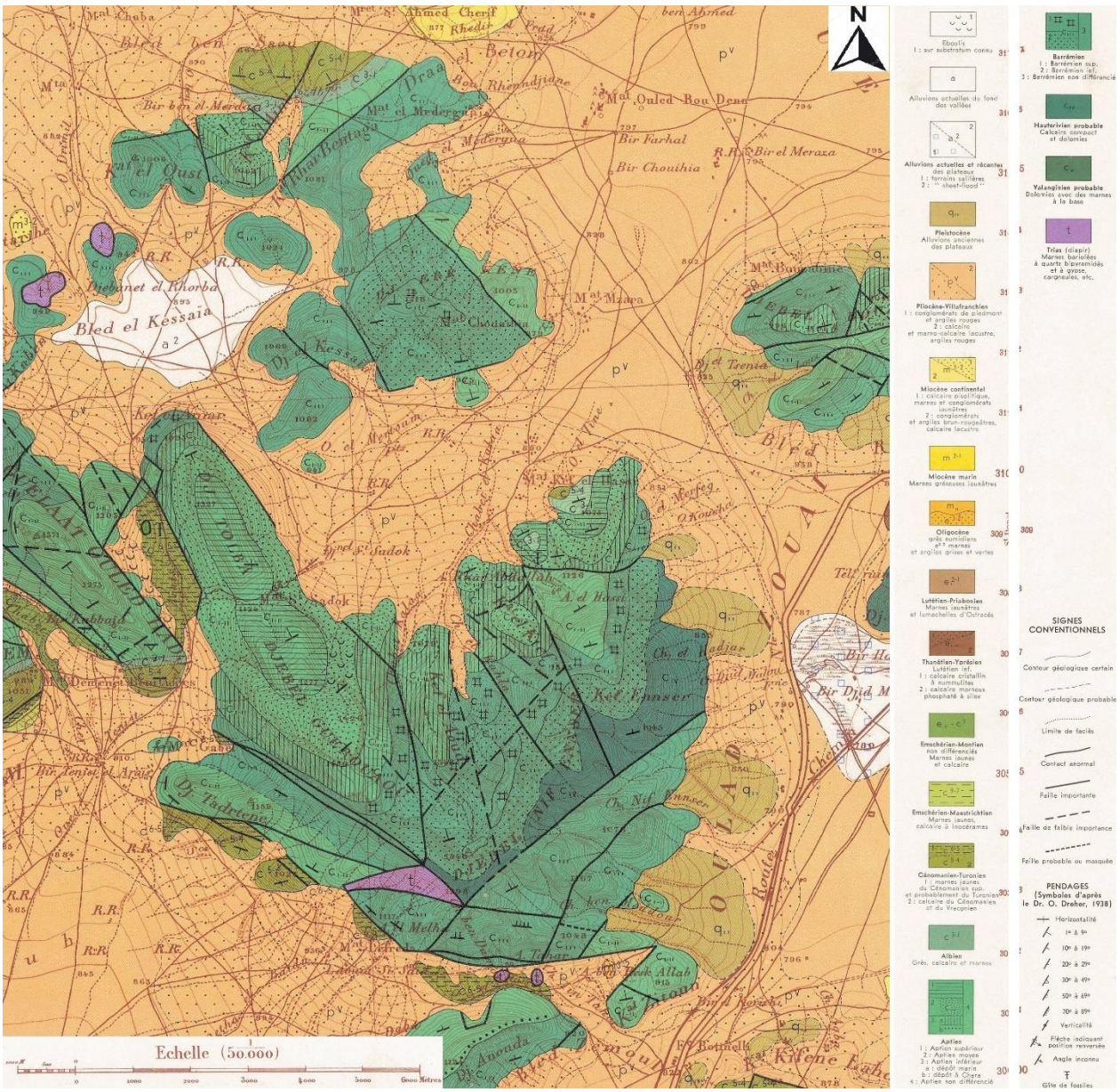


Figure. II.2 : Extrait de la carte géologique, Echelle : 1/50000 source ENCG

II.3. Géomorphologie du bassin versant :

Le bassin versant d'Oued El Mertoum a une superficie relativement importante. Il a une forme pseudo-circulaire presque fermée de tous les côtés sauf au Nord-Est où il est drainé par le cours d'eau d'Oued El Mertoum et Chaabet El Kalaa. Les flancs des massifs qui cernent ce bassin versant ont généralement des pentes fortes, celles-ci deviennent de plus en plus faibles d'amont en aval, et du Sud-Ouest au Nord-Est.

La nature carbonatée des formations géologiques anciennes qui entourent tout le bassin versant a engendré des formes massives, stratifiées et pseudo-arrondies, présentant quelques falaises, des escarpements dénudés et des ravins moyennement profonds. Les phénomènes de glissement de terrains qui caractérisent généralement les terrains formés de sols tendres et cohérents sont totalement absents dans le bassin versant d'Oued El Mertoum. La partie centrale

et Nord-orientale de ce dernier sont dominées par des matériaux de remplissages, ceux-ci sont formés de conglomérats et de croûtes calcaires.

Figure. II.3 : Site et cuvette de la Retenue collinaire

Figure. II.4 : Site et lit de la Retenue collinaire

II.4. Géologie du bassin versant :

Les formations Quaternaires sont faiblement représentées dans le bassin versant d' Oued El Mertoum et correspondent à des recouvrements restreints et peu épais. La partie centrale du bassin versant est recouverte de dépôts récents continentaux du Pliocène-Villafranchien, ceux-ci sont discordants sur toute la série carbonatée Barrémo-Aptienne. La limite avec le Quaternaire est difficile à tracer surtout dans le voisinage des massifs calcaires. La petite vallée d'Oued El Mertoum est presque entièrement couverte de deux immenses éventails de dépôts de piémont : L'un descendant du massif de Djebel Err Kene vers le Sud, l'autre descendant de Djebel Nif Ennser vers le Nord. Cette couverture comprend dix à quinze mètres de conglomérats avec des intercalations de croûtes calcaires, l'ensemble est bien cimenté en

profondeur. Dans ces dépôts récents on n'observe pas de passage latéral à des calcaires lacustres.

Les formations carbonatées qui constituent la partie septentrionale du bassin versant d'Oued El Mertoum présentent deux faciès : Les calcaires Aptiens de la bute coté 925 et les dolomies du Barrémien inférieur de Djebel Err Ken. Ces deux formations sont séparées par une faille orientée sensiblement Est-Ouest.

Le Djebel Tolba qui délimite le bassin versant à sa partie ouest présente une allure d'un block-faulting, les calcaires Aptiens subhorizontaux de ce massif buttent d'une façon abrupte contre la grande faille NW-SE de Djabanet Si Sadok.

La partie Nord du Djebel Nif Ennser constitue les terrains méridionaux du bassin versant d'oued El Mertoum, les failles de direction SW-NE qui affectent ces formations sont recoupées par celles de direction SE-NW.

La description géologique détaillée des faciès Barrémo-Aptiens des massifs carbonatés qui cernent le bassin versant d'Oued El Mertoum est développée comme suit :

II.4.1. Le faciès Aptien :

- **La partie septentrionale du bassin versant : Le flanc Est de Djebel Err Kene et la Butte coté 925 :**

Dans presque toute la région jusqu'au début de cette époque on ne trouve guère de restes faunistiques. Mais avec l'Aptien les fossiles deviennent abondantes quoique peu caractéristiques. Au pied de ces massifs, à l'Est et au Sud des deux grandes failles de bordure, on trouve des calcaires à débris fossilifères. Ces calcaires appartiennent certainement à l'Aptien et, en ce qui concerne la butte cotée 925, il s'agit probablement de l'Aptien moyen ou supérieur.

- **La partie méridionale du bassin versant : Le flanc Nord du Djebel Nif Ennser :**

Le versant Nord de ce massif fait penser au flanc méridional d'un large synclinal qui serait situé entre le Djebel Err Kene et le Djebel Nif Ennser, mais il s'agit plutôt d'un simple basculement le long d'une faille importante. L'Aptien n'affleure que sur une petite partie de ce massif. Les niveaux repères observés, ont rendu possible la cartographie des limites qui subdivisent l'Aptien. La limite Albien-Aptien a été tracée au-dessous des bancs de grès attribués à l'Albien. La limite Aptien Barrémien est nette aussi. Elle se trouve au-dessus de la falaise Barrémienne à une intercalation marneuse, qui marque l'apparition des calcaires à débris et des calcaires à orbitolines.

- **La partie occidentale du bassin versant : Djebel Tolba et Djebel Guerouaou :**

Les formations carbonatées de Djebel Tolba forment avec celles de Djebel Guerouaou un large synclinal dont l'axe est orienté SW-NE. Cet axe passe par le col de Mechtat Si Sadok, les pendages des couches ne dépassent pas 8°. La limite inférieure a été tracée à l'intercalation marneuse, avec quelques bancs de calcaire oolithique, au-dessus de la falaise de calcaire compact du Barrémien. La limite supérieure de l'Aptien n'a pas été bien identifiée. Les calcaires Aptiens de Djebel Tolba sont microbréchiques.

II.4.2. Le faciès Barrémien :

- **La partie septentrionale du bassin versant : Le flanc Sud du Djebel Err Kene et de Djebel el Kessaia :**

Le flanc Sud de Djebel Err Kene et celui de Djebel el Kessaia sont formés de dolomies cristallisées localement caverneuses. Au sommet de Djebel Err Kene, une falaise de calcaire compact assez dolomitisé couronne les dolomies de la base. Bien que toute la série soit azoïque, la falaise du sommet est attribuée au Barrémien supérieur et les dolomies de base ont été attribuées au Barrémien inférieur. Ceci a été fait par comparaison avec les formations du Djebel Nif Ennser et Kef Ennser. L'apport terrigène fait complètement défaut, c'est à dire qu'on n'observe pas d'intercalations marneuses.

- **La partie méridionale du bassin versant : Le flanc Nord de Djebel Nif Ennser**

Le Barrémien est subdivisé en une partie supérieure formée par une falaise de calcaire compact fortement dolomitisé et une partie inférieure comprenant des dolomies localement gréseuses.
La limite inférieure est placée sous une série de dolomies plus massives, ayant tendance à former une falaise. Il s'agit d'une limite cartographique bien visible sur le terrain. La limite supérieure se trouve à la base de l'intercalation marneuse de l'Aptien ; ces marnes sont surmontées par des calcaires zoogénes qui contrastent fortement avec les calcaires dolomitiques sous-jacents (Barrémien).

II.5. Aperçu hydrogéologique du bassin versant :

L'absence de renseignements précis sur le Jurassique de la région d'Ain M'LILA et la vallée d'Oued El Mertoum rend difficile l'explication sur la circulation des eaux dans le sous-sol. Il est cependant probable qu'une grande partie des massifs calcaires du Crétacé inférieur et moyen sont en communication par développement des zones karstiques dans lesquelles peuvent circuler les eaux souterraines. Par ailleurs les dépôts de remplissage continentaux du Pliocéne-Villafranchien qui occupent la partie centrale et Nord-orientale du bassin versant d'Oued El Mertoum peuvent contenir vraisemblablement une nappe aquifère libre. L'alimentation de la nappe superficielle et des nappes d'eau profondes dépend directement des précipitations, mais aussi pour une partie des eaux qui circulent le long des failles dans la couverture continentale.

II.6. Géologie du site de la retenue (digue et cuvette):

L'étude géologique détaillée des terrains concernés par la future retenue collinaire d'Oued El Mertoum et l'examen des sols rencontrés dans les différentes fouilles réalisées, ont permis de dégager les remarques suivantes :

- Les sols Quaternaires se développent uniquement sur la rive droite de la future retenue et correspondent à des recouvrements peu épais et de faible extension. Ces sols sont constitués d'argile limoneuse brune apparemment imperméable.
- Les dépôts du Pliocène-Villafranchien constituent la totalité des terrains de la retenue collinaire d'Oued El Mertoum et correspondent à des matériaux de remplissage d'un

paléo-bassin d'effondrement qui s'est formé avant le Pliocène, et dans lequel sont venus se déposer les produits d'érosion et de la dégradation des massifs environnants.

- Ces matériaux de remplissage sont formés de deux types de sols : des niveaux conglomératiques plus ou moins épais avec des intercalations centimétriques de croûtes calcaires.
- Du fait qu'il s'agit d'une sédimentation continentale, l'organisation et la disposition des sols qui constituent ces matériaux n'obéit à aucune logique structurale, les variations et les passages latéraux d'un sol à un autre dans le sens horizontale et /ou vertical sont la règle.
- La partie superficielle de ces dépôts est généralement altérée et dégradée, mais en profondeur les sols sont durs, massifs et bien consolidés. Il en résulte que leur perméabilité varie en fonction de la profondeur.
- Les sols des terrains de la rive gauche du site de la retenue constituent la couverture de la partie avale du flanc Nord de la butte coté 925. Les fouilles AF4 et AF5 ont montré que la partie superficielle généralement altérée de ces matériaux de remplissage est très réduite.
- Au niveau des terrains de la retenue l'observation géologique minutieuse des sols qui constituent le fond du cours d'eau d'Oued El Mertoum et ces parois a montré que les conglomérats se présentent souvent sous forme de dalles massives, dures et bien consolidées. Celles-ci ont des épaisseurs réduites et des extensions limitées et correspondent uniquement à des intercalations dans l'ensemble.
- L'étude structurale des formations géologiques du bassin versant et celles du site de la retenue ont montré que les niveaux conglomératiques et les croûtes calcaires correspondent à des matériaux de remplissage d'un paléo-bassin d'effondrement anté Pliocéne. Le substratum qui forme le niveau de base sur lequel reposent ces dépôts de remplissage correspond à la continuité et l'extension en profondeur des formations carbonatées qui cernent le bassin versant d'Oued El Mertoum.
- L'étude géologique des terrains situés en aval du site de la digue a montré que, les argiles limoneuses brunes du Quaternaire sont relativement plus développées et leurs épaisseurs dépassent par endroits les deux mètres. De ce fait les sols de ces terrains pourront être utilisés comme matériaux de construction de la digue.

Figure. II.5 : Talus des Berges Gauche & Droite du lit Majeur d'oued de la Retenue collinaire

II.7. Perméabilité des formations du site de la retenue :

L'ensemble des caractéristiques géologiques des sols qui constituent le site de la future retenue collinaire d'Oued El Mertoum a permis d'aboutir aux résultats suivants :

- La partie superficielle des matériaux de remplissage est altérée et fortement dégradée. Au niveau des lentilles conglomératiques la matrice qui existe entre les différents éléments (blocs différemment calibrés) est très altérée, friables. Il en est de même des croûtes calcaires intercalées. La perméabilité des sols de la partie superficielle de ces matériaux de remplissage est donc généralement moyenne ou relativement élevée.
- Au niveau du lit mineur de l'Oued et sur la rive gauche du site de la retenue (AF4 et AF5) les dalles conglomératiques qui affleurent et celles qui sont intercalées entre les croûtes calcaires présentent un état massif, dur et bien consolidé. Les rares fissures qui les affectent ces dalles conglomératiques sont apparemment fines et d'importance négligeable. Leur perméabilité est donc assurée, elle est moyenne à faible.
- Les matériaux de remplissage qui constituent la totalité des sols des terrains de la future retenue d'Oued El Mertoum reposent sur un substratum profond. Ce dernier est formé de strates carbonatées (calcaires et dolomies) qui correspondent au prolongement en profondeur des massifs rocheux qui cernent tout le bassin versant. Les matériaux de remplissage qui surmontent ce substratum sont vraisemblablement épais et assurent le rôle d'écran d'étanchéité.

II.8. Stabilité des terrains du site de la retenue :

L'ensemble des terrains de la future retenue collinaire d'Oued El Mertoum est formé de matériaux de remplissage d'un paléo bassin d'effondrement anté-Pliocene. Ces matériaux sont constitués de niveaux conglomératiques et de croûtes calcaires altérés en surface et bien consolidés en profondeur. Les terrains du versant droit du site de la retenue sont faiblement à

moyennement inclinés, ils sont réguliers et peu érodés. Ces terrains sont stables et ne présentent aucun phénomène de glissement, ou d'éboulement. Les terrains du versant gauche du site de la retenue présentent la même constitution des sols que celle de la rive droite. Ils sont moyennent à fortement inclinés, moins réguliers et plus érodés. Ces terrains sont vraisemblablement stables, mais ils présentent néanmoins, quelques amas de blocs peu volumineux éparpillés çà et là qui proviennent de l'érosion et la dégradation des affleurements carbonatés de la bute coté 925 située plus en aval du versant.

II.9. Etude de variante d'axe possible de la retenue :

Pour le choix judicieux du site de la digue; nous avons proposé un seul axe qui est jugé favorable et unique du point de vue topographique et géologique appuyé par des résultats de laboratoire.

II.9.1. Caractéristiques morphométriques de la digue:

Compte tenu de l'étude géologique et de l'état actuel du site, et comme la qualité et la quantité du matériau servant comme recharges est défini par le laboratoire L.T.P.Est de Constantine, on recommande une digue en terre avec noyau en argile (Vue la disponibilité du matériau au sein de la cuvette).

C'est un site bien ramassé, de ce fait, la digue sera modeste et justifiable économiquement.

L'avantage de ce site consiste en sa position plus ou moins perchée par rapport à la plaine.

Il y a lieu de proposer deux (02) types de variantes qui sont les suivantes :

a) Digue en terre avec un noyau en argile munis d'un prisme de drainage à l'aval.
b) Digue en terre avec un drain vertical combiné muni par un prisme de drainage à l'aval.

II.10. Utilités et indispensabilités des cas de variantes :

- **Cas de la première variante**:

Comme la quantité des argiles de bonne qualité est insuffisante (cas de dominance du remblai à granulométrie grenue ou à dominance de limon), l'endiguement en terre argileuse s'avère nécessaire, (digue en terre avec noyau en argile), donc cette variante sera recommandée. Le volume en argile pour le noyau peut être satisfaisant pour ce type d'ouvrage. (Voir rapport géologique).

L'argile plastique à l'état naturel (non remanié) joue un rôle important d'étanchéisation du fond et à fin d'assurer la sécurité de la digue contre les sous pression d'infiltration, (sous l'ouvrage et à l'amont) et au phénomène du renard.

La réalisation de ce type d'ouvrage est facile et mécanisable.

- **Cas de la deuxième variante :**

Digue en terre avec un drain vertical à base de gravier combiné avec un prisme de drainage au pied aval de la digue pour le cas des argiles à faible pourcentage de limons (cas de l'argile trop plastique).

Pour assurer la sécurité de l'ouvrage, l'eau infiltrée dans le remblai sera aisément évacuée à l'aval par le drain vertical et le prisme de drainage.

Sa réalisation est plus ou moins complexe par rapport à celle en terre.

II.11. Etude géotechnique :

II.11.1.Travaux de reconnaissance :

Les sols de fondation de la digue d'Oued El Mertoum et les matériaux nécessaires pour sa construction font l'objet de la présente étude afin de déterminer leurs caractéristiques physico-mécaniques. Cette reconnaissance a nécessité une prospection directe des terrains par la réalisation d'un ensemble de fouilles à la pelle mécanique.

II.11.1.1.Au niveau du site de la retenue :

Les terrains du site de la retenue ont été prospectés par 5 fouilles à la pelle mécanique ayant chacune 4 mètres de profondeur. 3 échantillons de différents types de sols ont subi des analyses au laboratoire pour déterminer leurs caractéristiques physico- mécaniques.

II.11.1.2.Au niveau des zones d'emprunt

La recherche des matériaux convenables pour la construction de la digue a nécessité la prospection de 3 zones d'emprunt. Nous avons réalisé dans ces terrains 4 fouilles à la pelle mécanique ayant chacune 4 mètres de profondeur. 4 échantillons de sols ont été prélevés et analysés au laboratoire afin de déterminer leurs caractéristiques physico mécaniques.

II.11.2.Essais de laboratoire :

II.11.2.1.Type et mode opératoire :

Les essais géotechniques ont été réalisés par le laboratoire des travaux publics de l'Est (L.T.P Est de Constantine), Les normes utilisées et les modes opératoires des essais sont les suivants :

1. Les essais physiques d'identification et de classification ont été réalisés selon la norme standard de l'E.T.P E découlant des normes A.S.T.M.
2. Les essais de compactage « Proctor normal » pour l'évaluation des caractéristiques géotechniques des matériaux de la digue sur la portion de particules de diamètre inférieur à 4 mm sous une énergie de compactage de 600 KN/$m^{2.}$
3. Les essais de compressibilité à l'odomètre pour évaluer les paramètres de calcul des tassements.
4. Les essais de perméabilité ont été réalisés à l'odomètre.

II.11.2.2. Nombre d'essais :

- **Essais physiques :**
  - Teneur en eau naturelle ---------- 8 essais
  - Densité sèche ---------- 4 essais
  - Degré de saturation ---------- 4 essais
  - Densité des grains solides ---------- 8 essais
  - Granulométrie – sédimentomètrie ---------- 8 essais
  - Limites d'Atterberg ---------- 8 essais
- **Essais mécaniques :**
  - Essai de cisaillement rectiligne UU ---------- 3 essais
  - Essai de compression à l'oedomètre ---------- 3 essais
  - Essai de perméabilité ---------- 3 essais
  - Essai de compactage« proctor normal » ---------- 4 essais

- **Analyses chimiques :**
  - Insolubles----------7 essais
  - Carbonates----------7 essais
  - Gypse----------7 essais

II.11.3. Résultats des essais de laboratoire et leur interprétation :

II.11.3.1.Terrains de fondation de la digue :

Les terrains du site de la retenue sont formés de matériaux de remplissage. Les deux types de sols qui constituent ces matériaux correspondent à des niveaux conglomératiques plus ou moins épais qui alternent avec de niveaux centimétriques de croûtes calcaires. L'ensemble de ces niveaux de sols présente des variations et des passages latéraux dans le sens horizontal et vertical.

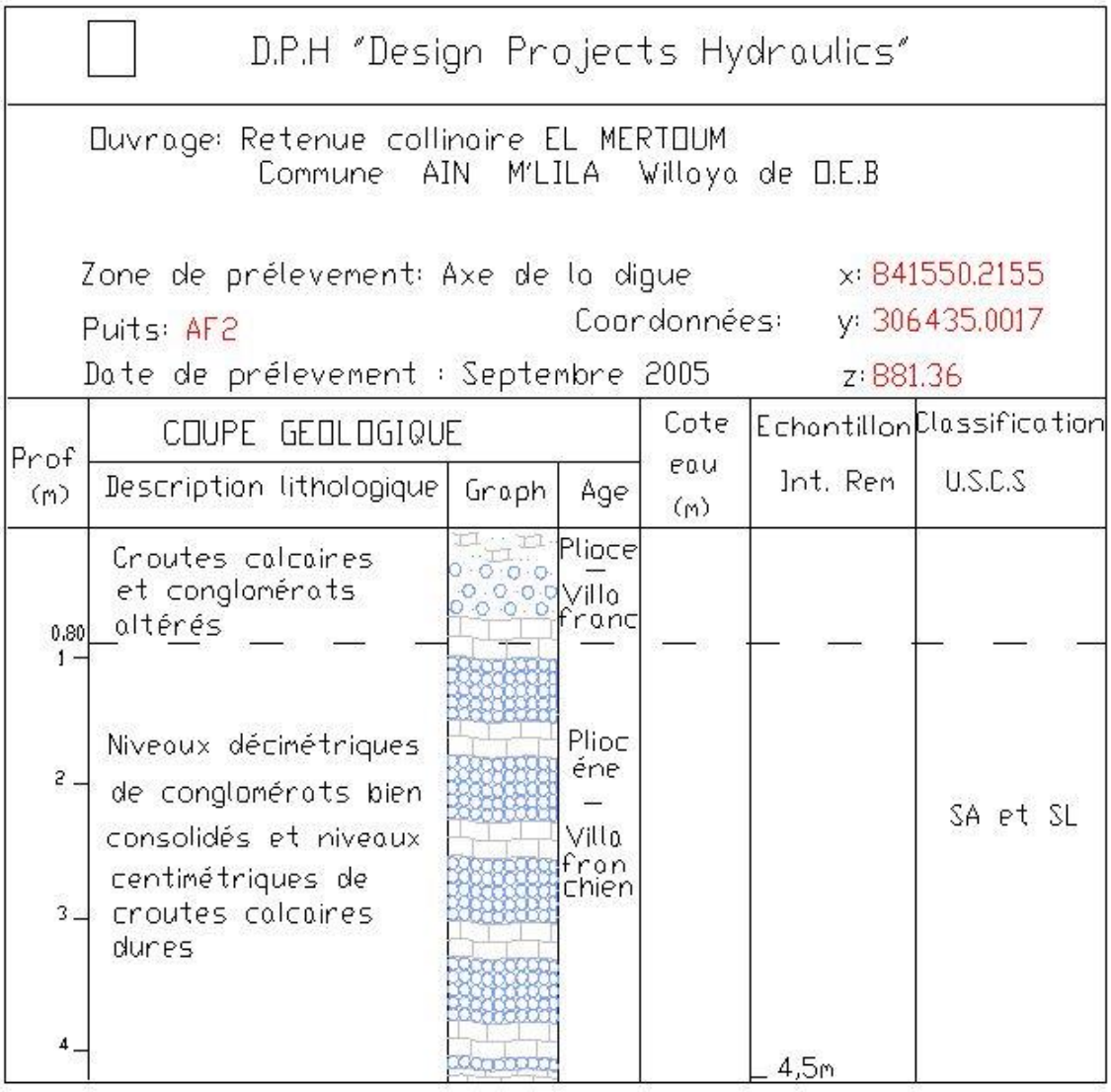


Figure. II.6 : coupe géologique de la Fouille AF2 au niveau de l'axe médian de l'Oued de la Retenue.

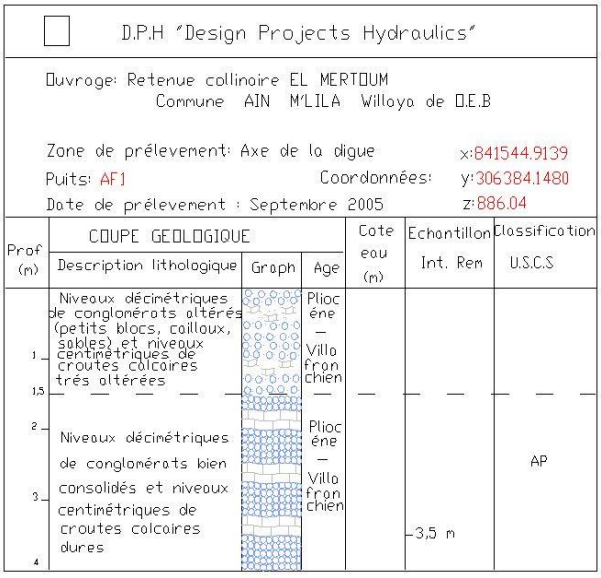


Figure. II.7 : coupe géologique de la Fouille AF1 en Rive Gauche de l'Axe de la Retenue Collinaire

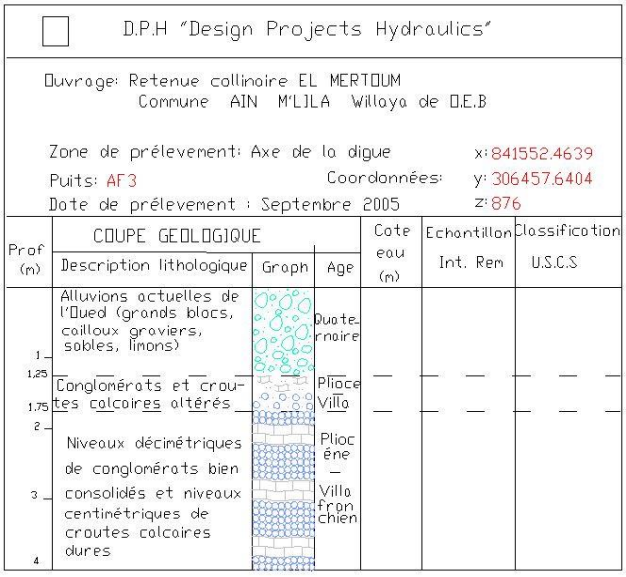


Figure. II.8 : coupe géologique de la Fouille AF3 en Rive Droite de l'Axe de la Retenue Collinaire

II.11.3.2. Les caractéristiques géotechniques des sols de fondation de la digue :

a) Caractéristiques physiques :

- Les résultats de l'analyse granulométrique et sédimentomètrique sont les suivants :

Grain de diamètre inférieur à 80µ----------(12% - 68%)
Grain de diamètre supérieur à 2mm----------(16% - 70%)
Grain de diamètre compris entre 2mm-0,2mm----------(10% - 22%)
Grain de diamètre compris entre 0,2 mm – 0,08mm---------- (4% - 9%)

- Les valeurs des limites d'Atterberg.

Limite de liquidité W_L (24,36 – 42,77)
Indice de plasticité I_P (6,02 – 19,51)

b) Caractéristiques mécaniques :

- Les paramètres de cisaillement :

L'essai de cisaillement rectiligne n'a pas pu être réalisé pour des raisons d'absence de mottes ou d'impossibilité de taillage de celles –ci. Les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion ont été calculées à l'aide des formules de Biarez – Simon .
Les sols de fondation de la digue présentent donc :
Angle de frottement interne : φ_{uu} = 28,20°- 37,64°
Cohésion : C_{uu} = (26 – 36) KN/m^2

- Les essais de compression à l'oedomètre et ceux de la perméabilité n'ont pas pu être réalisés pour des raisons d'absence de mottes et d'impossibilité de taillage de celle- ci.

c) Analyses chimiques :

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur les sols de fondation de la digue sont résumés comme suit :

- Teneur en insoluble : 31,40% - 58,90%
- Teneur en carbonate : 40,94% - 66,93%
- Teneur en gypse : sous forme de traces

II.11.4. Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les sols de fondation de la digue :

Les résultats précédents peuvent être interprétés comme suit :

- Les sols de fondation du site de la digue appartiennent selon la classification U.S.C.S aux groupes des sables argileux (S.A) et des sables limoneux (S.L). Les sols de la fouille AF1 appartiennent à la classe (AP).
- L'examen des courbes granulométriques permet de constater que les grains qui présentent des pourcentages élevés sont situés dans le domaine des sables grossiers et fins, la fraction fine n'est représentée que par un très faible pourcentage. La proportion des sables grossiers est comprise entre 30% et 84%, celle des sables fins est entre 13% et 68%.
- Les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion permettent de dire que les sols de fondation de la digue possèdent une bonne résistance au cisaillement.
- Dans le domaine pratique on remarque que la perméabilité d'un sol est sensiblement proportionnelle au carré du diamètre D_{15} (diamètre des grains représentant 15% du poids du sol examiné). $K \approx (D15)^2$.

Le coefficient de perméabilité K est analogue à une vitesse et s'exprime en cm/s, ou m/s.

Les courbes granulométriques des sols du site de la digue présentent généralement des D_{15} de l'ordre de 0,08 mm =0,008 cm, donc $K \approx (8x10^{-3})^2 = 6,4 \times 10^{-7}$ cm/s.

Les sols de fondation de la digue sont donc moyennement à peu perméables.

- La formule empirique de SKEMPTON $C_C = 0,009 (W_L - 10)$ permet de comparer la limite de liquidité W_L d'un sol (à l'exception des argiles sensibles) et leur indice de compression C_C.

La valeur moyenne des limites de liquidité est de $W_L = 32,3$.

La valeur de l'indice de compression des sols de fondation est donc :

$C_C = 0,009(32,3 - 10)=0,20$.

Les sols de fondation sont donc moyennement compressibles.

- A défaut de valeurs intrinsèques, on peut reconnaître le gonflement d'un sol par l'évaluation de l'indice de plasticité. Tous les sols très gonflants ont un très grand indice de plasticité mais la réciproque n'est pas vraie. On peut évaluer le gonflement possible en fonction de IP de la manière suivante :

Gonflement potentiel : I_P

Faible……..0 – 15
Moyen……10 – 25
Elevé…….. 25 – 55
Très élevé……... > 55

Les sols du site de la retenue présentent les valeurs de l'indice de plasticité I_P suivantes :

AF1⟶ I_P = 19,51.

AF2⟶ I_P = 15,25.

AF4⟶ I_P = 6,02.

Les sols du site de la retenue présentent donc un potentiel de gonflement faible à moyen.

- Les résultats des analyses chimiques montrent que le taux des insolubles varie de 31,40% à 58,90% celui des carbonates est très proche de 70%. Il est vraisemblable que les sols du site de la digue sont de nature marneuse. Le gypse se trouve sous forme de traces.

II.11.5. Matériaux de construction de la digue :

L'étude géologique du bassin versant et celles des terrains concernés par la future retenue collinaire d'Oued El Mertoum ont permis de localiser trois zones d'emprunt :

Remarque concernant la zone d'emprunt n°1 :

Etant donné que les sols de la zone d'emprunt n°3 et ceux de la zone d'emprunt n°1 sont de même nature, les matériaux de cette dernière ne seront pas utilisés dans la construction de la digue.

II.11.5.1. Zone d'emprunt n°2 :

Cette zone est située sur la rive droite du cours d'eau à une distance de 300m en aval du site de la digue. Elle est constituée d'argile limoneuse brune, son volume peut atteindre à 97374.04m3.

Les matériaux de cette zone seront destinés à la confection du noyau et le tapis d'argile sous l'emprise de la digue. Dans cette zone nous avons réalisé 5 fouilles de 4 mètres de profondeur chacune.

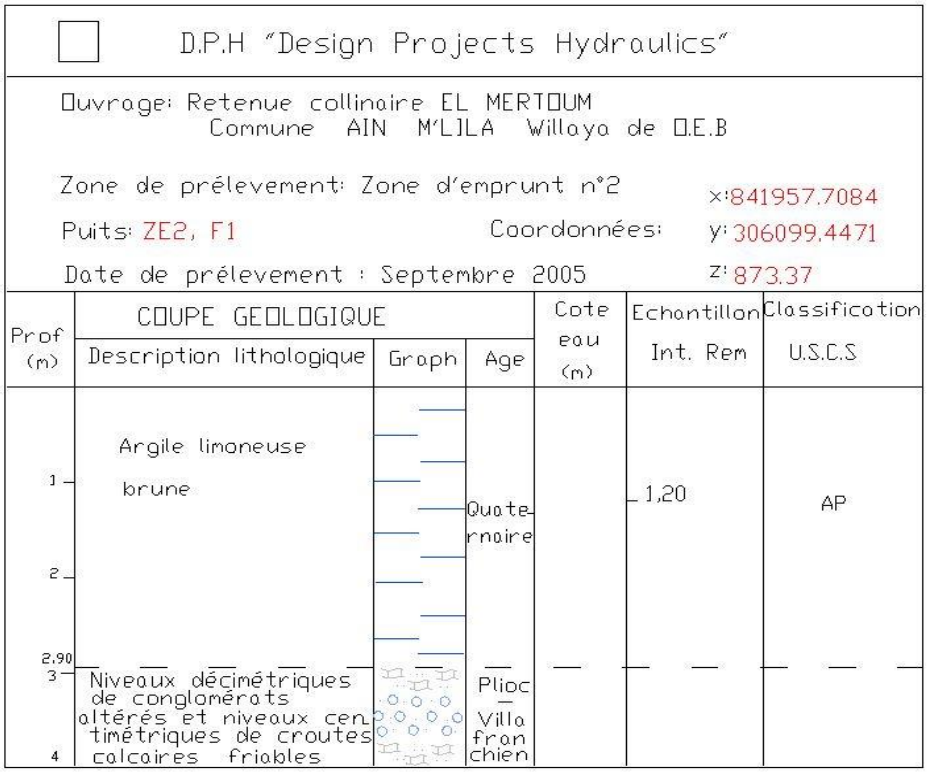


Figure. II.9 : coupe géologique de la Fouille F1 dans la Z.E 2.

II.11.5.2.Les caractéristiques géotechniques des sols de la zone d'emprunt n°2 :

a) caractéristiques physiques :

- Les résultats de l'analyse granulométrique et sédimentométrique sont les suivants :

Grain de diamètre inférieur à 80µ---------- (80% - 96%)
Grain de diamètre supérieur à 2mm---------- 0%
Grain de diamètre compris entre 2mm et 0,2mm---------- (2% - 11%)
Grain de diamètre compris entre 0,2mm et 0,08 mm---------- (2% - 9%)

- Les valeurs des limites d'Atterberg :

Limite de liquidité W_L : (42,03 – 47,29)

Indice de plasticité I_P : (16,06 – 20,03)

b) Caractéristiques mécaniques :

- Les paramètres de cisaillement :

L'essai de cisaillement a été réalisé seulement sur les échantillons compactés (après essais « Proctor Normal »).

Les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion des sols de la zone d'emprunt n°2 sont les suivants :

Angle de frottement interne φ uu = (28° – 32°)

Cohésion Cuu = (6 – 19) KN/m^2

- Les caractéristiques de l'essai de compressibilité :

Les résultats de cette essai sont résumés comme suit :

Pression de consolidation PC : (1,88 – 3,03)
Coefficient de compressibilité CC : (0,207 – 1,179)
Coefficient de gonflement Cg : (0,014 – 0,015)

- La perméabilité :

La perméabilité des sols de la zone d'emprunt n°2 varie entre les valeurs :
K= (5,2 x 10 -6 – 2,20 x 10 -9) cm/s.

- Les paramètres de compactages des sols de la zone d'emprunt n°2 selon l'essai « Poctor Normal » sont résumés comme suit :

Teneur en eau optimale : W opn : 24,20% – 25,50%)
Densité sèche optimale : δ d opn : (13,7 – 14,6) KN/m3

b) Les analyses chimiques :

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur les sols de la zone d'emprunt n°2 sont les suivants :

Teneur en insolubles : 56 ,50% – 79,80%
Teneur en carbonates : 19,69% – 43,31%
Teneur en gypse : Sous forme de traces.

II.11.5.3. Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les sols de la zone d'emprunt n° 2 :

- Les sols de la zone d'emprunt n° 2 appartiennent selon la classification U.S.C.S au groupe AP (argile minérale peu plastique).
- L'examen des courbes granulométriques permet de constater que les Dmax sont de faibles dimensions et que les pourcentages granulométriques sont élevés au niveau des tamis à petites mailles. Par ailleurs les valeurs de l'indice de plasticité montrent qu'il s'agit des sols peu plastiques.
- Les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion permettent de s'assurer que les sols de la zone d'emprunt n°2 auront une résistance au cisaillement acceptable.
- Les résultats de l'essai oedomètrique montrent que les sols de la zone d'emprunt n°2 sont sur consolidés, les valeurs du coefficient de compressibilité (CC) indiquent que ces sols sont moyennement compressibles, enfin les valeurs du coefficient de gonflement (Cg) révèlent des sols non gonflants.
- L'essai de perméabilité effectué sur les sols de la zone d'emprunt n°2 a donné de faibles valeurs de K (K(cm/s) coefficient de perméabilité), celles-ci confirment les résultats obtenus au niveau de l'analyse granulométrique. Il s'agit donc de sols fins de très faible perméabilité.
- L'essai de compactage « Proctor Normal » effectué sur les sols de la zone d'emprunt n°2 a donné des valeurs importantes de la teneur en eau optimale et de faibles valeurs de la densité sèche optimale, ce qui confirme donc la nature fine de ces matériaux. Lors de leur utilisation, ces derniers doivent subir un compactage dont le taux sera compris entre 95% et 100% du Proctor Normal.
- Les analyses chimiques effectuées sur les sols de la zone d'emprunt n°2 indiquent que la teneur en insoluble est nettement élevée 79,80% , celle des carbonates est faible à moyenne 43,31%. Ces sols sont donc de nature argileuse à argilo marneuse. Le gypse se trouve uniquement sous forme de traces.

II.11.6. Zone d'emprunt n° 3 :

Cette zone est située sur la rive gauche de la retenue à 70m en amont du site de la digue. Les sols sont formés de produits d'altération de niveau conglomératiques et de croûtes calcaires, ils seront utilisés comme matériaux pour les recharges Amont et Aval de la digue, et leur volume est largement suffisant. Dans cette zone nous avons réalisé une seule fouille ZE3 F1.

D.P.H "Design Projects Hydraulics"

Ouvrage: Retenue collinaire EL MERTOUM
Commune AIN M'LILA Willaya de O.E.B

Zone de prélevement: Zone d'emprunt n°3 x: 841407.93
Puits: ZE3,F1 Coordonnées: y: 306490.10
Date de prélevement : Septembre 2005 z: 881.11

Prof (m)	COUPE GEOLOGIQUE — Description lithologique	Graph	Age	Cote eau (m)	Echantillon Int. Rem	Classification U.S.C.S
1 – 2	Niveaux décimétriques de conglomérats altérés (petits blocs, cailloux, sables) et niveaux centimètriques de croutes calcaires friables		Pliocène — Villafranchien		1,50	GM/GA
2,75 – 4	Niveaux décimétriques de conglomérats durs et niveaux centimétriques de croutes calcaires bien consolidées		Pliocène — Villafranchien			

Figure. II.10 : Coupe géologique de la Fouille F1 dans la Z.E 3

II.11.6.1 Les caractéristiques géotechniques des sols de la zone d'emprunt n° 3 :

a) Caractéristiques physiques :

- les résultats de l'analyse granulométrique et sédimentomètrique sont les suivants :

Grain de diamètre inférieur à 80µ---------- 9%
Grain de diamètre supérieur à 2mm---------- 75%
Grain de diamètre compris entre 2mm – 0,2 mm---------- 14 %
Grain de diamètre compris entre 0,2mm – 0,08mm---------- 2%

- Les valeurs des limites d'Atterberg :

Limite de liquidité W_L : 28,72

Indice de plasticité I_P : 11,21

b) Caractéristiques mécaniques :

- Les paramètres de cisaillement :

Cet essai a été réalisé seulement sur les échantillons compactés. Les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion des sols de la zone d'emprunt n°3 sont les suivants :

Angle de frottement interne …… φ_{uu} : 32°

Cohésion…….. C_{uu} : 15 KN/m^2

- Les caractéristiques de l'essai de compressibilité :

Les résultats de cet essai sont les suivants :

La pression de consolidation $P_C = 2,66$

Le coefficient de compressibilité $C_C = 0,095$

Le coefficient de gonflement $C_g = 0,00$

- L'essai de perméabilité :

La perméabilité des sols de la zone d'emprunt n°3 est de : K= 4,20 x 10^{-8} cm/s

- Les paramètres de comptage des sols de la zone d'emprunt n° 3 selon l'essai « proctor normal » sont les suivants :

Teneur en eau optimale ---------- W_{OPn} : 15,30%

Densité sèche optimale ---------- $\delta_{d\ op\ n}$: 18,20 KN/m^3

c)Les analyses chimiques :

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur les sols de la zone d'emprunt n°1 sont résumés comme suit :

Les insolubles : 38,90 %

Les carbonates : 59,06 %.

Le gypse : sous forme de traces

II.11.6.2.Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les sols de la zone d'emprunt n°3 :

Les résultats précédents peuvent être interprétés comme suit :

- L'examen de la courbe granulométrique des sols de la fouille ZE3 F1 montre, d'une part, qu'il y'a plus de 50% des éléments supérieurs à 0,08 mm ont un diamètre supérieur à 2mm, et d'autre part, qu'il y'a juste 9% des éléments qui ont un diamètre de 0,08 mm. Par ailleurs les valeurs des limites d'Atterberg permettent de situer ces sols au-dessus de ligne A dans l'abaque de plasticité de CASAGRANDE. A partir de cette analyse on peut classer les sols de la zone d'emprunt n°3 dans le groupe des GM/ GA= grave mal graduée argileuse, la fraction argileuse est de faible plasticité.
- Les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion déterminées par l'essai de cisaillement rectiligne non consolidé montrent que les sols de la zone d'emprunt n°3 possèdent une résistance au cisaillement modérée.
- Les résultats de l'essai oedométrique témoignent que les sols de la zone d'emprunt n°3 sont sur consolidés, la valeur du coefficient de compressibilité CC montre que ces sols sont peu compressibles, enfin la valeur du coefficient de gonflement Cg indique qu'il s'agit des sols non gonflants.
- L'analyse granulométrique a montré que les sols de la zone d'emprunt n°3 sont formés de grave mal graduée argileuse. La fraction argileuse qui sert comme lien entre les éléments grossiers joue un rôle très important vis-à-vis de l'écoulement et l'infiltration de l'eau. L'essai de perméabilité effectué sur les sols de la zone d'emprunt n°3 (ZE3 F1) a donné une faible valeur du coefficient de perméabilité K= 4,20 x 10^{-8} cm/s, celle-ci confirme donc qu'il s'agit de sols fins peu perméables.
- Les résultats du compactage des sols de la zone d'emprunt n°3 par l'essai « Proctor Normal » indiquent une valeur importante de la teneur en eau optimale et une faible valeur de la densité sèche optimale. Ces valeurs confirment la nature fine de la matrice de ces sols. Lors de leur utilisation, ces matériaux doivent subir un compactage dont le taux sera compris entre 95% et 100% du Proctor Normal.

- Les résultats des analyses chimiques montrent que le taux des carbonates est appréciable (59%), celui des insolubles est moins important (39,90) et le gypse n'est représenté que par des traces. Les sols de la zone d'emprunt n°3 sont de nature marneuse.

II.11.7.Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue

II.11.7.1.Remblai de la digue :

Tableau. II.2 : Caractéristiques géotechniques du remblai de la digue :

Caractéristiques géotechniques	Unité	Zone d'emprunt n° 2	Zone d'emprunt n° 3
Teneur en eau o.p.t (W_{opt})	%	24,20	15,30
Teneur en eau saturation (W_{sat})	%	29,60	21,80
Angle de frottement interne (φ_{uu})	(°)	32	32
Cohésion (C_{uu})	KN-m^2	6	15
Angle de frottement effectif (φ')	(°)	16,70	25,64
Cohésion effective (C')	KN/m^2	2	5
Pression de consolidation (P_c)	KN/m^2	303	266
Coefficient de compressibilité (C_C)	/	0,207	0,095
Coefficient de gonflement (C_g)	/	0,015	0,005
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	5,2 x10 $^{-8}$	4,2 x 10 $^{-10}$

Source : (L.T.P Est de Constantine)

II.11.7.2. Terrain de fondation de la digue :

Tableau. II.3 : Caractéristiques géotechniques de la fondation de la digue :

Caractéristiques géotechniques	Unité	Valeur
Angle de frottement interne (φ_{uu})	(°)	37,64
Cohésion (C_{UU})	KN/m^2	26
Angle de frottement effectif (φ')	(°)	27,95
Cohésion effective (C')	KN/m^2	8,66
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	6,4x10^{-9}

Source : (L.T.P Est de Constantine)

Conclusion :

L'étude géologique et géotechnique précédente permet d'aboutir aux conclusions suivantes :

– Les caractéristiques physiques des sols qui constituent les terrains de la retenue (site de la digue et de la cuvette) sont généralement rassurantes. La fraction fine contenue dans ces matériaux est largement suffisante, elle diminue considérablement leur perméabilité.

– Les sols de fondation de la digue présentent une bonne capacité portante, une résistance au cisaillement satisfaisante, une perméabilité rassurante et constituent une couche d'assise peu compressible et faiblement gonflante.

– Les terrains de la rive gauche et de la rive droite présentent un aspect morphologique stable. Aucun signe de glissement ou d'éboulement n'a été observé, la nature des sols est le principal facteur qui assure cette stabilité.

– Pour éviter les risques du renard il faut descendre le noyau étanche du barrage jusqu'au couches suffisamment imperméables de la fondation. Il faut réaliser une tranchée qui sera soigneusement remplie de terre imperméable, compactée comme le noyau étanche du barrage et lui faisant suite.

Chapitre III.

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction:

L'hydrologie est une science qui étudie l'ensemble des aspects liés aux au processus de maturation de n'importe quel ouvrage hydraulique, allant du choix du site jusqu'à l'étape de la réalisation, en passant par la détermination des paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant (apports liquides et solide), les aspects de la sécurité ainsi que la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont conditionnés par à une évaluation correcte et juste de la crue. Cette logique est fondamentale, surtout, s'il s'agit d'un grand ouvrage comme le barrage.

Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant (apports liquides et solides) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

Nous procédons à l'étude hydrologique du bassin versant de l'Oued **El Mertoum** pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation de la retenue, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues….etc.

III.1. Bassin versant :

Un bassin versant est l'espace drainé par un cours d'eau et ses affluents. L'ensemble des eaux qui tombent dans cet espace convergent vers un même point de sortie appelé exutoire (cours d'eau, lacs, mer, océan etc.), chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En démarrant par un exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire. Le bassin versant d'Oued El Mertoum a une superficie relativement importante. Il a une forme pseudo-circulaire presque fermée de tous les côtés sauf au Nord-Est. Les flancs des massifs qui cernent ce bassin versant ont généralement des pentes fortes, celles-ci deviennent de plus en plus faibles d'amont en aval, et du Sud-Ouest au Nord-Est. Les coordonnées du site de la retenue collinaire d'Oued El Mertoum sont présentées dans le tableau III.1

Tableau. III.1. Coordonnées du site de la retenue collinaire d'Oued El Mertoum :

Système de coordonnés	UTM fuseau 31	géographiques
Site du bassin versant Oued Mertoum	x= 775,950 m y= 344,100 m z= 876,00 m	Lat. 35°59'10,90 Long. 6°29'12,38

III.1.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

Les paramètres physiographiques ont été estimés en se basant sur les cartes d'état-major AIN MLILA 120 au 1/50.000^{e}, après avoir été scannées et numérisées.

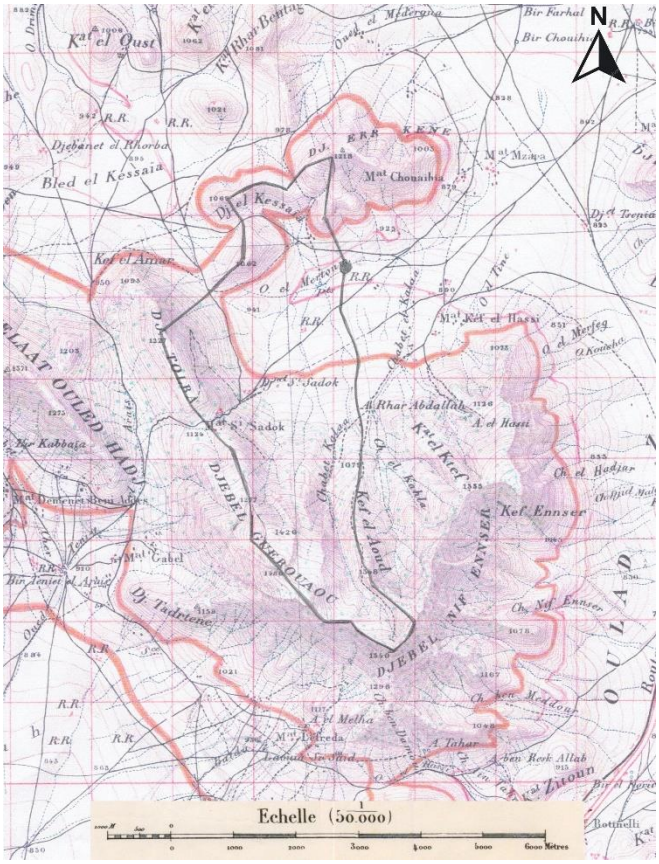


Figure. III.1 : Délimitation du bassin versant sur la carte topographique de AIN MLILA n° 120 Ech 1/50.000e

- **Caractéristiques physiographiques du bassin versant :**

Les paramètres physiographiques étudiés du bassin versant sont définis comme suit :

❖ **La superficie du bassin versant**

La superficie du bassin versant de la retenue collinaire Oued Mertoum a été obtenue par planimétrie de la surface horizontale du territoire délimité, avec précision. La ligne de partage des eaux étant la limite extrême du bassin. Le travail a été effectué sur une carte topographique au 1/50.000. Nous avons déduit que le bassin versant occupe une superficie de **S = 9.42 km^2.**
A l'aide du curvimètre nous avons mesuré ce qui suit :

❖ **Le périmètre du bassin versant**

Le périmètre du bassin versant mesuré est de **P =16.29 Km,**

❖ **Longueur du thalweg principal**

La longueur du thalweg principal à pour valeur **L= 5.42 km**

❖ **Altitude du bassin versant**

Les Altitudes extrêmes du bassin versant sont :

- Altitude maximale ***1540m***
- Altitude minimale ***876m.***
- L'altitude moyenne du bassin est de ***1071*** **m.**

La Figure. III.2 nous permet de confirmer que notre site se trouve dans les hautes plaines , ou les altitudes extrême varient entre 800m et 1800m

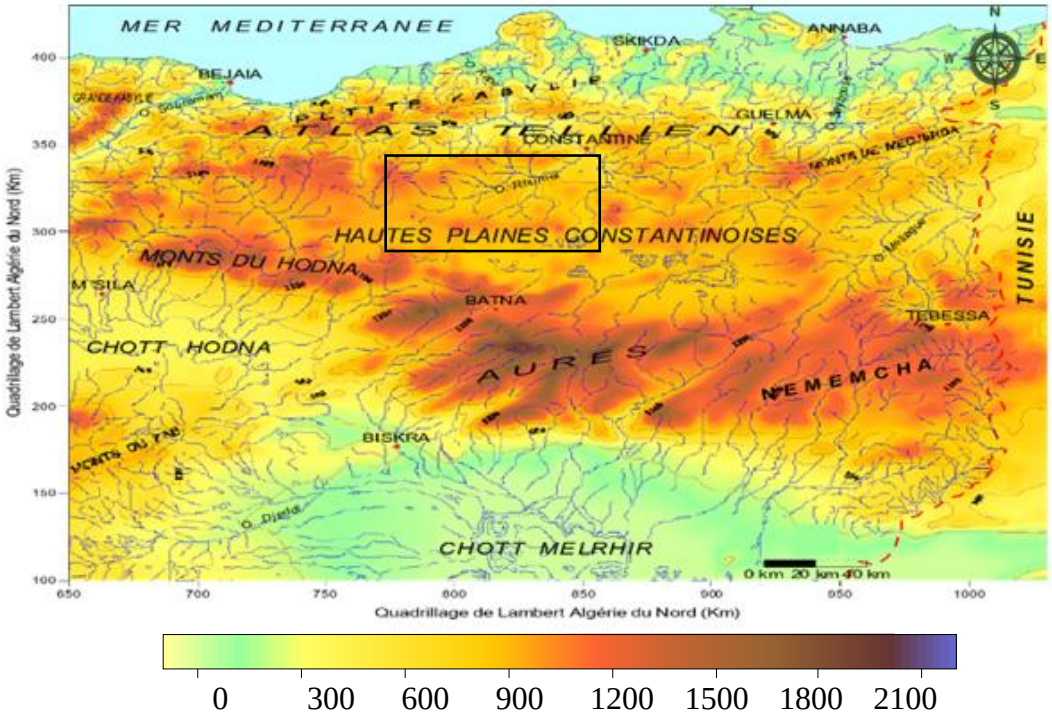


Figure. III.2 : Oro-hydrographie de l'Est algérien vue à travers le Modèle Numérique de Terrain
(M.N.T. traité à partir d'une image satellitaire de Eros Data Center de l'U.S. Geological Survey ; réseau hydrographique digitalisé par l'A.N.R.H. sur ArcView à partir des cartes topographiques au 1/ 200 000) source : **Mebarki 2004**

- **Pente moyenne de l'Oued :**

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

$I0=\frac{Hmax-Hmin}{L}$…… (III.1)

On aura donc : I0=12 ,25

- **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$C_a=L^2/S$……(III.2)

L : la longueur du talweg principal(Km)

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

C_a=3,12

- **Indice de compacité (Kc) :**

C'est le rapport du périmètre du bassin sur la circonférence du cercle de rayon **R** ayant la même superficie **S** que le bassin,

L'indice de compacité est un coefficient exprimant la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre et il est donné par la formule suivante:

$$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R};\ R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad \text{……..… (III.3)}$$

Donc : $P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$

$$K_C = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.282\,\frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : périmètre du bassin versant (Km)
S : surface du bassin versant (Km^2)
K_C : indice de Gravelius

AN:

$$Kc = 0{,}282.\frac{16.29}{\sqrt{9.42}} \quad \Rightarrow \quad Kc = 1{,}50$$

D'après la formule de Kc on distingue trois cas :
Kc = 1 : Lorsque le bassin est parfaitement circulaire.
Kc = 1,12 Lorsque le bassin est carrée.
Kc> 1,12 Lorsque le bassin est relativement allongé.

L'indice de compacité est proportionnellement lié au temps de concentration (Tc), plus le K_C est grand, plus le bassin versant sera allongé, plus le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire sera important et moins la crue sera violente .
D'après la valeur du Kc on conclue que notre bassin est de forme allongée.

- **Rectangle équivalent :**

  La notion de rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius, introduite par Roche (1963), permet de comparer facilement des bassins versants entre eux, en ce qui concerne l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement.

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l)$$
$$S = L*l \quad \text{……..(III.4)}$$

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

$$K_C = 0.28\,\frac{P}{\sqrt{S}} \quad \text{…….(III.5)}$$

De (III.4) et (III.5) on obtient une Equation de 2ème degré admet deux solutions L_r ; l_r :

$$\mathbf{L_r} = \frac{K_C\sqrt{S}}{1{,}12}\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1{,}12}{K_C}\right)^2}\right) \quad \text{..... (III.6)}$$

$$\mathbf{l_r} = \frac{K_C\sqrt{S}}{1{,}12}\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{1{,}12}{K_C}\right)^2}\right) \quad \text{……...……(III.7)}$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)
l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

AN : ***Lr = 6,82 Km*** ***lr = 1,38 Km***

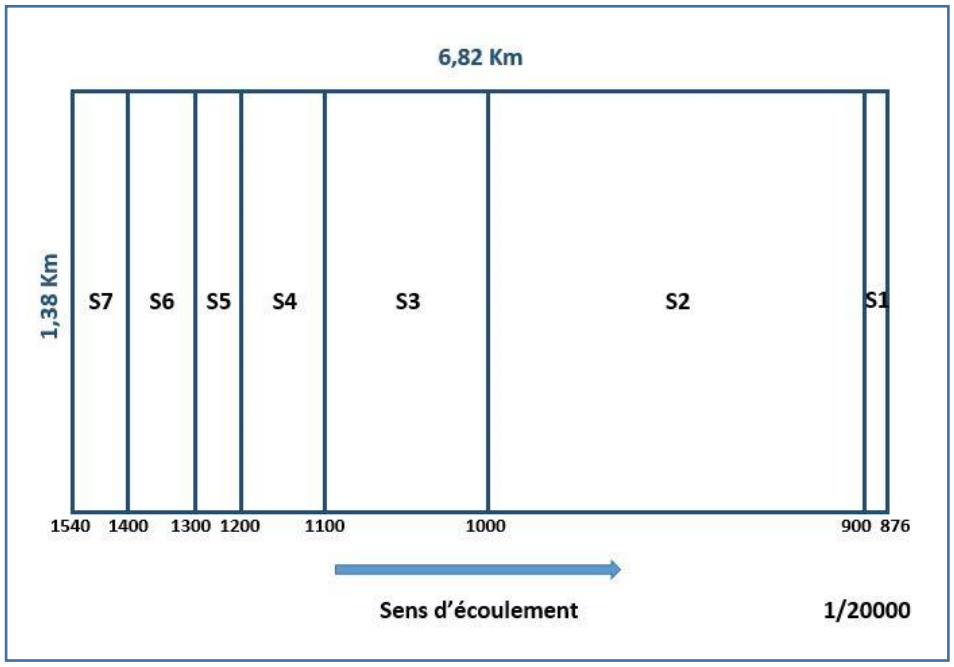


Figure. III.3 : Rectangle équivalant

❖ **Hypsométrie du bassin versant :**

- Le relief

L'aire d'étude se présente généralement comme une région au relief ondulé et aux pentes abruptes.

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

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

➢ **La courbe hypsométrique** :

Un portrait précis de la distribution de l'élévation d'un bassin versant est donné par sa courbe hypsométrique. Cette dernière est tracée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après planimétrie des surfaces partielles. Elle exprime en abscisse le pourcentage de superficie cumulée du bassin versant, en coordonnée les altitudes

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin versant et donnent des indications quant aux comportements hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

On obtient les résultats suivants (voir tableau III.2).

Tableau. III.2 : Coordonnées de la courbe hypsométrique :

Tranches d'altitude	Surfaces Km²	S cumulées km²	S cumulées %
1540 - 1450	0,16	0,16	1,70
1450 - 1400	0,49	0,65	6,90
1400 - 1350	0,38	1,03	10,93
1350 - 1300	0,4	1,43	15,18
1300 - 1250	0,24	1,67	17,73
1250 - 1200	0,3	1,97	20,91
1200 - 1150	0,35	2,32	24,63
1150 - 1100	0,62	2,94	31,21
1100 - 1050	0,66	3,6	38,22
1050 - 1000	1,23	4,83	51,27
1000 - 950	2,22	7,05	74,84
950 - 900	2,11	9,16	97,24
900 - 876	0,26	9,42	100
Somme	9,42		

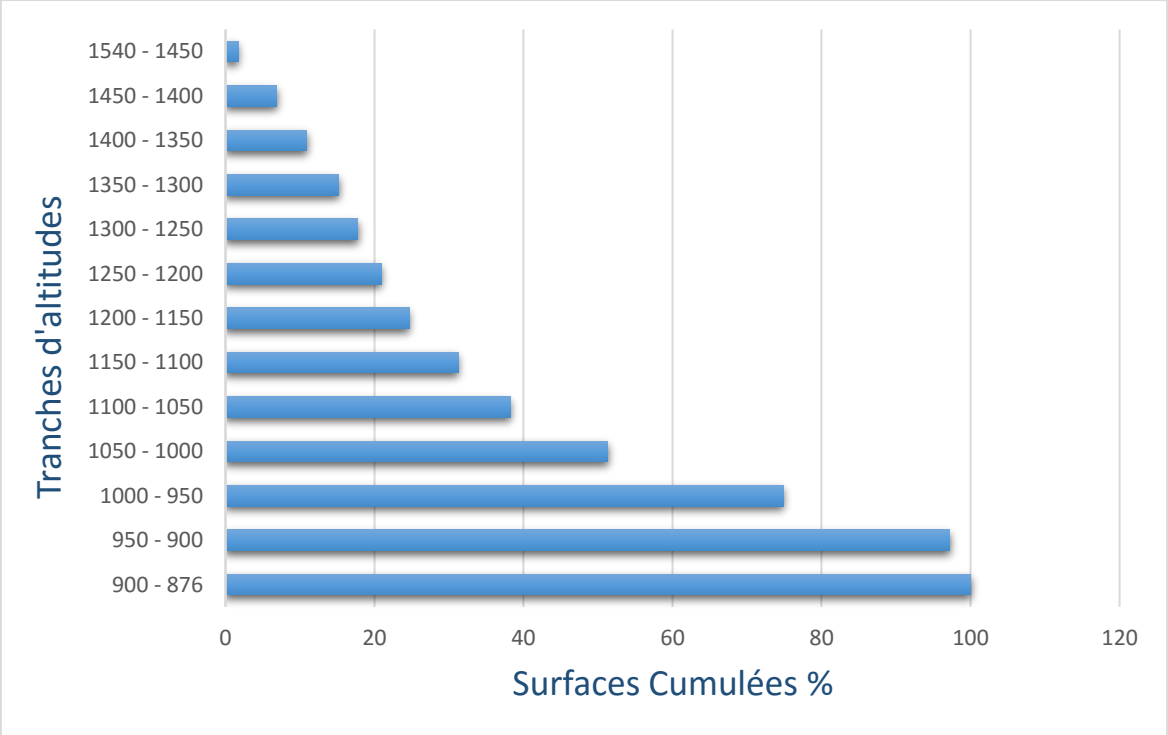


Figure. III.4 : l'histogramme de la courbe hypsométrique

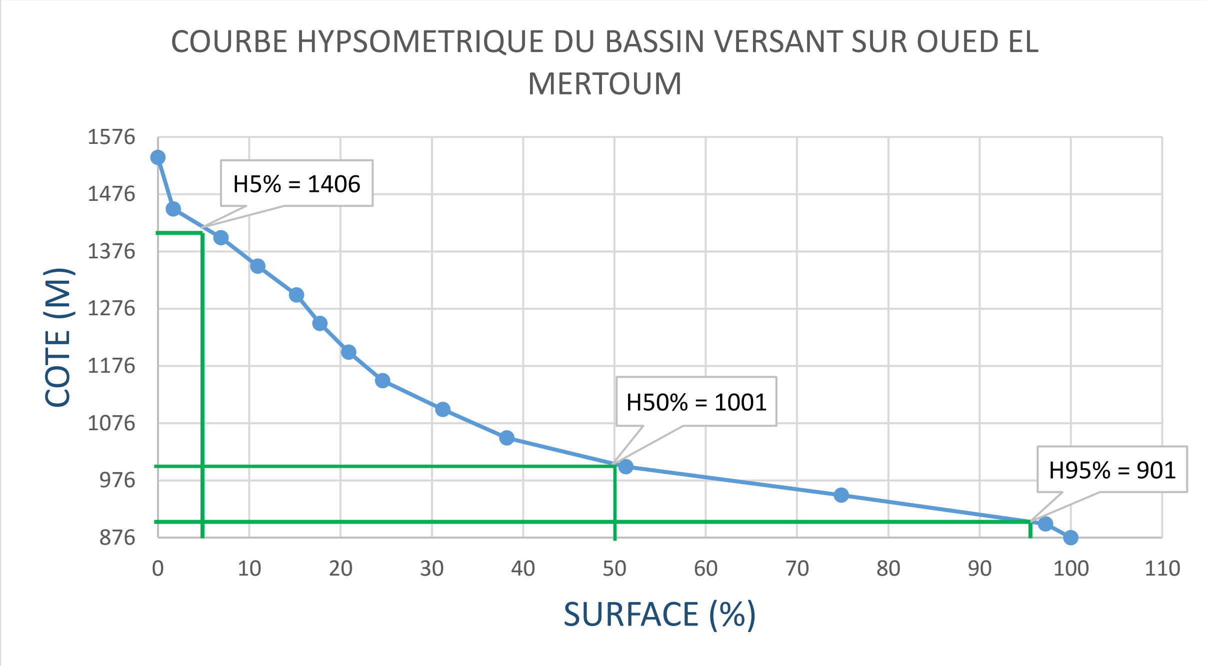


Figure. III.5 : Courbe hypsométrique du bassin de oued El Mertoum

❖ **Altitude médiane :**

L'altitude médiane correspond à la projection du point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique on a :

$H_{med} = H_{50\%} =$ 1001 m.

❖ **Altitude moyenne :**

L'altitude moyenne Hm est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum SiHi}{S} \quad \text{.......................} (III.8)$$

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

H_{moy}=1071,08 m.

➢ **Détermination de l'altitude moyenne H_{moy} :**

Tableau. III.3 : Détermination de l'altitude moyenne H_{moy}

Tranches d'altitude	Surfaces Km²	S cumulées Km²	Surfaces %	Hi Altitude moyenne m	S*Hi
1540 - 1450	0,16	0,16	1,70	1495	239,2
1450 - 1400	0,49	0,65	6,90	1425	698,25
1400 - 1350	0,38	1,03	10,93	1375	522,5
1350 - 1300	0,4	1,43	15,18	1325	530
1300 - 1250	0,24	1,67	17,73	1275	306
1250 - 1200	0,3	1,97	20,91	1225	367,5
1200 - 1150	0,35	2,32	24,63	1175	411,25
1150 - 1100	0,62	2,94	31,21	1125	697,5
1100 - 1050	0,66	3,6	38,22	1075	709,5
1050 - 1000	1,23	4,83	51,27	1025	1260,75

1000 - 950	2,22	7,05	74,84	975	2164,5
950 - 900	2,11	9,16	97,24	925	1951,75
900 - 876	0,26	9,42	100	888	230,88
Somme	9,42				10089,58

Tableau. III.4 : tableau récapitulatif des résultats précédents :

Altitudes	Valeur (m .NGA)
$H_{moyenne}$	1071,08
$H_{médiane}$	1001
$H_{95\%}$	901
$H_{5\%}$	1406
H_{max}	1540
H_{min}	876

- **Les indices des pentes :**

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

- **Indice de pente moyenne Ipm**

La pente moyenne d'un bassin est la moyenne pondérée des pentes élémentaires pour lesquelles on peut considérer que la ligne de la grande pente est constante.

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle Équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$$Ipm = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{Lr} \quad \text{.....(III.9)}$$

$I_{Pm} = 0.10$

- Pente moyenne du bassin versant :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H\left(0.5L_1 + L_2 + L_3 + ...+ 0.5L_n\right)}{S} \quad \text{.....(III.10)}$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

L1, L2….Ln: les longueurs des courbes de niveaux L en (Km).

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

Les résultats des mesures sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. III.5 : Pente moyenne de bassin versant :

N°	Côte	DH	L (Km)	pente partielle
1	1540 - 1400	0.14	0.44	0.32
2	1400 - 1300	0.1	0.52	0.19
3	1300 - 1200	0.1	0.38	0.26
4	1200 - 1100	0.1	0.65	0.15
5	1100 - 1000	0.1	1.32	0.075
6	1000 - 900	0.1	2.93	0.034
7	900 - 876	0,024	0.18	0.13
Im				0.1655

La pente moyenne du bassin est : $I_{moy} = 16,55\ \%$

- **Indice de pente de Roche :**

Le calcul de la pente moyenne ne tient pas compte de la forme de la courbe hypsométrique qui est une donnée capitale pour l'écoulement et surtout pour le ruissellement. C'est pour tenir compte de ce dernier facteur que M. Roche a proposé un indice de pente de Roche (Ip) (ROCHE, 1963).

$Ip=\frac{1}{\sqrt{L}}\sum\sqrt{AiDi}$ …….(III.11)

Ou : L : longueur du rectangle équivalent du bassin versant (m).

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

Les résultats sont enregistrés dans le tableau suivant :

Tableau. II1.6 : Détermination de L'indice de pente de ROCHE :

Hi - Hi-1	$D_i = H_i - H_{i-1}$	Surfaces	Ai=Ai=SI/S(%)	$\sqrt{Ai \cdot Di}$
Altitude(m)	Dénivelée(m)	%	%	%
1540-1450	90	1,70	1,7	1,23693169
1450-1400	50	6,90	5,2	1,61245155
1400-1350	50	10,93	4	1,41421356
1350-1300	50	15,18	4,2	1,44913767
1300-1250	50	17,73	2,5	1,11803399
1250-1200	50	20,91	3,2	1,26491106
1200-1150	50	24,63	3,7	1,36014705
1150-1100	50	31,21	6,6	1,81659021
1100-1050	50	38,22	7	1,87082869
1050-1000	50	51,27	13	2,54950976
1000-950	50	74,84	23,6	3,43511281
950-900	50	97,24	22,4	3,34664011
900-876	24	100	2,8	0,81975606

AN : Ip = 0.27

- **Indice de pente globale Ig**

La détermination de l'indice de pente global exige la connaissance de la dénivelée utile (D)

$Ig = \frac{D}{L}$ ……...……(III.12)

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

D = Dénivelée entre H5% et H95% tel que :

D = H5% – H95%

Avec:

H5% = 1406m

H95% = 901m

L= 6.82 Km

Tableau. III.7 : Classification du relief :

Relief		Ig
1	Très faible	Ig < 0.002
2	Faible	0.002 < Ig < 0.005
3	Assez faible	0.005 < Ig < 0.01
4	Modéré	0.01 < Ig < 0.02
5	Assez modéré	0.02 < Ig < 0.05
6	Fort	0.05 < Ig < 0.1
7	Très fort	0.1 < Ig

$Ig = \frac{1406-901}{6820} = 0.07$ Donc notre relief est de pente Forte.

Figure. III.6 : Image satellite de la région d'étude sur Google Earth

Les indices des pentes sont des caractéristiques importantes qui renseignent sur la topographie du bassin. Considérés comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct - donc sur le temps de concentration t_c - et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Vu que notre bassin versant est caractérisé par des pentes très importantes ceci suppose que le temps de concentration sera faible.

III.1.2. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant :

- **Le réseau hydrographique :**

Il se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes

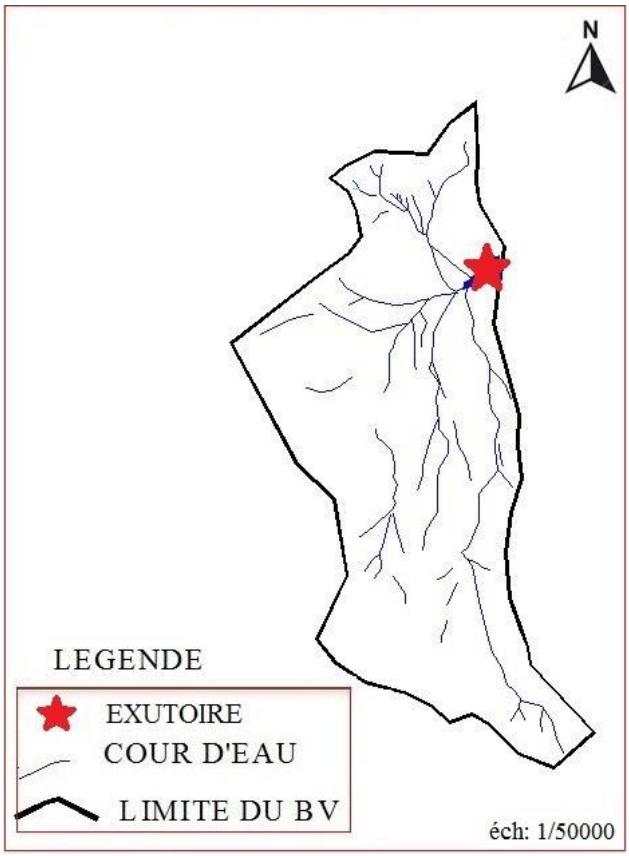


Figure. III.7 : Le réseau hydrographique du bassin versant avec une échelle de 1/50.000[e]

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne.

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications dont la plus courante qui est la classification de SCHUM-STRAHLER. Dans cette classification, est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

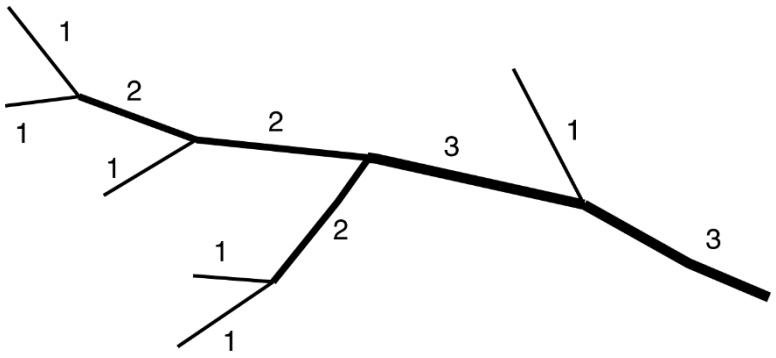


Figure. III.8 Image explicative de la méthode de classification de SCHUMM-STRAHLER

❖ **Densité de drainage :**

La densité de drainage dépend de la géologie (structure et lithologie) des caractéristiques topographiques du bassin versant et, dans une certaine mesure, des conditions climatologiques et anthropiques. En pratique, les valeurs de densité de drainage varient de 3 à 4 pour des régions où l'écoulement n'a atteint qu'un développement très limité et se trouve centralisé ; elles dépassent 1000 pour certaines zones où l'écoulement est très ramifié avec peu d'infiltration.

Physiquement, elle représente la surface du bassin nécessaire pour maintenir des conditions hydrologiques stables dans un vecteur hydrographique unitaire (section du réseau).
Elle est exprimée en Km/Km^2.

Dd=$\sum \frac{\sqrt{L_i}}{S}$…….…. (III.13)

$\sum L_i$: Longueur totale des talwegs de tous les ordres (Km) = 25,1 Km.
S : surface du bassin versant (Km²).

Tableau. III.8 : Densité de drainage :

Ordre du cours d'eau	Nombre	Longueur (km)
1	25	12,4
2	9	7,9
3	3	4,8
total		25,1

Dd=$\frac{25.1}{9.42}$ = 2.66 km/Km^2
La densité de drainage est estimée à 2,66 km/km^2

- **Densité du thalweg élémentaire :**

$F_i=\frac{N_1}{S}$……. (III.14)

N_1 : nombre de thalwegs d'ordre1, N_1 =25
S : superficie du bassin versant

F_1=2,65 thalweg / km²

- **Coefficient de torrentialité :**

Le coefficient de torrentialité est calculé par l'expression suivante :
Ct= Dd.F1 ……...…(III.15)
AN : Ct = 2,66 x 2,65
C_t= 7.04 Km^{-3}

- **La longueur moyenne des versants :**

$L_v=\frac{L}{2Dd}$ ……...(III.16)

Dd : densité de drainage en Km/Km2
L : longueur de rectangle équivalent en Km
Lv=1,28 km

- **La pente moyenne de cours d'eau principal :**

La pente moyenne du bassin d'Oued El Mertoum est calculée selon la relation suivante :

$Ic=\frac{\Delta H}{\Delta L}$

…….…...(III.17)

ΔH : Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.
ΔL : La distance entre ces deux points.

I_c=5,97%.

Tableau.III.9 : Evaluation du profil en long :

N°	Courbes de niveau [m]	Distance partielle [Km]	Distance cumulée [Km]
1	1200	0	0
2	1180	0,145	0,145
3	1160	0,155	0,3
4	1140	0,5	0,8
5	1120	0,6	1,4
6	1100	0,69	2,09
7	1080	0,685	2,775
8	1060	0,775	3,55
9	1010	0,97	4,52
10	876	0,9	5,42
	Total	5,42	/

❖ **Temps de concentration du bassin versant Tc :**

Définition : C'est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin pour arriver à l'exutoire, c'est une caractéristique très importante de tout bassin versant .

➢ Formule de **GIANDOTTI** (1937) :

Le temps de concentration est calculé comme suit :

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

S : surface du bassin versant (Km^2) ;
L: longueur de cours d'eau principal (Km) ;
L = 5.42 Km.
Tc : temps de concentrations exprimé en heure
Hmoy : altitude moyenne (1071,08m) ;
Hmin : altitude minimale (876m) ;

➢ Formule de **Sokolovsky :**

Formule qui lie le temps de concentration à la longueur du cours d'eau et la vitesse d'écoulement

$$Tc = \frac{L}{3.6 * V} \quad \text{.....(III.19)}$$

L : Longueur du cours d'eau (Km).
V : Vitesse moyenne de l'écoulement en crue qui est fonction de la taille du cours d'eau et de la nature du relief. Pour les petits cours d'eau V ≈ 0,7 – 1,2 (m/s).

➢ Formule de **SOGREAH – ANRH** :

Formule établie dans le cadre d'établissement des études méthodologiques sur l'hydrologie des retenues collinaires en Algérie. Elle prend en considération la superficie du bassin versant ainsi que la longueur et la pente du cours d'eau :

$Tc = 3\,[S * L / (10 * I)^{1.5}]^{0.25}$
S : Surface du bassin versant en km^2
L : longueur du cours d'eau en km.
I : Pente du cours d'eau principal en %.

➢ La formule de **SCS (Soil Conservation Service, USA):**

$$Tc = \left(0.87 * \frac{Lp^3}{Hmax - Hmin}\right)^{0.387} \quad \text{.....(III.20)}$$

Lp : Longueur du Thalweg principal (Km)
S : La superficie du bassin versant (Km^2)
Hmax : Altitude maximale du bassin versant (m NGA)
Hmin : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

- La formule de **KIRPICH :**

$Tc = 0.6615(Lp)^{0.77}\ Ig^{0.3}$ ……..…….…..(III.21)

Lp : Longueur du Thalweg principal (Km)
I_g : indice de pente globale m/k

Tableau. III.10 :Temps de concentration T_c :

Formule	T_c (h)
GIANDOTTI	1,8
Sokolovsky	1,83
SOGREAH - ANRH	1,73
KIRPICH	1,09
SCS	0,55
Moyenne	1,2

Compte tenu de la forme plus au moins allongée du bassin, et des pentes très accentues qu'il cumule, le temps de concentration est donné par la formule de Sokolovsky Tc = 1,83 h.

- **Vitesse de ruissellement :**

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$Vr = \frac{L}{T_C} \text{ ……..(III.22)}$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)
Tc : Temps de concentration (h)
V_r = 2,96 km/h

Conclusion :

La pente moyenne importante (abrupte) du cours d'eau favorise et accélère l'écoulement superficiel ce qui justifie la valeur importante de la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin (2,96 Km/h), avec une densité de drainage de 2,66 Km/Km^2 et un temps de concentration faible on peut prédire que les pointes de crues seront assez importantes.

Tableau. III.11 : Résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant :

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km^2	9,42
Périmètre		P	Km	16,29
Longueur du thalweg		L	Km	5,42
Indice de compacité		K_C	-	1,5
Coefficient d'allongement		C_a	-	3,12
Rectangle équivalent	Longueur	L_r	Km	6,82
	Largeur	l_r	Km	1,38
Altitudes	Maximale	H_{max}	m	1540
	Moyenne	H_{moy}	m	1071
	Médiane	H_{med}	m	1001
	Minimale	H_{min}	m	876
Indice de pente de Roche		I_p	%	0,27
Indice de pente globale		I_g	%	0,07
Indice de pente moyenne		I_{pm}	%	0,1
Densité de drainage		D_d	Km/km^2	2,66
Coefficient de torrentialité		C_t	-	7,04
Temps de concentration		T_c	H	1,83
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	2,96

III.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

« La mesure quantitative et qualitative des éléments du cycle hydrologique et la mesure des autres caractéristiques de l'environnement qui influent sur l'eau constituent une base essentielle pour une gestion efficace de l'eau. » (Déclaration de Dublin, 1992). Donc, une gestion efficace de l'eau se trouve directement influencée par les nuances du climat, plus spécialement par deux paramètres déterminants: pluviométrique (conditionnant l'alimentation en eau des rivières) et évaporométrique.

Les facteurs qui déterminent le climat sont :

III.2.1. Température de l'air :

L'absence de station climatologique dans le bassin versant d'Oued El Mertoum nous a amené à retenir la station climatologique analogue et proche du lieu d'étude, et ce afin d'estimer les différents paramètres climatiques. C'est la station de Oum El Bouaghi et elle est gérée par l'Office National de la Météorologie (ONM d'Algérie).

Nous reprenons le gradient thermique utilisé pour l'est algérien (0.5°c/100m)

La distribution mensuelle de la température de l'air est présentée dans le tableau suivant :

Tableau. III.12 : Distribution mensuelle de la température en °C

Mois/ Tc°	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Moyenne
Tmoy	21.2	16.3	10.5	7.1	5.9	7.0	9.5	12.6	17.2	21.6	25.3	25.5	15

Le tableau III.12 montre la température moyenne annuelle est égale à 15°C ,

Le minima moyen 5,9°C en hiver (janvier) et le maximum moyen est 25,5°C en mois d'Aout.

Suite à une analyse de cartographie des isothermes annuels en fonction du relief dans le région de l'est (Figure 2.5). De cette carte, on peut confirmer que les moyennes annuelles des températures sur l'ensemble de la région de Ain M'lila (Oum El Bouaghi) sont de l'ordre de 15°.

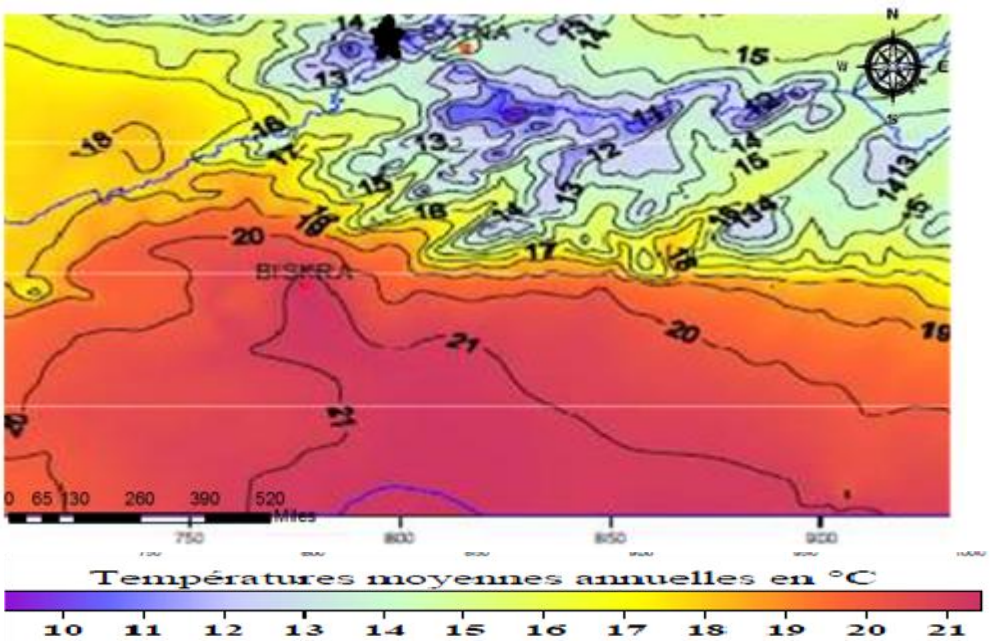


Figure. III.9 : Extrait de la carte des températures moyennes annuelles (Manuel Mebarki 2004)

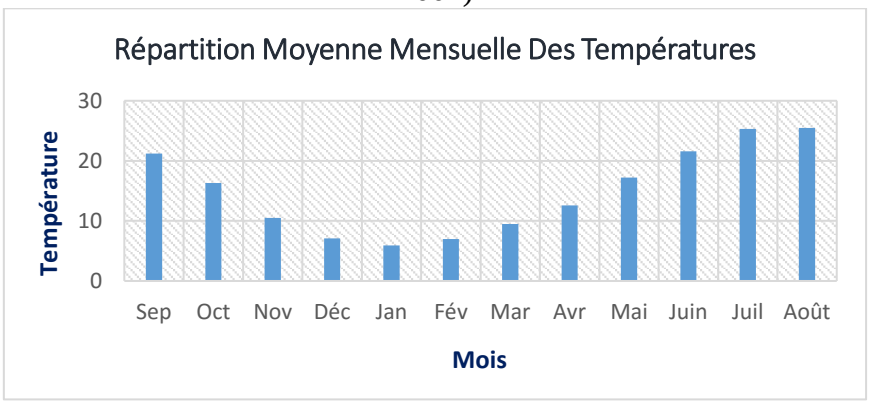


Figure. III.10 : Répartition mensuelle des températures

III.2.2. Humidité relative de l'air :

L'humidité relative est élevée à moyenne et varie d'un mois à un autre durant toute l'année. L'humidité moyenne est de 67,3% celle du maximum est 80,6% (mois de décembre) alors que l'humidité minimale est de 47,2% relevée durant le mois de juillet. Ces valeurs de l'humilité témoignent du caractère semi-aride de la région le tableau suivant présente les valeurs moyennes de la station de Oum El Bouaghi.

L'examen de la répartition mensuelle, montre que l'humidité relative de l'air est généralement plus élevée en saison hivernale. Les valeurs maximales sont atteintes durant les mois d'hiver (71-81%), lorsque les températures sont minimales.

Les valeurs d'humidité les plus faibles sont enregistrées en été, ces valeurs témoignent du caractère semi-aride de la région.

Le Tableau suivant présente les valeurs moyennes de la station de Oum El Bouaghi :

Tableau. III.13 : Humidité relative station Oum El Bouaghi

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû	Moy
H%	61,9	69,5	74,2	79,4	80,6	75,5	71,7	68,7	62,2	55,2	47,2	61	67,3

Source : D.H.W Oum El Bouaghi

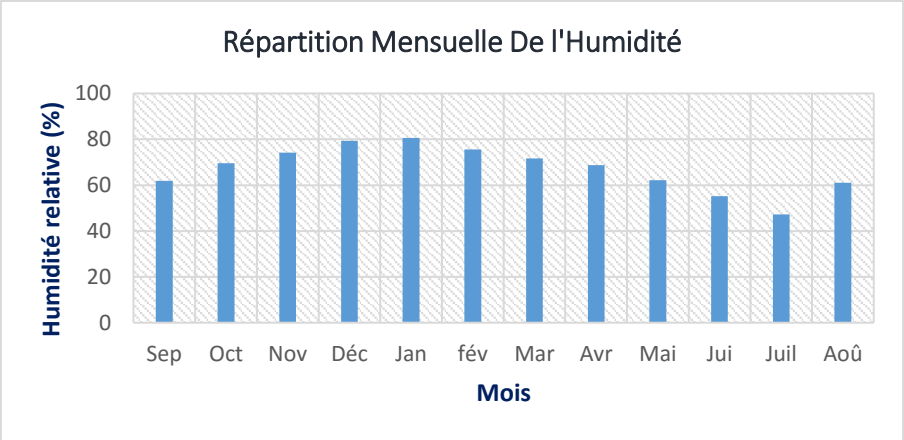


Figure. III.11 : Distribution mensuelle de l'humidité relative en %

III.3. Etude des précipitations :

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau. Etant donné qu'aucune station n'est localisée à l'intérieur du bassin versant, cette étude sera basée sur les données des stations pluviométriques disponibles et se localisant aux alentours du bassin versant de la retenue collinaire d'Oued El Mertoum. (Voir ANNEXE B01).

Il convient d'ajouter à cette idée de Cosandey C. et Robinson M. (2000) que c'est également, à l'échelle du bassin versant, qu'il devient de plus en plus aisé d'étudier les aménagements hydrauliques et de leurs impacts sur le cycle hydrologique, de même que les phénomènes de pollution et de leurs transferts amont-aval. En somme, les questions de la gestion de l'eau au sens large du terme.

Mais, condition fondamentale, ce sont les données de mesures hydrométriques accumulées au niveau des bassins jaugés qui permettent de quantifier valablement les débits des cours d'eau et d'analyser les mécanismes hydrologiques dans le temps et dans l'espace.

Les bases de données hydrologiques disponibles sur l'Est algérien souffrent néanmoins d'une discontinuité plus ou moins importante, tant chronologique que géographique. La sélection des bassins jaugés et de leurs séries communes d'observation hydrométrique tient compte de ces contraintes qu'il y a lieu de suppléer et de combler pour la suite de l'étude hydrologique.

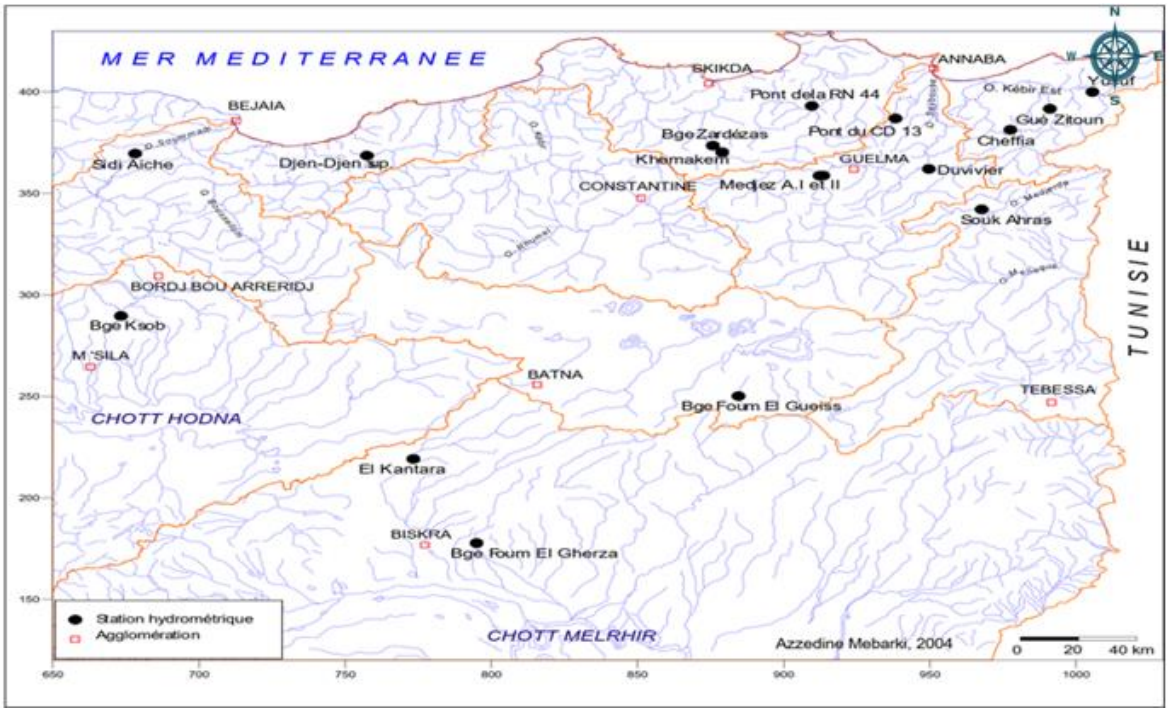


Figure. III.12 : Réseau hydrométrique de la période d'avant l'Indépendance (1946-1961) (Les noms des stations hydrométriques sont repris tels qu'inscrits sur les Annuaires hydrologiques de 1946 à 1961) ,source Mebarki 2004.

Le tableau III.14 ci-dessous montre les caractéristiques des stations pluviométriques prises en considération dans l'étude:

Tableau. III.14 : Coordonnées Lambert des stations pluviométriques :

Code	Nom	X (km)	Y (km)	Z (m)	Période de fonctionnement	Pmoy (mm)
100402	Telerghma	829,03	319,17	820	1921 - 2004	367
100511	Fourchi	849,85	346,6	775	1971 - 2008	344
100507	Ain M'lila	848.40	310,70	773	1899-1978 (arrêtée)	454

Source : D.H.W Oum El Bouaghi

III.3.1. Critique des séries d'observation des stations pluviométriques :

III.3.1.1.Choix de la station de référence :

La sélection définitive des stations hydrométriques est effectuée en tenant compte de l'état d'homogénéité et de la qualité des séries d'observations disponibles sur des périodes récentes et communes. La mise en forme et l'homogénéisation des séries passe par un travail fastidieux eu égard à la nature et à la variété des bases de données informatisées de l'A.N.R.H.

La station de TELERGHMA (100402) située au nord du site à 12km environ, présente beaucoup de lacunes sur différentes périodes de la série dues à l'instabilité de fonctionnement de cette station.

La station de AIN MLILA (100507) présente beaucoup de lacunes sur une ancienne période d'observation. Cette dernière est à l'arrêt depuis 1978.

La station FOURCHI (100511) est située à 6.5 Km environ à l'Est du site, les données disponibles au niveau de cette station couvrent une bonne période sans trop de lacunes. La station de FOURCHI (334mm) a été donc prise comme station de référence.

III.3.1.2. Homogénéité des séries pluviométriques :

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, pour cela, il y a Plusieurs tests statistiques à utilisés pour s'assurer de l'homogénéité d'une série de données. Dans notre cas c'est le test de la Médiane (MOOD) qui est utilisé, selon les étapes suivantes :

- On détermine la médiane M après avoir classé la série par ordre croissant.
- Remplacer la série des valeurs non classée par une suite de signe

+ Pour les valeurs $x_i > M$

- Pour les valeurs xi<M

- On calcule les quantités Ns et Ts, avec:

  N_S : Nombre total de séries de + ou –

  Ts : Taille de la plus grande série de + ou –

- La série est homogène si et seulement si

$$N_S > \frac{1}{2}\left(N + 1 - 1.91\sqrt{N+1}\right) \quad \text{(III.18)}$$

$$T_S < 3.3(log_{10}N + 1) \quad \text{(III.19)}$$

Avec : N : Taille de la série (N=31).

Tableau. III.15 : Précipitations interannuelles :

Année	P_{annuel}	Année	P_{annuel}	Année	P_{annuel}
1978	368,7	1989	282,7	2000	224,8
1979	210,1	1990	321,5	2001	369,8
1980	530,2	1991	208,4	2002	791,7
1981	440,9	1992	273,2	2003	187
1982	175,5	1993	420,4	2004	402,2
1983	275,2	1994	255,3	2005	376,4
1984	444,2	1995	277,7	2006	314,1
1985	204,1	1996	231,4	2007	270,7
1986	286,8	1997	404,1	2008	543,2
1987	370,4	1998	463,4		
1988	370,5	1999	381,6		

Tableau. III.16 : Résultats du test de la médiane :

Année	Pannuel	signe	Année	Pannuel	signe	Année	Pannuel	signe
1978	368,7	–	1989	282,7	-	2000	224,8	-
1979	210,1	+	1990	321,5	+	2001	369,8	+
1980	530,2	-	1991	208,4	-	2002	791,7	+
1981	440,9	+	1992	273,2	-	2003	187	-
1982	175,5	+	1993	420,4	+	2004	402,2	+
1983	275,2	-	1994	255,3	-	2005	376,4	+
1984	444,2	-	1995	277,7	-	2006	314,1	-
1985	204,1	+	1996	231,4	-	2007	270,7	-
1986	286,8	+	1997	404,1	+	2008	543,2	+
1987	370,4	-	1998	463,4	+			
1988	370,5	-	1999	381,6	+			

✦ D'après le tableau III.16 on a : M= 321.5 , N_s=19 et T_s=3

- Vérification des conditions du test :

$N_S = 24 > \frac{1}{2}\left(N + 1 - 1.91\sqrt{N+1}\right) = 10.1$

$T_s = 5 < 3.3(log_{10}N + 1) = 8.2$

Les conditions du test de la médiane sont vérifiées donc la série des pluies annuelles est homogène .

III.3.1.3. Répartition des pluies annuelles et mensuelles sur l'ensemble du bassin versant

Sur la base de l'effet de l'accroissement de la pluviométrie en fonction de l'altitude, la valeur de la pluie moyenne annuelle la plus probable est de l'ordre de 334 mm sur l'ensemble du bassin versant. Cette valeur est déterminée sur la base des données de la station pluviométrique de Fourchi confirmée par la carte pluviométrique du Nord de l'Algérie établie par l'ANRH.

La répartition des pluies interannuelle sur l'ensemble du bassin versant est présentée dans la figure III.13

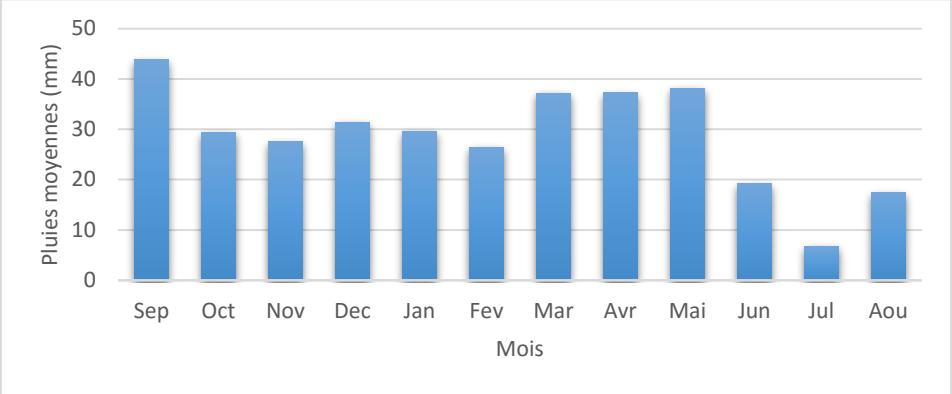


Figure. III.13: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle sur le bassin versant d'Oued El Mertoum

La répartition inter-saisonnière de la pluviométrie sur l'ensemble du bassin versant est donnée dans le Tableau III.16 :

Tableau. III.17 : Répartition inter saisonnière de la pluviométrie sur l'ensemble du bassin versant

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
Pmm	43,8	29,5	27,5	31,4	29,6	26,5	37,2	37,3	38,2	19,3	6,8	17,3	344,39
%	12,7	8,6	8,0	9,1	8,6	7,7	10,8	10,8	11,1	5,6	2,0	5,0	100

III.3.1.4. Pluies annuelles fréquentielles :

Les pluies annuelles fréquentielles sont déterminées à partir de la série des pluies reconstituée sur le bassin versant d'Oued El Mertoum en utilisant les lois de distribution statistiques (Normale, Log normale, Gumbel…).

Les données empiriques de la pluie annuelle s'adaptent mieux à la loi de répartition statistique log Normale. L'ajustement est donné dans la figureIII.14

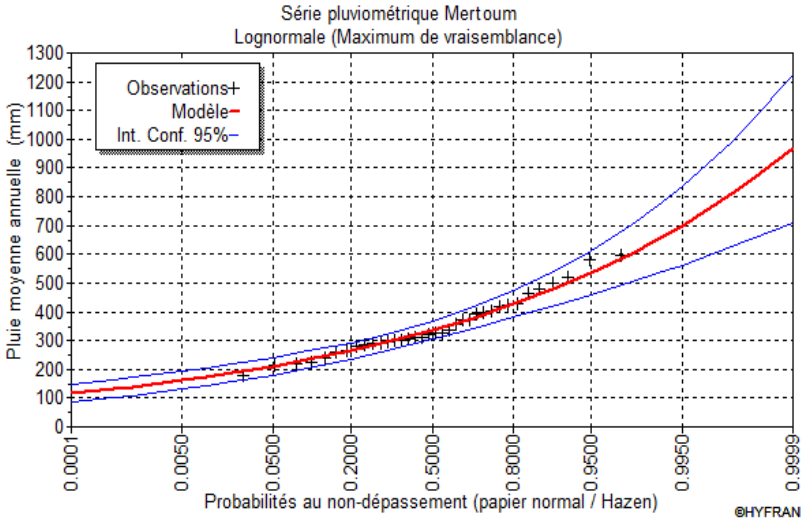


Figure. III.14:Ajustement à une loi log Normal des pluies annuelles sur le bassin versant

Les principales caractéristiques statistiques de la série des pluies annuelles sont:

1 – Moyenne P_{moy} = 344,39 mm

2 – Ecart type σ = 89,57 mm

3 – Coefficient de Variation Cv = 0,27

Coefficient d'asymétrie (Cs) =0.98

L'équation d'ajustement de la loi normale est la suivante:

$P_{f\%}$ = 344,39+89,57*μ

Le résultat de calcul des pluies annuelles fréquentielles est récapitulé dans le tableau III.17

Tableau. III.18 : Pluies annuelles fréquentielles sur le bassin versant d'Oued El Mertoum

Fréquences (%)	100	80	50	20	10	5
Pluie (mm)	207.61	247.02	497.56	395.33	434.54	466.71

Tableau. III.19 : Cartographie de la répartition saisonnière de la pluviométrie sur l'ensemble du bassin versant :

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
Pmm	43,8	29,5	27,5	31,4	29,6	26,5	37,2	37,3	38,2	19,3	6,8	17,3	344,39
%	12,7	8,6	8,0	9,1	8,6	7,7	10,8	10,8	11,1	5,6	2,0	5,0	100

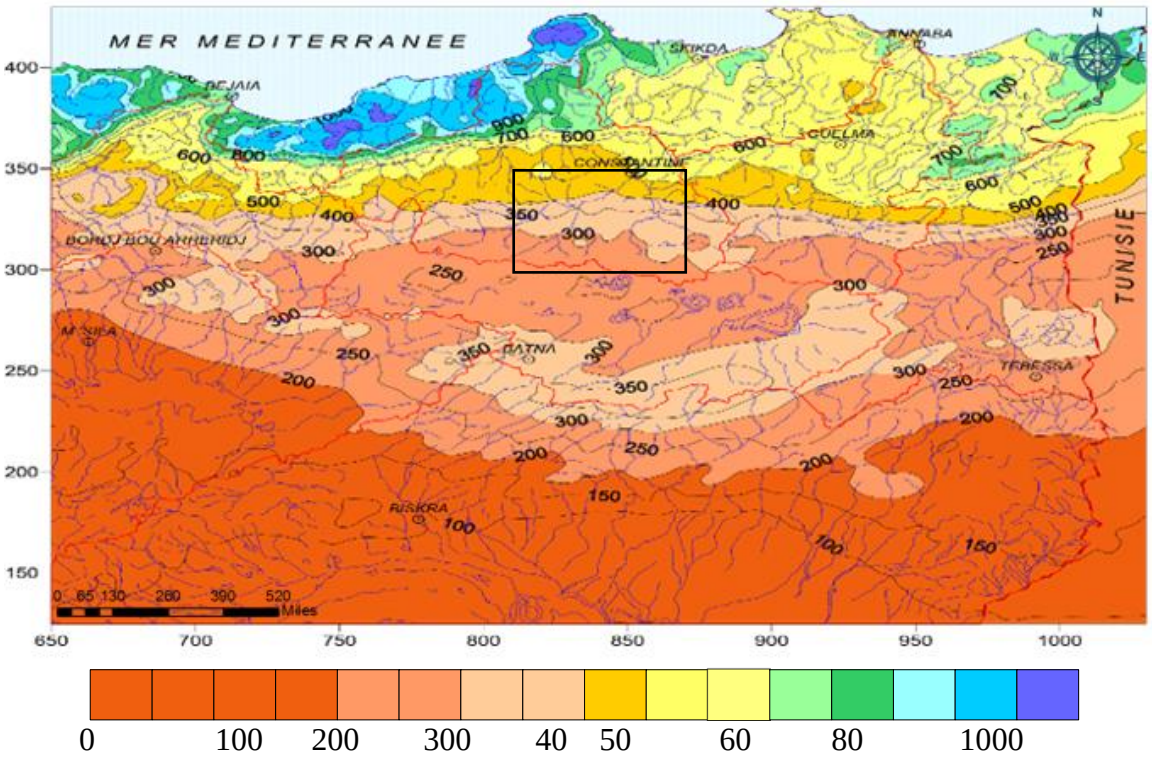


Figure.III.15 : Précipitations annuelles médianes « normales» (1965/66 -1994/95) source Manuel Mebarki 2004

III.3.1.5. Pluies journalières maximales :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période de retour. Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant.
2. Calculer la fréquence expérimentale.
3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
4. Ajuster graphiquement la loi choisie.
5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les pluies maximales journalières sont l'élément générateur le plus important qui occasionne les crues ; la série des pluies maximales journalières enregistrées à la station FOURCHI a été choisie comme étant la plus représentative des maximums journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

III.3.1.6. Homogénéité des séries des pluies maximales journalières :

La vérification de l'homogénéité des séries se fait avec la loi de la médiane (MOOD) qu'on a déjà utilisé :

Tableau. III.20 : Résultat de test de MOOD

Année	Pjmax	signe	Année	Pjmax	signe	Année	Pjmax	signe
1978	37	+	1989	28,5	-	2000	41	+
1979	19,4	-	1990	18	-	2001	31	+
1980	62	+	1991	24	-	2002	125	+
1981	43	+	1992	16,8	-	2003	18	-
1982	19	-	1993	80	+	2004	33,8	+
1983	24	-	1994	16,2	-	2005	40	+
1984	29	-	1995	30	-	2006	56	+
1985	30,3	-	1996	20	-	2007	25	-
1986	60	+	1997	42	+	2008	80	+
1987	60,3	+	1998	31	+			
1988	37,6	+	1999	49,8	+			

- D'après le tableau III.16 on a : M= 321.5 , N_s=13 et T_s=6

- Vérification des conditions du test :

$N_S = 24 > \frac{1}{2}\left(N + 1 - 1.91\sqrt{N+1}\right) = 10.1$

$T_s = 5 < 3.3(log_{10}N + 1) = 8.2$

Les conditions du test de la médiane sont vérifiées donc la série des pluies journalières maximales est homogène .

III.3.1.7.Ajustement des pluies maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.21 : Caractéristiques de la série pluviométrique (31ans)

Caractéristique	Formules	Valeurs
La somme des $p_{max\ j}$(mm)	$\sum_{i=1}^{N=31} X_i$	1227,7mm
La moyenne des $p_{max\ j}$ en (mm)	$\overline{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=31} X_i}{N}$	39,6mm
L'écart type σ_x ,pour n>30ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=31}\left(X_i - \overline{X}\right)}{N-1}}\right]$	17,59mm
Coefficient de variation C_v	$C_V = \frac{\sigma}{\overline{X}}$	0,445
Coefficient d'asymétrie C_c	$C_S = \frac{\sum_{i=1}^{N=31}\left(X_i - \overline{X}\right)^3}{(N-1)\sigma^3}$	0,675

L'exposant climatique pour notre région (b=0.31) est donné par l'ANRH de Alger.

III.3.2. Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

1)-la loi de log-normale.

2)-la loi de GUMBEL

III.3.2.1.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

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

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

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} \quad \text{…….…….… ….. (III.24)}$$

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

α,x_0 :coefficients d'ajustement.

α : paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi (gradex).

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : paramètre de position (mode)

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

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

- ✓ Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3……n.
- ✓ Calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN : $F(x) = \frac{m-0.5}{n}$

m : rang de précipitation et n : nombre d'observations (31)

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

y = - ln (-ln (F(x)))

- ✓ Calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »
- ✓ Représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.
- ✓ Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$x= (1/\alpha)y + x_0$

Avec : (1 / α) : la pente de la droite de GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.22 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel :

Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	175	19.8	136- 213
1000	0.9990	139	15,1	110- 169
100	0.9900	104	10,5	83,3 -125
50	0.9800	93,2	9,13	75,3 -111
20	0.9500	78,9	7,32	64,6 -93,3
10	0.9000	67.9	5,97	56.2- 79.6
5	0.8000	56.40	4,63	47.3- 65.4

✓ Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon de la station

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celle de l'échantillon de station de Fourchi est résumée dans le tableau ci-après :

Tableau. III.23 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	16
Maximum	Aucun	125
Moyenne	42,5	39,6
Ecart –type	19,7	17,6
Médiane	39	31
Coefficient de variation(C_v)	0.466	0.445

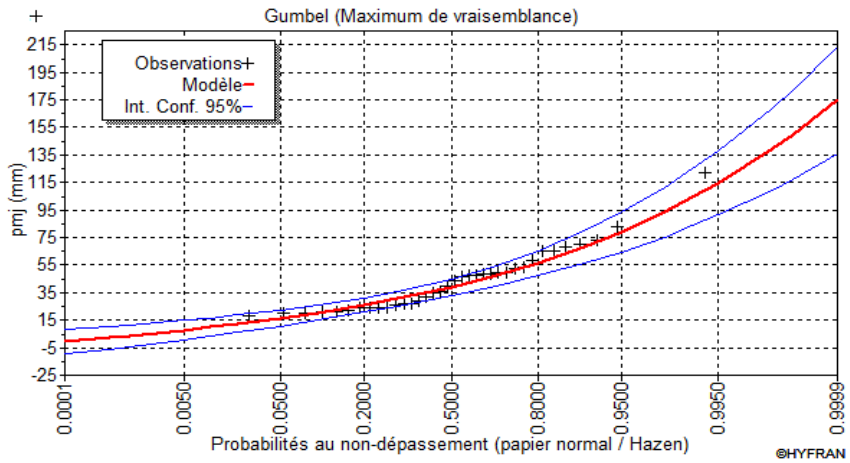


Figure. III.16 : Représentation graphique des résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

III.3.2.2.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale, comme le montre la figure

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

$$F(x)=\frac{1}{\sqrt{2\prod}}\int_{u}^{+\infty} e^{-(1/2)u}\,dU \quad \text{.....(II.25)}$$

Ou : $U = \frac{xi - \bar{x}}{\sigma x}$ (variable réduite de GAUSS)

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

Log x(p %)= $\overline{Logx}$ +б.Logu(p%)…………………………………………………..…..…..(III.26)

$$\overline{Logx} = \frac{\sum_{i=1}^{41} \log xi}{N}$$ ……………………………………………………………….……. (III.27)

Les résultats de l'ajustement par la loi de log-normal (Galton) sont résumés dans le tableau III.24.

Tableau. III.24 : résultat de l'ajustement à la loi de Galton :

Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	217	47.9	123-311
1000	0.9990	152,75	30.5	102-204
100	0.9900	111,49	17.1	76-147
50	0.9800	99	13.8	72,7-126
20	0.9500	82,34	9.90	63-102
10	0.9000	69.46	7.34	55,2-84
5	0.8000	56.7	5.14	46,6-66.8

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

Tableau. III.25 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	16
Maximum	Aucun	125
Moyenne	42,7	39,6
Ecart –type	21	17,6
Médiane	38,30	31
Coefficient de variation(C_v)	0.493	0.445

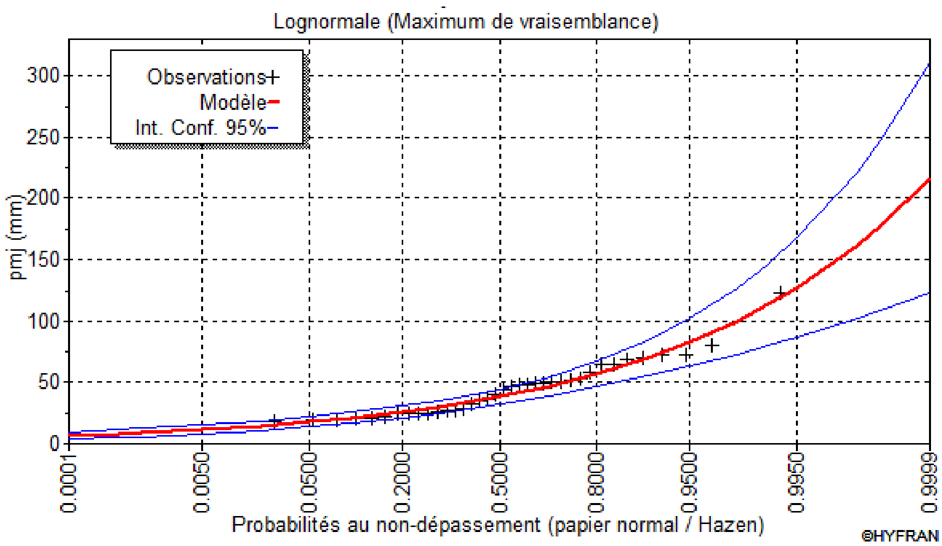


Figure. III.17 : Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton)

III.3.2.3. Test de validité de l'ajustement (Test de Khi carrée) :

On détermine le $\chi 2$ calculé et le nombre de degré de liberté γ :

On détermine χ^2 théorique sur la table de Pearson

Avec : χ^2 théorique =g(γ, α)

La loi est adéquate pour une erreur α =0.05 si et seulement si :

χ^2 calculé < χ^2 théorique.

Les résultats du test pour les deux distributions statistiques d'après le logiciel HYFRAN sont donnés dans le tableau 24 suivant :

Tableau. III.26: Résultat du test du Khi²

Distribution statistique	Nombre de classe	Degré de liberté	$Khi^2_{calculé}$	$Khi^2_{théorique}$ (α=5%)	H0
Gumbel	8	5	11,56	11,07	N'est pas Vérifiée
Log-normale	8	5	8,89	11,07	Vérifiée

Conclusion :

D'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi log-normale (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY, et ne s'ajuste pas à la loi de Gumbel car on a des valeurs négatives dans l'axe des Y.

Pluie de courte durée I.D.F (courbes : Intensité, Durée, Fréquence) :

$P_{max,p\%}=P_{max,j}.(\frac{t}{24})^b$ ……(III.28)

$P_{max,p\%}$: pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max\ j\ ,p\%}$ (mm)

$P_{max,j}$:pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm)

t: temps [heure]

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0,31)

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

$$I_0 = \left(\frac{p_{\max,\, p\%}}{t} \right) \quad \text{.....(III.29)}$$

Tableau. III.27 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence :

Fréquences	0.9	0.95	0.98	0.99	0.999
Période de retour	10	20	50	100	1000
Pluies max(mm)	69,46	82,34	99,00	111,49	152,75

Les pluies de courte durée et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau. III.26

Tableau. III.28 : pluie de courte durée et l'intensité de pluie d'un pas voulu pour une fréquence voulue :

Périodes de retour	1000		100		50		20		10	
Fréquences	0,999		0,99		0,98		0,95		0,9	
Pmaxj,p(%)	152,75		111,49		99		82,34		69,46	
T(h)	Pct (mm)	It (mm /h)	Pct (mm)	It (mm /h)	Pct (mm)	It (mm /h)	Pct (mm)	It (mm /h)	Pct (mm)	It (mm /h)
0,5	46,00	92,01	33,58	67,16	29,82	59,63	24,80	49,60	20,92	41,84
1	57,03	57,03	41,63	41,63	36,96	36,96	30,74	30,74	25,93	25,93
1,83	**72,41**	33,52	**52,85**	24,47	**46,93**	21,73	**39,03**	18,07	**32,93**	15,24
2	73,93	32,01	53,96	23,36	47,92	20,74	39,85	17,25	33,62	14,55
3	80,17	26,72	58,52	19,51	51,96	17,32	43,22	14,41	36,46	12,15
4	87,65	21,91	63,97	15,99	56,81	14,20	47,25	11,81	39,86	9,96
5	93,93	18,79	68,56	13,71	60,88	12,18	50,63	10,13	42,71	8,54
6	99,39	16,56	72,54	12,09	64,42	10,74	53,58	8,93	45,20	7,53
7	104,25	14,89	76,09	10,87	67,57	9,65	56,20	8,03	47,41	6,77
8	108,66	13,58	79,31	9,91	70,43	8,80	58,57	7,32	49,41	6,18
9	112,70	12,52	82,26	9,14	73,04	8,12	60,75	6,75	51,25	5,69
10	116,44	11,64	84,99	8,50	75,47	7,55	62,77	6,28	52,95	5,30
11	119,94	10,90	87,54	7,96	77,73	7,07	64,65	5,88	54,54	4,96
12	123,21	10,27	89,93	7,49	79,86	6,65	66,42	5,53	56,03	4,67
13	126,31	9,72	92,19	7,09	81,86	6,30	68,09	5,24	57,44	4,42
14	129,25	9,23	94,33	6,74	83,77	5,98	69,67	4,98	58,77	4,20
15	132,04	8,80	96,37	6,42	85,58	5,71	71,18	4,75	60,04	4,00
16	134,71	8,42	98,32	6,15	87,31	5,46	72,61	4,54	61,26	3,83
17	137,26	8,07	100,19	5,89	88,96	5,23	73,99	4,35	62,42	3,67
18	139,72	7,76	101,98	5,67	90,55	5,03	75,31	4,18	63,53	3,53
19	142,08	7,48	103,70	5,46	92,08	4,85	76,59	4,03	64,61	3,40
20	144,36	7,22	105,36	5,27	93,56	4,68	77,82	3,89	65,64	3,28
21	146,56	6,98	106,97	5,09	94,99	4,52	79,00	3,76	66,64	3,17
22	148,68	6,76	108,52	4,93	96,37	4,38	80,15	3,64	67,61	3,07
23	150,75	6,55	110,03	4,78	97,70	4,25	81,26	3,53	68,55	2,98
24	**152,75**	6,36	**111,49**	4,65	**99,00**	4,13	**82,34**	3,43	**69,46**	2,89

Tableau. III.29 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence :

Fréquences	0.9	0.95	0.98	0.99	0.999
Période de Retour(ans)	10	20	50	100	1000
P_{tc}(mm)	32,93	39,03	46,93	52,85	72,41

Précipitations journalières maximales annuelles de fréquence décennale en mm

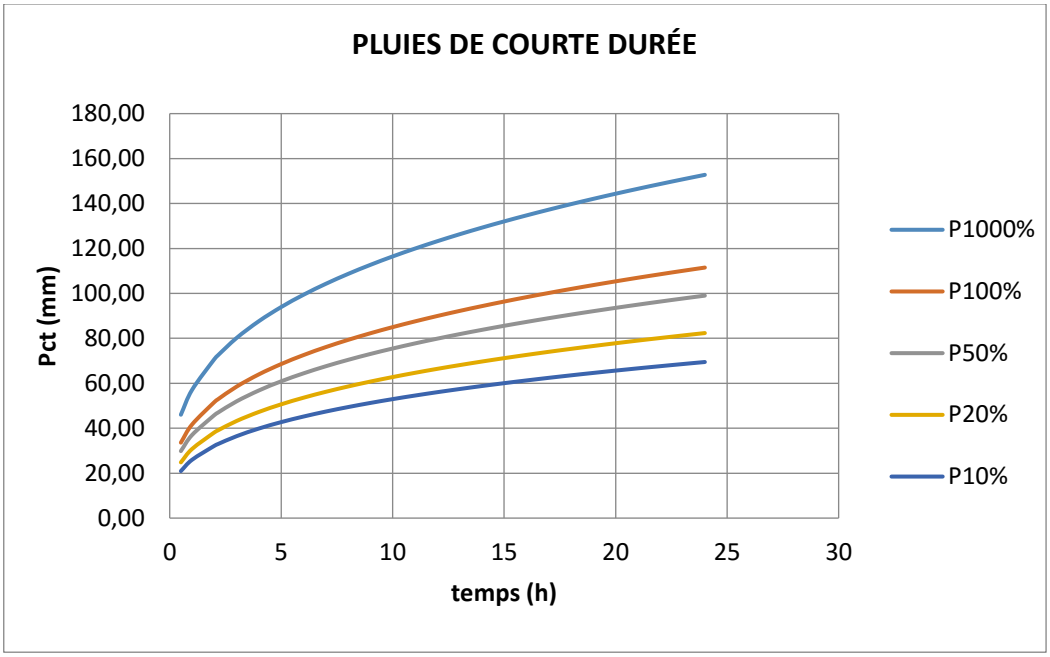


Figure. III.18: Pluies de Courte durée

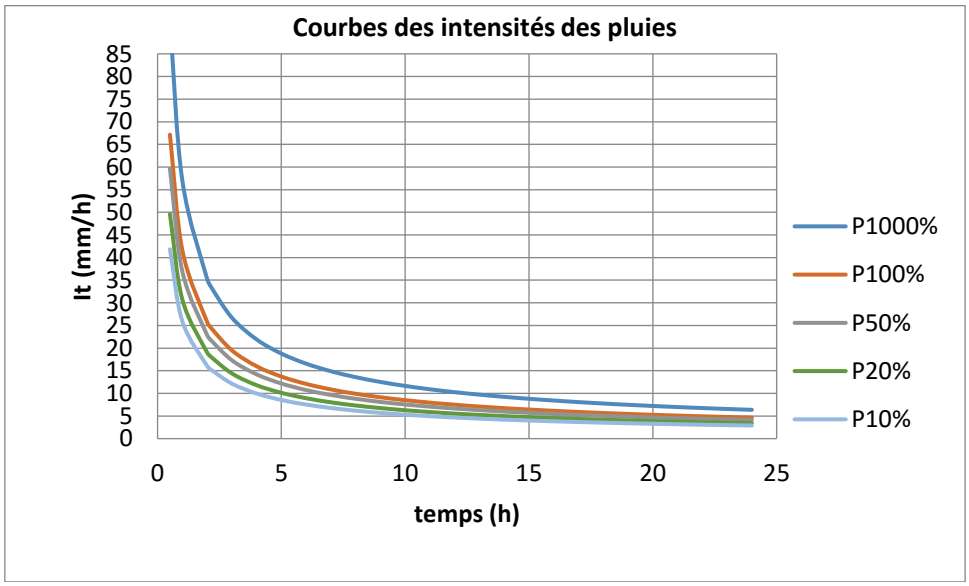


Figure. III.19: Courbe intensité-durée-fréquence

III.4.Etude des apports :

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

L'absence d'une station hydrométrique contrôlant Oued El Mertoum au site de la retenue collinaire nous a conduits à estimer l'apport liquide moyen annuel au moyen de formules empiriques souvent utilisées en Algérie dans le cas de petits bassins versants.

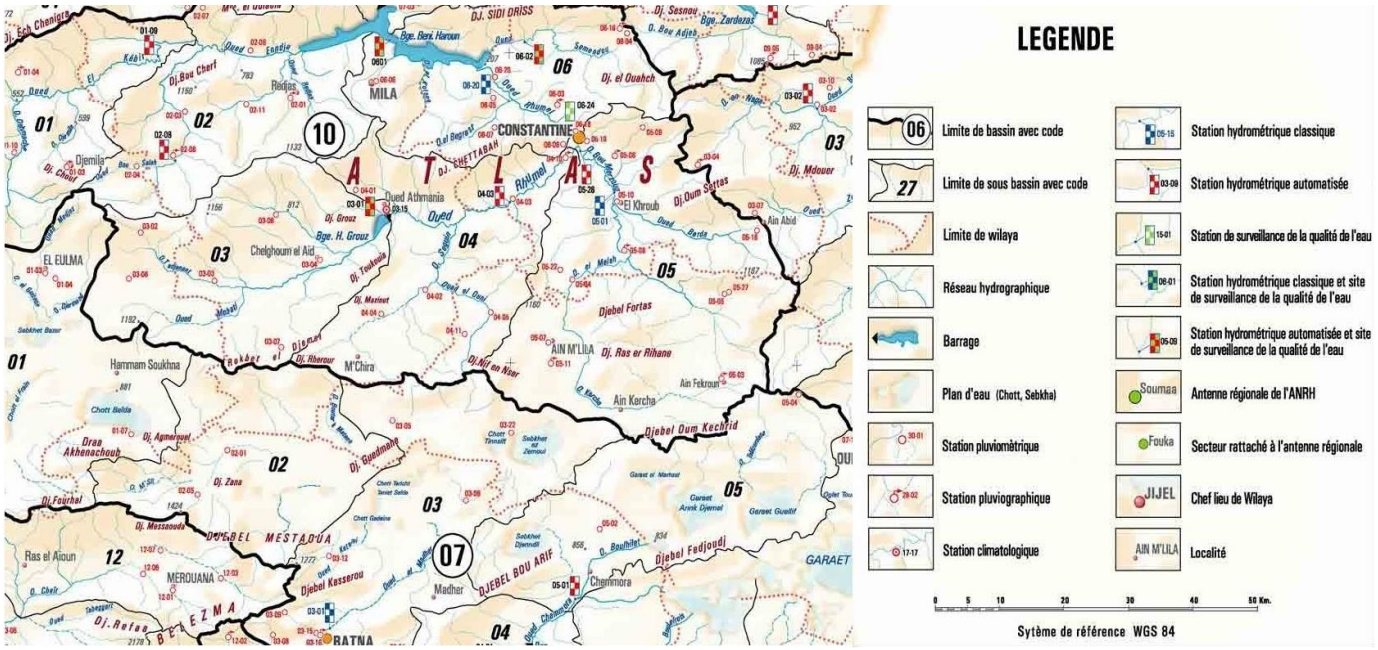


Figure. III.20: Carte du réseau Hydroclimatologique de la zone d'étude, échelle 1/50000

III.4.1.Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) :

« L'apport annuel, ou module, est la première grandeur à connaître pour un bassin versant donné. Sa valeur moyenne peut servir notamment à l'estimation d'autres caractéristiques hydrologiques qui lui sont liées » (CEMAGREF, 1989). C'est également de la bonne connaissance des apports et de leur variabilité que dépend le dimensionnement adéquat des ouvrages de régularisation des débits des cours d'eau.

En effet l'étude des apports doit tenir compte de l'utilisation de la retenue et du rôle qu'on lui assigne. La plupart des petites retenues sont destinées à assurer une régularisation saisonnière des ressources en eau. Elles se remplissent pendant la saison humide et se vident plus ou moins complètement pendant la saison sèche.

En raison de manque de données hydrométriques (absence de station hydrométriques sur le site de la futur retenue et aux environs immédiats), l'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques. Cependant cette analyse est purement statistique.

a) Formule de SAMIE

$$L_e = {P_{moy}}^2 \times (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad \text{(III.30)}$$

Avec :
L_e : Lame d'eau ruisselée interannuelle en mm ;
P_{moy} : Précipitations moyenne annuelle en m;
S: Surface du bassin versant en Km^2.

b) Formule de Derie II :

$$A = 0.915 \times {P_{moy}}^{2.684} \times S^{0.842} \quad \text{(III.31)}$$

Avec :
A : Apport liquide annuel (hm^3) ;
P_{moy} : Précipitations moyennes annuelle en m ;
S : Surface du bassin versant en Km^2.

c) Formule de Mallet et Ganthier :

$$L_e = 0{,}6 \times P \times \left(1 - 10^{-0{,}36\,p2}\right) \times 10^3$$

P : pluie moyenne annuelle (m)
S : superficie du bassin versant (km^2)
L_e : lame d'eau écoulée (mm)

d) Formule de l'A.N.R.H :

$$A_0 = 0{,}513 \cdot P_{moy}^{2{,}684} \cdot D_d^{0.5} . S^{0{,}842} \quad \text{..... (III.32)}$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm)
S : Superficie du bassin versant (Km^2).
Dd : Densité de drainage (Km/Km^2)

Tableau. III.30 : Récapitulatif des résultats :

Formules	Lame ruisselé(mm)	A0 (m^3)
A.N.R.H	16,54	0,156
Samie	33,95	0,320
Derie II	18,42	0,173
Mallet et Ganthier	19.35	0,182

Conclusion :

Devant la disparité des résultats proposés par les diverses formules, nous adopterons pour nos calculs une valeur de l'apport moyen annuel égale à la moyenne de l'ensemble des résultats, soit un apport moyen annuel A = 0,208 Hm3/an, et une lame d'au égale Le=22.06mm. La carte d'écoulement annuel nous permet de confirmer que la lame d'eau obtenue Le=22,06mm est dans les normes d'après le model (LOIEAU).

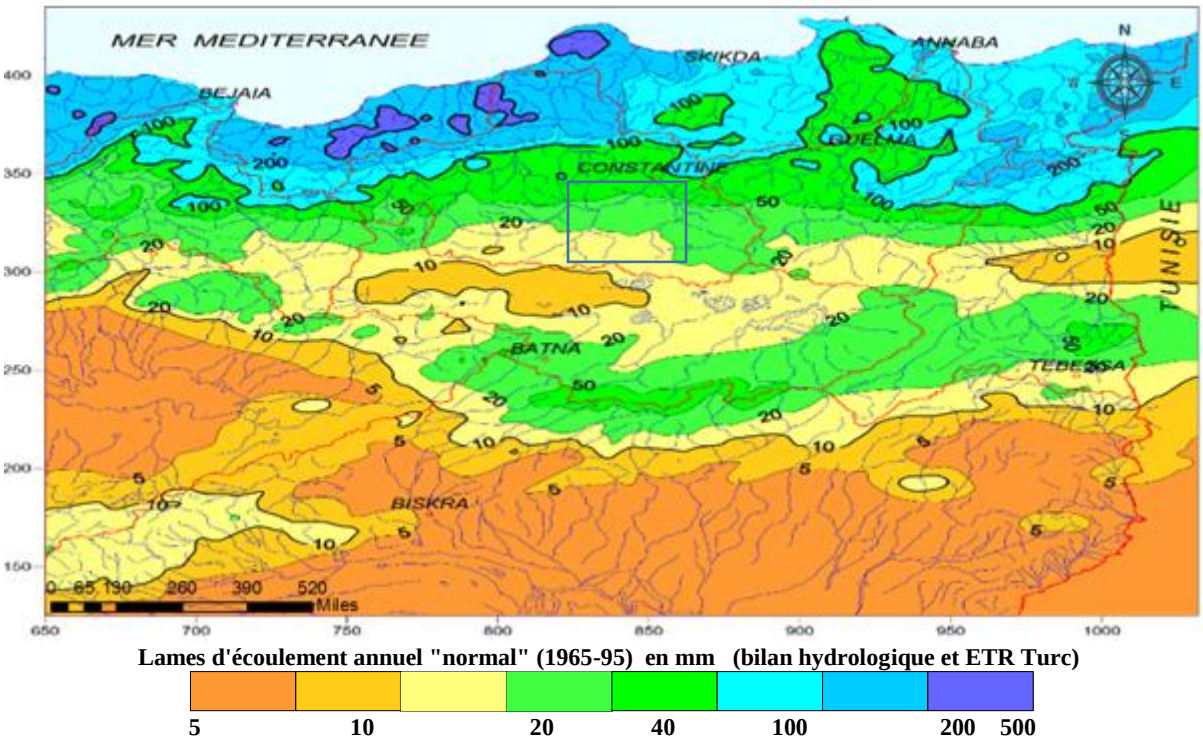


Figure. III.21 : Carte de l'écoulement annuel moyen d'après le modèle LOIEAU distribué (Période moyenne 1965-95 : lames écoulées moyennes cartographiées à partir de 30 x 12 grilles mensuelles) source : PADOUN N-N,1973

Tableau. III.31 : Répartition mensuelle de l'apport moyen :

MOIS	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
Pmm	43,8	29,5	27,5	31,4	29,6	26,5	37,2	37,3	38,2	19,3	6,8	17,3	344,39
A%	12,7	8,6	8,0	9,1	8,6	7,7	10,8	10,8	11,1	5,6	2,0	5,0	100
A(hm^3)	0,0264	0,0177	0,0166	0,019	0,018	0,0160	0,0224	0,0225	0,0230	0,011	0,0041	0,0104	0,208

III.4.2.Caractéristiques de l'écoulement :

A) Module de l'écoulement :

Il est donné par : $M_e = A / T$ ……(III.33)

Avec : A : Apport moyen annuel en m^3 ;

T : Temps d'une année en secondes T = 3,1536.107 s.

A.N : Me=6.59 l/s

B) Module de l'écoulement relatif :

Il est donné par: $M_0 = M_e / S$……..…...(III.34)

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

S : Superficie du bassin (Km^2).

A.N : M_0=0.70 l/s/Km^2

C) Lame d'eau écoulée :

$L_e = A/S$…….(III.35)

Avec : A: Apport moyen annuel en m^3 ;

S : Superficie du bassin (Km^2).

Tiré précédemment: Le= 22,06 mm

D) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy}$……..…..….(III.36)

Avec : L_e : lame d'eau écoulée en mm ;

P_{moy} : pluie moyenne annuelle en mm.

C_e=0.154=15.4 %

III.4.3. Coefficient de variation :

Le coefficient de variation *Cv* s'impose comme paramètre de mesure de l'irrégularité des débits annuels et de comparaison entre bassins de tailles différentes.

Pour le calcul du coefficient de variation Cv, et en absence d'une série d'observation, on a recours aux formules empiriques.

A) Formule de SOKOLOVSKY *:*

$Cv = 0,78 – 0,29 \log M_0 – 0,063 \log (S + 1)$……..….. (III.37)

Avec : M_0 : Module spécifique de l'apport moyen annuel en l/s.km^2.

S : Superficie du bassin (Km2).

AN: Cv=0,76

B) Formule Ukrgiprovodkhoz :

Cette formule est basée sur les données de 21 petits oueds de l'Algérie du Nord.

$C_v=0.70/M_0^{0.125}$……...…… (III.38)

M_0 : Module spécifique de l'apport moyen annuel en l/s.km^2.

A.N : C_v=0.73

C) Formule de KRISTEKLY MENKEL :

$Cv = 0,83 / (S^{0.06}. M_0^{0.27})$ …….……..… (III.39)

Avec M_0 : Module spécifique de l'apport moyen annuel en l/s.km^2.

AN : *Cv =0,79*

d)*Formule Algérienne de N.N PADOUM:*

Cette formule est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algerie du nord cette relation s'écrit comme suit : $Cv=0.93 K / M_0^{0.23}$

Avec : K : coefficient de réduction K=(0.25-1.00) on prend K=0.75

M_0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km^2).

AN : *Cv =0,74*

Conclusion :

Toutes les formules donnent des valeurs très rapproché on opte ainsi pour la valeur donnée par la formule Algérienne de N.N PADOUM

Cv=0.74

III.5. Estimation fréquentielle des apports *:*

Les barrages sont dimensionnés généralement pour une fréquence de 80 %. C'est le volume d'eau qu'on pourra assurer huit (08) années sur dix (10), on le calcule à partir de la loi d'ajustement statistique de GALTON. En supposant une distribution d'une loi log-Normale des apports qui est donnée comme suit :

III.5.1. Estimation à partir de la distribution log normale :

Les apports liquides fréquentiels sont donnés par la formule suivante et estimés en fonction de l'apport moyen annuel (A_0) et du coefficient de variation (C_v)

Tableau. III.32 : Apports fréquentiels

	Années humides						Années sèches	
Fréquence %	1	2	5	10	20	50	80	90
Période de retour	100	50	20	10	5	2	4/5	9/10
µ	2,33	2,06	1,65	1,28	0,84	0,00	-0,84	-1,28
Apport liquide (hm^3)	0,781	0,665	0,496	0390	0,291	0.167	0,096	0,072
Lame d'eau ruisselée (mm)	82,04	69,1	52,64	41.41	30,94	17,75	10,19	7,62

L'apport moyen fréquentiel peut être calculé par la relation proposée par Body qui est la suivante:

$$A_{80\%} = \frac{A}{\sqrt{C_v^2+1}} e^{u\sqrt{ln(C_v^2+1)}} \quad \text{(III.40)}$$

Avec :

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

u : Variable réduite de Gauss, qui est fonction de ($u_{80\%}$=0.841) ;

A : Apport moyen annuel en m^3;

C_v : Coefficient de variation des apports.

An : $$A\% = \frac{0.208}{\sqrt{0.74^2+1}} e^{0.841\sqrt{\ln(0.74^2+1)}}$$

$A_{80\%}$=0,096 hm^3

Tableau. III.33 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % du bassin versant d'Oued El Mertoum :

Mois	Sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
Pmm	43,8	29,5	27,5	31,4	29,6	26,5	37,2	37,3	38,2	19,3	6,8	17,3	344,39
A%	12,7	8,6	8,0	9,1	8,6	7,7	10,8	10,8	11,1	5,6	2,0	5,0	100
A (hm^3)	0,026	0,018	0,017	0,019	0,018	0,016	0,022	0,023	0,023	0,011	0,004	0,010	0,208
$A_{80\%}$ (hm 3)	0,012192	0,008256	0,00768	0,008736	0,008256	0,007392	0,010368	0,010368	0,010656	0,005376	0,00192	0,0048	0,096

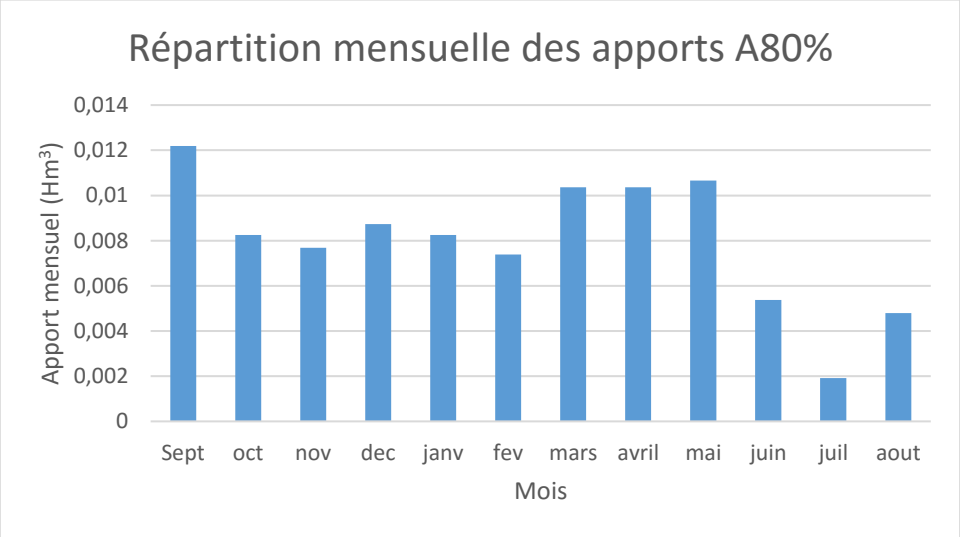


Figure. III.22 : Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel $A_{80\%}$

III.6. Apports solides :

III.6.1. Estimation de l'érosion spécifique :

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion
La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval

L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement
En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant

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

A) Formule de TIXERONT

Elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit comme suit :

$$\mathbf{E_S = \alpha L_e^{0.15}} \quad \text{(III.41)}$$

Avec :

E_s : L'érosion spécifique en t/Km^2.an ;

L_e : la lame écoulée en mm ;

α: Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α=350 (pour les bassins de perméabilité faible à moyenne). Voir tableau N°32.

Tableau. III.34: valeur de α en fonction de la perméabilité :

Perméabilité	Elevée	Moyenne à élevée	Faible à moyenne	Faible	Imperméable
α	8.5	75	350	1400	3200

A.N : E_S=556,68 T/km²/an.

B) Formule de Fournier

$$\boldsymbol{E_S = \left(\frac{P}{P_a}\right)^{2.65} \times \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46}} \quad \text{(III.42)}$$

E_s : L'érosion spécifique en t/Km^2.an ;

Pa : Pluie moyenne annuelle en mm ;

P : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux ; (P = 65,9 mm)

h : Altitude à 45 % ($H_{max} - H_{min}$);

S : Surface du bassin versant en Km^2 ;

A.N : E_S= ***261.82*** t/Km^2.an

III.6.2. Calcul du volume mort :

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits (B.Touaibia,2001)

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

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

$$V_m = m\frac{E_S \times S \times T}{\gamma_s} \quad \text{(III.43)}$$

Avec :

E_s : L'érosion spécifique en t/Km^2.an ;

S : Surface du bassin versant Km^2 ;

T : Durée d'exploitation (10 ans),

γ_s: Densité de la vase, $\gamma_s = W_C P_C + W_m P_m + W_S P_S$

Tel que P_C ,P_m,P_s , sont les pourcentage d'argile de silt et de sable dans l'apport de sédiments

Faute de donnés on considérera :γ_s(1.6 t/m^3)

m : pourcentage d'alluvions restants dans le lac (m=70% Si l'on considère que 30 % des matériaux transitent à travers la digue par déversement).

AN : Vm=22942,17 m^3

A. Formule de TIXERONT(1960)

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 \div 1.1)\frac{Q_s \times T}{\gamma_s} \quad \text{(III.45)}$$

Avec :

Q_s : Le débit solide en t/an.

Qs = Es*S.

γ_s : Poids spécifique de la vase humide (1,6 t/m^3).

S : Superficie du bassin versant en Km^2

Le coefficient de majoration est pris 1 on trouve: V_m=32774,78 m^3

Conclusion :

On opte pour la formule de TIXERONT V_m= 32774,78 m^{3}car c'est la formule la plus adaptée en Algérie.

III.7. Etude des Crues :

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. La fréquence centennale (1%) est retenue pour le calcul de la crue de projet pour des raisons de sécurité et d'économie.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter Les paramètres définissant une crue sont :

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

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, 1000, 50, 20, et 10ans et l'application de la méthode de l'hydrogramme synthétique pour le la détermination du débit de période de retour 100ans, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul

III.7.1 .Formules empiriques pour la détermination de la crue :

A) Formule de Mallet et Gauthier :

$$Q_{max,p\%} = 2 \times K \times log(1 + A \times P)\frac{S}{\sqrt{L}}\sqrt{1 + 4logT - logS} \quad \text{(III.46)}$$

Avec :

T : Période de retour en année,

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : 1 < K <3 On prend K = 1

A : Paramètre qui caractérise la géographie et le climat du bassin A = 20.

S : Superficie du bassin versant en Km^2;

L : Longueur du thalweg principale en Km;

P : Précipitations moyennes annuelles en mm

Tableau. III.35: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de Mallet-Gauthier)

Période de retour	10	20	50	100	1000
Qmax;p%*(m^3/s)*	62,3	71,02	81,11	87,98	107,7

B) Formule de Sokolovsky :

Selon cet auteur, la crue est considérée comme un débit max généré par une averse (une pluie) de courte durée correspondant au temps de concentration. Le temps de montée de la crue est donc pris égal au temps de concentration.

$$\mathbf{Q_{max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c}} \quad \text{…….……} \quad \text{(III.47)}$$

F : Coefficient de forme de la crue : F = 12 / (4+3.γ) ……....……(III.48)

H_0 :C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H_0=7 mm

Pour 1< S < 50 Km^2 ----------γ = 2.

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable ----------$2 \leq \gamma \leq 2.5$

Pour un bassin boisé ----------$3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend : γ = 2. D'où : F = 1.2

S : Superficie du bassin (Km^2).

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{Xp} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Xp} + \sqrt{H0}}$$ Avec :

Xp : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

H0 : perte d'eau initiale

0,28 coefficient de changement d'unité

P_{tc}: pluies de courte durée.

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau (III.34).

Tableau. III.36 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de Sokolovsky)

Période de retour	10	20	50	100	1000
Ptc(mm)	32,93	39,03	46,93	52,85	72,41
α %	0,300	0,334	0,371	0,394	0,455
Qmax (m3/s)	15,81	21,70	29,93	36,49	59,90

C) **Formule de TURRAZA :**

Cette méthode fournit le débit maximum de crues

$$Q\max = \frac{C \times Ptc \times S}{3.6 \times Tc} = \frac{1}{3.6} S \times It \times C$$ ……..……. (III.49)

P_{tc}- pluie de courte durée pour un temps t =T

S – superficie du bassin versant (km^2)

T_c -temps de concentration

It –intensité de la pluie, mm/h

Cr –coefficient de ruissellement

Période de retour	10	20	50	100	1000
Cr	0,27	0,27	0,6	0,6	0,6
Ptc(mm)	32,93	39,03	46,93	52,85	72,41
Qmax (m3/s)	28,24	33,38	40,24	60,43	82,79

Tableau. III.37 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TURRAZA)

Les résultats obtenus par les différentes formules sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau. III.38 : Débit des crues fréquentielles d'Oued El Mertoum pour les différentes formules

Les résultats obtenus sont :

Periode de retour	10	20	50	100	1000
Formule de sokolovsky	15,81	21,7	29,93	36,49	59,9
Formule de TURRAZA	28,24	33,38	40,24	60,43	82,79
Formule de MALLET-GAUTHIER	62,3	71,02	81,11	87,98	107,7

La Méthode de TURRAZA tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (intensité de la pluie, le temps de concentration, c'est une formule sont les résultats sont très fiables (pour le cas des bassins urbanisés et des bassins de de petite surface) car elle dépend du coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant,) les résultats de cette dernière sont dans la moyenne des trois formules utilisées, nous adopterons donc les valeurs du débit données par la formule de TURRAZA .

Tableau. III.39 : Débit des crues fréquentielles d'Oued El Mertoum :

Periode de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Q_{max} m^3/s	28,24	33,38	40,24	60,43	82,79

III.7.2.Hydrogramme de crue :

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous détermine ses caractéristiques principales qui sont:

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

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

a) Pour le temps de montée:

$$Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m}\right)^2 \quad \text{(III.52)}$$

$T_m = t_c$ =1,83 h : Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$$Q\ déc. = Qmax\ (\frac{t_d - t}{t_d})^3 \quad \text{……..……. (III.53)}$$

Avec: $T_d = \delta\ t_m$ (Sokolovsky)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin les valeur sont donnée dans le tableau

Tableau. III.40 : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

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

Etant donné que notre cour d'eau des faiblement perméables On prend δ=2

Donc : $T_d = 2 * 1,8 = 3,6$ h

Td = 3,6 h

c) Temps de base : C'est la durée du ruissellement direct, c'est-à-dire la longueur sur l'abscisse des temps de la base de l'hydrogramme dû à l'écoulement de surface.

$Tb = T_m + Td$

Tb=5,4h

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (100; 50 ; 20 ; 10) Sont donné dans le tableau suivant :

Tableau. III.41 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps

Temps (h)	**Q maxi 10%**	**Q maxi 5%**	**Q maxi 2%**	**Q maxi 1%**	**Q maxi 0.1%**
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,3	0,76	0,90	1,08	1,62	2,22
0,6	3,04	3,59	4,33	6,50	8,90
0,9	6,83	8,07	9,73	14,62	20,02
1,2	12,14	14,35	17,30	25,98	35,60
1,5	18,97	22,43	27,04	40,60	55,62
1,83	**28,24**	**33,38**	**40,24**	**60,43**	**82,79**
2,1	21,85	25,83	31,13	46,75	64,05
2,4	16,50	19,51	23,52	35,32	48,38
2,7	12,11	14,31	17,26	25,91	35,50
3	8,57	10,14	12,22	18,35	25,14
3,3	5,80	6,86	8,27	12,42	17,02
3,6	3,71	4,38	5,28	7,93	10,87
3,9	2,19	2,58	3,12	4,68	6,41
4,2	1,15	1,36	1,64	2,47	3,38
4,5	0,51	0,60	0,73	1,09	1,49
4,8	0,17	0,20	0,24	0,35	0,49
5,1	0,03	0,03	0,04	0,06	0,08
5,4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

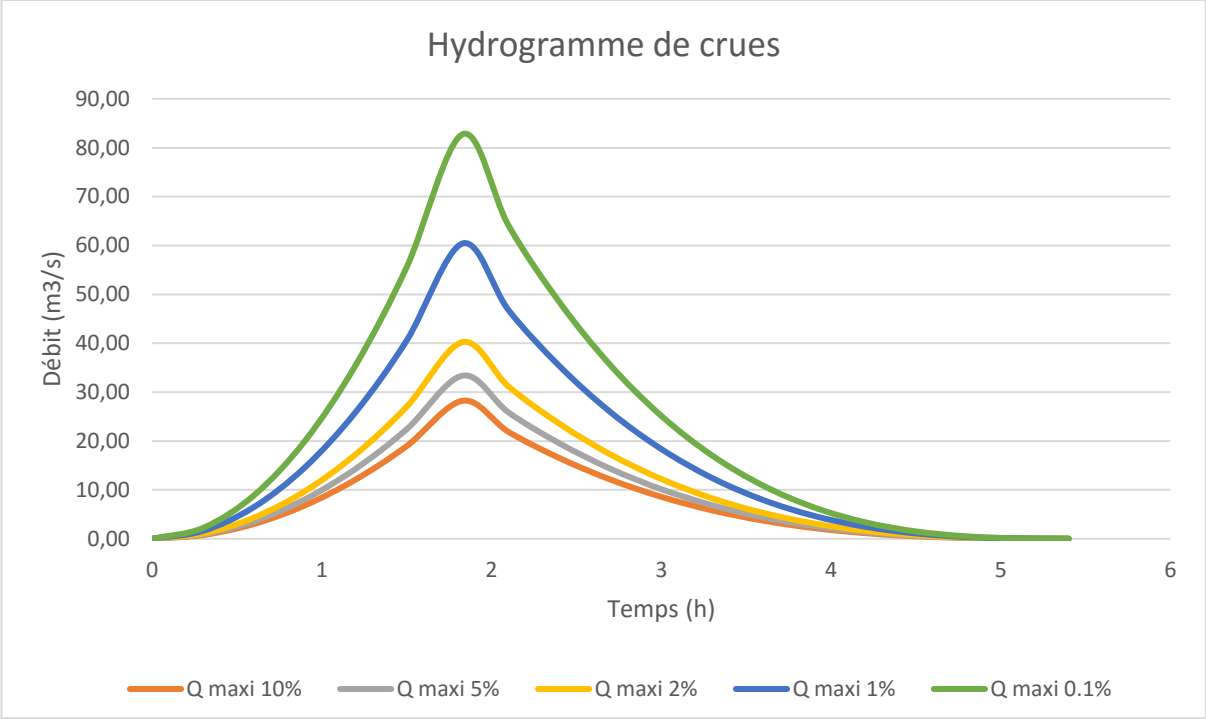


Figure. III.23: Les Hydrogrammes de crues probables en fonction du temps

III.8.Choix de la crue de projet:

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer, souvent elle est considérée comme la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable

Le passage de cette crue doit se faire sans causer à l'ouvrage des dommages qui pourraient avoir des conséquences graves pour l'aval. En outre le laminage de la crue par la retenue ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l'amont.

Pour son estimation nous nous reportons aux recommandations de plusieurs comités (R.Rolley, 1977), on cite :

- ✓ Le comité national australien des grands barrages (CNAGB)
- ✓ Le CEMAGREF (ex : C.T.G.R.E.F).

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

1-/ Méthode du gradient des valeurs extrêmes.

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

Recommandations du comité national Australien des grands barrages

Tableau. III.42 : Classification des dommages selon ANCOLD, 1986(RIBEIRO, 2009)

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toutefois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.

Pertes économiques considérables (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau. III.43: Crue de projet recommandée selon ANCOLD, 1986(RIBEIRO, 2009)

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

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie perméabilité...). On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres

tel que : Ig = Ia x Id x Ir .

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

Id : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

I_r: représente les risques.

Lorsque :

- Le risque est faible (Ig = 1), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.
- Le risque est moyen (Ig =2), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification ave la crue cinq centennale et parfois millénaire.
- Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau. III.44: Choix de la crue de projet selon ANCOLD, 1986(RIBEIRO, 2009)

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissances moyennes	Incertitude

Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{max(1\%)}$+revanche	$Q_{max\ (1\%)}$ +revanche majorée avec vérification pour	$Q_{max\ (0.1\%)}$

ANCOLD étant l'abréviation de « Australian National Committee On Large Dams ».

Pour le cas de la retenue collinaire Oued El Mertoum on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen (Ig =2) et on opte pour la crue centennale :

D'où Q1% = 60,43 m^3/s (obtenue par la Formule de TURRAZA)

III.8.1. Choix de la crue du Chantier:

La crue présente l'une des phases du régime d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux des eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il va falloir faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues. A ce titre, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

En cas de dépassement de celle-ci, des dégâts seront très probables, elles seront provoquées par les crues lors de la phase de réalisation. Les conséquences seront lourdes sur les coûts de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement ainsi que sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, alors qu'une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage.

La fréquence du débit maximal attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau, tandis que, l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquantennales ou même centennales, mais en Algérie, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans.

Cependant, lorsque le batardeau est inclus dans la digue, on peut lui attribuer une petite surélévation, car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre, si le batardeau est indépendant de la digue, là il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est posé provisoirement.

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (20 ans) serait le plus adapté pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

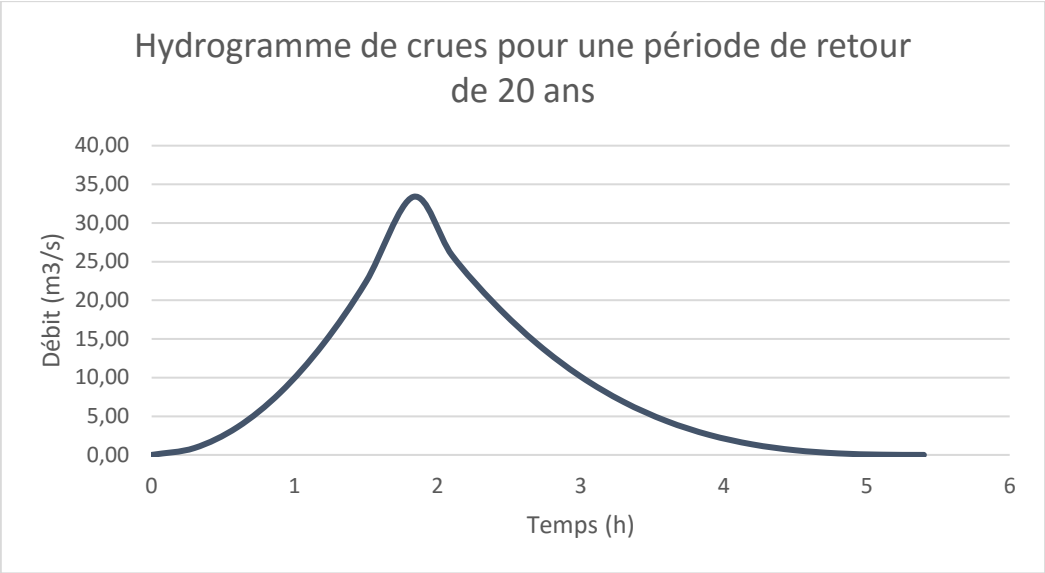


Figure. III.24 : L'hydrogramme de crue probable pour une période de retour de 20 ans

III.8.2. Calcul du volume de la crue :

Le volume est déterminé sur la base de l'hydrogramme de crue en considération que ce dernier est sous forme triangulaire et on calcule la surface sous l'allure de l'hydrogramme de crue afin de pouvoir estimer le volume de crue pour une période de retour centennale
Le volume est donné par la formule suivante.

$$Vcrue = Qmax,1\% . \frac{Tb}{2} \quad \text{(III.53)}$$

Avec :
Qmax,1% . Débit probable pour une periode de retour de 100 ans
Tb . Temps de base (5,4h)
D'où :
Vcrue =0,398 Mm^3

III.9. La régularisation :

L'étude de régularisation de la retenue projetée sur Oued El Mertoum a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant qui nous servira à l'élaboration et l'exécution d'un programme d'exploitation des ressources en eau, cette mesure comprend également le dimensionnement des ouvrages de mobilisation des ressources superficielles et de leurs exploitations.
Différents types de régularisation sont utilisés :

-La régularisation saisonnière.
-La régularisation interannuelle

La régularisation saisonnière est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.
La régularisation interannuelle est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuée lors des saisons sèches. Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

1. Les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
2. La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant de dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
3. Les besoins en eau des utilisateurs de différents secteurs.

III.9.1. Répartition mensuelle de l'apport 80% :

Tableau. III.45 : Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel (80%) :

Mois	Sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
Pmm	43,8	29,5	27,5	31,4	29,6	26,5	37,2	37,3	38,2	19,3	6,8	17,3	344,39
A%	12,7	8,6	8,0	9,1	8,6	7,7	10,8	10,8	11,1	5,6	2,0	5,0	100
A (hm^3)	0,026	0,018	0,017	0,019	0,018	0,016	0,022	0,023	0,023	0,011	0,004	0,010	0,208
$A_{80\%}$ (hm 3)	0,012192	0,008256	0,00768	0,008736	0,008256	0,007392	0,010368	0,010368	0,010656	0,005376	0,00192	0,0048	0,096

III.9.2. Répartition mensuelle des besoins :

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

Les besoins mensuels exprimés en m^3 pour une surface irriguée de 10ha, figurent dans le tableau suivant :

Tableau. III.46: Répartition mensuelle des besoins en eau :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	ju	Aout	Année
Bi%	4,1	1,20	0	0	0	0	0	0	12,94	29,73	26,31	25,72	100%
Besoin (Mm^3)	2560	640	0	0	0	0	0	0	7680	22400	19200	18560	63800

Source : D.H.W Oum El Bouaghi

III.9.3. Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces» :

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

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

…… (III.54)

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m2

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

ΔV i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m3)

Le Tableau III-30 donne les caractéristiques topographiques de la retenue :

Courbe capacité-hauteur H=f (V)

Courbe surface-hauteur. H=f(S)

Tableau. III.47: Courbe topographiques et volumétriques :

Côte [m]	Hauteur [m]	ΔH [m]	Surface [m^2]	Surface moyenne [m^2]	Volume [m^3]	Volume cumulé [m^3]
875,11	0	0	0		0	0
876	0,89	0,48	287,79	143,895	85	85
				657,41		
877	1,89	1	1027,03		619,494	704,494
				1613,515		
878	2,89	1	2200		1575,475	2279,969
				3005		
879	3,89	1	3810		2966,658	5246,627
				5230		
880	4,89	1	6650		5163,142	10409,769
				8780		
881	5,89	1	10910		8689,815	19099,584
				14370		
882	6,89	1	17830		14226,511	33326,095
				21130		
883	7,89	1	24430		21042,04	54368,135
				28330		
884	8,89	1	32230		28239,04	82607,175
				37700		
885	9,89	1	43170		37567,157	120174,332
				49340		
886	10,89	1	55510		49210,53	169384,862
				27755		

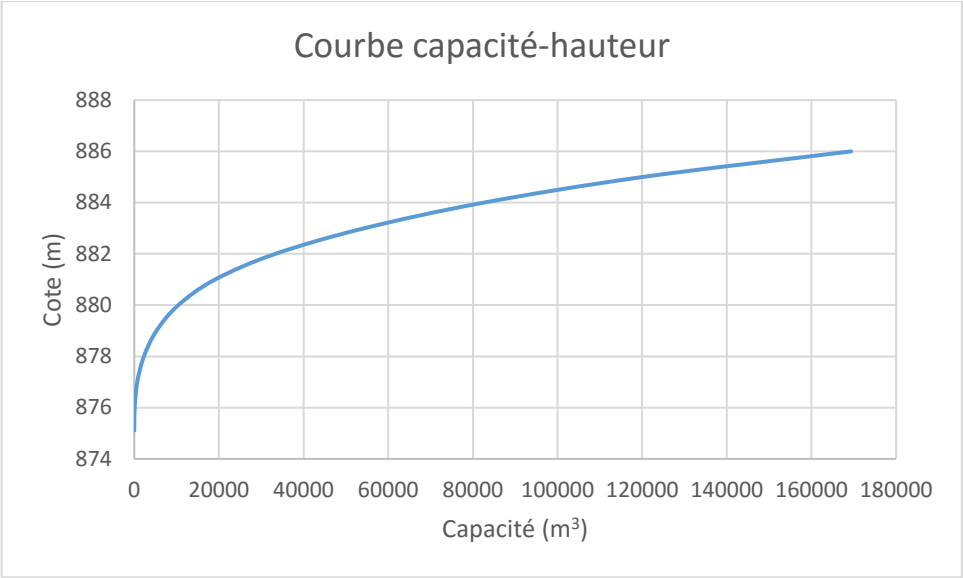


Figure. III.25 : Courbe capacité-hauteur

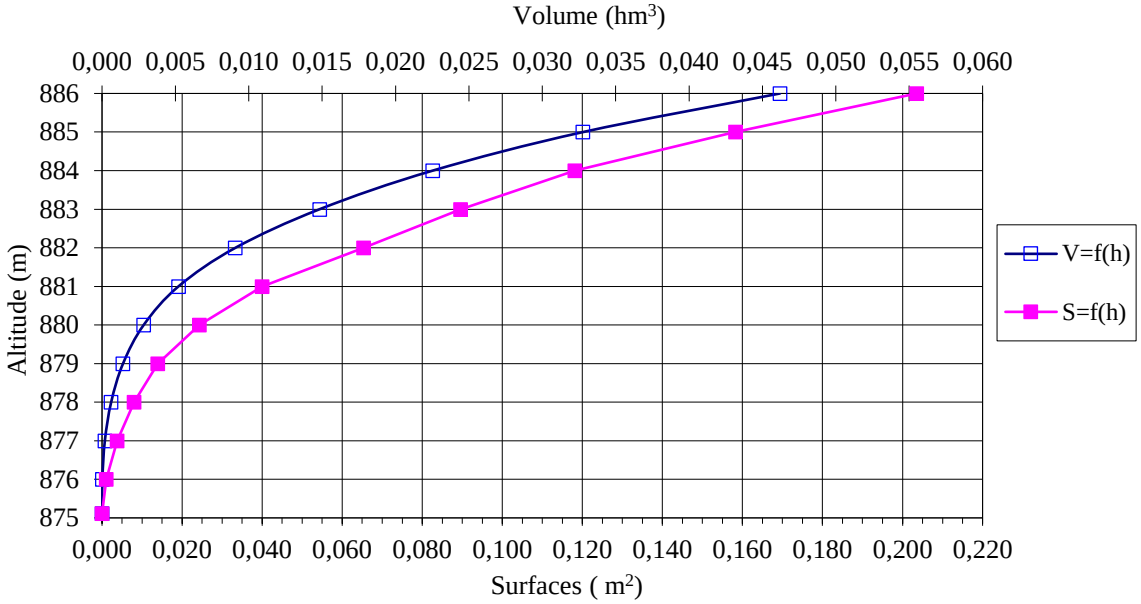


Figure. III.26 : Courbes de remplissage

III.9.4. Calcul du volume utile :

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

La régularisation ou la répartition de l'écoulement se fait en appliquant deux consignes : 1ère et 2ème consigne.

Donc le calcul du volume utile nécessite la connaissance du deux types de fonctionnement de la retenue :

- ✓ 1ère consigne d'exploitation :

Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue(NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

Mois	sept	oct	Nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	Aout	annuel
A80% (hm 3)	12192	8256	7680	8736	8256	7392	10368	10368	10656	5376	1920	4800	96000
besoin (hm3)	5760	3200	0	0	0	0	0	0	7680	22400	19200	18560	63800
A-U (hm3)	6432	5056	7680	8736	8256	7392	10368	10368	2976	-17024	-17280	-13760	32200

Tableau. III.48:Bilan apports-consommation :

- ✓ 2ème Consigne d'exploitation :

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

- ✓ L'apport annuel A80%.
- ✓ La consommation totale.
- ✓ Le volume mort de la retenue.

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

- ✓ Procédé de calcul
- ✓ Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- ✓ Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- ✓ Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- ✓ Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

En analysant le bilan Apport-Consommation on constate que la période à bonne hydraulicité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois de mai.

Les calculs se font comme suit : Vrf = Vri + (W-U).

III.9.4.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau (III.48).

Tableau. III.49 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Mois	A80%	U	A-U		1ère consigne			2ème consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
					32775	32775,00				
Sept.	12192,00	2560,00	9632,00		42407,00	42407,00		23143,00	32775,00	9632,00
Oct.	8256,00	640,00	7616,00		50023,00	50023,00		17447,00	32775,00	15328,00
Nov.	7680,00	0,00	7680,00		57703,00	57703,00		25063,00	25063,00	
Déc.	8736,00	0,00	8736,00		66439,00	66439,00		32743,00	32743,00	
Jan.	8256,00	0,00	8256,00	73024,00	74695,00	74695,00	0,00	41479,00	41479,00	
Fev.	7392,00	0,00	7392,00		82087,00	80839,00	1248,00	49735,00	49735,00	
Mar.	10368,00	0,00	10368,00		91207,00	80839,00	10368,00	57127,00	57127,00	
Avr.	10368,00	0,00	10368,00		91207,00	80839,00	10368,00	67495,00	67495,00	
Mai	10656,00	7680,00	2976,00		83815,00	80839,00	2976,00	77863,00	77863,00	
Juin	5376,00	19200,00	-13824,00		69991,00	69991,00		80839,00	80839,00	
Juil.	1920,00	22400,00	-20480,00	49264,00	49511,00	49511,00		67015,00	67015,00	
Aoû.	4800,00	18560,00	-13760,00		35751,00	35751,00		46535,00	46535,00	
							24960,00	32775,00	32775,00	24960,00

Du Tableau (III.48) on a :
Vs =0,073024Hm 3 = 73024 m^3
Vd = 49064 m^3.
Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.
Vs>Vd D'où : Vu = Vd Alors :
Vu= 49064,7 m^3.
Le volume normal de la retenue sera :
VNNR = Vu + Vm…... (III.55)
Alors :
VNNR = Vu + Vm = 49264 +32775=81839 *m3*
VNNR=0.081839 Mm3.

III.9.4.2. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :
- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a- Pertes par évaporation :
Le volume mensuel perdu par évaporation est donné par :
Vep= EV. Smoy…………………….. (III.56)
Avec:
EV: Evaporation mensuelle (mm) ;
Smoy: Surface du plan d'eau correspond au volume moyen, tirée de la courbe (capacité-hauteur).

b- Pertes par infiltration:
Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$\mathbf{V_{inf}} = \frac{\delta * \mathbf{V_{moy}}}{100} \quad \text{(III.57)}$$

Avec V_{moy} c'est le volume moyen donné par :

$$\mathbf{V_{moy}} = \frac{\mathbf{V_{rf,i}} + \mathbf{V_{rf,i+1}}}{2} \quad \text{(III.58)}$$

δ: Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

Tableau. III.50 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique :

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

Pour notre bassin on prend δ=1 (notre bassin est de perméabilité faible à moyenne).

III.9.4.3. Evaporation :

L'évaporation représente un paramètre essentiel dans l'analyse de la ressource en eau. Dans ce cas, sa bonne estimation est nécessaire dans les calculs de la régularisation des apports au site de la retenue collinaire.

Tableau. III.51 : Evaporation station Oum El Bouaghi :

Mois	Sept	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Août	Som
E mm	97,7	75,8	60,5	77,8	51,4	59,3	63,8	60,2	88,7	255,9	109,4	110,2	2248,6

Source : D.H.W Oum El Bouaghi

Tableau. III.52 : Calcul des pertes dans la retenue

Mois	Vmoy (m^3)	Smoy (m^2)	EV (mm)	Vep (m^3)	Vinf (m^3)	π=Vep+Vinf (m^3)	π=Vep+Vinf (Mm^3)
Sep	37591	17800	97,7	205,17	163,88	369,05	0,0031472
Oct	46215	17700	75,8	394,16	163,88	558,04	0,0022029
Nov	53863	18500	60,5	514,25	179,14	693,39	0,0015851
Dec	62071	19500	77,8	824,68	197,61	1022,29	0,0013871
Jan	70567	21800	51,4	668,2	234,36	902,56	0,0014334
Fev	77767	23800	59,3	830,2	268,47	1098,67	0,0018512
Mars	80839	25500	63,8	957	296,18	1253,18	0,0027187
Avril	80839	28800	60,2	993,3	334,42	1327,72	0,0051728
Mai	80839	29700	88,7	1454,68	345,40	1800,08	0,0050974
Juin	75415	29100	109,4	1340,1	343,19	1683,29	0,0016833
Juil	59751	25400	197,1	1019,55	291,71	1311,26	0,0070608
Aout	42631	19300	110,2	584,06	194,01	778,07	0,0037838

Tableau. III.53 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes Du Tableau (III.50) on a :

Mois	A80%	U	A-U	Pi	A-U-Pi	1ère consigne			2ème consigne		
						Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
						0,03278	0,03278				
Sept.	0,0122	0,0026	0,0096	0,00036905	0,00926	0,04204	0,04204		0,0235	0,0328	0,0093
Oct.	0,0083	0,0006	0,0076	0,00055804	0,00706	0,04910	0,04910		0,0281	0,0328	0,0047
Nov.	0,0077	0,0000	0,0077	0,00069339	0,00699	0,05608	0,05608		0,0351	0,0351	
Déc.	0,0087	0,0000	0,0087	0,00102229	0,00771	0,06380	0,06380		0,0421	0,0421	
Jan.	0,0083	0,0000	0,0083	0,00090256	0,00735	0,07115	0,07115		0,0498	0,0498	
Fev.	0,0074	0,0000	0,0074	0,00109867	0,00629	0,07744	0,07744		0,0572	0,0572	
Mar.	0,0104	0,0000	0,0104	0,00125318	0,00911	0,08656	0,08301	0,0035	0,0635	0,0635	
Avr.	0,0104	0,0000	0,0104	0,00132772	0,00904	0,09205	0,08301	0,0090	0,0726	0,0726	
Mai	0,0107	0,0077	0,0030	0,00160008	0,00138	0,08438	0,08301	0,00138	0,0816	0,0816	
Juin	0,0054	0,0190	-0,0136	0,0014102	-0,01503	0,06935	0,06935		0,0830	0,0830	
Juil.	0,0019	0,0220	-0,0201	0,00121126	-0,02129	0,04806	0,04806		0,0680	0,0680	
Aoû.	0,0048	0,0180	-0,0132	0,00070807	-0,01391	0,03415	0,03415		0,0467	0,0467	
								0,0140	0,03278	0,0328	0,0140

$V'_s = 64200\ m^3$.
$V'_d = 50200\ m^3$.
Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.
$V'_s > V'_d$ D'où : $V'u = V'_d$ Alors :
$V'u = 50200\ m^3$.
Le volume normal de la retenue sera :
$V'_{NNR} = V'u + Vm = 50200 + 32775 = 83000\ m^3$.
$V'_{NNR} = 0{,}083\ Mm^3$.

- Estimation de l'erreur :

$$\boldsymbol{\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} . 100} \quad \text{(III.59)}$$

$\mathbf{V_u}$: Volume utile sans tenir compte des pertes.
$\boldsymbol{V_u'}$: Volume utile en tenant compte des pertes.
Si la condition $1\% < \boldsymbol{\varepsilon} < 2\%$ n'est pas vérifié on doit faire des itérations.

A.N : $\boldsymbol{\varepsilon} = \frac{50200 - 49264}{49264}$

$$\boldsymbol{\varepsilon = 1,8\%}$$

La condition est vérifiée donc le volume normal de la retenue est de :
$V_{NNR} = 83000\ m^3$.

Tableau. III.54 : Récapitulatif des résultats :

Désignation	Unité	Quantité
Volume mort	m^3	32775
Volume utile	m^3	50200
Volume NNR	m^3	83000
Cote V_M	m	882
Côte NNR	m	884
Besoin	m^3	63800
Surface à irriguer	ha	10

III.10. Laminage des crues :

Le phénomène de submersion représente le plus grand danger surtout pour les barrages en matériaux locaux. La submersion cause la rupture rapide du barrage. Celle-ci est due aux crues qui dépassent la capacité d'évacuation de l'évacuateur de crues.

L'étude de laminage consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue NVF (niveau du volume forcé), la hauteur d'eau maximale déversant par l'évacuateur de crue et sa variation dans le temps tout au long du passage de la crue.

Le laminage permet donc de réduire les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur ainsi que la lame d'eau qui sera déversée, ces dimensions doivent faire l'objet d'un calcul par optimisation, car que le coût de l'évacuateur de crue représente environ 50% de celui du barrage mais sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

Il existe plusieurs procèdés de laminage (MUSKINGAM, La méthode de X_0 , KOTCHERINE, Blackmore , Step by Step et autres méthodes graphiques).

Ce type de calcul optimise la capacité déstockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue. Cette relation peut être formulée comme suite :

$Qdt = qdt + Sdh$…..... (III.57)

Avec :

Q : Le débit entrant de la crue;

q: Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé);

S : La surface du plan d'eau de la cuvette;

Le débit cumulé à l'instant t est :

$Q - q = S\frac{dh}{dt}$..... (III.58)

D'où :

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

Il existe plusieurs procédés de laminage des crues entre autres : Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, step by step,…Nous traitons dans ce travail la méthode de Muskingum.

III.10.1. Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993) :

III.10.1.1. Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière :

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement X. L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA\frac{\partial y}{\partial X} = gA\,(S_0 - S_f) + q\frac{Q}{A} \quad \text{(III.59)}$$

L'équation de continuité ou de conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \quad \text{(III.60)}$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort.

La signification des cinq termes de l'équation(III.59) est la suivante :

a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m^3 /s à 2m^3 /s en une heure, ce terme vaut (1 m^3 /s - 2m^3 /s) / 3600s =0 ,000277m^3 /s. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.

b) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.

c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.

d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (S_o) et les forces de frottement (S_f).

e) Le terme 5 exprime l'apport ou la perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou à une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation 59 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation 59 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \quad \text{(III.61)}$$

L'équation de continuité 2 peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad \text{(III.62)}$$

Ou : I (INPUT ou In flow) désigne le débit d'entrée Q_E.

O (OUTPUT ou Out flow) désigne le débit de sortie Q_S.

S désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

L'équation 62 exprime tout simplement le principe de conservation de la masse: le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

III.10.1.2. calcul de la capacité stockée:

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2, l'équation 62 s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad \text{.....(III.63)}$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta t = t_2 - t_1$,on peut écrire :

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2}\right) \Delta t \quad \text{.....(III.64)}$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2, connaissant I_1 et I_2.

L'équation 64 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S_1 et S_2.

III.10.1.3. Principe de la méthode de solution :

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

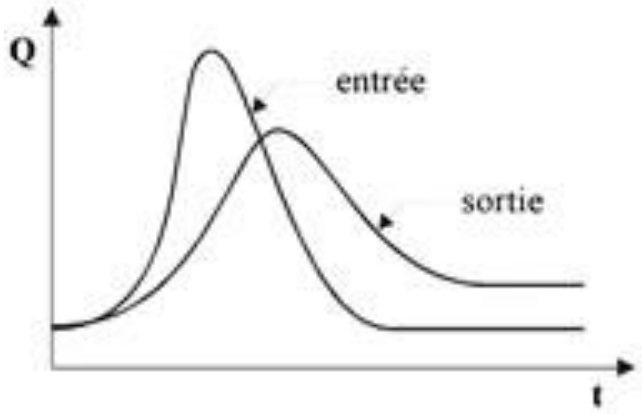


Figure. III.27 : Laminage à travers un barrage

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.64 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2\frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad \text{.....(III .65)}$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue $[2S_2/\Delta t + O_2]$ 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'une intervalle de temps I_1 et I_2, 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 . S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1sont connus à cause récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité connue $[2S_2/\Delta t + O_2]$?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique

$\frac{2S}{\Delta t} + O = f(O)$ .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.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

Tableau. III.55 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h1	S1	O1	$2S_1/\Delta t + O_1$
h2	S2	O2	$2S_2/\Delta t + O_2$
h3	S3	O3	$2S_3/\Delta t + O_3$
…	…		…
hnSnOn			$2S_n/\Delta t + O_n$

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée $f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$.

III.10.1.4 Calcul du débit de sortie :

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

1) Evacuation a surface libre par un déversoir (figure **III.30**). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

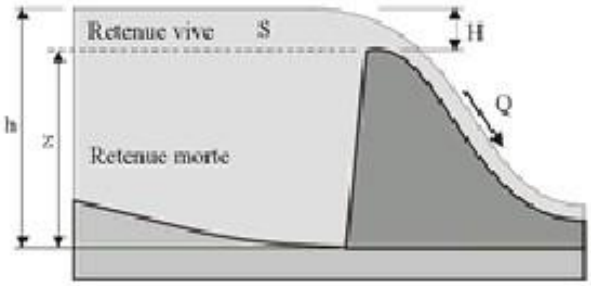


Figure. III.28 : Evacuateur à surface libre

$Q=CBH^{3/2} = CB\ (h - z)^{3/2}$……(III.66)

où :

C : c'est une constante qui tient compte de la forme du déversoir.

B : c'est la largeur du déversoir.

H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir.

h: c'est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

2) Evacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

$Q=mA\sqrt{2gh}$……(III.67)

Ou : m : est une constante de débit.

A :est la section d'écoulement.

h : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

III.10.1.5. Calcul du volume stocké :

Quand la section A du réservoir est constante, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante :

S=Ah……..…….(III.68)

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construis en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales .les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$S=a_0+a_1h+a_2h^2+a_3h^3+\ldots+a_nh^n$ …….(III.69)

Les coefficients a_0, a_1, a_2,....., a_n qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir b=6m

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$Q=mb\sqrt{2g}H^{3/2}$ ……..…….(III.70)

Pour b=6m et m =0 .49 : $Q=13.02\ H^{3/2}$

La courbe capacité-hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire :

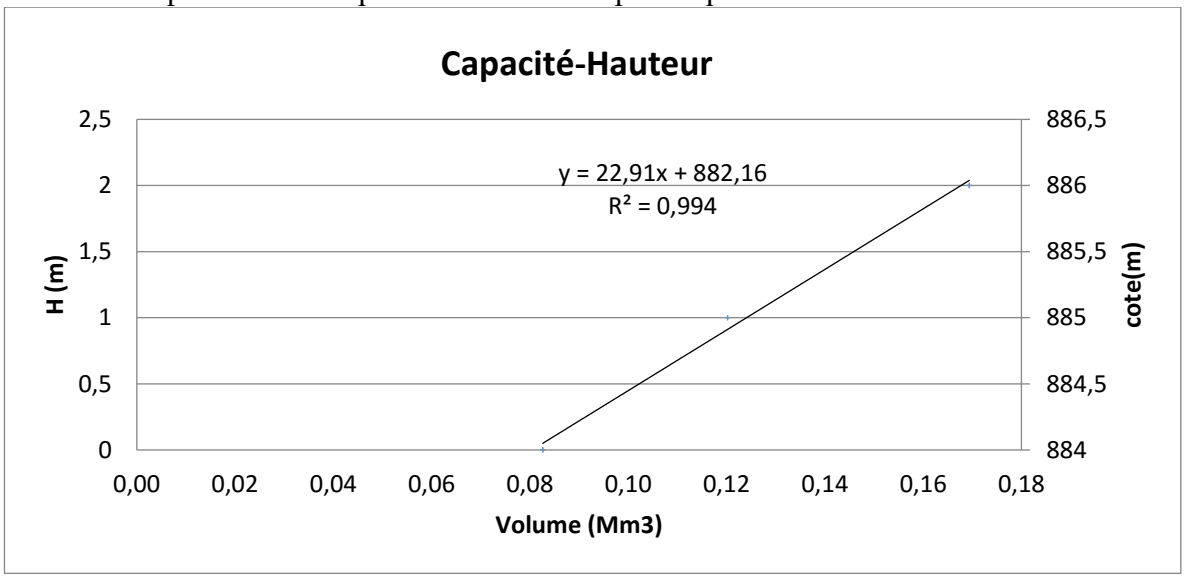


Figure. III.29: Modélisation de la courbe capacité-hauteur

La courbe surface-hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire :

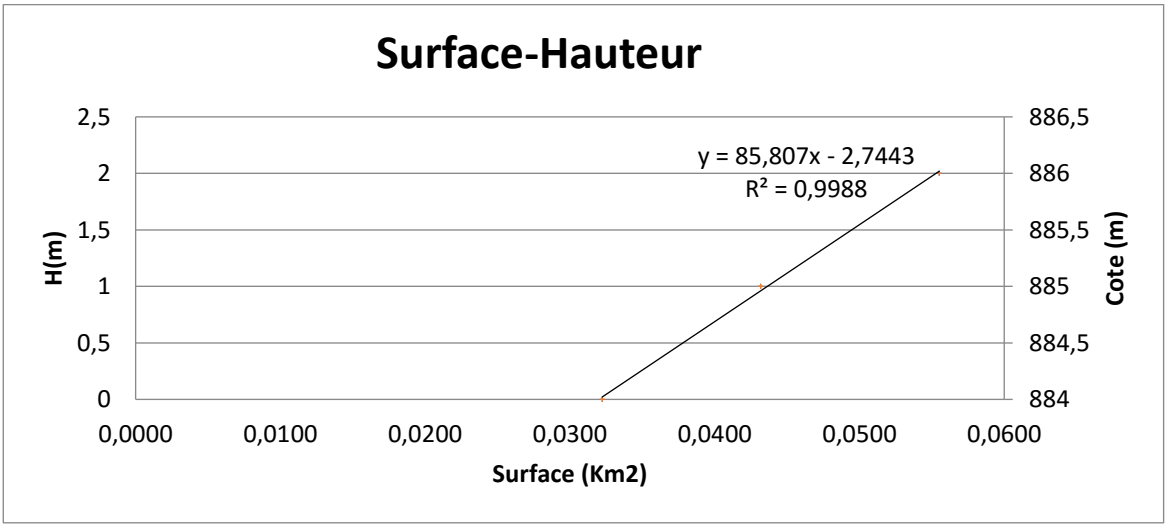


Figure. III.30: Modélisation de la courbe surface-hauteur

Tableau. III.56 : Modélisation de la courbe capacité- hauteur :

Cote (m.NGA)	Surface (Km^2)
884	0,0322
884,25	0,0348
884,5	0,0378
884,75	0,0407
885	0,0436
885,25	0,0461
885,5	0,0492
885,75	0,0523
886	0,0555

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = (2S/\Delta t+Q_s)$:
Initialement, le débit de sortie $Q_s = 0$ m³/s et la hauteur H= 0m, le volume stocké V_s =0m³.
La valeur maximale de débit d'entrée Qe =60,43 m³/s on trouve H_{max} = 2,68 m.
Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau III.57

Tableau. III.57. Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

B (m)	H dev max(m)
18	1,238
16	1,347
14	1,430
12	1,653
10	1,879
8	2,196
6	2,680

Pour une largeur du déversoir b=14m

Tableau. III.58. Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette

H	Cotes	A(Km^2)	O(m^3/s)	S (m^3)	2S/DT+O
0	884	0,0322	0,00	0	0
0,25	884,25	0,0348	3,80	8700	19,91
0,5	884,5	0,0378	10,74	18900	45,74
0,75	884,75	0,0407	19,74	30525	76,26
1	885	0,0436	30,39	43600	111,13
1,25	885,25	0,0461	42,47	57625	149,18
1,43	885,43	0,0486	51,96	69498	180,66

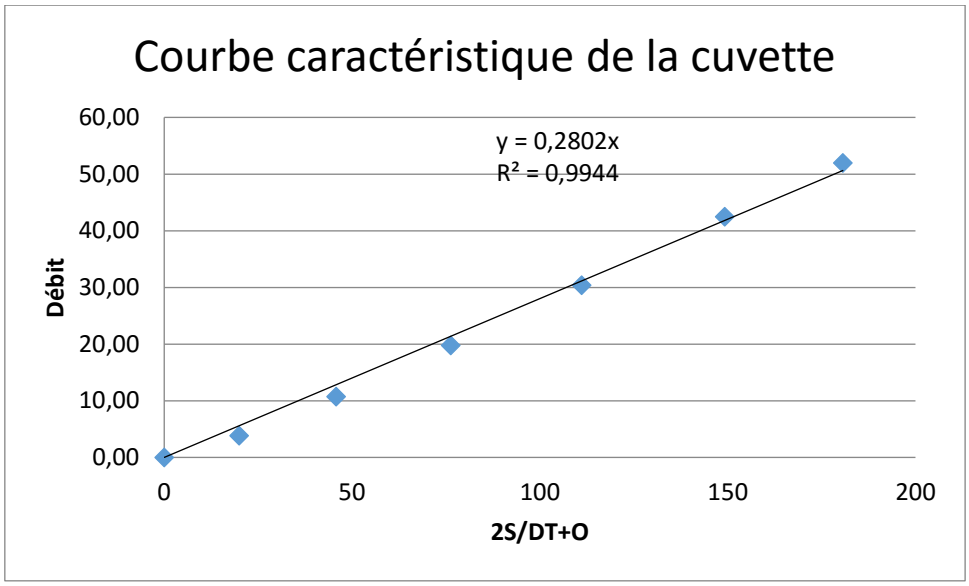


Figure. III.31 : Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette

Tableau. III.59: calcul du débit laminé correspondant à l'hydrogramme de sortie pour b=14m

Temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)-2O	Q débits m3/s	Qmax (1%)
0	0	1,62	0,00	0,00	0,00	0
0,3	1,62	8,12	1,62	0,70	0,50	1,62
0,6	6,5	21,12	8,82	3,79	2,73	6,5
0,9	14,62	40,6	24,91	10,72	7,72	14,62
1,2	25,98	66,58	51,32	22,09	15,90	25,98
1,5	40,6	101,03	88,67	38,16	27,47	40,6
1,83	60,43	107,18	139,19	59,91	43,12	60,43
2,1	46,75	82,07	167,09	71,92	51,76	46,75
2,4	35,32	61,23	153,99	66,28	47,70	35,32
2,7	25,91	44,26	127,51	54,88	39,50	25,91
3	18,35	30,77	99,14	42,67	30,71	18,35
3,3	12,42	20,35	73,44	31,61	22,75	12,42
3,6	7,93	12,61	51,96	22,36	16,10	7,93
3,9	4,68	7,15	34,97	15,05	10,83	4,68
4,2	2,47	3,56	22,20	9,56	6,88	2,47
4,5	1,09	1,44	13,12	5,65	4,06	1,09
4,8	0,35	0,41	7,09	3,05	2,19	0,35
5,1	0,06	0	3,46	1,49	1,07	0,06
5,4	0	0	1,49	0,64	0,46	0

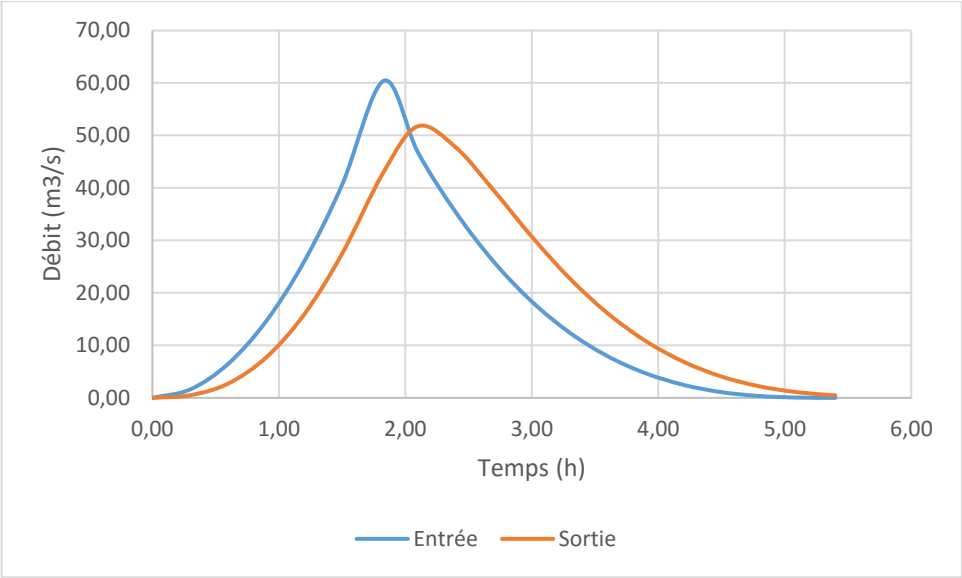


Figure. III.32 : Hydrgramme de sortie pour B=14 m

Le calcul détaillé correspondant au reste des largeurs déversantes est illustré en **ANNEXE.**

Tableau. III.60 : Résultat du laminage pour les différentes largeurs déversantes obtenue à l'aide de la méthode de MUSKINGUM

H déversante (m)			1,879	1,653	1,430	1,347	1,238
Largeur b (m)			b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18m
temps (h)	débit d'entré	I1+I2	O debits m3/s	O debits m3/s	O debits m3/s	O debits m3/s	O debits m3/s
0	0	1,62	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,3	1,62	8,12	0,39	0,45	0,50	0,54	0,58
0,6	6,5	21,12	2,20	2,47	2,73	2,92	3,08
0,9	14,62	40,6	6,36	7,06	7,72	8,18	8,56
1,2	25,98	66,58	13,42	14,72	15,90	16,71	17,37
1,5	40,6	101,03	23,65	25,66	27,47	28,67	29,65
1,83	60,43	107,18	37,69	40,58	43,12	44,79	46,14
2,1	46,75	82,07	46,93	49,60	51,76	53,08	54,06
2,4	35,32	61,23	45,90	47,08	47,70	47,89	47,91
2,7	25,91	44,26	40,24	40,06	39,50	38,94	38,38
3	18,35	30,77	32,99	31,91	30,71	29,81	29,05
3,3	12,42	20,35	25,69	24,18	22,75	21,79	21,03
3,6	7,93	12,61	19,13	17,50	16,10	15,21	14,53
3,9	4,68	7,15	13,62	12,08	10,83	10,08	9,53
4,2	2,47	3,56	9,26	7,91	6,88	6,29	5,85
4,5	1,09	1,44	5,97	4,86	4,06	3,61	3,30
4,8	0,35	0,41	3,64	2,78	2,19	1,88	1,65
5,1	0,06	0	2,11	1,48	1,07	0,86	0,72
5,4	0	0	1,16	0,73	0,46	0,34	0,25

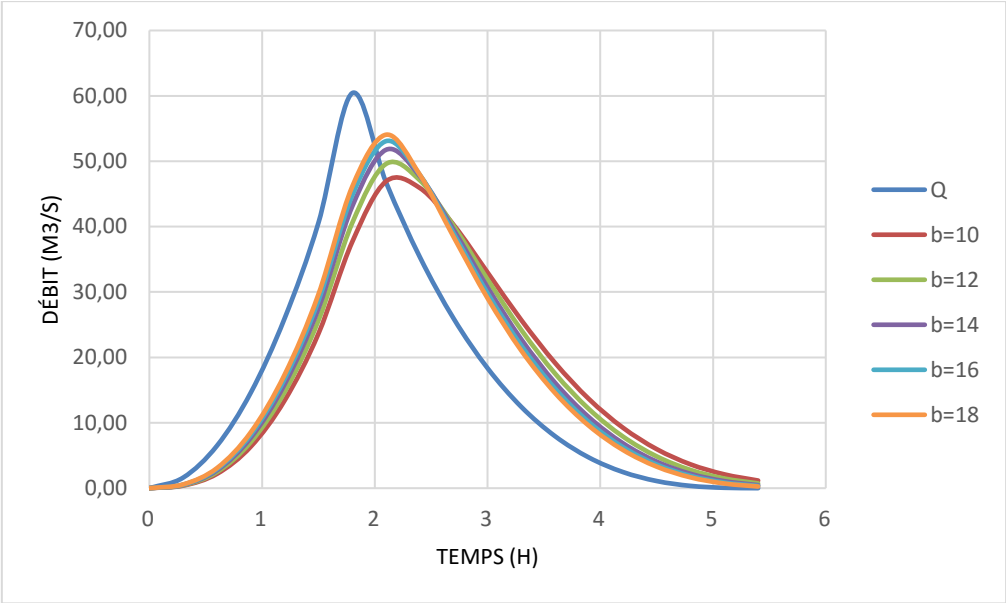


Figure. III.33 : Hydrogrammes d'entrée et de sorties

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé le laminage de crues pour déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue donc la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue, le débit maximal déversé par l'évacuateur de surface pour des différents largeur du déversoir.

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux du remblai et du béton pour chaque largeur du déversoir.

III.11. Etude d'optimisation :

III.11.1.Calcul du coût de la digue :

III.11.1.1. Calcul de la revanche :

Le calcul de la revanche passe par la connaissance de la hauteur des vagues qui est en fonction du paramètre fetch conditionné par la vitesse du vent.

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

A) Formule de Mallet et Pacquant :

$$\mathbf{R = h + \frac{V^2}{2g}} + S \quad \text{(III.72)}$$

Avec : $h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$ et $V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h$ (III.73)

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment à la direction du barrage appelée Fetch (F=0.48 Km) ;

S : marge de sécurité on prend (S=0,5m) ;

A.N : R=0,93 m.

B) Formule de Stevenson- Gaillard :

$$\mathbf{R = 0.75H + \frac{V^2}{2g}} \quad \text{(III.74)}$$

La hauteur des vagues est estimée à l'aide de formule de STEVENSON :

$H = 0,75 + 0,34\sqrt{L} - 0,26\sqrt[4]{L}$

Pour un fetch de L = 0.48km, on obtient une hauteur des vagues de H=0,77 m. La vitesse des vagues est donnée par la relation de GAILLARD :

$V = 1.5 + 2H$
H = 0,77 m d'où ν = 3,04 m/s
D' où R = 1,03 m (revanche minimum)

C) Formule Simplifiée

$$\boldsymbol{R = 1 + 0.3\sqrt{F}}$$ ..... (III.75)

A.N : R=1,20 m.
L'U.S.B.R (United States Bureau of Réclamation) recommande pour un Fetch< 1,6 km de prendre une revanche comprise entre 0,90 m et 1,25 m.
On opte pour une revanche R=1,03 m.

III.11.1.2. Calcul de la largeur en crête :
Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

A) Formule de Knapen

$$\boldsymbol{b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b}}$$ .....(III.76)

B) Formule de E- F-Preece

$$\boldsymbol{b_{cr} = 1.1\sqrt{H_b} + 1}$$ ..... (III.77)

C) Formule simplifée

$$\boldsymbol{b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3}$$ ..... (III.78)

D) Formule pratique

bcr=1/3Hb .....(III. 79)

H_b : Hauteur de la digue avec :
H_b = NNR-C_f + R+ $H_{dév}$+ T;
Avec :
NNR =1036m.NGA
C_f : cote du fond de l'oued 1025m.NGA

III.11.2. Tassement :
Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

- T= 0.015 H_b…… (III. 80)
- T= 0.001 $H_b^{3/2}$ …… (III. 81)

D'où :
T=Tassement de la crête du barrage.
H_b=Hauteur du barrage.
Les tassements sont estimés à 0,17 m.
Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci-après :

Tableau. III.61 : variation de la hauteur du barrage :

B	H	NPHE	q (débit laminé)	V forcé	R	T	Cote de la crête	Hb
(m)	(m)	(m)	(m3/s)	(Mm^3)	(m)	(m)	(m)	(m)
18	1,238	885,238	53,23	65000	1,03	0,17	886,26	11,26
16	1,347	885,347	52,27	68000	1,03	0,17	886,37	11,37
14	1,430	885,430	51,76	71000	1,03	0,17	886,46	11,46
12	1,653	885,653	50,97	73000	1,03	0,17	886,68	11,68
10	1,879	885,879	50,03	82000	1,03	0,17	886,90	11,90

Tableau. III.62 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête

Formules utilisées	La largeur en crête b(m)				
	10m	12m	14m	16m	18m
KNAPEEN	5,69	5,64	5,59	5,56	5,54
E .F.PREECE	4,79	4,76	4,72	4,71	4,69
Simplifiée	5,22	5,17	5,12	5,10	5,07
En pratique	3,97	3,89	3,82	3,79	3,75

On opte pour une largeur en crête de bcr=4 m

III.11.3. Calcul du coût de la digue pour différentes largeurs déversantes :

On calcule en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût. Le volume de la digue est donné par :

$V_{digue} = \sum V_i \; avec V_i = \left(\frac{W_i + W_{i+1}}{2}\right). Li$..... .....(III.82)

V_i : le volume du barrage à la coupe i ;

W_i : Section transversale correspondante à la coupe i ;

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

Avec: $W_i = \frac{b_{cr} + B_i}{2} H_i$.....(III.83)

B_i: Largeur de base donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr}$ en m;

m_1, m_2: Les fruits des talus (Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.5 et 2.5 mètre);

b_{cr}: Largeur en crête en m ;

H_i : Hauteur de la tranche au point i en m.

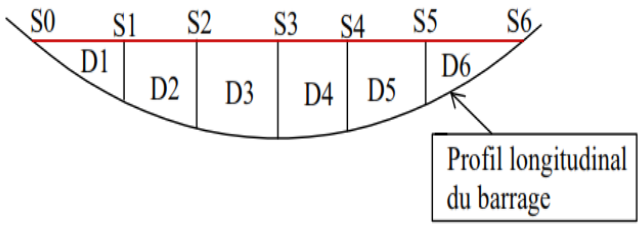


Figure. III.34 : Principe de calcul du volume d'un barrage

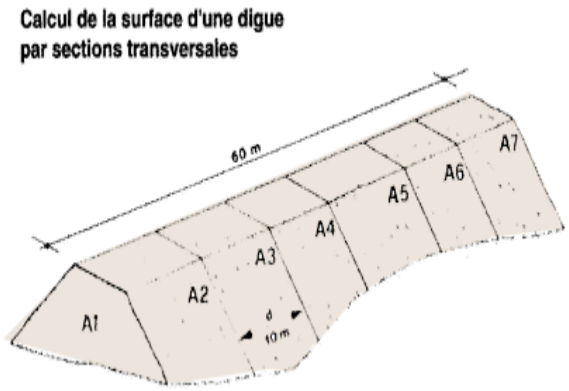


Figure. III.35: Principe de calcul du volume d'un barrage (http://www.fao.org)

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

Procédé de calcul :

- ✓ Tracer le profil longitudinal du barrage et on va choisir des sections à travers le barrage ;
- ✓ On détermine la hauteur de la digue Hi connaissant la cote de crête et celle au pied du barrage ;
- ✓ Calcul de la largeur au pied du barrage Bi au droit de la section ;
- ✓ Calcul de la section Wi et Wi+1 ;
- ✓ Calcul du volume total du barrage Vdigue.

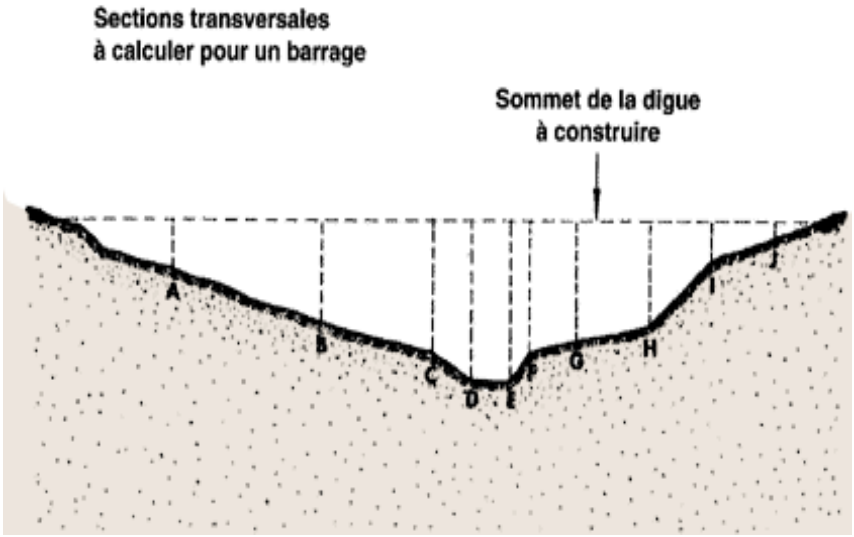


Figure. III.36: Principe de calcul du volume d'un barrage, source (www.fao.org)

Tableau. III.63 : Exemple de calcul du volume de la digue pour (b=14m) :

Digue (b=14m et h_d=1,43m)						
Coupe	H_i	B_i	W_i	W_{i+1}	L_i	V_i
1	0	4	0	219,3	30,62	3357,483
2	8,6	47	219,3	531,3	30	11259
3	13,8	73	531,3	599,025	30	16954,875
4	14,7	77,5	599,025	243,425	30	12636,75
6	9,1	49,5	243,425	0	30	3651,375
7	0	4	0	/	180,62	**47859,483**

Le prix du mètre cube de remblai est estimé 500 DA.

Tableau. III.64 : Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes

Largeur déversant	volume de la digue	Coût de la digue
(m)	(m3)	(DA)
10	49 905,84	24 952 920,00
12	49 489,46	24 744 470,00
14	47 859,48	23 929 340,00
16	46 283,18	23 141 590,00
18	45 107,86	22 553 930,00

III.11.4. Calcul du coût de l'évacuateur de crue :

III.11.4.1 Calcul du coût de déversoir :

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

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

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K}\left(\frac{X}{H}\right)^{n} \quad \text{.....(III.84)}$$

Avec K=2,127 et n=1,85

Donc :$Y = 0.47\frac{X^{1.85}}{H^{0.85}}$

H : Charge sur le seuil en m ;

Y : Ordonnée du profil en m ;

X : Abscisse du profil en m ;

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y »correspondant.

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc :V_{dev}=S.b.

Avec :

S : section transversale du profil en m^2 ;

b : largeur déversant en m

Tableau. III.65 : Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

b(m)	H_{dev} (m)	S (m^2)	V déversoir (m^3)	Coût déversoir (DA)
10	1,238	2,08	20,8	728 000
12	1,347	2,9	34,8	1 218 000
14	1,430	3,15	50,4	1 764 000
16	1,653	4,05	64,8	2 268 000
18	1,879	4,98	89,6	3 136 000

Selon **l'ANBT**, en **2014** le mètre cube de béton vaut **35000 DA**.

III.11.4.2.Coût du coursier :

Nous optons pour un coursier de section trapézoïdale, La longueur approximative du coursier est de 129 mètres (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$\mathbf{V_{beton} = S_{beton} \times L_{cou}} \quad \text{(III.85)}$$

L'épaisseur du radier est 0,5 mètre.

La largeur du coursier est donnée par :

$$\mathbf{b_{cou} = Q_{lam}}^{\mathbf{0.4}} \quad \text{(III.86)}$$

Tableau. III.66: Coût du coursier pour les différentes largeurs déversant

B (m)	H_d (m)	Q_{lam} (m^3/s)	b coursier (m)	S (m2)	V(m^3)	Coût (DA)
10	1,238	46,93	4,66208537	4,56287892	588,611381	20 601 398,34
12	1,347	49,6	4,76642398	4,81155077	620,69005	21 724 151,74
14	1,43	51,76	4,84839179	5,00216506	645,279292	22 584 775,23
16	1,653	53,08	4,89747656	5,42872641	700,305706	24 510 699,73
18	1,879	54,06	4,93344643	5,85413864	755,183884	26 431 435,95

III.11.4.3.Le coût de l'évacuateur de crue :

Tableau. III.67 : Coût de l'évacuateur de crue.

B (m)	Hd (m)	Coût déversoir (DA)	Coût coursier (DA)	Coût évacuateur de crue (DA)
10	1,238	728 000	20 601 400	21 329 400,00
12	1,347	1 218 000	21 724 150	22 942 150,00
14	1,43	1 764 000	22 584 780	24 348 780,00
16	1,653	2 268 000	24 510 700	26 778 700,00
18	1,879	3 136 000	26 431 440	29 567 440,00

III.11.5. Le coût total :

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

Tableau. III.68: Coût Total de la retenue :

b (m)	Hd (m)	Coût de la digue	Coût déversoir (DA)	Coût coursier (DA)	Coût évacuateur (DA)	Coût totale (DA)
10	1,238	24 952 920,00	728 000	20 601 398,34	21 329 400,00	46 282 320,00
12	1,347	24 744 470,00	1 218 000	21 724 151,74	22 942 150,00	47 686 620,00
14	1,430	23 929 340,00	1 764 000	22 584 775,23	24 348 780,00	48 278 120,00
16	1,653	23 141 590,00	2 268 000	24 510 699,73	26 778 700,00	49 920 290,00
18	1,879	22 553 930,00	3 136 000	26 431 435,95	29 567 440,00	52 121 370,00

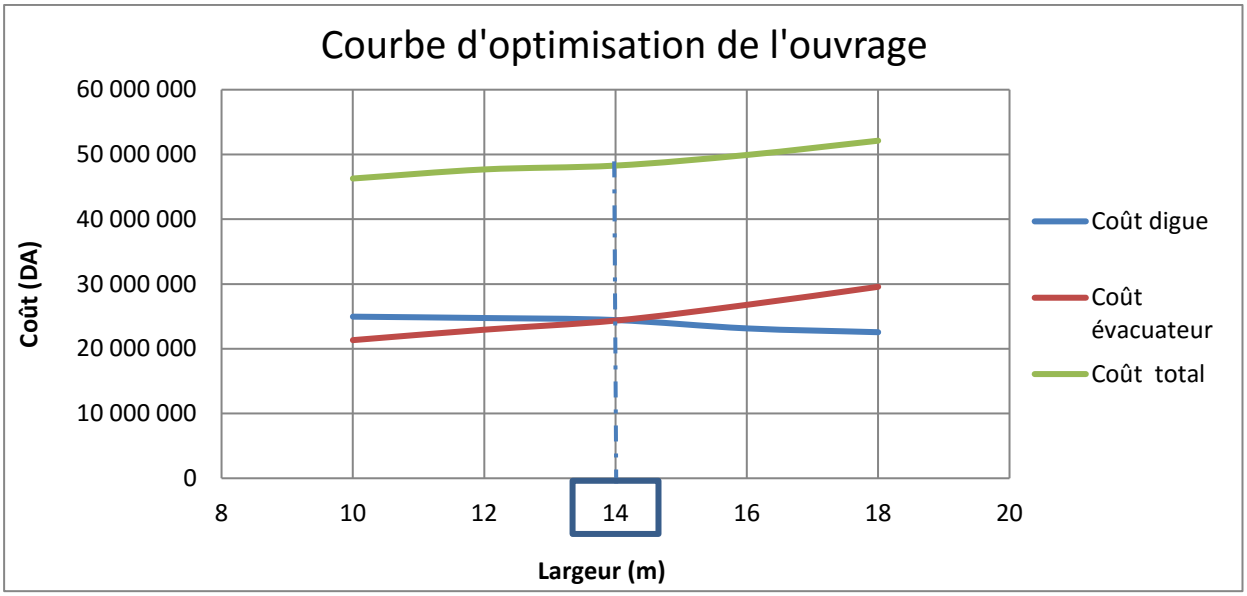


Figure. III.37: Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir.

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « b =14 m » pour un débit laminé ; Q_L = 51,76 m^3/s, et une charge d'eau sur le seuil déversant : H_0 = 1,43m.

Conclusion :

A la fin de ce chapitre on a déterminé tous les paramètres et les caractéristiques hydrologiques nécessaires (bassin versant, précipitation, crues …) qui seront des éléments fondamentaux dans la conception du barrage ainsi que le coefficient d'amortissement du laminage. tel que :

$$F = \frac{Débit\ de\ sortie}{débit\ d'entrée}.100 = \frac{\mathbf{51,76}}{\mathbf{60,43}} \mathbf{= 85,65\ \%}$$

F> 60% on considére ainsi que l'écrêtage des crues est fiable

Paramètre	Valeur
Site de la retenue	Oued El Mertoum
Destination de la retenue	Protection, Irrigation
Bassin versant S_{bv}	9,42 km^2
Périmètre du bassin versant P	16,29 km
Longueur du thalweg principal L	5,42 km
Apport moyen annuel A	0,220 Mm^3
Apport fréquentiel $A_{80\%}$	0,096 Mm^3
Débit max Q_{max} (pour une période de 100 ans)	60,43 m^3/s
Côte du thalweg	875 m
Côte du niveau mort NVM	882 m
Côte du niveau normal de la retenue NNR	884m
La charge déversante Hd	1,43 m
Côte du niveau des plus hautes eaux NPHE	885,43 m
Côte Crête Digue	886,46 m
La revanche R	1,03 m
Volume mort V_{mort}	32800 m^3
Volume utile V_U	50200m^3
Volume total de la retenue V_t	83000 m^3
Hauteur du barrage à partir du thalweg H_b	11,46 m
Largeur en crête bcr	4 m
Capacité d'évacuation du déversoir Qe	51,76 m^3/s

Chapitre IV.

ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

Introduction :

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale du choix de la variante de la digue en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponible au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autre.

L'objectif de ce chapitre est de dégager la variante la plus appropriée sur le plan technico-économique, on se basant sur la comparaison économique des variantes proposées susceptibles d'être projetées sur le site.

IV.1. Généralités :

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

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

L'utilisation des digues en terre (ou en remblai) présente certains avantages et inconvénients.

IV.2.Le choix du site du barrage :

Le choix du site de l'ouvrage, doit tenir compte de :

- La convenance technico-économique de sa situation et ses alentours, les secteurs d'irrigation ou d'approvisionnement à la population et les possibles difficultés du transfert de l'eau depuis l'emplacement choisi jusqu'au point de distribution d'eau.
- L'emplacement du barrage où la relation entre le volume utile et le secteur occupé par celui-ci doit être au maximum; sans oublier que le secteur doit être vaste pour satisfaire la régularisation du barrage.
- Aspects économiques tels que : affectations de terrains, d'habitations et d'infrastructures par les inondations.
- Possibilité de voies d'accès au lieu, fourniture d'énergie électrique, approvisionnement d'eau potable, entre autres aspects d'intérêt.

IV.3. Le choix du type de barrage :

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

- ✓ **La topographie du site:**

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

- ✓ **La morphologie de la vallée :**

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

- ✓ **Les conditions géologiques et géotechniques :**

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

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

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

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

- ✓ **Les matériaux de construction :**

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

En se basant sur ces exigences, on peut déterminer la variante la plus économique qui convient à notre site**.**

IV.4. les variantes à choisir :

Sur la base de l'expérience de la construction mondiale hydrotechnique et l'expérience de la construction des barrages en Algérie et compte tenu des conditions géologiques et géotechniques de la fondation permettant d'envisager un aménagement avec une digue en matériaux locaux, ce qui donne le choix entre les trois variantes :

- Digue en terre homogène en argile.
- Digue en enrochement zonée à noyau d'argile.
- Digue en enrochement avec masque en béton.

IV.4.1.Le barrage en terre homogène :

Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité, accompagnée de dispositifs de drainage contre la filtration. Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, sable, etc. Il peut y avoir d'autres matériaux qui ne contribuent pas dans la stabilité du barrage (enrochement et protection du talus et de la crête).

Ce type de barrage est le plus facile à réaliser, mais il y'a lieu de réaliser un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudra disposer d'un volume important de matériaux argileux imperméables.

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

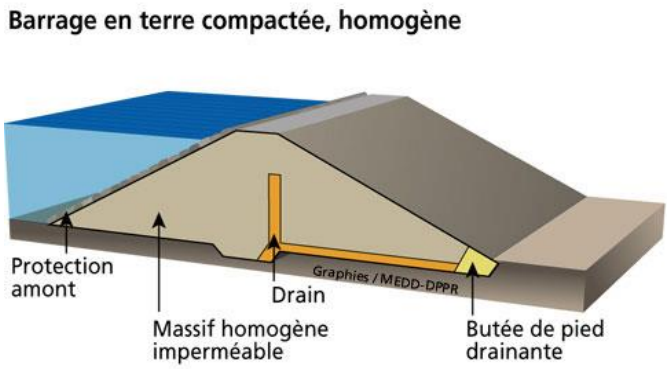


Figure. IV.1 : Digue en terre compactée homogène (source : site planete-tp)

IV.4.2.Le barrage en terre zoné à noyau d'argile :

Ce sont des barrages composés de deux matériaux, l'un imperméable et l'autre résistant, séparés par des couches de transition. Ces derniers peuvent être classés en terre avec enrochement, en terre avec écran, en terre avec noyau ou zoné, etc.

Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

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

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

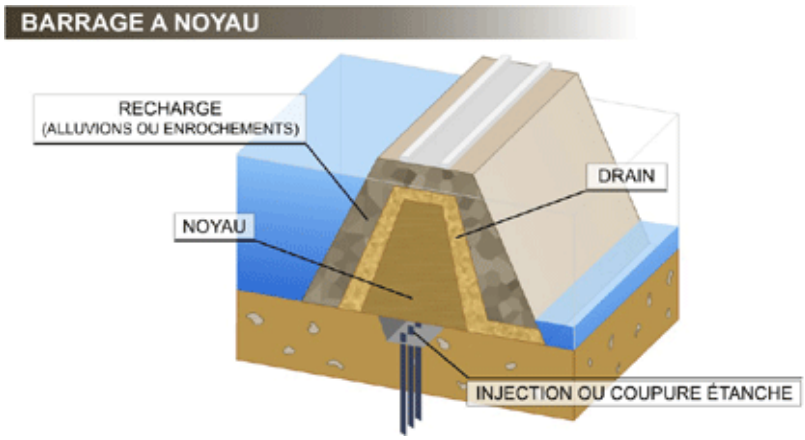


Figure. IV.2 : Digue à noyau (source : site planete-tp)

IV.4.3.Digue en enrochement avec masque en béton :

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre, pour éviter ces difficultés nous pouvons prévoir un barrage avec masque en béton.

La résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel que une gèomembrane ou un masque en

béton armé ou bitumineux est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité.

On peut exécuter le masque après l'édification du remblai. Le masque est facilement réparé lorsqu'il y a des altérations extérieures mécaniques ou thermiques…..etc.

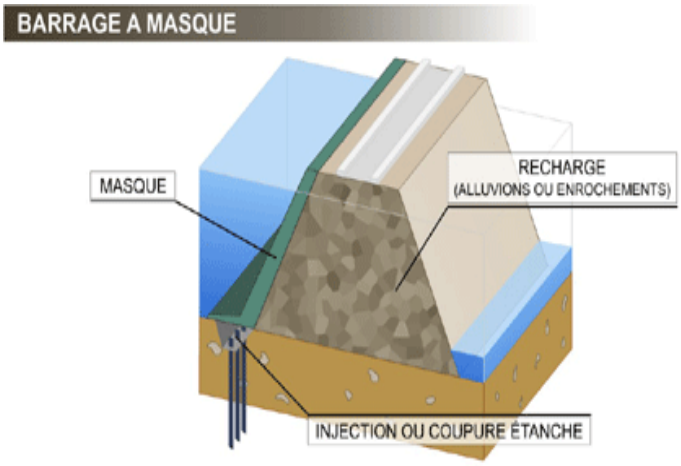


Figure. IV.3 : Digue en enrochements à masque (source : site planete-tp)

IV.5. Profil général de la retenue :

IV.5.1 Hauteur du barrage :

A) **Calcul de la revanche :**

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation du chapitre précédent :

R = 1,03m

B) **Calcul des tassements :**

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20m on peut préalablement prendre le tassement égal à (0,5 -1,5)% de la hauteur du barrage selon le manuel guide de l'ANBT

T= 0,17 m (voir chapitre III)

C) **Calcul de la cote de crête :**

Donc la cote de la crête est :

$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév+} R + t$……(IV.1)

H_b=884-875+ 1,43+1,03+0,17

H_b=11,46 m

Nous prenons la hauteur du barrage

Hb =11,46m

IV.5.2.Largeur en crête :

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé $\mathbf{b_{cr}}$ **= 4m**

IV.5.3. La longueur de la crête :

Elle est tirée à partir du plan d'aménagement et est égale à :**L=180,62 m.**

IV.5.4 Pente des talus:

Pour déterminer la pente des parements on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenue de la nature des matériaux, et on vérifie par la suite par calcul de stabilité, on prend le fruit de talus constant pour des digues de hauteur égale ou inférieure à dix mètres.

Pour des digues de hauteurs supérieures à 10 m, il est nécessaire d'élaborer des digues avec des fruits variables, la plus grande valeur à la semelle et la plus petite à la crête.
Le tableau ci-après, donne des valeurs des fruits de talus en fonction du type et de la hauteur du barrage qui devront être confirmé par la suit.

Tableau. IV.1 : Valeurs indicatives des pentes des talus (Belakoniev, 1987)

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

IV.5.5. Les bermes:

Pour une digue qui dépasse les 15m de hauteur, on est contraint de prévoir des bermes, qui auront un rôle dans la réalisation et la répartition des talus. En outre elles assurent une stabilité à la digue et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur la surface du talus aval, contribuant ainsi à éviter l'érosion. Elles servent d'appui aux revêtements des talus « amont et aval » et à l'accès pour la réparation des talus, Etant donné que notre digue n'atteint pas 15 m, il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

IV.6. Barrage en terre homogène :

- ✓ **Pentes des talus**

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type du barrage. On choisit les caractéristiques suivantes :

Pour un barrage homogène :

- Parement amont $m_1 = 3$.
- Parement aval $m_2 = 2,5$.

- ✓ **Revêtement de la crête et des talus de la digue :**

Les talus doivent être protégés contre les dangers naturels : l'érosion provoquée par le batillage des vagues, le ruissellement des eaux de pluie, l'action des vents.
Les talus du barrage en terre sont sensible à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoquer par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont au attaques des vagues, il y'a donc lieu de prévoir une protection des talus.
Cette protection prémunit également des dangers externes : les animaux creuseurs de terriers dans le corps de la digue, le piétinement des troupeaux domestiques, et l'agissement de l'homme.

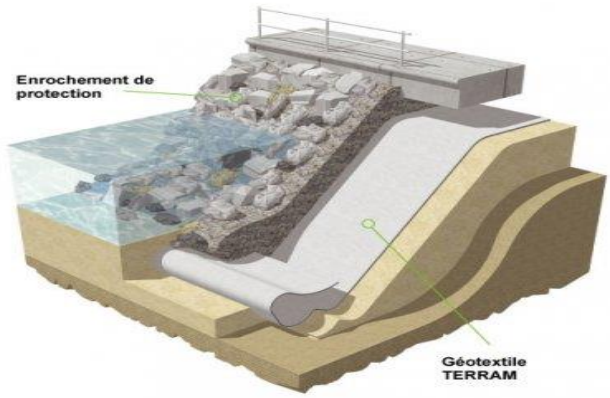


Figure. IV.4 : Revêtement en enrochement avec une transition en géotextile (source : site planete-tp)

Talus aval :

Le talus aval des barrages en matériaux locaux est soumis au processus de l'altération superficielle naturelle, c'est la raison pour laquelle on protège par construction de revêtement le talus aval, en utilisant les matériaux locaux (couche herbeuse ou gravier) qu'on couvrira par une couche de terres végétale.

On utilise le revêtement en sol végétal et à couche herbeuse là où il y'a de bonne conditions de croissance des herbes ou on exécute l'arrosage périodiquement et en saison chaude

Dans les régions à climat chaud il y'a lieu de fixer un revêtement en pierre d'épaisseur de 10 à 20 cm ou 30cm pour plus de sécurité.

Talus amont:

Le revêtement des talus assure essentiellement une protection contre les agents extérieurs d'origine atmosphérique et aussi des vagues, les revêtements les plus employées en pratique hydrotechnique sont : pierre sèche, béton armé, en géomembrane ou bien en pavage. L'enrochement en vrac ou en (Rip Rap) est la solution le plus couramment utilisée et la plus économique pour la protection du talus amont et cela quel que soit le type de digue en terre.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes :

- **1ère méthode:**

  Méthode T .V.A(Tennesses -Valley -Authority)

Cette méthode est déterminée par la formule suivante :

$$e = cv^2 \quad \text{.....(IV.2)}$$

e: épaisseur de l'enrochement en (m).

v: vitesse de propagation des vagues=2.98 m/s.

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

Tableau. IV.2 : Valeurs de C en fonction des pentes de talus etγ.

Pente du talus	Valeurs de *c* pour différents poids spécifiques		
	γ = 2.5	**γ = 2.65**	**γ = 2.80**
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1.5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Pour δ = 2.5 et une pente du talus amont de 1/3 d'après le tableau c = 0,028, donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement e=0,26 m et pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,3m

$$e = 0,3\text{m}$$

- **Deuxième méthode:**

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

Tableau.IV.3 : Epaisseur de l'enrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D_{min} (m)
0 ÷ 0,3	0,3	0,2
0.3 ÷ 0,6	0,4	0,25
0,6 ÷ 1.2	0,45	0,3
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,4
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

Pour notre cas , la hauteur des vagues H=0,77 m donc 0.6<H<1.2 m e = 0,45m pour un diamètre D_{min}= 0,3m.

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,5 m

- **Troisième méthode (formule de chankine) :**

$$\mathbf{e}=1,7 * H \frac{\gamma_w\sqrt{1+m_1^2}}{(\gamma_P-\gamma w).m_1.(2+m_1)} \quad \text{.....(IV.3)}$$

H : hauteur des vagues (m)

G_W : poids volumique de l'eau (1t/m^3)

G_P : poids volumique des pierres (2.5t/m^3)

m_1 : fruit de talus amont.

AN :

$$e=1.7 * 0,74 \frac{1\sqrt{1+3^2}}{(2,5-1).3.(2+3)} = 0,34 \text{ m}$$

- **Quatrième méthode :**

On peut établir la procédure suivante en considérant dans le calcul le poids du bloc de la roche nécessaire pour supporter les forces appliquées produites par la pression statique et dynamique de la vague ainsi que l'action érosive des vagues dans le calcul de la stabilité dont les facteurs sont : le poids spécifique de la roche , la hauteur de la vague et le talus à protéger.

$$\mathbf{Q=\frac{0{,}35.\gamma_p.h^3}{(\frac{\gamma_p}{\gamma}-1)\sqrt{1+m^3}}}\text{.....(IV.4)}$$

H : hauteur des vagues (m)

ɣ : poids volumique de l'eau (1 t/m^3)

γ_P : poids volumique des pierres (2.6 t/m^3)

m : fruit de talus amont.

AN :

$$\mathbf{Q=\frac{0{,}35.2{,}5.0{,}77^3}{(\frac{2{,}5}{1}-1)\sqrt{1+3^3}}=0{,}054}$$

Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre équivalent Dsph est calculé par la formule suivante :

$$Dsph = \sqrt[3]{\frac{Q}{0{,}524.\gamma_P}} \text{.....(IV.5)}$$

AN: Dsph =0,34 m

50 % des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à $D_{50\%}=K.D_{sph}$, ou K est un coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage .

Tableau. IV.4 : Valeur de K en fonction de la classe de l'ouvrage

Catégorie / Coefficient	IV	III	II	I
k	0,5	0,55	0,6	0,65

Pour k=0,5 $D_{50\%}$ =0,17m

L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante :

e= $D_{50\%}$ (2÷2,5)

avec :

2 est employé en présence d'un bloc cassé

2,5 est employé en présence d'un bloc non cassé

e=0,34 m

Conclusion:

La protection du talus amont de pente 1/3 sera protégé avec un revêtement de (Rip-Rap) d'une couche d'enrochement d'épaisseur 0.50m avec un poids d'une pierre séparé de Q = 25 kg en moyenne et d'un diamètre moyen de $D_P = D_m$ = 30,00 cm tout en respectant la granulométrie suivante :

$D_{50\%}$ minimum = 0,30m

IV.7.Etanchéité de la retenue :

IV.7.1.Le noyau :

Le noyau en matériaux argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité.

Dimensionnement du noyau :

- **La hauteur du noyau**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n=H_b-1 \quad \text{(IV.6)}$$

avec :

H_b : hauteur du barrage

H_n : hauteur du noyau

$$\mathbf{H_n=10,46m}$$

- **La largeur en crête du noyau**

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{c,n} = \frac{1}{6}H_b \quad \text{(IV.7)}$$

$$\mathbf{L_{c,n}= 1,9\ m}$$

- **Les fruits des talus du noyau**

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 suivante :

$$\frac{\Delta H}{b_{noy}} \leq I_{adm} \quad \text{(IV.8)}$$

Avec :

ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval; $\Delta H = H_1 - H_2$

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval, H_2= 0.

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont H_1=7,2 m.

b_{noy}: Largeur à la base du noyau en m ;

I_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Tableau. IV.5: Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage

	Classe de l'ouvrage			
Type de sol	**I**	**II**	**III**	**IV**
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	**1.95**
Limon	1.05	1.15	1.25	**1.35**
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	**1.00**
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	**0.85**
Sable fin	**0.45**	**0.55**	**0.65**	**0.75**

Notre retenue appartient à la IVème classe alors, on prend $\mathbf{I_{adm}=1,95}$

- Largeur moyenne en base du noyau

$$\mathbf{b_{moy} \geq \frac{\Delta H}{I_{adm}} = \frac{H_1}{I_{adm}}} \quad \text{(IV.9)}$$

A.N : $\mathbf{b_{moy}=3,7m}$.

- Largeur en base du noyau

$$\mathbf{L_b=2*b_{moy}-L_{c,n}} \quad \text{(IV.10)}$$

A.N : $\mathbf{L_b=5,5m}$.

- Détermination des fruits des talus :

$$\mathbf{L_b=2*m*H_n+L_{c,n}} \quad \text{(IV.11)}$$

Alors, $m = \frac{L_b - L_{c,n}}{2H_n}$

On aura : **m=0.50**

- **La côte en crête du noyau**

$$NC_n=C_{fond}+H_n \quad \text{(IV.12)}$$

NC_n=884,5 mNGA.

IV.7.2.Les drains :

L'eau possède la capacité à s'infiltrer à travers toutes les structures, d'argile comme de béton. Elle imprègne les barrages et leurs fondations, exerçant des effets insidieux qui peuvent s'avérer lourds de conséquence.

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie avale du massif et au contact de celui–ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et de les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

a. Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme) :

- **Hauteur :**

H_P= (0,15÷0,2) H_b…… (IV.13)

Avec :

H_b : Hauteur de la retenue (H_b= 11,46m)

On prend H_p =0,2 H_b, donc on aura : **H_p = 2.5m**.

- **Fruit des talus** :

m_1= (1 ÷ 2) ; m_2= (1,5 ÷ 2,5)

Donc, on prend : m_1=1/2 ;m_2= 1/2,5

- **Largeur au sommet** :

La largeur (b_P) est calculée comme suit :

b_P= (1/3 ÷ 1/4) Hp…… (IV.14)

On prend b_P=1/4Hp ; Ce qui donne : **b_P= 0.6m.**

Mais d'apres (ANB unitee retenue collinaires ,Manuel de conception et projet typique des digue en terre) la largeur du prisme dans sa partie supérieure doit être de 3m pour qu'il puisse être placé et compacté avec les engins de compactage .

- **Largeur au sommet** :

B=b_p+(m_1+m_2).Hp …… (IV.15)

B=3m

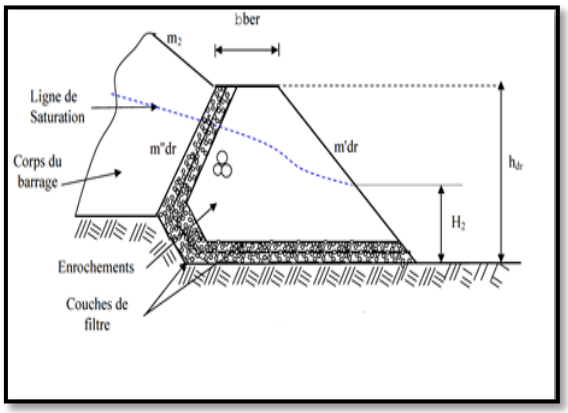


Figure. IV.5 : Coupe d'un prisme de drainage (source : site planete-tp)

Ce drain est constitué d'un massif de forme trapézoïdale en enrochement et d'une couche drainante de 20 cm en graviers et d'une couche de 20 cm de sable de la cote intérieur concomitante à la recharge avale**.**

- **Dimensionnement du drain tapis :**

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, on dispose habituellement dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

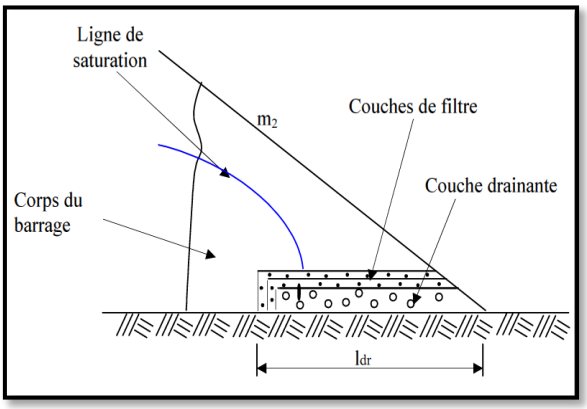


Figure. IV.6 : Coupe d'un tapis de drainage (source : site planete-tp)

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage, on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales e (0.8 à 1) m.

- **La longueur du drain tapis :**

$L_d=L_b/4$..... (IV.16)

A.N : **$L_d=17m$**.

- **Dimensionnement du drain vertical :**

Lorsqu'il y a de grands risques d'anisotropie, la seule solution valable est la projection d'un drainage vertical sous forme de bandes d'enrochements ou de graviers protégées de part et d'autre par des filtres de transition. L'eau d'infiltration est acheminée vers l'aval du barrage par un réseau de tuyaux parallèles ou par un drain tapis filtrant s'il faut drainer la fondation.

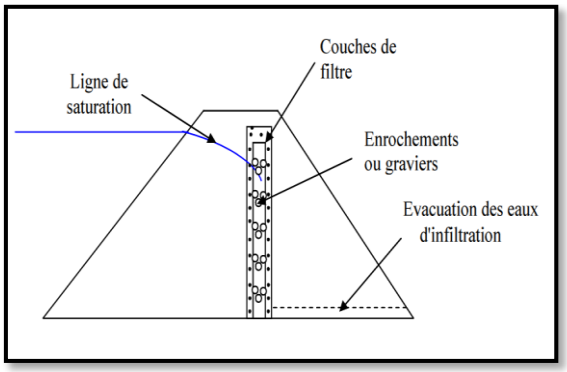


Figure. IV.7 : Schéma d'un drain vertical (source :source : site planete-tp)

La largeur minimale d'un tel drainage est de 1.00 mètre et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage, la méthode USBR considère que la cote du drain vertical doit être au même niveau que celle du NNR mais en pratique en considère que sa hauteur doit correspondre au NNR+(0.2m ÷0.3m)

Ndr=884,2m.NGA

Hauteur du drain = 7,4m

IV.7.3 : Les Filtres :

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entrainées par la circulation de l'eau dans un massif.

Les filtres sont constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fines des terres drainées.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établies par Bertram (Université de Harvard), basé sur les conditions de Terzaghi, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'année et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de Sherard(1984).

Ils peuvent être situés :

- Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituants les drains;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

➢ **Critères de conception**

$\frac{\mathbf{D_{15}^{filtre}}}{\mathbf{d_{85}^{sol}}} \leq \mathbf{4 \div 5}$: Condition d'entrainement des particules fines pour le phénomène de renard.

$\frac{\mathbf{D_{15}^{filtre}}}{\mathbf{d_{15}^{sol}}} > 4 \div 5$: Condition de perméabilité.

$\frac{\mathbf{D_{50}^{filtre}}}{\mathbf{d_{50}^{sol}}} < \mathbf{25}$: Condition de parallélisme des courbes granulométriques.

$\frac{\mathbf{D_{60}^{filtre}}}{\mathbf{D_{10}^{filtre}}} \leq \mathbf{20}$: Condition d'uniformité du filtre.

Règles des filtres : Il est primordial que les filtres aux sols doivent vérifier les conditions de l'absence du renard.

Condition 1 :

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

Avec :

η: Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, η =D60/D10

n : Porosité du sol en fonction d'unité n = no -0,1Log η;

no = 0,4 pour les sols caillouteux ;

no = 0,45 pour les sols argileux.

Condition 2 :

Condition de (Terzagui ,1942)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \pi\ 4 \quad \text{...(IV.18)}$$

D15 : Diamètre de filtre.

d85 : Diamètre du sol à protéger.

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression :

$K=0.35(D_{15})^2$………...…….…….(IV.19)

Ou : D_{15} en mm

K : obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables…….0,15 m.
- Couches horizontales de graviers……..0,20 m.
- Couches verticales ou inclinées ……0,50 m.

IV.8.Etanchéité de la fondation :

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité du noyau en argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau imperméable, L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m, on prend une profondeur de 4m par rapport au terrain naturel et une largeur minimale à la base de b= 3 m.

Les talus m1=m2=1.

IV.8.1.Calcul du volume des différents matériaux et estimation des coûts :

Pour faire le choix de la variante à retenir, on doit procéder aux calculs des volumes des différentes variantes en ayant les prix unitaires des divers éléments.

Pour cela, on aura à procéder de la manière suivante :

- On trace le profil longitudinal du barrage ;
- On choisit des sections à travers le barrage ;
- Sur chaque coupe, on détermine l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe i.

Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

$$\mathbf{V_b} = \sum_{\mathbf{i=1}}^{\mathbf{n}} \mathbf{V_i} \text{ Avec } \mathbf{V_i} = \frac{\mathbf{S_i}+\mathbf{S_{i+1}}}{\mathbf{2}} \times \mathbf{L_i} \quad \text{(IV.20)}$$

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

La Surface (m^2) correspond à $\frac{\mathbf{S_i}+\mathbf{S_{i+1}}}{\mathbf{2}}$

IV.8.2.Barrage homogène en argile :

La solution du barrage en terre homogène en argile c'est la variante (type 1) qui s'impose comme la plus économique mais il faut disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai).

Recharge (argile) :

Tableau. IV.6 : Volume de recharge (barrage homogène en argile)

Coupes	Surface (m2)	Distance (m)	Volume (m3)
1	25,98	30,62	795,5076
2	50,76	30	1522,8
3	271,38	30	8141,4
4	642,69	30	19280,7
5	264,75	30	7942,5
6	30,15	30	904,5
Total	/	180,62	38587,408

A) Filtres et drains :

Tableau. IV.7 : Volume du sable (barrage homogène en argile)

Coupes	Surface (m^2)	Distance (m)	Volume (m^3)
1	3,33	30,62	101,9646
2	12,24	30	367,2
3	18,42	30	552,6
4	15,35	30	460,5
5	9,28	30	278,4
6	3,98	30	119,4
Total	/	180,62	1880,0646

Tableau. IV.8 : Volume du gravier (barrage homogène en argile)

Coupes	Surface (m^2)	Distance (m)	Volume (m^3)
1	3,33	30,62	101,9646
2	12,24	30	367,2
3	18,42	30	552,6
4	15,35	30	460,5
5	9,28	30	278,4
6	3,98	30	119,4
Total	/	180,62	1880,0646

B) Protection en Rip– Rap (enrochement) :

Tableau. IV.9 : Volume du rip rap (barrage homogène en argile)

Coupes	Surface (m^2)	Distance (m)	Volume (m^3)
1	9,32	30,62	285,3784
2	13,98	30	419,4
3	23,84	30	715,2
4	28,76	30	862,8
5	20,31	30	609,3
6	14,02	30	420,6
Total	/	180,62	3312,6784

IV.8.3.Barrages à zones :

Nous adoptons cette variante lorsque la quantité des matériaux de construction pour une digue homogène est insuffisante. Ce sont des digues formées essentiellement par un noyau en terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

A) Recharge :

Tableau. IV.10 : Volume de recharge (barrage à zone)

Coupes	Surface (m^2)	Distance (m)	Volume (m^3)
1	5,27	30,62	161,3674
2	148,1	30	4443
3	548,38	30	16451,4
4	173,05	30	5191,5
5	74,82	30	2244,6
6	27,06	30	811,8
Total	/	180,62	29303,667

B) Le noyau :

Tableau. IV.11 : Volume du noyau (barrage à zone)

Coupes	Surface (m^2)	Distance (m)	Volume (m^3)
1	6,73	30,62	206,0726
2	10,1	30	303
3	38,39	30	1151,7
4	113,06	30	3391,8
5	48,82	30	1464,6
6	12,06	30	361,8
Total	/	180,62	6878,97

C) Volume des graviers :

Tableau. IV.12 : Volume graviers talus amont et noyau (barrage à zone)

Coupes	Surface (m^2)	Distance (m)	Volume (m^3)
1	5,15	30,62	157,693
2	7,73	30	231,9
3	11,04	30	331,2
4	18,11	30	543,3
5	11,79	30	353,7
6	6,96	30	208,8
Total	/	180,62	1826,593

D) Volume du sable :

Tableau. IV.13 : Volume du sable (barrage à zone)

Coupes	Surface (m^2)	Distance (m)	Volume (m^3)
1	5,15	30,62	157,693
2	7,73	30	231,9
3	11,04	30	331,2
4	18,11	30	543,3
5	11,79	30	353,7
6	6,96	30	208,8
Total	/	180,62	1826,593

E) Volume de l'enrochement (Talus amont) RIP-RAP :

Tableau. IV.14 : Volume du rip rap (barrage à zone)

Coupes	Surface (m^2)	Distance (m)	Volume (m^3)
1	6,15	30,62	188,313
2	9,23	30	276,9
3	26,04	30	781,2
4	43,61	30	1308,3
5	26,79	30	803,7
6	14,46	30	433,8
Total	/	180,62	3792,213

IV.8.4.Barrage en enrochement avec masque en béton :

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir une étanchéité artificielle (type 3). Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée. L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivante :

e = 0.3+0.001*H …….....… (IV.20)

H : la hauteur de barrage

A.N : e = 0.30 m

IV.9. Estimation du coût des variantes :

IV.9.1. Estimation du coût la variante N°1 :

Tableau. IV.15 : Coût de la variante N°1

Désignation	**Quantité (m^3)**	**Prix Unitaires (DA)**	**Prix Total (DA)**
Remblai en Argile du corps de la digue	38 587,408	500	19 293 704,25
Talus aval en T,V,O	517	200	103 400,00
la mise en place de la transition T_1 y compris			
* talus amont, noyau et prisme:	1880,06	2 500,00	4 700 150,00
la mise en place de la transition T_2 y compris			
* talus amont et noyau:	1880,06	1 500,00	2 820 90,00
la mise en place des Rip Rap Digue (Talus amont):	3312,68	2 500,00	8 281 700,00
Transition drain du pied gravier	160	2 500,00	400 000,00
Transition drain du pied sable	160	1 500,00	240 000,00
Gravier pour tapis drainant	140	2500	350 000,00
Sable pour tapis drainant	140	1500	210 000,00
Le coût de la variante digue homogène (DA)	**33 861 500,00**		

IV.9.2. Estimation du coût de la variante N°2 :

Tableau. IV.16 : Coût de la variante N°2

Désignation	Quantité (m^3)	Prix Unitaires (DA)	Prix Total (DA)
Remblai de la digue par couches successives de 20 cm d'épaisseur y compris toutes éventuelles sujétions :			
* Argile du noyau de la digue	6 878,97	500	3 439 500,00
* Recharges de la digue	29 303,68	600	17 582 300,00
* Talus aval en T,V,O	517	200	103 400,00
Toutes éventuelles sujétions. Gravier La mise en place de la transition T_2 y compris Toutes éventuelles sujétions. Sable			
* Talus amont et noyau :	3 653,86	1 500,00	5 480 800,00
La mise en place des Rip Rap y compris toutes éventuelles sujétions			
* Digue (Talus amont) :	3 792,21	2 500,00	9 480 600,00
Transition drain du pied gravier	160	2 500,00	400 000,00
Le coût de la variante 2 : digue variante zoné (DA)	**36 486 600,00**		

IV.9.3. Estimation du coût de la variante N°3 :

Tableau. IV.17 : Coût de la variante N°3 :

Désignation des travaux	Unité	Quantité	PU (DA)	Montant (DA)
Recharge (enrochement)	m3	38080	1000	38080000
Masque (béton)	m3	3700	35000	129500000
Le coût de la variante 3 (DA)	**167 580 000 DA**			

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau. IV.18 : Récapitulatif des coûts des différentes variantes étudiées

Variante	**Total(DA)**
Homogène	33 880 500,00
A noyau	36 486 600,00
En enrochement avec masque en béton	167 580 000,00

IV.9.4.Comparaison des variantes d'étude selon une grille d'évaluation :

Tableau. IV.19 : Coûts des différentes variantes étudiées

Variante	Coût	Délai de réalisation	Faisabilité technique	Zone d'emprunt	Impact environnemental	Total
Digue Homogène	4	3	3	2	1	**13**
Digue zonée	3	3	4	4	1	**15**
Digue En enrochement	1	2	2	3	1	**9**

Conclusion :

Compte tenu de l'étude géologique et de l'état actuel du site, la qualité et la quantité du matériau servant comme recharges et comme notre site est plus au moins allongé. De ce fait, la digue sera modeste et justifiable économiquement.

Comme la quantité des argiles de bonne qualité est insuffisante (cas de dominance du remblai à granulométrie grenue) on a écarté la variante homogène même si du point de vue économique c'est la moins chère.

La digue sera du type zoné, sa partie centrale ou noyau sera réalisée avec l'argile verdâtre qui est destinée à la confection du noyau et le tapis d'argile sous l'emprise de la digue en utilisant les matériaux appartenant à la zone d'emprunt n°1.

Cette zone peut couvrir largement le volume nécessaire, les recharges Amont et Aval seront formés de matériaux appartenant à la zone d'emprunt n°3.

Chapitre V.

ETUDE DE L'EVACUATEUR DE CRUES ET OUVRAGES DE VIDANGE

Introduction:

La construction d'une digue a pour but de créer une retenue susceptible de satisfaire des besoins bien déterminés, sans présenter aucun obstacle pour une crue de débits importants pouvant la submerger et entraîne sa ruine par conséquent.

Ce type d'avarie sera évité en projetant un évacuateur de crues dans le barrage pouvant évacuer sans risque ces débits et donc protéger la digue.

V.1. Ouvrage d'évacuations de crues :

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles au moment où la retenue est pleine, sans risque de déversement sur la digue ou d'érosion dommageable pour la digue.

V.1.1.Critères de choix de l'évacuateur de crue :

V.1.1.1. Evacuateur de crues en puits (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m^3/s ;
- Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.
- En parallèle ce type d'évacuateurs représente ces inconvénients :
- Problème de saturation (Débit supérieur à celui du dimensionnement, charriage) ;
- Problème de vibration ;
- Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie) ;
- Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien) ;
- Dissipation au pied de la digue.

V.1.1.2. Evacuateur de crues latérales à entonnement latéral :

Ce type d'ouvrage est à écoulement 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 déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

V.1.1.3. Evacuateur de crue latérale à entonnement frontal :

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages suivants :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.
- Ces inconvénients sont :
- Le coût élevé.
- La difficulté de modification.

V.1.1.4. Evacuateur de crues en siphon :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, une fois posé sur le corps du barrage, il représente les avantages suivants :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.
- Ces inconvénients sont :
- L'amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue

V.1.2. Choix de l'évacuateur de crue :

V.1.2.1. 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 des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

- De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité des rives, bonne géologie).
- La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur de déversement

➢ **Rive droite**

On remarque que l'implantation de l'évacuateur de crues sur cette rive est possible mais avec une présence d'une courbure au niveau du coursier pour acheminer les eaux vers le cours d'eau naturel. Ceci peut entraîner des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression, instabilité de l'écoulement) à cause des forces centrifuges qui peuvent prendre naissance et qui par conséquent influent sur la stabilité de l'ouvrage et conduit aussi à :

- Un volume de déblai important
- Un coursier à forte pente favorise l'érosion et la vibration des murs bajoyers.

➢ **Rive gauche :**

Les terrains de la rive gauche du site de la retenue dominés par les dépôts grossièrement détritiques sont moyennement à faiblement inclinés, ils sont fortement érodés mais généralement stables. Ils ne présentent donc aucun phénomène de glissement ou d'éboulement. Paradoxalement, les terrains de la rive droite dont les sols sont de nature argilo marneux présentent un aspect morphologique totalement différent. Les pentes sont généralement fortes, le relief est chahuté et basculé, et des signes d'arrachement et d'instabilité sont bien visibles sur le terrain. Des travaux de confortement de ce versant s'avèrent donc indispensables afin de minimiser l'évolution de l'instabilité et protéger la future retenue contre les risques des éventuels accidents.

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal placé sur la rive gauche.

V.3.Dimensionnement hydraulique :

Les évacuateurs de crue à surface libre, se composent principalement, de l'amont en aval, des ouvrages suivants :

- Canal d'approche ;
- Seuil déversant ;
- Chenal d'écoulement ;
- Coursier ;
- Dissipateur d'énergie ;
- Canal de fuite.

Nous avons optés pour un coursier à une seule pente.

V.3.1 Evacuateur latéral à entonnement frontal :

V.3.1.1. Dimensionnement et calcul hydraulique :

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal constitué en général des éléments suivants (Figure. V.1) :

- Canal d'approche
- Déversoir
- Chenal d'écoulement
- Convergent
- Coursier
- Bassin de dissipation

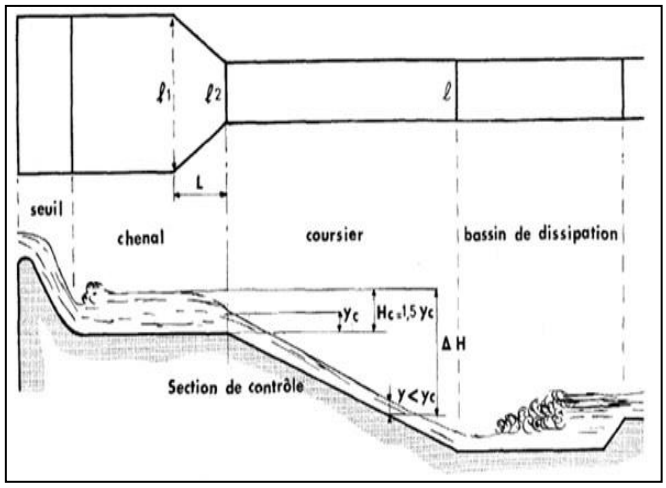


Figure. V.1 : Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal

Caractéristiques de l'évacuateur de crue :

Données du départ :

- Niveau normal de la retenue : NNR = 884,00 m NGA.
- Niveau des plus hautes eaux : NPHE = 885,43 m NGA.
- Charge à évacuer : H_d = 1,43 m
- Débit de pointe à évacuer $Q_{évacué}$ = 51,76 m3/s
- Largeur déversante : B = 14,00 m
- Hauteur de la pelle : P = 1.0m

Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue :

V.3.1.2.Le canal d'approche :

Le canal d'amené 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.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$Va=\frac{Q_{projet}}{S} \quad \text{..... (V.1)}$$

Ou : Va : vitesse d'approche.

Q : Débit de projet évacué (m3/s).

S : section mouillée (section trapézoïdale en m2).

$S = (B+mH) *H$ ……..…….…. (V.2)

$H= H_d+P$

H : Charge totale (m)

m : fruit de talus m=1,5

B : Largeur de déversoir.

P : Hauteur de pelle. $0.4< P\leq 1.6$

On va prendre : P/H=0,75 et H = 1,43 m. donc P=1 m

V_a = 2,24 m/s

$V_a \leq V_{adm}$ (4.4 – 10) m/s (Donc pas de risque d'érosion.)

Pour éviter tout éventuel risque d'affouillement et d'érosion, on conçoit une plateforme en béton avec une pente très faible et une plateforme d'approche juste à l'entrée du canal.

- **Hauteur du mur du canal d'approche :**

La hauteur de mur est :

Hm =H+R

Avec :

Hm =2,43+1=3,43

On adopte une valeur de : **Hm = 3.5m**.

Le chenal en amont du déversoir frontal sera excavé jusqu'à la cote NNR 884 m NGA.

- **Longueur du canal d'approche :** La longueur totale du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 34,73 m.

  Afin de réduire le cout du canal d'approche car sa longueur est considérable et pour des raisons de topographie nous allons le deviser en deux partie

  La première partie : (section trapézoïdal)

  L=24,3 m, conception avec du pavage d'épaisseur 0,2 m (pierre +béton)

  La deuxième partie :(section rectangulaire)

  L=10,43 m , conception en béton armé .

- **Pente du canal d'approche :**

Pour obtenir un écoulement uniforme il est important de créer une contre pente.

Pour un régime uniforme on a :

$$\boldsymbol{Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * i_0^{1/2}} \text{.....(V.3)}$$

De l'équation on obtient : $: i_0 = \left(\frac{n*V}{R^{2/3}}\right)^2$

Q : Débit évacué en [m³/s].

S : section mouillé rectangulaire en [m²] ; S = (B+mH) *H

i_0 : Pente du fond.

R : rayon hydraulique en [m] ; R=S/P.

V : Vitesse d'écoulement en [m/s] ; V=Q/S.

P : Périmètre de section mouillé en [m] ; P= B+2. $H\sqrt{m^2+1}$

N : Coefficient de Manning en [$S/m^{1/2}$]

- Pour la première partie :

L=33,92 m, conception avec du pavage

AN :

B=14m

S=37.05 m².

P=20.58m.

R= 1,8m.

N=0.030

$V_{1=}$1,39 m/s

AN : i_0 =0,028 %

- Pour la deuxième partie :

L=7,46 m, conception en béton

AN :

B=14m

S=B.H=34,02 m².

P=B+2H=18,86 m.

R= 1,80 m.

N=0.014.

$V_{2=}$1,52 m/s

AN : i_0 =0,014 %

La vitesse admissible dans le chenal d'écoulement est V_{adm}= (0,45 à 1,97) m/s

Comme : $V_1 \leq V_{adm}$ et $V_2 \leq V_{adm}$ et les pentes i_0 sont faibles donc l'écoulement sera fluviale il n'y aura pas de risque d'érosion et d'affouillement.

V.3.2. Le déversoir :

Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie avale sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversante. Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical. Il existe plusieurs approches de calcul, les plus utilisé sont la méthode de l'USBR et la méthode de Creager.

V.3.2.1.Méthode de l'USBR (WES) :

On présente ci-dessous le dessin d'un déversoir de profil de type WES (pratique) avec parement supérieur incliné (3:2) qui va garantir un coefficient de débit m_0 = 0.49.

La figure suivante montre les différents paramètres du profil USBR amont du déversoir :

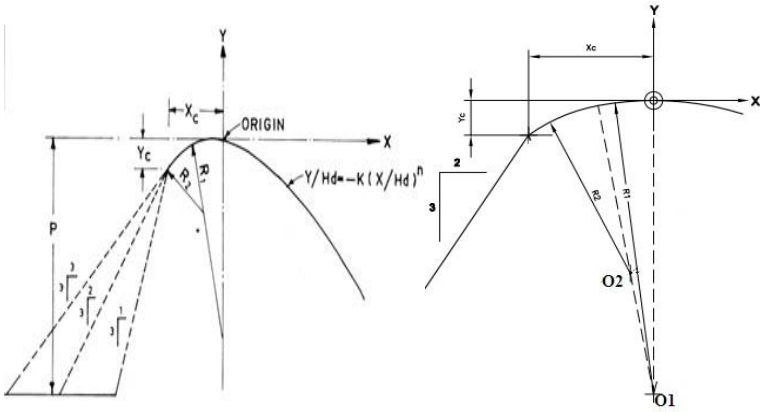


Figure. V.2 : Paramètres du profil amont d'un déversoir USBR (Khatsuria., 2005)

✓ **Quadrant amont :** Selon l'USBR (figure V.2) les paramètres du quadrant amont incliné (2 :3) sont calculés comme suit :

X_c=-0.223*H=-0.318m

Y_c=-0.06*H=-0.08m

R_1=0.554*H=0.79m

R_2=0.31*H=0.44m

✓ **Quadrant aval :** La figure suivante montre les différents paramètres du profil USBR aval :

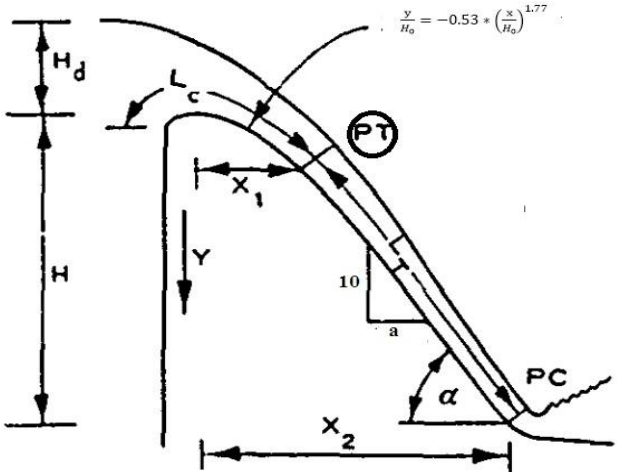


Figure.V.3 : Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (Khatsuria., 2005)

Les paramètres du profil aval sont : La longueur de la courbure (**L_c**), Longueur de la tangente (**L_t**) et l'angle d'inclinaison (**a : 10**).

A) Longueur de la courbure (**L_c**) **:**

On adopte une pente de **1 : 0.9** pour le parement aval donc à partir de la figure **V.4a** on trouve que :

$\frac{Xl}{Hd} = 1.25$ et à partir de la figure **V.4b** on tire le rapport :

$\frac{L_C}{H_d}$= 1.8 Donc : L_c= 4,37 , H_d = 2,43m

B) Longueur de la courbure (**L_t**) **:**

À partir de la figure **IV.05a :**

$\frac{Y_1}{H_d}$= 0,88

Y_1=0.88 H_d=1,26m

$Y_{2=}$ 1m

$Y_2 - Y_{1=}$ 0,22 m

Tanα=$\frac{1}{0,9}$=1,11

Sinα=0,74

L_T=$\frac{Y_2 - Y_1}{sin\alpha}$=$\frac{0,22}{0,74}$ =0.35m

Donc la longueur totale de déversement

L= L_C+L_T=2,57+0,35= 4,72m

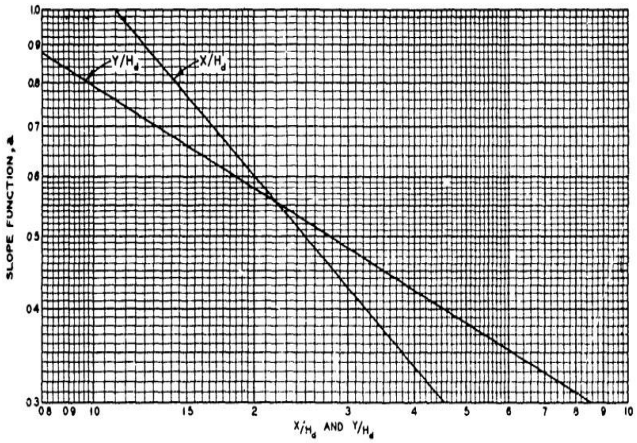


Figure. V.4a : Cordonnées du point tangentiel d'un déversoir USBR (Cox, 1973)

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

$\frac{y}{H_0} = -0.53 * \left(\frac{x}{H_0}\right)^{1.77}$ ……...… (V.4)

Les coordonnées du quadrant aval de déversoir pour une charge H=1,43 m sont données dans le tableau V.1.

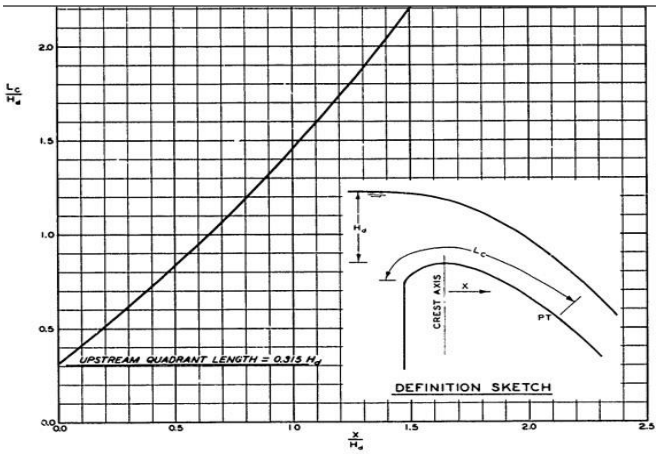


Figure. V.4b : Cordonnées du point tangentiel (Pt)d'un déversoir USBR (Cox, 1973)

Tableau. V.1: Coordonnées de la nappe déversante :

X (m)	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
Y(m)	0	-0,01735853	-0,0816987	-0,16745445	-0,27863666	-0,413589

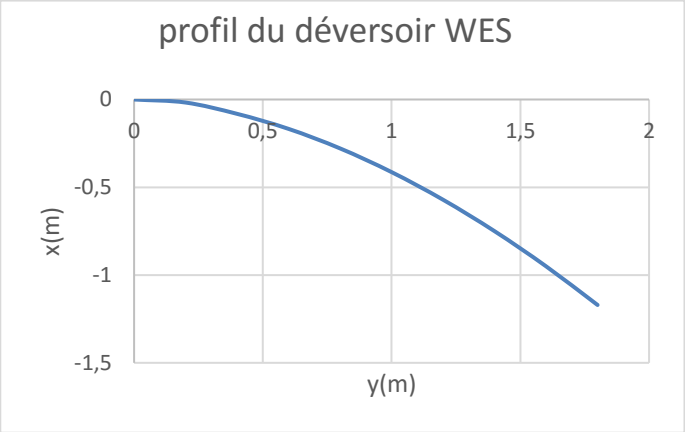


Figure. V.5 : Profil du déversoir type WES

V.3.2.2.Déversoir et canal latéral :

La forme de ce profil dépend de la charge existante, du fruit du parement amont du déversoir et de la vitesse d'approche du courant.

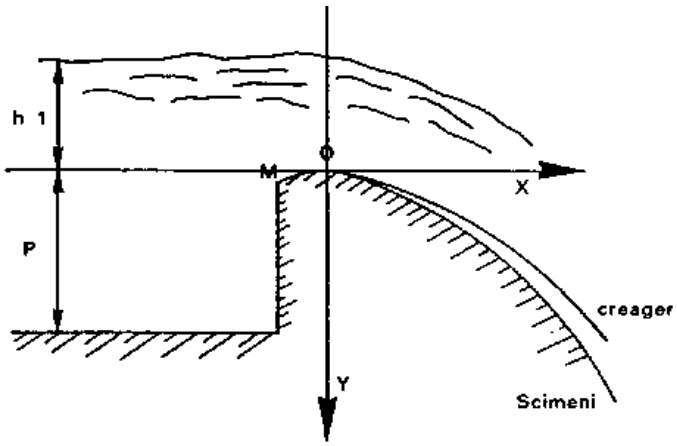


Figure. V.6 : Seuil déversant latéral

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

$Y/H = 0.47*(x/H)^{1.85}$ ……..…… (V.5)

Tableau. V.2 : Coordonnées du quadrant aval de déversoir type Creager :

Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1,43m			
H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
1,43	0,000	0,180	-1,188
	0,143	0,051	-1,148
	0,286	0,010	-1,104
	0,429	0,000	-1,058
	0,572	0,010	-1,004
	0,858	0,086	-0,887
	1,144	0,210	-0,731
	1,430	0,366	-0,543
	1,716	0,562	-0,313
	2,002	0,808	-0,043
	2,431	1,248	0,436
	2,860	1,766	0,991
	3,575	2,803	2,145

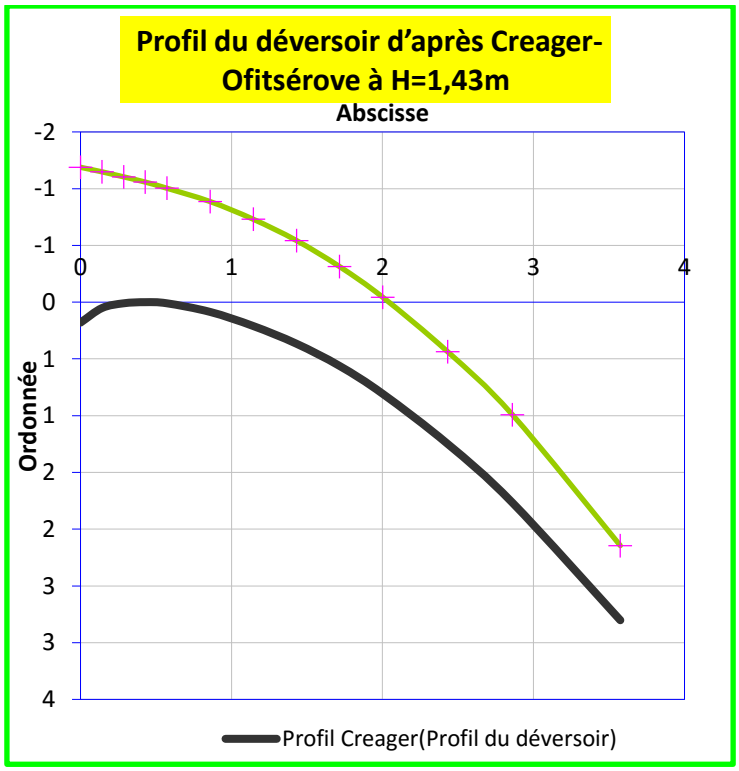


Figure. V.7 : Profil Creager du déversoir H=1,43 m

b. Quadrant amont :

La figure suivante représente la proposition pour le parement amont du déversoir

Figure.V.8: Détail du quadrant amont, l'USCE (USArmy, Corps of Engineers,1958).

Le tableau suivant montre les origines O, rayons de courbure R et domaines de validité relatifs à H_d pour le quadrant amont

Tableau. V.3 : Détail quadrant amont de déversoir (Les origines O, rayons de courbure R) :

I	**O_i**	**R_i**
1	(-0.5682/-0.3196)	0,094
2	(-0.2467/-0.5146)	0,47
3	(0/-1,175)	1.175

Le parement amont peut être modifié en aménageant une saillie, c'est à dire une masse importante peut être éliminée si elle n'est pas requise pour la stabilité de l'ensemble de la structure.

Selon l'USCE les recommandations pour le déversoir à parement amont surplombant sont :

$\frac{M}{N} = \frac{1}{2}$ et $\frac{M}{H_d} \geq 0{,}6$

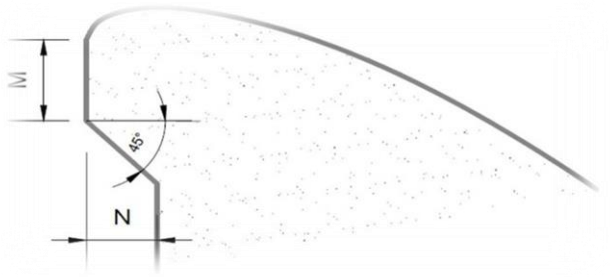


Figure. V.9 : Déversoir à parement amont surplombant

On prend :M=1,6m et N=2m.

AN $\frac{M}{H_d} \geq 0{,}6$

Avec H_d=1,43m

c. Rayon de raccordement du déversoir

Dans le cas où P<10m on prend R=0.5*P.

On a :P =1m<10m.

D'où :R=0.5*1 ce qui donne :

R = 0,5m

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir sont dépendantes de la forme géométrique de ce dernier, Nous avons opté pour un déversoir à paroi mince de profil Creager dont la cote va correspondre à celle du (NNR =884 m) pour mieux anticiper les chutes et éviter l'érosion régressive et le phénomène de cavitation.

V.3.3.Chenal d'écoulement :

Le chenal suit directement au déversoir, il est en général de section rectangulaire, comme dans notre cas. Il est de forme prismatique, ayant une largeur b_{ch}= 14 m, une pente i=0,10% et une longueur L_{ch}= 5 m (conditions topographiques).

L'écoulement dans le chenal doit être fluvial, pour permettre le passage à l'écoulement torrentiel, à l'extrémité avale (début de coursier).

La profondeur d'eau au début du chenal est la même que la profondeur d'eau à la fin du convergeant.

V.3.3.1.Profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g}\left(\frac{Q}{b}\right)^2} \quad \text{……..…….(V.6)}$$

Ou **:**

Q : débit de projet laminé (Q = 51,76 m^3/s);

b : la largeur de déversoir.

A.N :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81}\cdot\left(\frac{51,76}{14}\right)^2} = 1,12\ m$$

V.3.3.2.Pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K.S\cdot R_H^{2/3}\cdot I^{1/2}$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée [m^2];

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

Pour une section rectangulaire.

$$I_{cr} = \left[\frac{Q\cdot(b+(2\cdot y_c))^{2/3}}{K\cdot(b.y_c)^{5/3}}\right]^2 \quad \text{……...……...……..(V.7)}$$

A.N :

$$I_{cr} = \left[\frac{51,76\cdot(14+(2\cdot 1,12))^{2/3}}{71\cdot(14.1,12)^{5/3}}\right]^2\cdot 100\% = 0,153\%$$

V.3.3.3. la hauteur normale :

$$Q = C.S.\sqrt{R.I} \quad \text{……..(V.8)}$$

Q= le débit à évacuer ; Q= 51,76 m3/s
S : section du chenal ; $S=b.h_n$.
I : pente du chenal ; I=0,1 % .
C : coefficient de Chezy ; $C=R^{1/6}/n$.
n=0.014

R : rayon hydraulique $R=\frac{S}{p}=\frac{b.h_n}{2.h_n+b}$;

$$Q = \frac{1}{n} . I^{\frac{1}{2}} . (b + hn)^{\frac{5}{3}} . (2hn + b)^{-\frac{2}{3}} \quad \text{……...(V.9)}$$

Tableau.V.4: Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement :

H_n(m)	$(b*H_n)^{5/3}$	$(2H_n+b)^{(-2/3)}$	Q m^3/s
0,2	0,95758653	0,168950055	2,811026754
0,3	1,882189994	0,167403588	5,474655994
0,4	3,040147731	0,165892031	8,762919518
0,5	4,409723675	0,164414138	12,59734864
0,6	5,975580752	0,162968728	16,92049276
0,7	7,72606046	0,161554671	21,68733729
0,8	9,651867411	0,160170895	26,86108557
0,9	11,74533887	0,158816374	32,41077671
1	14	0,157490131	38,30980952
1,1	16,41027445	0,156191234	44,53496479
1,2	18,97128634	0,154918792	51,06572386
1,21	19,23550767	0,154792969	51,73488599

Donc : **hn = 1.21 m**

✓ Calcul V_n :

Q= $V_n . s_n$ $V_n = \frac{Q}{b.hn} = \frac{51,76}{14.1.21} = 3,05$ m/s

V_n = 3,05 m/s

- Calcul des paramètres hydraulique :
  - ✦ $Sc=b.h_{cr}$ = 14*1,12= 15,68 m²
  - ✦ $Pc= (2.h_{cr}+b)$ = (2*1,12+14) =16,24 m
  - ✦ $Rc=Sc/Pc = \frac{15,68}{16,24} = 0,96$ m
  - ✦ $C=(1/n) .R^{1/6} = 23,70$

- Interprétation des résultats :

On a

I = 0,1 % et Icr= 0,153%

h_n=1,21 m et h_{cr}= 1,12 m

$\Rightarrow I<I_{c\ et}\ h_n>h_c$

Le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

V.3.3.4. Convergent :

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier afin de guider les filets d'eau jusqu'au coursier ; passant d'un écoulement fluviale à la fin su chenal a un écoulement torrentiel au début du coursier.

Les détails typiques de la contraction sont montrés dans la figure V.10. Les caractéristiques de l'écoulement dans le convergent sont :

1. Le régime de l'écoulement dans le convergent est torrentiel.
2. Si le nombre de Froude F>1.5 à la fin de la contraction on adopte des murs latéraux curvilignes, sinon on adopte des murs latéraux rectilignes. (Figure V.10).

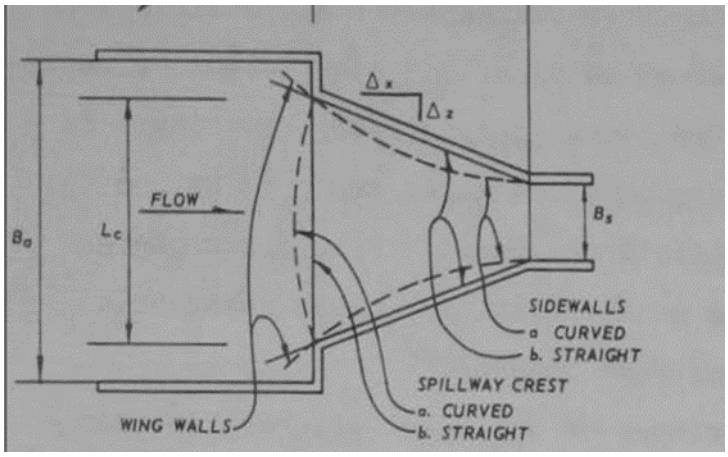


Figure. V.10 : Forme du seuil et la contraction des murs du chenal d'écoulement (*USACE, 1990*)

- **Calcul du nombre de Froude dans la première section :**

  Données à la sortie du chenal d'acheminement :

  Largeur à l'entrée du convergent l_1=14m

  Largeur à la sortie du convergent $l_2=Q^{0,5}$=6m

  H_c=1,12m

  H_n=1,31m

  V_n=3,05 m/s

$Fr_1=\frac{V_n}{\sqrt{g.h_n}}$=0,88

- **Calcul du nombre de Froude dans la deuxième section :**

  $\frac{Fr_1}{Fr_2}=\frac{1}{2}.(1+\frac{b_2}{b_1})$

  An : Fr_2=1,17

  Comme Fr_2 <1.5 à la fin de la contraction on adopte des murs latéraux rectilignes.

- **Calcul de la hauteur d'eau à la sortie du convergent Y_2 :**

$\mathbf{Fr_2}=\frac{V_2}{\sqrt{g.Y_2}}=\frac{Q}{b_2 Y_2\sqrt{g.Y_2}}=1{,}17$

Y_2=1,60m

V_2=3,63 m/s

- **Calcul de l'angle de contraction du convergent :**

$\theta = tg^{-1}\frac{1}{2Fr_1}(\frac{b_1}{b_2}-1)$ …….....(V.10)

AN θ=29,6°

- **La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :**

$L = 2{,}5\ (l_1 - l_2)$

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle

$l_2=Q^{0,4}=51{,}76^{0,4}=5$m

A.N : $L = 2{,}5\ (14 - 5) = 22{,}5$ m

En conclusion, on opte pour un convergent de type FUNNEL pour les raisons suivantes, comme le nombre de Froude est inférieure à 1.5 en fin de contraction on adopte des murs latéraux rectilignes, le convergent de type FUNNEL c'est le convergent plus simple à réaliser.

V.3.3.5. Le coursier :

Le coursier fait suite au convergent, c'est un ouvrage de raccordement, nécessaire pour conduire l'eau à flot jusqu'au point de restitution à l'aval du barrage, les coursiers peuvent être en bois, en enrochement, en béton et autres …

a. Profondeur critique :

La profondeur critique pour une section trapézoïdale est calculée avec la formule suivante :

$F_R^2=\frac{Q^2 B}{gs^3}=1$…….. (V.11)

$H_c=\sqrt[3]{\frac{Q^2(b+2mhc)}{g(b+mhc)^3}}$……..... (V.12)

$B=b+2mh_c$

$S=b.h_c+m.hc^2$

B : la largeur du miroir (m)

m :Fruit de talus (m=1.5)

b :la largeur de base du coursier (b=6m)

S : la surface mouillée (m^2)

H_c : la profondeur critique du coursier (m)

Hc est obtenue par calcule itératif

Tableau.V.5: Calcul itératif de la hauteur critique dans le coursier :

Hc(m)	B(m)	$b+mh_c$ (m)	$(b+mh_c)^3$(m)	Hc(m)
0,3	6,9	6,45	268,33613	1,91497522
0,6	7,8	6,9	328,509	1,86475717
0,9	8,7	7,35	397,06538	1,81548328
1,3	9,9	7,95	502,45988	1,7523376
1,7	11,1	8,55	625,02638	1,71070543

b. Pente critique

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q\times(b+(2\times h_c\sqrt{1+m^2})^{2/3}}{K\times(bh+mh^2)^{5/3}}\right]^2 \quad \text{..... (V.13)}$$

Donc :

$$I_{cr} = \left[\frac{51{,}76\times((5+2\times 1.89)^{2/3}}{80\times(6\times 1.89)^{5/3}}\right]^2 = 0.0028 \text{ m/m} \qquad I_{cr} = 0.0028 \text{ m/m}$$

c. Profondeur normale :

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$Q = C.S.\sqrt{R.I}$ ..... (V.14)

avec :

Sn : section du coursier $S=(b+mh_n)h_n$;

I : pente du terrain I=1%

C_n : coefficient de Chézy $C_n = \frac{1}{n}R^{\frac{1}{6}}$

n : coefficient de rugosité n=0,014 (revêtement en béton).

b :la largeur de base du coursier (b=6m)

R : rayon hydraulique $R = \frac{S}{P}$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

Par itération on trouve : hn=0,94 m

Tableau.V.6:Calcul itératif de la hauteur normale dans le coursier :

Hauteur normale hn(m)	Sn(m²)	Périmètre mouillé normal (m)	Rayon hydraulique moyen (m)	coefficient de chezy	$\sqrt{RI}$	Débit (m3/s)
0,3	1,935	6,540832691	0,295833893	58,30600504	0,054390614	6,136464408
0,4	2,64	6,721110255	0,392792247	61,12691089	0,06267314	10,11388076
0,5	3,375	6,901387819	0,489032074	63,4008171	0,069930828	14,96364183
0,6	4,14	7,081665383	0,584608249	65,31547971	0,076459679	20,6751625
0,7	4,935	7,261942946	0,679570197	66,97473724	0,082436048	27,24678957
0,8	5,76	7,44222051	0,773962555	68,44240932	0,087975142	34,68228857
0,9	6,615	7,622498074	0,867825736	69,76068213	0,093157165	42,98894921
1	7,5	7,802775638	0,961196419	70,95897307	0,098040625	51,85746562

- **Classification du mouvement et du régime d'écoulement :**

I=1% (h_n=1m), I_{cr}= 0,26% (h_{cr}=1,7m)

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que $I>I_{cr}$($h_n<h_{cr}$) alors le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

- **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :**
- **Méthode indirecte d'intégration numérique**

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux Prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant Dq/dx= 0, est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S0-SF}{1-\mathrm{Fr}2} \quad \text{……...…… (V.15)}$$

Avec : S0 : pente du fond.

Sf : pente de la ligne d'énergie. 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 :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S0-\frac{\mathrm{n2}*\mathrm{Q2}}{\mathrm{A2}*\mathrm{R4/3}}}{1-(\mathrm{Q2}*\mathrm{B})/\mathrm{gA3}} \text{……..…..(V.16)}$$

On donne des valeurs arbitraires à yi et on calcul la distance Δ*x* correspondante aux Profondeurs yi, et on calcul la profondeur moyenne :

$$ymoy = \frac{yi+yi+1}{2} \text{…… (V.17)}$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δ*x* à chaque valeur de yi, utilisant y_{moy}, et en l'ajoute à Δ*x* cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L, et on continue avec une valeur de yi< yi Jusqu'à trouver la somme de Δ*x* égal à la longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours yi <y0 (courbe de remous type S2).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. V.7 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau :

Q (m^3/s)	Strickler	I (m/m)	Yn (m)	Yc (m)
51,76	71	0,01	1	1,7

- **Calcul la ligne d'eau dans le coursier :**

A) Calcul de la ligne d'eau avec la méthode indirecte d'intégration numérique :

- **L :** la longueur du coursier **L = 129 m**
- **Δx= Δy**$\frac{1-Fr^2}{S0-Sf}$…….……(V.18)
- **S_f=**$\frac{n^2Q^2}{Smoy^2*Rmoy^{\frac{4}{3}}}$.....(V.19)

- **L =L_0 +(-1)Δx** …….……(V.20)

Avec :

Sf : pente de la ligne d'énergie

S0 : pente du fond=1%

On prend un pat de :Δy=0,03m

Tableau.V.8 : Calcul de ligne d'eau du coursier :

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr²	1-FR²	n²Q²/A²R^(4/3)	I0-G1	DELTAx	L
1,7										
1,67	1,685	10,11	9,37	1,079	1,586	-0,586	0,005	0,275	-0,085	0
1,64	1,655	9,93	9,31	1,067	1,673	-0,673	0,005	0,275	-0,098	0
1,61	1,625	9,75	9,25	1,054	1,768	-0,768	0,005	0,275	-0,112	0
1,58	1,595	9,57	9,19	1,041	1,870	-0,870	0,005	0,275	-0,127	0
1,55	1,565	9,39	9,13	1,028	1,979	-0,979	0,006	0,274	-0,143	0
1,52	1,535	9,21	9,07	1,015	2,097	-1,097	0,006	0,274	-0,160	1
1,49	1,505	9,03	9,01	1,002	2,225	-1,225	0,006	0,274	-0,179	1
1,46	1,475	8,85	8,95	0,989	2,364	-1,364	0,007	0,273	-0,200	1
1,43	1,445	8,67	8,89	0,975	2,514	-1,514	0,007	0,273	-0,222	1
1,4	1,415	8,49	8,83	0,961	2,678	-1,678	0,008	0,272	-0,246	1
1,37	1,385	8,31	8,77	0,948	2,855	-1,855	0,008	0,272	-0,273	2
1,34	1,355	8,13	8,71	0,933	3,049	-2,049	0,009	0,271	-0,302	2
1,31	1,325	7,95	8,65	0,919	3,261	-2,261	0,009	0,271	-0,334	2
1,28	1,295	7,77	8,59	0,905	3,493	-2,493	0,010	0,270	-0,369	3
1,25	1,265	7,59	8,53	0,890	3,748	-2,748	0,011	0,269	-0,408	3
1,22	1,235	7,41	8,47	0,875	4,027	-3,027	0,011	0,269	-0,451	4
1,19	1,205	7,23	8,41	0,860	4,336	-3,336	0,012	0,268	-0,498	4
1,16	1,175	7,05	8,35	0,844	4,676	-3,676	0,013	0,267	-0,551	5
1,13	1,145	6,87	8,29	0,829	5,054	-4,054	0,014	0,266	-0,610	5
1,1	1,115	6,69	8,23	0,813	5,473	-4,473	0,015	0,265	-0,676	6
1,07	1,085	6,51	8,17	0,797	5,939	-4,939	0,017	0,263	-0,751	7
1,04	1,055	6,33	8,11	0,781	6,460	-5,460	0,018	0,262	-0,834	7
1,01	1,025	6,15	8,05	0,764	7,044	-6,044	0,020	0,260	-0,929	8
0,98	0,995	5,97	7,99	0,747	7,701	-6,701	0,022	0,258	-1,038	9
0,95	0,965	5,79	7,93	0,730	8,442	-7,442	0,024	0,256	-1,162	11
0,92	0,935	5,61	7,87	0,713	9,281	-8,281	0,026	0,254	-1,305	12
0,89	0,905	5,43	7,81	0,695	10,235	-9,235	0,029	0,251	-1,471	13
0,86	0,875	5,25	7,75	0,677	11,324	-10,324	0,032	0,248	-1,665	15
0,83	0,845	5,07	7,69	0,659	12,573	-11,573	0,036	0,244	-1,894	17
0,8	0,815	4,89	7,63	0,641	14,013	-13,013	0,040	0,240	-2,167	19
0,77	0,785	4,71	7,57	0,622	15,682	-14,682	0,045	0,235	-2,494	22
0,74	0,755	4,53	7,51	0,603	17,627	-16,627	0,050	0,230	-2,894	24
0,71	0,725	4,35	7,45	0,584	19,907	-18,907	0,057	0,223	-3,389	28
0,68	0,695	4,17	7,39	0,564	22,598	-21,598	0,065	0,215	-4,014	32
0,65	0,665	3,99	7,33	0,544	25,796	-24,796	0,074	0,206	-4,820	37
0,62	0,635	3,81	7,27	0,524	29,628	-28,628	0,086	0,194	-5,891	43
0,59	0,605	3,63	7,21	0,503	34,257	-33,257	0,099	0,181	-7,370	50
0,56	0,575	3,45	7,15	0,483	39,904	-38,904	0,117	0,163	-9,522	59
0,53	0,545	3,27	7,09	0,461	46,863	-45,863	0,138	0,142	-12,902	72
0,5	0,515	3,09	7,03	0,440	55,539	-54,539	0,165	0,115	-18,898	91
0,47	0,485	2,91	6,97	0,418	66,495	-65,495	0,199	0,081	-32,233	129

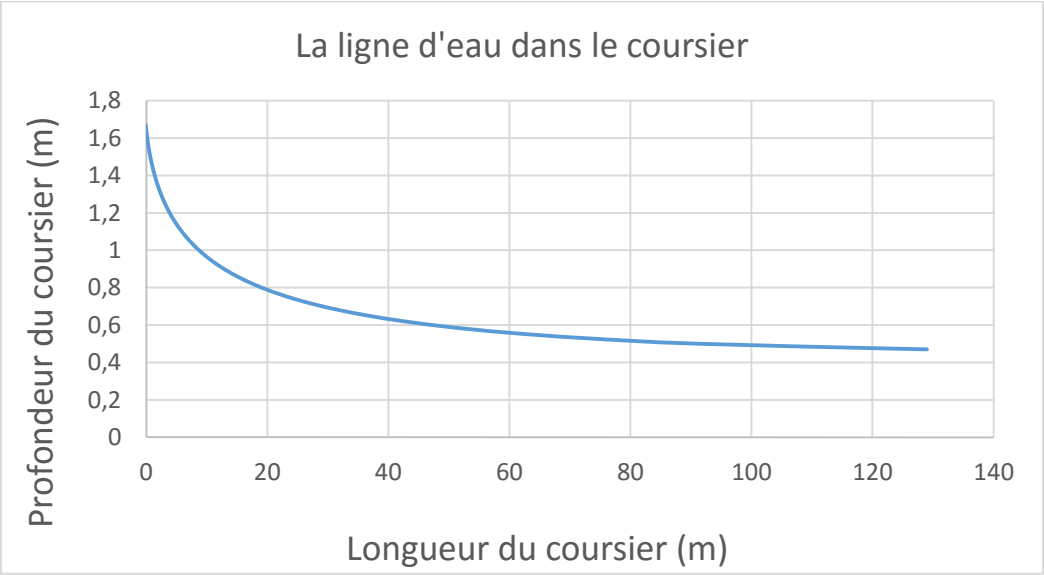


Figure. V.11 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

B) Calcul de la vitesse à la sortie du coursier

$$\mathbf{V = \frac{Q}{S}} \quad \text{……...……(V.21)}$$

V : Vitesse de sortie du coursier tel que.

S : surface a la sortie du coursier (m²)

AN :

$$s = \left(6 + \frac{3}{2}.0{,}47\right).047 = 3{,}15\text{m2}$$

$$V = \frac{51{,}76}{3{,}15} = 16{,}43\text{m/s}$$

C) Calcul du nombre de Froude à la sortie du coursier :

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} \quad \text{……..…(V.22)}$$

$$Fr = \frac{16{,}43}{\sqrt{9{,}81 \cdot 0{,}47}} = 4{,}65$$

D) Hauteur des murs bajoyers :

Les hauteurs des murs bajoyers sont détermine comme suit :

Hbaj= H + R …… ……..…..……. (V.23)

Avec :

R : Revanche (m).

V :la vitesse d'eau dans le coursier (m/s) , $\mathbf{V = \frac{Q}{S}}$

$R = 0.61+0{,}14*V^{(1/3)}$

Les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau. V.9 : Hauteur des murs bajoyers dans le coursier :

L (m)	H (m)	V(m/s)	R (m)	Hbaj
0	1,7	3,5610595	0,8237902	2,5237902
4	1,2	5,5299145	0,8575716	2,0575716
8	1,01	6,8193646	0,8754866	1,8854866
12	0,92	7,6234241	0,8855358	1,8055358
24	0,74	9,8376858	0,9099800	1,6499800
40	0,635	11,724101	0,9280445	1,5630445
60	0,56	13,512949	0,9434608	1,5034608
129	0,47	16,424707	0,9658721	1,4358721

La hauteur des murs bajoyers dans le coursier passe de 2.52m à 1.43m en fin de ce dernier.

E) Aération de coursier :

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présente un risque élevé de dégâts liés à l'érosion du fond suite à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section ou V >Vcr.

Vcr est donnée par la formule de Voinitch Syanogensky :

$$Vcri = 6{,}63 \times \sqrt{g \times R \times \cos\theta} \times \sqrt{1 + 0{,}001/R^2} \times (\frac{8{,}71 \times n}{R^{1/6}} + 1) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(V.24)}$$

Avec : Vcr : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.

R : Rayon hydraulique.

N : Coefficient de rugosité. (n=0.014).

Le calcul de Vcr pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau. V.10 : Vérification de phénomène d'aération dans le coursier :

sections	Y(m)	V(m/s)	R (m)	Vri	Vcr> V
0	1,7	3,5610595	0,8237902	21,4032561	Vérifié
1	1,2	5,5299145	0,8575716	22,3571772	Vérifié
2	1,01	6,8193646	0,8754866	22,1943235	Vérifié
3	0,92	7,6234241	0,8855358	22,2998691	Vérifié
4	0,74	9,8376858	0,9099800	22,3571772	Vérifié
5	0,635	11,724101	0,9280445	22,4179545	Vérifié
6	0,56	13,512949	0,9434608	22,4826066	Vérifié
7	0,47	16,424707	0,9658721	22,5516119	Vérifié

La condition d'écoulement non aéré à la fin coursier est largement vérifié la vitesse de l'écoulement est inférieur à la vitesse admissible ceci s'inscrit dans la suite logique de notre dimensionnement vue qu'on a une faible charge déversante .

F) Vagues roulantes:

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé. Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\begin{cases} \frac{b}{h} < (10 \div 12) \\ F^2 < 40 \end{cases}$$

Avec :

b : Largeur du coursier,

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

F : Nombre de Froude.

$$\begin{cases} \frac{6}{0{,}470} = 11{,}76 < 12 \\ F^2 = 4.65^2 = 21{,}62 < 40 \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'existe aucun de risque d'apparition des vagues roulantes dans le coursier.

V.3.3.6. 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 le lit naturel de la rivière, 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.

Tableau.V.11 : Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR :

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

Pour notre cas on a :

$v_1 = 13{,}42$ m/s; vitesse d'entrée dans le bassin.

$h_1 = 0{,}47$ m ; première profondeur conjuguée.

$$F_r = 4{,}65$$

$4.5 \leq Fr \leq 9$ Ressaut Stable

On a $V_1 < 15m/s$ et $Fr > 4{,}5$; l'U.S.B.R (United States Bureau Of Réclamation) recommande le bassin de type II

Calcul de la deuxième profondeur conjuguée

$$\frac{h1}{h2} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1\right) \text{.....(V.25)}$$

Avec :

h_1 : Tirent d'eau avant le ressaut en (m).

h_2 : Tirent d'eau après le ressaut en (m).

AN : $h_2 = \frac{h_1}{2}\left(\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1\right) = 2{,}86m$

- **Calcul de la longueur de bassin amortisseur :**

La longueur de bassin amortisseur est déterminée à l'aide de l'abaque de la figure V.12

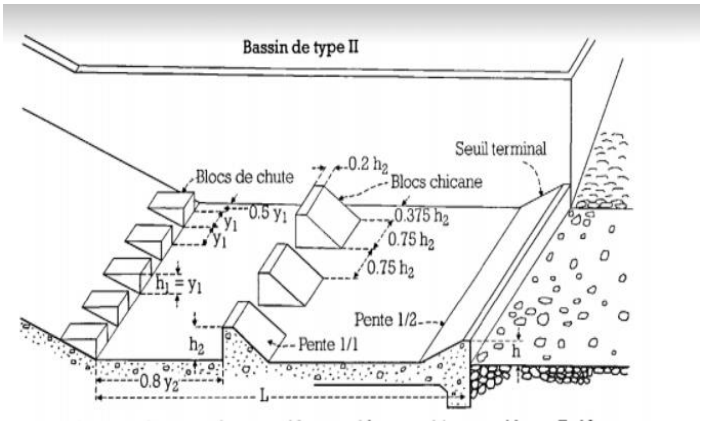


Figure. V.12 : Schéma de bassin de dissipation USBR type II (livre technique des petits barrage en Afrique Sahélienne et Equatorial)

V.3.3.7. Dimensionnement du bassin :

On a Fr = 4.71 et y_1=0,47m

donc de l'abaque.

D'où $y_2 = 2{,}86m$

Longueur du bassin On a : $\frac{L}{y_2} = 2{,}4$

Donc : L = 6,86. On prend : L = 7 m

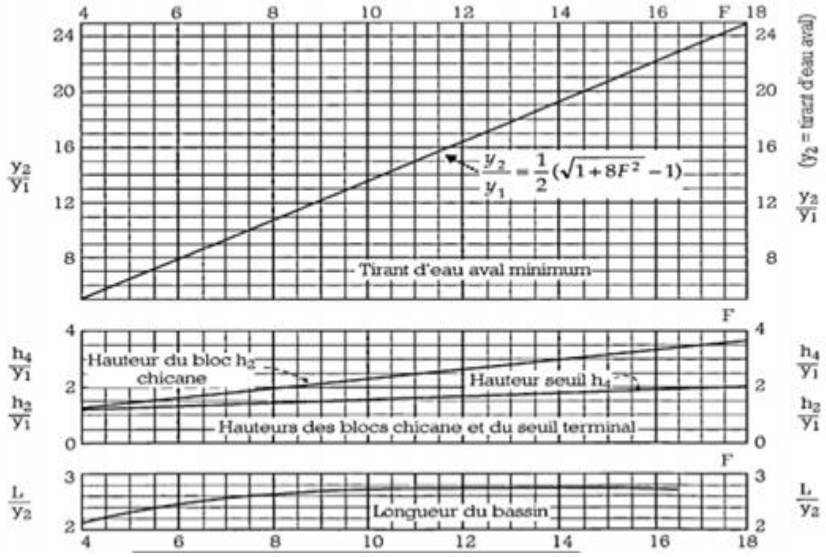


Figure.V.13 : Graphe correspondant de bassin de dissipation USBR type II (livre technique des petits barrage en afrique Sahelienne et Equatorial)

❖ **Dimensionnement des blocs Chicanes :**

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0{,}47$ m.
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0{,}47$m.
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0{,}47$ m.
- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0{,}2\ Y_2 = 0{,}57$ m.
- La largeur d'une dent : $l_2 = 0{,}15\ Y_2 = 0{,}43$ m.
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0{,}15\ Y_2 = 0{,}43$ m.

Le nombre des blocs chicanes est 6 blocs.

❖ **Canal de restitution :**

A la sortie du bassin d'amortissement, un canal de fuite a été projeté pour restituer les eaux de crues au cours d'eau original. C'est un canal en enrochement grillagé (gabion métallique) de forme trapézoïdale avec les caractéristiques suivantes :

Largeur de base : b = 6 m

Coefficient d'écartement des talus : m = 1,5

Pente du canal : i=3.714%

Coefficient de Manning Strickler: K = 1/n = 30 $m^{1/3/s}$

❖ **Profondeur critique**

➢ **La hauteur critique :**

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$h_{cr} = K(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0{,}105\sigma_{cr}^2) \quad \text{……..(V.26)}$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}}$ ……..(V.27)

Et $\sigma_{cr} = \frac{K.m}{b}$ ……..(V.28)

m : fruit des talus du canal de fuite m=1.5

b :largeur du canal de fuite (m)

Ce qui donne : K=1,96 , σ_{cr} = 0,49 d'où

h_{cr}= 1,62 m.

➢ **La pente critique :**

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g.h_c}{C^2.R_c}$ ……..(V.29)

Avec : Icr : pente critique ;

Sc : section critique Sc=m. h^2_{cr} +b.h_{cr} ;

Rc : rayon critique Rc=Sc/Pc ;

Pc : périmètre critique $Pcr = b + 2.h_{cr}\sqrt{1+m^2}$

Cc : coefficient de Chezy

n : coefficient de rugosité du sol n=0,03

Ce qui donne :

- Sc = 13,65 m^2;
- Pc = 11,84 m;
- Rc = 1,15m ;
- Cc = 30,52m.

La pente critique est **:**

Icr = 1,48 %

- **Profondeur normale dans le canal :**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

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

Pour la hauteur normale on a :

- $Sn=m.\ h^2_n + b.h_n$
- $Pn = b + 2.h_n\sqrt{1+m^2}$
- $R=Sn/Pn$
- $Cn = R^{1/6} / n$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n}.I^{1/2}.(mh_n^2 + b.h_n)^{5/2}.(2.h_n\sqrt{1+m^2} + b)^{-3/2} \quad \text{..... (V.30)}$$

Le résultat du calcul par itération dans le tableau suivant :

Tableau.V.12 : Résultats du calcule par itération :

Hn (m)	$(mh_n^2 + bh_n)^{\frac{5}{2}}$	$(2h_n\sqrt{1+m^2} + b)^{\frac{-3}{2}}$	Débit(m^3/S)
1,01	158,7179	0,033402	21,498495
1,11	211,14842	0,0316123	27,067809
1,21	274,97036	0,0299768	33,425762
1,31	351,67597	0,0284777	40,612285
1,41	442,86269	0,0270995	48,667611
1,43	462,98595	0,0268372	50,3865
1,445	478,51161	0,0266432	51,699735

h_n=1,445m

- **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n} \text{ ……..……(V.31)}$$

D'où

V=4,38 m/s

V.4. Ouvrage de vidange:

Afin d'édifier le barrage à l'abri de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement au débit quelques soit leur provenance .Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Destination de la vidange de fond :

- Assurer de l'eau pour les besoins d'irrigation.
- Vidange Totale ou partiel de la retenue en cas de défaillance susceptible d'endommager le barrage (glissement du talus, Renards) ou pour entretien.

- Evacuer la crue de chantier dans certains cas.

Le débit de projet est déterminé en fonction :

- De la condition de la vidange du volume utile durant 7-90 jours
- De la condition d'amenée d'eau pour l'irrigation suivant la condition de la vidange.

❖ Estimation du temps de vidange :

Données de base :

- La côte de la conduite à l'entrée correspond à la cote **878.70** m N.G.A.

Tableau. V.13 : Le temps de vidange :

Niveau d'eau dans la retenue	Volume Correspondant Vcote	Volume évacué Vi	Hauteur d'eau H	Débit évacué	Débit moyen Qmoy	Temps de vidange
m NGA	**m^3**	**m^3**	**M**	**m^3/s**	**m^3/s**	**s**
884	82610,00	-	8,64	0,32	-	-
883	54370,00	28240,00	7,64	0,30	0,31	90715,26
882	33330,00	21040,00	6,64	0,28	0,29	72174,89
881	19100,00	14230,00	5,64	0,26	0,27	52650,73
880	10410,00	8690,00	4,64	0,24	0,25	35154,14
879	5250,00	5160,00	3,64	0,21	0,22	23273,86
878	2280,00	2970,00	2,64	0,18	0,19	15402,96
877	700,00	1580,00	1,64	0,14	0,16	9963,20
876.1	90,00	610,00	0,74	0,09	0,12	5220,295
875.36	0,00	90,00	0,00	0,00	0,05	1916,81
						$\sum T_v$ = 306472,16s = 4J

- Côte de la conduite à la sortie (cote aval) est de **875,2 m**, N.G.A.
- Pente de la conduite est de : I = **5,86** %.
- Longueur de la conduite de vidange L =**59,80** m.
- Rugosité des parois de la conduite η = 0,013

Avec :

V_{cote} :le volume correspondant à chaque niveau d'eau dans la retenue (m^3)

V_i :le volume évacué vi (m^3)

H : Hauteur d'eau (m) , $H=V_{cote}-V_{aval}$

Q : débit évacué (m^3/s) , $Q = \mu.S.\sqrt{2gH}$

T_v :temps de vidange (s) ,$T = \frac{Q_{moy}}{V_i}$

Le vidange de la retenue collinaire de Oued Mertoum du niveau normal (NNR = 884 m) au niveau aval (875,36 m) se fera en quatre jours.

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la dérivation provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

❖ **Calcul hydraulique :**

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Qvf = \mu.S.\sqrt{2gZ} \quad \text{……..……(V.32)}$$

Q_{vf} : débit de vidange (en m^3/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m^3).

Z: charge d'eau à compter du niveau normal jusqu'à l'axe de la conduite de fond

Θ : diamètre de la conduite de vidange $\Phi = 300mm$.

Z = 884 – (875,21 + 0,15) = 8,64m.

V.4.1. Calcul du temps de vidange :

$$Qvf = \frac{Vu}{T} + Q_r \quad \text{…….……(V.33)}$$

avec:

Q_r: débit entrant dans la retenue pendant la vidange (égal au débit moyen annuel).

V: volume utile (V=**0,0502** Mm^3).

T: temps de vidange $\sum T_v$ = 306472,16s = 3 jours, 13 heures et 8 minutes.

$$Qvf = \frac{0{,}0502 * 10^6}{0.306472 * 10^6} + 0{,}319 = 0{,}4828 \ m^3/s$$

Q_{vf}=0,4828 m^3/s

V.4.2.Calcul du diamètre de la conduite de vidange :

$$S = \frac{Qvf}{\mu.\sqrt{2gZ}} = \frac{\pi.d^2}{4} \quad \text{……..……..…. (V.34)}$$

Avec: Z= 8,64 m

Préalablement on prend: μ=0,8

On trouve : S= 0,046m^2

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \quad \text{……..……...…. (V.35)}$$

D'où: d =0,243 m.

Pour des raisons pratiques nous adopterons une conduite d= 300 mm

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\varepsilon s+\frac{\lambda l}{4R}}} \quad \text{……...……..…… (V.36)}$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

ε_{vanne} : Coefficient de résistance d'une vanne, ε_{vanne} = 0,2

$\varepsilon_{entrée}$: Coefficient de la résistance à l'entrée, ξent= 0,52
ε_{sortie} : Coefficient de résistance à la sortie de l'orifice noyé ε_{sortie} = 1
ξ_{grille} : Coefficient de résistance de la grille ξ_{grille}= 0,23
Donc: $\sum\xi_s$=1,95

$\sum\xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\Sigma\xi_L = \frac{\lambda L}{d} \quad \text{(V.37)}$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 59,8 m.
d: diamètre de la conduite de vidange 300 mm.
λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{87n^2}{d^{1/3}} \quad \text{(V.38)}$$

n: rugosité de la conduite en acier (n=0,013).

On trouve: $\lambda = 0.029 \Rightarrow \sum\xi_L$ = 5,18

Ce qui nous donne: $\mu = \frac{1}{\sqrt{1,95+5,18}} = 0.2$

On trouve : S= 0.0706m^2

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à d=300 mm

La conduite étant en acier d'un diamètre de 300mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes: $V_s=Q_{vf}/S_{con}$

Ça donne Vs=6,794 m/s

Généralement on prévoit un fonctionnement en charge pour les grand barrage et un fonctionnement à surface pour les retenues, pour notre cas la conduite de vidange sera en charge (conduite en acier θ=300mm) placé dans un lit de béton (e=0,2m), Des palplanches anti renards au nombre de cinq (5) sont prévus le long du tracé de la conduite à des intervalles réguliers de 12 m, pour prolonger le chemin d'infiltration et réduire le gradient de sortie évitant ainsi le risque de renard .

V.4.3. La prise d'eau :

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

L'implantation du regard de prise d'eau est déterminée compte tenu de l'exploitation maximale de la retenue (volume d'eau stocké dans la cuvette).

Ce regard est muni d'une grille en acier afin d'assurer la protection contre les débris flottants végétaux, solides ou autres.

Pour faciliter la manœuvre des équipements hydrauliques de la chambre des vannes et pour aussi la stabiliser, on a préconisé une plateforme d'accès arasée à la cote 874,8 m à base de terre compactée aux alentours de la paroi des murs.

Dimensionnement de la conduite de prise d'eau :

Pour une durée d'irrigation de 20h / jour

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{50200}{31*3600*20} = 0\ ,022\ m^3/s$$

$Q = \mu S\sqrt{2g.H}$ (m^3/s).

μ : coefficient de débit μ=0,3.

S : section de la conduite en m^2.

V_{max}= volume d'eau stocké dans la cuvette (m^3)

H : Charge d'eau correspondante à la prise la plus basse H=1,50 m.

On trouve : S=0,0159 m^2 le diamètre de la prise d'eau sera égal à d=142 mm

Donc On prend :d=200 mm

Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a: V=Q/S

V= 1,75 m/s.

V.4.4.La chambre des vannes :

Implantée en aval immédiat de la digue, la chambre de vanne est le lieu du branchement de la conduite de service et de vidange ainsi que des fermetures des robinets vannes. elle est destinée à abriter les robinets de fermeture de la vidange de fond et de la prise d'eau sa section est de (3x 3 x 2.5)m et dans laquelle sont disposées 2 vannes.

V.5. Autre ouvrages:

V.5.1. Routes d'Accès :

L'accès vers la retenue collinaire est assuré par une route carrossable en rive gauche menant vers les terres agricoles avoisinantes afin de permettre le lien avec les champs et les sentiers usuels avant et après la réalisation de la digue future.

Elle donne aussi la possibilité d'accès vers la zone d'emprunt et l'emprise de la digue durant la construction, et aussi pour l'exploitation de la retenue collinaire.

V.5.2. Aménagement d'une plateforme aval :

Nous envisageons l'aménagement d'une plateforme aval pour faciliter l'accès à l'ouvrage de la chambre des vannes**.**

Conclusion:

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisqu'ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage.

Dans ce chapitre, et après avoir analysé la topographie du site, nous avons opté pour un évacuateur de crues à entonnement frontale implanté sur la rive gauche.

Pour le dimensionnement de cet évacuateur, la vitesse d'approche maximale est de 2,24 m/s Pour ce qui est du déversoir, il a été dimensionné selon un profil de type Creager pour mieux anticiper les chutes et éviter l'érosion régressive.

L'évacuateur de crues se termine par un bassin d'amortissement à ressaut de type II, et de longueur égale à 7 m avec des blocs de chute.

Etant donnée la capacité de la retenue (inferieure à un million m3), la vidange de fond (confondue avec la prise de fond) a été dimensionnée pour un diamètre de 300 mm.

Chapitre VI.

ETUDE DE LA STABILITE DE LA DIGUE

Introduction :

Un barrage en matériaux locaux est un massif étendu, l'étude de stabilité de ses talus (amont et aval) ne comprends pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un système sans faire des hypothèses.

Il existe plusieurs méthodes de calcul suivant la nature des hypothèses faite sur les interactions entre les tranches et sur la pression interstitielle, la méthode la plus couramment utilisée est celle de FELLENUS perfectionné par BISHOP.

VI.1. Etude de la variante retenue :

Le système de drainage est préconisé pour les digues de hauteur supérieure ou égale supérieure à six mètres, pour la digue zonée on prévoit un système de drainage combiné (prisme avec drainage à surface)

Latéralement, on dispose de part et d'autre du noyau un drain filtre qui aura pour rôle de recueillir les eaux de percolation (coté aval), d'absorber les eaux de ressuyage après la vidange (coté amont).

VI.1.1. Définition de profil général du barrage :

La digue de la retenue sur Oued El Mertoum est constituée d'un noyau en argile imperméable, avec une hauteur totale de 11,46m. La largeur en crête est de 4m et les fruits des talus amont et aval sont données successivement de (3 ; 2,5).

V.I.1.2. Conception de la digue :

VI.2. Etude des infiltrations :

Une fois que le profil général du barrage a été établi sur des critères mécaniques, il convient alors de procéder à une étude des infiltrations d'eau dans l'ouvrage et dans ses fondations. Ces infiltrations conditionnent la stabilité et le redimensionnement du barrage en cours de travaux.

Dans le cas de notre étude, nous avons sélectionné un profil critique ; ce profil est celui de la zone où la hauteur d'eau est la plus importante. C'est en effet dans ces zones que les risques de pertes de stabilité sont les plus importants.

Aussi faible que soit la perméabilité de notre barrage en terre (10^{-8}m/s), il y a toujours infiltrations d'eau. Il faut être capable des les déterminer pour pouvoir les combattre.

VI.2.1. Objectif de calcul d'infiltration :

L'étude des infiltrations consiste essentiellement en la détermination des équipotentielles et des lignes de courant qui permettent ensuite de trouver les éléments suivants :

La ligne de saturation du massif du barrage, qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique et représente le niveau de la surface libre dans le corps du barrage ou plus exactement elle représente la limite entre la partie sèche/humide et la partie saturée d'eau du barrage. La bonne connaissance de cette ligne est capitale pour pouvoir effectuer les calculs de stabilité de la digue.

La pression de l'eau interstitielle dans le massif, qui peut être déterminée à partir d'un réseau de lignes équipotentielles, c'est-à-dire de lignes reliant les points d'égal potentiel hydraulique au sein du barrage et des fondations. Une augmentation de cette pression peut être dangereuse pour la stabilité, elle peut être notamment la cause d'apparition de renards dans la partie amont du barrage.

Le débit de fuite dû aux infiltrations, qui peut s'obtenir à partir du réseau de lignes de courant, orthogonales aux équipotentielles. Ces lignes de courant représentent théoriquement la trajectoire de l'eau à travers le barrage. Si ce débit est trop important, le barrage ne fait pas son office, il faut alors augmenter la taille des parties imperméables du corps de digue.

VI.2.2. Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre :

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

-Que le sol est homogène et isotrope, c'est à dire que la perméabilité horizontale est identique à la perméabilité verticale ;

-Que la ligne phréatique suit la loi de la parabole de KOZENY ;

-Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

VI.2.3. Positionnement de la 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, et elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny 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 :

$$\mathbf{x} = \frac{\mathbf{y^2 - y_0^2}}{\mathbf{2y_0}} \quad \text{(VI.1)}$$

Tel que :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad \text{(VI.2)}$$

Avec :

d : Etant la distance du foyer du noyau au point A, d= 20,73

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b= 18,70m

AB=0.3*b=5,65

h : La hauteur d'eau en amont (He=7,2m).

$y_0 = \sqrt{7{,}2^2 + 18{,}7^2} - 18{,}7$

on trouve $y_0 = 1{,}34$ m

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

$y^2=2xy_0+y_0^2$ on aura $y^2=2{,}68x+1{,}79$

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

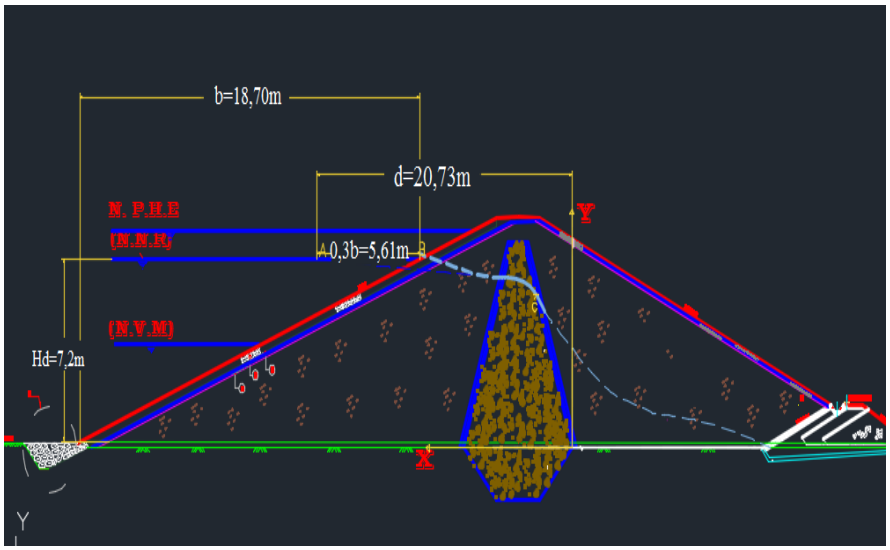


Fig. VI.1 : Positionnement de la ligne de saturation de la digue zonée de la retenue Oued Mertoum

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

Les coordonnées des 2 points A et B :

- A = (20,73 ; 7,2)
- B = (15,12 ; 7,2)

Tableau. VI.1 : Coordonnées de la parabole de KOZENY :

X	Y
0	1,34164079
1	2,11660105
2	2,67581763
3	3,13687743
4	3,5383612
5	3,89871774
6	4,2284749
7	4,53431362
8	4,82078832
9	5,09116882
10	5,34789678
11	5,59285258
12	5,82752091
13	6,05309838
14	6,27056616
15	6,4807407
17	6,88186021
18	7,07389567
19	7,26085394

Cette ligne est une représentation approximative de la réalité, mais elle est suffisante pour notre étude. Notre but n'est pas de dire que le noyau suffit. Quoi qu'il arrive après en sortie de

noyau, la construction de drains est obligatoire sur chaque face. Ces filtres permettent de garder l'intégrité du noyau en interdisant le lessivage des matériaux.

VI.2.4. Calcul du débit de fuite par infiltration :

a) Digue :

Connaissant le point de résurgence de la nappe dans le noyau, on calcule le débit unitaire, ce débit est un débit par unité de longueur de noyau/barrage

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le corps de la digue.

q =K.I.A ……..…… (VI.3)

Avec :

q : débit d'infiltration (m^3 /s/ml);

I : gradient hydraulique ;

K : Coefficient de perméabilité de la digue. ($K=0.31.10^{-8}$ m/s);

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I=\frac{dy}{dx}$et A = y.1

Donc :

$q = K.y\frac{dy}{dx}$……..…….....…(VI.4)

Avec : $y\frac{dy}{dx} = y_0$; (y_0=1,34)

D'où: $q =K.y_0$ (m3/s/ml)

Le débit total à travers le barrage sera : Q= q.L

A.N: $q=0.31.10^{-8}*1,34=7.06*10^{-9} m^3/s/ml$

Donc $Q_I = q.L=7.06*10^{-9}*84.35=4,15*10^{-9} m^3/s$

$Q_I=4,15*10^{-9} m^3/s$

b) Fondation :

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

q = K.I.A ……..…… (VI.5)

Avec :

K : Coefficient de perméabilité de la fondation. ($K=4.10^{-8}$m/s)

I=He/L_b ……..…….....(VI.6)

(H_e= charge de la retenue=7,2, L_b= 60,7m L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. A=T.1 (T=3m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où q = K.I.T

A.N : $q=4.10^{-8}*\frac{7,2}{60,7} * 3 = 1,42.\ 10^{-8} m^3/s/ml$

Donc Q_F=q.L=1,42. 10^{-8}.60, 7= 8,62.10^{-7} m^3/s

$Q_F=8,62.10^{-7}$ m^3/s

c) Débit total d'infiltration :

$Q=Q_F+ Q_I = 9,53*10^{-8}+1,27* 10^{-6}=1,36.10^{-6}$ m^3/s

$Q=8{,}66.10^{-7}\ m^3/s$

.

Le débit calculé est faible ce qui est dû à une bonne imperméabilité de l'argile du noyau. Cependant l'existence de ce débit montre bien que l'étanchéité n'est pas totale ; l'eau peut toujours s'infiltrer créer des glissements dans le corps du barrage. D'où la nécessité de drainer efficacement la structure.

VI.2.5 Calcul des filtres :

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entrainement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction, principale est de retenir ces particules du sols drainé tout en permettant a l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de mâtereaux grossiers

Ces filtres peuvent être situés :

- ✓ Entre deux couches du sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- ✓ Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituants les drains ;
- ✓ A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- ✓ Sous et au-delà du pied aval du barrage;
- ✓ Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

La conception du filtre doit obéir à certaines conditions

- ➢ Le filtre ne doit ni se dégrader par entrainement de ses éléments ni se colmater
- ➢ Il doit posséder une perméabilité supérieure à celle du matériau à protéger
- ➢ Il doit être suffisamment fin pour éviter le phénomène de renard.

- **Règles des filtres**

L'exigence primordiale aux sols des filtres c'est qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du phénomène de Renard.

Condition 1 :

$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32\sqrt[6]{\eta}.(1+0.05\eta).\frac{n}{1-n}$ ……....(VI.7)

D'où :

η: Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, η=D60/D10.

n : Porosité du sol en fonction d'unité n = no-0,1Logη.

no= 0,4 pour les sols caillouteux.

no =0,45 pour les sols argileux.

Condition 2 :

$\frac{D_{15}}{d_{85}}<4$…….. (VI.8)

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85}: Diamètre du sol à protéger.

- **Détermination de la courbe granulométrique des filtres**

En tenant compte des règles suivantes :

$12<\frac{D_{15}}{d_{15}}<40$……..……...…(VI.9)

$12<\frac{D_{50}}{d_{50}}<58$…….....(VI.10)

Avec :

D_{50} : diamètre de filtre

D_{15} : diamètre du sol à protéger.

- **Granulométrie de sol a protégé**

d_{15}= 0.0007mm

d_{50}= 0.008mm

d_{85}= 0.06mm

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

- 0.008mm<D_{15}<0.028mm
- 0.096mm<D_{50}<0.464mm

La courbe granulométrique moyenne est :

D_{15} = 0.018mm

D_{50} =0.280mm

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

d*R*15*R* = 0,0004 mm.

d*R*50*R* = 0,005 mm.

d*R*85*R* = 0,03 mm.

- 0.0048mm< D_{15}<0.016mm
- 0.06mm< D_{50}<0.29mm

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

D_{50} = 0.18mm

D_{15} = 0.010mm

Filtre N° 01 :

- **Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres :**

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

$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32\sqrt[6]{\eta}\,(1+0.05\eta)\frac{n}{1-n}$…….…. **(**VI.11)

D'après la courbe granulométriques de F_1 :

d_5 = 0.0011mm ; d_{10} = 0.0010mm

d_{17} =0.0018mm ; d_{60} =0.013mm

AN : $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ =8.125 coefficient d'hétérogénéité ;

n=0,4-0,1.logη= 0.30

$\frac{D_5}{D_{17}}$= 0.61> 0.23

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

- **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.021}{0.06} < 4$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Filtre N° 02 :

- **Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres :**

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

$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32\sqrt[6]{\eta}\,(1+0.05\eta)\,\frac{n}{1-n}$

Avec :

$D_5 / D_{17} = 0.54 > 0.47$ pour n= 0.36 et $\eta = 13.76$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD inexistant.

- **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0.36 < 4$ La condition est vérifiée.

L'épaisseur minimale des couche du filtres inversés est donnée par :

$t_{min} \geq (5\text{-}7)\, D_{85}$

Dans ce cas on prévoit un revêtement allégé d'un diamètre compris dans une fourchette (20-40) mm, pour une épaisseur de quelques centimètres. Il est à noter que l'épaisseur des couches du filtre dépend du mode d'exécution des travaux :

Pour les filtres édifies à la main : $t_{min} \geq 10cm$

Pour les filtres édifies à la machine : $t_{min} \geq 20cm$

Pour les filtres édifies par remblayage à eau : $t_{min} \geq 75cm$

Conclusion :

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur 20 cm.
- La deuxième couche en gravier d'épaisseur 20 cm.
- L'enrochement (rip-rap) d'épaisseur = 50 cm.

VI.2.6. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

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

$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm}$ ..... (VI.12)

Avec:

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau suivant :

Tableau. VI.2 : Classification des barrages:

Type des sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteur du barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, argileux	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

Notre barrage appartient à la classe IV

Tableau. VI.3 : Gradient admissible à travers le remblai terreux :

Type de remblai	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

I_{adm}=1,95

Donc: ΔH=7,2 m; δn=52.87 m; I = 0, 136 ≤ Iadm

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

VI.3. Etude de stabilité :

VI.3.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est celle de la stabilité de son talus amont et de son talus aval sur sa fondation, les méthodes les plus courantes pour la calculer sont celles de FELLENIUS, BISHOPB, SPENCER, JANBU. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai.
- En conséquence des variations des contraintes résultantes de la construction d'une vidange rapide ou bien de séismes.

Plusieurs configurations doivent être analysées à savoir :

a) Fonctionnement normal (talus aval) :

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

b) Fin de construction (talus aval et amont) :

Pas encore d'action de la retenue mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées.

c) Vidange rapide (talus amont)

Après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont.

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont groupés dans le Tableau V-4.

Tableau.VI.4 : Coefficient de stabilité admissible des talus :

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
(sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
(avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la classe III, les coefficients admissibles seront donc :

- Sans séisme : Kss,adm= 1,15 - 1,1
- Avec séisme : Kas,adm= 1,1-1.05

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus. La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de la digue par la méthode grapho-analytique consiste à la détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité et le moment des efforts de basculement (forces motrices) par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être inférieur ou égal au coefficient admissible «k_{adm} ».

VI.3.2. Méthode de Fellenius :

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC (voir Figure IV.) est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur, l, et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables.

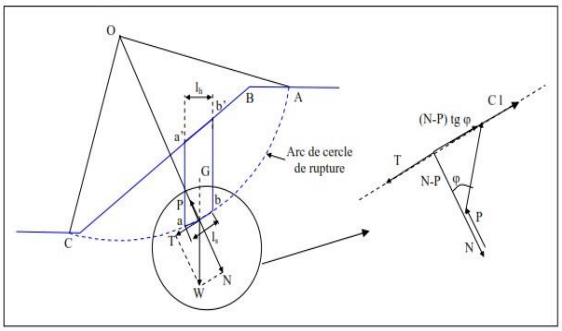


Fig. VI.2 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenuis

VI.3.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

Il n'existe pas de méthode globale pour calculer la stabilité d'un ouvrage de cette ampleur. Nous sommes obligés de faire quelques hypothèses pour y parvenir. Pour arriver à un résultat, on est obligé de se donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. On prend en général une surface cylindrique circulaire à axe horizontal, qui apparaît comme un cercle appelé « cercle de glissement » dans une coupe verticale de la digue., on considère d'autre part qu'il n' y a aucune interaction dans la 3eme dimension transversale du barrage à la vallée , pour que cette approximation soit valable , la longueur du barrage le long

de cette 3eme dimension doit représenter 2 à 3 fois la longueur de l'arc de rupture , cette hypothèse étant faite on trace sur une coupe transversale du barrage plusieurs cercles de glissement et on cherche le cercle le plus critique ,autrement dit celui qui présente le coefficient de sécurité le plus faible.

Méthodologie d'approche :

- ✓ Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- ✓ 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.
- ✓ Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2

Avec :

$R_1 = K_1 H_b$ et $R_2 = K_2 H_b$.

H_b : Hauteur totale du barrage (H_b=11,46).

(K_1-K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau VI.5

Tableau. VI.5 : Les différentes valeurs de K_1et K_2 :

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	11,46	26,36
Aval	2,5	0,88	2,03	10,08	23,26

- ✓ Le centre des rayons étant le point « B »
- ✓ L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

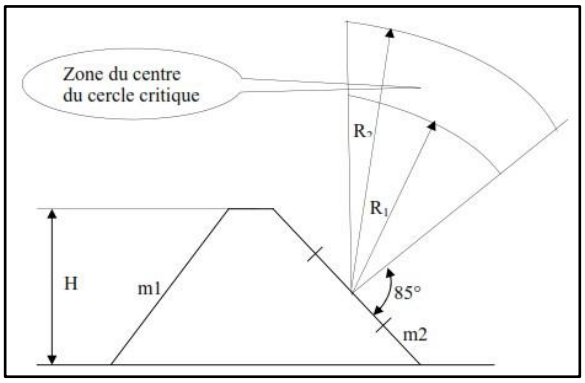


Fig. VI.3 : Zone du centre du cercle critique selon le principe de Fondeev

- ✓ 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 :

1. Composante normale (forces stabilisatrices) :

$N = G_n \cos \alpha$……..... (VI.13)

2. Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$T = G_n \sin \alpha$…….....…….... (VI.14)

Avec :

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

$$\sin \alpha = \frac{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}{10}$$

$Cos\alpha = \sqrt{1 - Sin^2 \alpha}$.

VI.3.4.Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau VI.6 suivant

Tableau. VI.6 : Caractéristique géotechnique :

Paramètres	Unité	Digue	fondation
φ°	degré	16,70	14.5
C	t/m3	2	0,585
γ_{sat}	t/m3	1,66	1,21
γ_d	t/m3	1.85	1.8

La densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$.

VI.3.5. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a) Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. Elle est donnée par la formule suivante :

$G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3)$……..… (VI.15)

Avec :

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 l'assise.

b : largeur de la tranche.

b) Force de pression interstitielle :

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

$P = U.\ dl = \gamma w.\ h\ .dl$ .....(VI.16)

Avec :

U : pression interstitielle.

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

γ_w : poids volumique de l'eau γ_w=10KN/m^3.

h : hauteur de la tranche.

c) Forces de cohésion

$Fc = c\ .dl$..... (VI.17)

C : Cohésion du sol (Matériau).

d) Forces dues au séisme :

$T = a.\ Gn$…….....…..... (VI.18)

a : Coefficient de séisme (a=0,12)

Gn : Poids de la tranche.

VI.3.6. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

- **Les forces stabilisatrices :**

a. Force de frottement :

$F_1 = Nntg\varphi - U\ dl\ tg\varphi$…….....…….…… (VI.19)

Avec :

φ : Angle de frottement.

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

b. Force de cohésion :

$Fc = c\ dl$..... (VI.20)

Avec : $dl = \frac{2.\pi.R.B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement. ($R=\frac{\cos\varphi}{b}$)

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

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

$Ms = [(Nn - U\ dl)\ tg\varphi + c\ dl]\ R$…….....… (VI.21)

- **Les forces motrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (Tn), (force de cisaillement) du poids (Gn) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$M = R\sum_{i=1}^{n} T_n$..... (VI.22)

VI.3.7. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

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

a) Retenue pleine :

$K_{ss} = \frac{\sum(N_n - P_i)tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_n \sin\alpha_n} \geq K_{adm}$..... (VI.23)

$$K_{as} = \frac{\sum(N_n - P_i)tg\varphi_i + \sum C_i dl}{(1/R)\sum G_n an_i dn_i} \geq K_{adm} \quad \text{(VI.24)}$$

Avec:

Kss : coefficient de sécurité sans séisme.

Kas : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$Kss = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \quad \text{(VI.25)}$$

$$Kas = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum aG_n d_n} \quad \text{(VI.26)}$$

c) Vidange rapide

$$K_{SS} = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_{ni}} \geq K_{adm} \quad \text{(VI.27)}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_{ni} + (1/R)\sum G_n an_i dn_i} \geq K_{adm} \quad \text{(VI.28)}$$

Les coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement sont représentés dans l'annexe.

Tableau.VI.7 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement :

Cas de sollicitation		**Kas**
Fin de construction	**Talus aval**	
	R1=22,15°	2,18
	R2=22,04°	1,50
	R3=21,18°	2,11
Fonctionnent normal	**Talus aval**	
	R1=22,15°	2,16

	R2=22,04°	1,97
	R3=21,18°	2,07
Vidange rapide	**Talus amont**	
	R1=23,0°	3,32
	R2=21,0°	2,99
	R3=22,0°	2,7

Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles.

Donc la stabilité est assurée pour les deux pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre VII.

ETUDE D'ORGANISATION DES TRAVAUX DE CHANTIER

Introduction :

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en oeuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleurs conditions possibles les travaux à exécuter, avant d'aller sur chantier, et de commencer la réalisation des travaux, pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique.

L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Répartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour lesquels on adopte une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

VII.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'installation générale d'un chantier nécessite un terrain en dégageant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les diverses aires de stockage et les pistes de circulation d'engins, suivies de leur occupation progressive par les locaux, engins, postes fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes :

VII.1.1. Installations destinées au personnel :

En général, sont :

- Abris-clos et vestiaire : Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local > 1.25 m² par personne).
- Les réfectoires : nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas > 25. Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum > 1.5 m² par personne). Garde-manger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.
- Les installations sanitaires : Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- Poste de secours : Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.
- Les bureaux de chantier : Le nombre de bureaux à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.

VII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux Agrégats :

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons. Pour le sable il est important de vérifier la teneur en éléments fins par un essai d'équivalent de sable.

Si les agrégats sont sales ou enrobés d'une couche d'argile ou autre, il serait préférable de les laver avec une eau douce avant leur utilisation. Le pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats est donné par le tableau suivant :

Tableau. VII.1 : Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats

Matière indésirable	% maximum du poids des plus gros granulats
Argile, limon, vases	1%
Charbon, bois	1%
Matériaux tendres	8%
Autres substances -nuisibles-	1%

Les différents sables et les graviers seront stockés en tas mélange. Vu que leurs densités sont différentes un mélange risque de fausser la pesée. On opte pour une méthode de stockage en étoile.

- **Le Ciment et les aciers**

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos, son lieu de fabrication n'est pas très éloigné du site, on prévoit de le prendre à partir de la cimenterie de Hamma Bouziane à Constantine qui se situe à environ 50 kilomètres du site. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire.

- **L'eau de gâchage**

L'eau destinée au gâchage du béton doit satisfaire aux normes en :

Tableau .VII.2. Tableau des normes :

Métiers	Normes en (g/l)
Matières organiques	0,1
Matières en suspension	0,2
Sels dissout	1,5
Sulfates	1,0
Acide humique	0,05
Acide sulfhydrique	0,05
Chlorures	0,1

- **Le Béton**

Le béton est un matériau artificiel dont on fait la plus grande consommation de nos jours en travaux publics et en bétonnage en général.

Les ouvrages d'art exigent que le béton utilisé soit de caractéristiques parfaitement définies telles que la résistance à la compression fixée à l'avance, autrement dit sa fabrication ne peut être faite d'une manière empirique, on doit d'une part s'assurer des dosages exactes des différents constituants et d'autre part assurer une fabrication rationnelle et contrôlée.

- **Fabrication des granulats**

Les granulats sont fabriqués dans les stations de concassage, ils seront acheminés jusqu'à l'aire de stockage par des camions benne. .

- **L'alimentation en eau potable**

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

- **L'alimentation en carburant**

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même. Un atelier suffisamment bien équipé a pour rôle d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis du matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.1.5. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un petit barrage, il nous parait indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

a) 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.

b) Le maître d'oeuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

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.

c) 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.

VII.2. Terrassement au niveau des installations de chantier :

a) Exécution des voies d'accès :

La desserte est composée de 2 routes principales N 3 et W 7. Des ponts provisoires seront construits par des buses pour la traversée de l'oued des deux cotés de l'ouvrage (aval et amont). Ces buses seront posées et revêtues en béton.

b) Détermination des engins nécessaires :

Pour les l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$R = \frac{60.G.K_r.K_t}{T.K_f} \quad \text{……..……...…..(VII.1)}$$

Où : G : capacité du godet.
Kr : coefficient de remplissage de godet.
Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.
T : durée d'un cycle.
Kf : coefficient de foisonnement.
R (m^3/h)

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60.G.K_t}{T}$$

R_c (m^3/h)
Où : G : capacité de la benne du camion.
Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin
T : durée d'un cycle.
Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer d'un rondement :

$$R_b = \frac{60.G.K_t}{T}$$

R_b(m^3/h)
Où : G : capacité de la lame.
Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.
T : durée d'un cycle.
Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voix d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important. Comme le délai d'exécution étant relativement important il est nécessaire de faire appel à un autre bulldozer et ceci dans le but d'accélérer les travaux.

VII.3. Exécution de la digue :

Le remblayage des différentes zones de la digue sera exécuté avec les matériaux provenant des diverses zones d'emprunt se trouvant à des distances relativement acceptables. Ces matériaux doivent répondre aux exigences du projet d'étude du point de vue granulométrie, perméabilité, propriété,…etc.

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

- **Les engins nécessaires :**
  - Pelle brute
  - Camion benne
  - Bulldozer

a) Exécution du remblai de la digue :

Avant de commencer le terrassement du remblai, un remblai d'essai sera prévu. Le remblai d'essai a pour objet de déterminer l'épaisseur des couches à compacter, le nombre de passes de rouleaux et le type des rouleaux à utiliser. Etant donné que la digue est composée de différentes zones, il y a lieu de respecter l'ordre de mise en place des matériaux respectifs.

- **Mise en place des terres dans le corps de la digue :**

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération consiste à l'épandage (régalage) des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement, humectation puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de compactage exigé par le projet. Avant de la mise de la couche suivante on prévoit la scarification de la surface exécutée.

- **Technologie d'exécution des différentes opérations :**

1- Déchargement :

Le déchargement doit s'effectuer régulièrement en respectant la distance entre deux déchargements successifs et ceci pour faciliter leur régalage.

2- Régalage des terres :

Le régalage sera assuré par un bulldozer.

3- Humectage des terres :

L'humectage se fera au moyen d'un camion citerne.

4- Compactage :

Le compactage des matériaux sera assuré par un compacteur aux rouleaux lisses avec vibration.

- **Mise en place des filtres et drains :**

Elle est également identique au massifs de la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux qui favorise l'augmentation des fines et par conséquent elle influe sur la fonction du filtre.

b) Enrochement de protection des paramètres :

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'aire libre et à l'eau. Ces matériaux proviennent d'une carrière se trouvant près de l'axe de l'ouvrage, et dont la granulométrie sera conformée aux limites indiquées dans le projet.

Les enrochements sont simplement déversés des camions et régalés ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai et ce tous les 3m.

N.B/ La même pelle mécanique sera utilisée pour le nivellement des talus.

VII.4. Planification :

VII.4.1. Définition :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VII.4.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau,
- Méthodes basées sur le graphique,

VII.4.2.1. Méthodes basées sur le réseau :

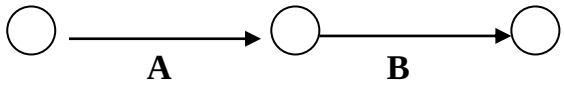
A) Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées,

Convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :**

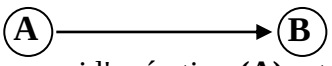
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- **Réseau à noeuds :**

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

B) Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- **Etablissement d'une liste des tâches :**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- **détermination des tâches antérieures :**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;

- Construction du réseau.

VII.4.2.2. Méthode du chemin critique (Critical Path Method / C.P.M) :

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.

C'est cette méthode que l'on va utiliser pour nos calculs.

VII.4.2.3. 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.

VII.4.2.4. 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).

VII.4.2.5. Méthodes basées sur le graphique :

- **Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

- **Méthode à barres**

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

VII.4.3. Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VII.4.3.1 Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VII.4.3.2 Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII.4.3.3 Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.5. Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;
DCP : date de commencement au plus tôt ;
DCPP : date de commencement au plus tard ;
DFP : date de finition au plus tôt ;
DFPP : date de finition au plus tard ;
MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases} \quad \text{.....(VII.2)}$$

VII.5.1. Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases} \quad \text{.....(VII.3)}$$

VII.5.2. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n} \quad \text{.....(VII.4)}$$

Avec :
$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.6. Les plannings :

Il existe trois types de plan de travail

VII.6.1. Plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.6.2. Plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VII.6.3. Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.7. Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches, c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bon escient de la main d'œuvre et des autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action de l'entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont:

- le déroulement du travail dans un ordre correct avec 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.

VII.8. Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : symboles des opérations **:**

Phases des Travaux	Opérations	Durée (mois)
Phase 01: Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier)	A	1
Phase 02: Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	B	2
Phase 03: Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	C	1
Phase 04: Excavations de l'évacuateur de crues	D	1
Phase 05: Préparation des zones d'emprunt	E	2
Phase 06: Réalisation (coffrage+coulage) de l'évacuateur de crues	F	2
Phase 07: Déboisement de la cuvette	G	3
Phase 08: Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	H	1
Phase 09: Approvisionnement du filtre	I	2
Phase 10: Mise en place D'un système de drainage	J	1
Phase 11: Remblai compacté	K	4
Phase 12: Revêtements de talus	L	3
Phase 13: Equipements hydrauliques	M	1
Phase 14: Travaux de finition	N	2

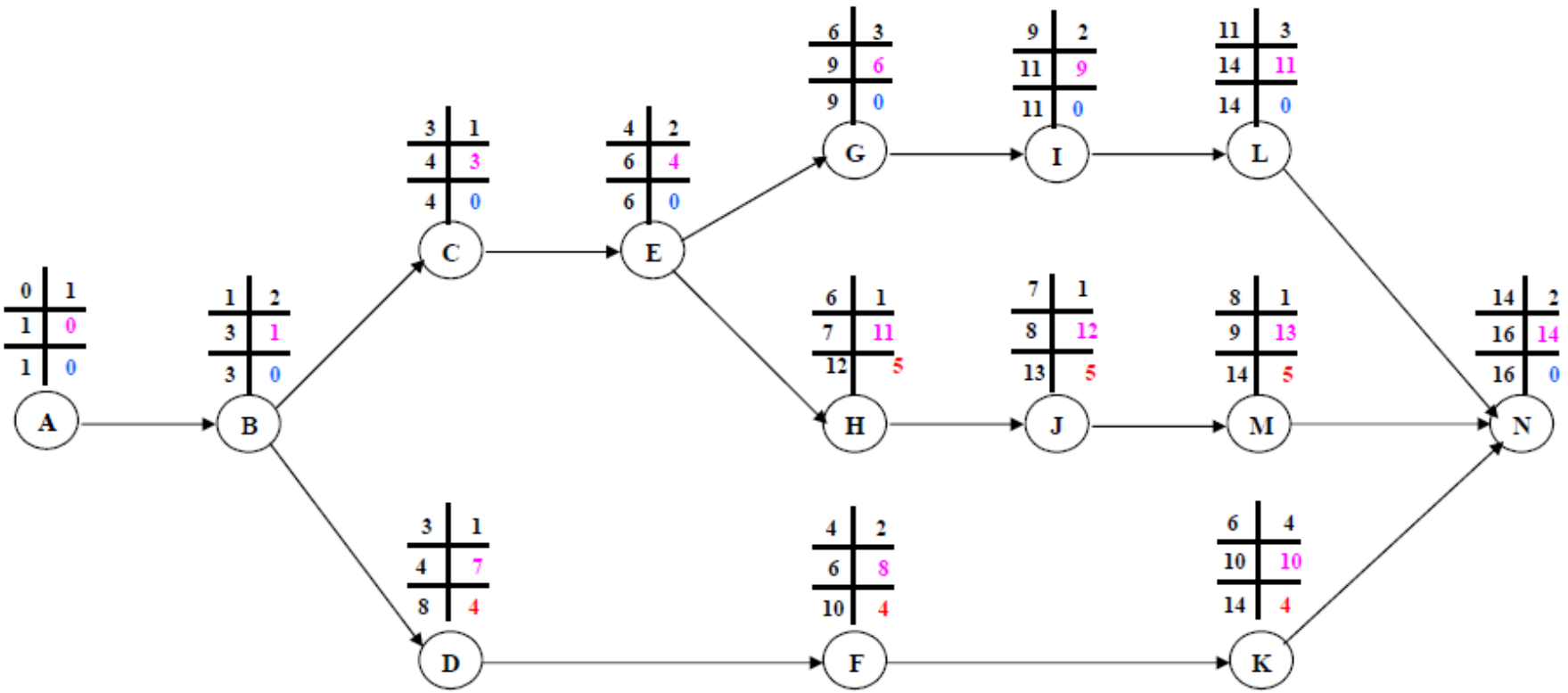


Figure. VII.1 : Réseau à nœuds

VII.9. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

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

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	2	1	3	1	3	0
C	1	3	4	3	4	0
D	1	3	4	7	8	4
E	2	4	6	4	6	0
F	2	4	6	8	10	4
G	3	6	9	6	9	0
H	1	6	7	11	12	5
I	2	9	11	9	11	0
J	1	7	8	12	13	5
K	4	6	10	10	14	4
L	3	11	14	11	14	0
M	1	8	9	13	14	5
N	2	14	16	14	16	0

D’après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire sur oued El Mertoum est égale à 16 mois.

Tableau VII.4 : Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire sur Oued El Mertoum :

Phase de réalisation	Mois01	Mois02	Mois03	Mois04	Mois05	Mois06	Mois07	Mois08	Mois09	Mois10	Mois11	Mois12	Mois13	Mois14	Mois15	Mois16
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier)	1															
Phase 02 : Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage		2														
Phase 03 : Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange				1												
Phase 04 : Excavations de l'évacuateur de crues				1												
Phase 05 : Préparation des zones d'emprunt					2											
Phase 06 : Réalisation (coffrage +coulage) de l'évacuateur de crues					2											
Phase 07 : Déboisement de la cuvette							3									
Phase08 : Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations							1									
Phase 09 : Approvisionnement du filtre										2						
Phase 10 : Mise en place un système de drainage								1								
Phase 11 : Remblai compacté						4										
Phase 12 : Revêtements de talus												3				
Phase 13 : Equipements hydrauliques									1							
Phase 14 : Travaux de finition															2	

Conclusion :

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet.

Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens. Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Ceci est normalement pris en charge lors de l'étude de l'organisation d'un chantier.

D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire sur l'oued El Mertoum est estimé à 16 mois.

Chapitre VIII.

ETUDE DE L'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

Introduction :

Le présent chapitre s'attache à évaluer les effets positifs et négatifs de ce projet sur son environnement naturel et humain et à proposer des modalités de réalisation, de fonctionnement ou d'accompagnement susceptibles de réduire significativement les effets négatifs.

VIII.1. Le champ d'application de l'évaluation :

Les impacts prévisibles du projet de la retenue sur l'environnement sont liés aux différentes phases de réalisation du projet. En effet, on distingue des effets en relation avec :

- Les chantiers de construction des ouvrages, y compris zones d'emprunts.
- La création de la retenue de stockage d'eau,
- Les usages de l'eau, en outre l'utilisation de la ressource.

D'autres effets sont permanents et définitifs : par exemple la disparition d'un espace utilisé par l'agriculture du fait de la mise en eau de la cuvette, la transformation des sites et du paysage.

Enfin, certains effets sont qualifiés de permanents mais ils sont réversibles ou adaptables : il s'agit par exemple de la modification des débits à l'aval de la retenue de Oued El Mertoum.

L'autre caractéristique amène à différencier :

- les impacts positifs
- les impacts négatifs

Certaines actions ou situations pouvant d'ailleurs renfermer en même temps des aspects négatifs et des aspects positifs.

VIII.2. Les Impacts En Phase « Réalisation» :

Il s'agit avant tout des effets des chantiers. Ils concernent aussi bien le secteur du barrage et zones d'emprunts.

VIII.2.1. Faune et flore :

Les travaux nécessaires à la réalisation des pistes de chantiers, à la création des ouvrages, et à l'implantation temporaire des installations de chantiers vont détruire des végétaux, des groupements d'espèces et des habitats pour les espèces animales qui fréquentent les espaces correspondants.

Il en sera de même lors des défrichements nécessaires aux reconnaissances et implantations des ouvrages et lors de la mise en eau de la cuvette.

La destruction de ces espaces naturels correspond pour la faune à une destruction d'habitats, c'est-à-dire à des zones de refuge, de nourrissage et/ou de reproduction.

En parallèle, la submersion des quelques surfaces de terres cultivées aura le même type de conséquences pour les espèces qui leur sont liées.

La présence d'une masse d'eau (lac) peut également créer un effet de coupure dans les dynamiques de déplacement des espèces animales.

Il n'existe pas d'alternative à cette situation. Par contre, on peut considérer que la présence de la retenue va entraîner la création de nouveaux biotopes et favoriser l'installation d'espèces inféodées à l'eau et adaptées aux conditions de fluctuation du niveau de la retenue. Il y aura donc une transformation des conditions de milieux et des écosystèmes locaux associés.

Les chantiers provoqueront en outre des dérangements pour la faune : bruit, poussière, va et vient, vibration…

Ces nuisances pousseront les animaux qui le peuvent à se déplacer et à rechercher de nouveaux espaces d'accueil aux environs de la retenue.

Ceci ne sera possible que dans la mesure où ils retrouveront le même type d'habitat pour les espèces les plus spécialisées ou les moins opportunistes et dans la limite des phénomènes de territoires.

VIII.2.2. Déplacement de population et foncier :

La zone d'emprise de la cuvette de la retenue n'est pas habitée. L'enquête parcellaire n'a pas identifié le nombre de personnes résidant de façon permanente dans la zone de la future retenue.

VIII.2.3. Equipements et infrastructures :

a) Zone du barrage :

Au niveau du barrage, la retenue va interrompre les routes qui empruntent la cuvette et desservent les localités éparses.

Le trafic camion nécessaire aux approvisionnements des chantiers du barrage entraînera inévitablement des dégradations de chaussées.

On notera toutefois que l'essentiel des agrégats nécessaires à la construction de la digue sera extrait dans la cuvette, soit depuis la carrière et central a béton située en aval du barrage, ce qui réduira d'autant les rotations de camions provenant de l'extérieur.

b) Activités productives :

Les effets potentiels dans ce domaine concernent essentiellement les environs du barrage.
Deux types d'effets peuvent être identifiés :

- Sur l'agriculture

Deux effets négatifs peuvent être imputés au projet :
- D'une part la disparition des terres agricoles correspondant à l'emprise de la cuvette de la retenue.
- D'autre part, la réduction de la disponibilité en eau d'irrigation pour les terres cultivées.

Cet effet va être particulièrement sensible pendant toute la période de remplissage du réservoir, puisque l'essentiel du débit va être stocké. Mais cet effet sera également sensible en période de fonctionnement normal de la retenue « impacts en phase exploitation ».

- Sur l'activité économique liée aux chantiers

Les travaux de construction des ouvrages constituent une source potentielle importante :
- D'emplois locaux : Les entreprises en charge des travaux devraient vraisemblablement faire appel à une main d'œuvre locale,
- D'activité économique induite, par exemple pour l'hébergement et la restauration des équipes des chantiers,
- De débouchés pour les ressources naturelles locales en complément des matériaux extraits dans la cuvette du barrage.

Les compétences nécessaires à la réalisation des ouvrages vont être recherchées aussi bien sur place qu'à l'extérieur de la région pour les emplois les plus spécialisés ou pour l'encadrement. Les personnels non résidant dans la région seront à l'origine de dépenses de type hébergement, restauration, transports qui seront injectées dans l'économie locale.

c) Nuisances pour les riverains :

Comme tout chantier de construction, ceux-ci vont entraîner des nuisances pour les riverains :

- Bruit.

- Poussière et pollution atmosphérique.
- Encombrement sur les routes d'accès.
- Modification des conditions de circulation.
- Interdiction d'accès à certaines zones.
- etc.

Des dispositions relatives à l'organisation des travaux et à l'information de la population contribueront à réduire les effets négatifs.

1/ Le bruit :

Les principales sources de bruit provenant des chantiers sont :

- Les travaux de défrichement de la zone de la cuvette
- Les travaux de terrassements nécessaires à l'édification de plates-formes.
- Le flux de trafic routier pour l'approvisionnement des chantiers, l'évacuation des déblais, le transport des ouvriers.

En matière de bruit, on peut signaler les caractéristiques suivantes :

- Niveaux sonores de certains engins de chantier :
- une pelle mécanique émet généralement des niveaux sonores de l'ordre de 100 dB à 7 m,
- Le passage d'un camion en charge mesuré à 30 m représente une puissance acoustique de 80 dB
- Les niveaux sonores d'engins de terrassement peut atteindre 100 dB à la source.
- La propagation du bruit se fait essentiellement par voie aérienne et son intensité décroît progressivement en fonction de la distance entre le point d'émission et les points de réception. On admet une atténuation de 6 dB chaque fois que la distance double (si le bruit s'échappe dans toutes les directions en même temps). Mais le vent, la topographie, la végétation… modifient cette propagation. le bruit peut entraîner, pour les personnes qui y sont exposées, stress, troubles divers tels que perturbation du sommeil, fatigue, palpitations, agressivité, repli sur soi… . La dangerosité proprement dite n'est toutefois pas avérée pour les valeurs inférieures à 85dB

L'OMS a donné les indications suivantes sur le bruit ambiant :

Tableau. VIII.1 : indications sur le bruit ambiant (organisation mondial de santé) :

Nombre dB	Sensation auditive	Bruit extérieur
40 à 50	Assez calme	Bruits minimaux dans une rue
50 à 60	Bruits courants	Rue tranquille, résidentielle
65 à 75	Bruyant mais supportables	Circulation importante (70 dB)
85 à 95	Pénible à entendre	Circulation intense
120	Seuil de douleur	Moteur d'avion à quelques mètres

Les nuisances dues au bruit joueront un rôle dans la propagation et la dispersion de ces poussières. Ces poussières peuvent créer des gênes et nuisances aux habitants telles que :

- Effets induits sur les productions maraîchères familiales ou agricoles.
- Poudrage des véhicules
- Effets induits sur la circulation, les transports ;
- Effets induits sur la santé.

L'intensification du trafic peut être à l'origine d'une élévation du niveau de pollution atmosphérique de même que l'utilisation d'engins de chantier mal réglés, émetteurs de gaz d'échappement indésirables.

Cette intensification du trafic est liée :

- Au transport quotidien des personnels sur les chantiers.
- Aux transports courants des approvisionnements des chantiers en matériaux et en matériels. Les rotations moyennes sont estimées à une dizaine par jour.
- Acheminement et au repliement des installations et des matériels les plus importants.

2/ Santé publique :

Les effets potentiels de la phase de réalisation des ouvrages sur la santé publique sont à mettre en relation avec les nuisances, telles que décrites ci-dessus, que vont occasionner les chantiers aux riverains.

Les chantiers peuvent également être à l'origine :

- d'accroissement des risques d'accidents de la circulation, à la fois à cause de :
- l'augmentation du trafic camions ;
- les salissures de chaussées provoquées par les camions, qui peuvent rendre les routes glissantes ;
- les modifications temporaires des conditions de circulation,

La maîtrise de ces nuisances et les dispositions prises pour assurer la sécurité des personnes limiteront les risques et les effets négatifs.

3/ Paysages :

Les travaux, installations de chantiers, présence d'engins vont modifier considérablement le paysage local dans la cuvette du barrage

Cette modification va être progressive, au fur et à mesure de l'avancement de l'implantation.

VIII.3. Les impacts en phase « exploitation » :

VIII.3.1. Erosion :

En conséquence, le projet de barrage n'aura pas d'effet aggravant sur les phénomènes d'érosion existants.

Par rapport à l'aval, une retenue a toujours un effet de stockage d'une partie du transport solide apporté par les eaux. Ceci a pour conséquence :

- de réduire la capacité utile de la retenue,
- d'envisager éventuellement à terme une phase de vidange,

VIII.4.Récapitulatif des impacts principaux :

Il s'agit d'effets possibles négatifs en l'absence de mesures de précaution. Les effets positifs sont signalés comme tels.

Tableau VIII. 2 : Récapitulation des principaux impacts

Domaine	En phase travaux	En phase exploitation
Faune - flore	Faible	Faible
Déplacement de population	0 famille dans la zone d'emprise	Néant
Activité agricole	Faible Disparition de 9.8km² dans l'emprise de la cuvette	Positif disponibilité en eau pour l'irrigation de 213 h
Activité économique globale	Positif présence des personnels aux chantiers consommant de l'hébergement et de la restauration, contrats pour les entreprises	Positif Assurer l'irrigation dans le périmètre irrigable

VIII.5. Mesures pour minimiser les impacts négatifs éventuels :

VIII.5.1. Présentation :

Les effets potentiellement négatifs découlant de la réalisation et de l'exploitation de la retenue Oued El Mertoum sont liés aux problèmes suivants :

- Nuisances de voisinage liées aux chantiers.
- Modification des paysages locaux par les pistes.
- Réduction du débit transitant en aval des ouvrages en phase de remplissage.

Certains effets ou l'apparition des risques peuvent être réduits par la mise en œuvre de mesures de précautions, qui sont décrites et recommandées ci-dessous.

VIII.5.2. Nuisances au voisinage des chantiers :

La recommandation principale pour pallier ces nuisances consiste à organiser le fonctionnement des chantiers en tenant compte des habitudes de vie et des contraintes des habitants proches des sites à aménager et à faire une information ciblée auprès de la population.

On rappelle que peu de population permanente est susceptible de subir les nuisances de type bruit, poussière, pollution atmosphérique due aux chantiers.

Pour limiter les nuisances sonores, il est recommandé :

- De retenir des horaires de chantier diurnes et pour les jours ouvrés exclusivement dans les secteurs à proximité des habitations, les nuisances sonores étant mieux supportées en période d'activité de jour qu'en période nocturne de repos. Les horaires habituels sont 8h-12h et 13h-17h.
- De localiser les plates-formes "bases de vie", parc de matériels, zones de stockage des matériaux à l'écart des lieux habités.
- D'utiliser des d'engins qui répondent aux normes en vigueur en matière de limitation des émissions sonores.
- D'informer la population sur les travaux et leur avancement.

- D'étudier des plans de circulation qui permettent de maintenir des accès pour les habitants.
- D'adopter des horaires qui permettent de décaler les utilisations de voies d'accès si nécessaire ;
- De procéder à des nettoyages de chaussée en cas de risque de chaussée rendue glissante ;
- De remettre en état les chaussées dégradées, à la fin des travaux ;
- D'informer la population sur les plans de circulation, par exemple par voie d'affichage dans les lieux habités et sur les voies d'accès.

VIII.5.3. Paysage :

En matière de paysages, il conviendra de veiller au nettoyage des zones de chantiers à la fin des travaux de façon à ne pas laisser sur place des matériaux, vieux matériels, etc.… susceptibles d'être assimilés à des déchets ou rebuts.

Adapter la gestion de la retenue :

La gestion de la retenue doit être conduite de façon à éviter l'alimentation par la prise d'eau en période de crues, pour limiter les apports en matières en suspension,

VIII.6. Précautions lors des travaux :

VIII.6.1. Précautions vis-à-vis des personnels :

Les précautions à prendre pour assurer la sécurité des ouvriers seront conformes aux dispositifs réglementaires en vigueur et imposées aux entreprises.

L'intervention d'un coordonnateur - ou d'une cellule de coordination - pourra améliorer la sécurité générale. Ce coordonnateur sera en mesure de proposer des adaptations en fonction d'évolution de la situation ou d'évènements imprévisibles.

VIII.6.2. Précautions pendant la phase chantier :

Diverses dispositions seront prises et imposées aux entreprises pendant les travaux pour limiter les risques de pollution des cours d'eau pendant les chantiers de construction.

Dans tous les cas les entreprises auront l'obligation d'assurer (ou de faire procéder) le stockage provisoire, le transport et l'élimination des déchets selon les règles en vigueur (des dispositions différentes pourront être retenues selon la nature des déchets produits) et, dans tous les cas d'éloigner ces déchets des cours d'eau.

De même, les entreprises auront l'obligation de procéder à une vérification périodique des matériels tant au niveau des émissions de gaz d'échappement que des niveaux sonores et de l'étanchéité des réservoirs d'huile et de carburant.

VIII.6.3. Précautions par rapport au risque de rupture du barrage :

Toutes les précautions seront prises pour réduire le risque de rupture de la retenue d'Oued El Mertoum à une probabilité infinitésimale.

Pour éviter qu'une telle catastrophe ne se produise, les moyens à mettre en œuvre interviennent à plusieurs stades de la vie du projet : lors des études, de la construction, de l'exploitation.

1/ Au stade des études :

- Le dimensionnement du barrage doit être effectué dans les règles de l'art ; l'étude de stabilité est un point clef du dimensionnement pour laquelle les différents cas de charges normaux et extrêmes (prise en compte du risque sismique) doivent être examinés ;
- Les études d'exécution doivent être menées rigoureusement en adaptant si nécessaire le projet compte tenu des conditions géologiques réelles rencontrées. Dans le cas de Oued El Mertoum, la bonne qualité de la fondation est un élément favorable indéniable ;

2/ Au stade des travaux :

- S'assurer que l'ouvrage est construit conformément aux spécifications techniques du marché de travaux et acter de toutes les modifications apportées au cours de l'exécution.
- A ce titre l'établissement des plans « conformes » à exécution et d'une monographie exhaustive de la construction (Rapport de Travaux) est l'assurance de pouvoir comprendre après coup l'origine de tout incident qui surviendrait ;

- S'assurer que le dispositif d'auscultation préconisé est effectivement mis en place et opérationnel de suite ;
- Suivre et analyser la phase critique de première mise en eau, qui est toujours très révélatrice de désordres cachés, en respectant les paliers de mise en eau recommandés

3/ Au stade de l'exploitation :

- Surveiller régulièrement le comportement du barrage et le fonctionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crues, vidange de fond), par le biais des dispositifs d'auscultation et de visites et fonctionnements périodiques des dispositifs de vannage.
- Avant l'annonce d'une crue, dans les situations critiques au cours desquelles le barrage pourrait déverser, il est primordial d'assurer une gestion anticipée du réservoir
- Mettre en œuvre, à l'aval du barrage, un dispositif d'alarme, destiné à prévenir les populations à l'aval, en cas de risque majeur. Cela suppose la mise en œuvre d'un plan global de sensibilisation du public et d'évacuation.

VIII.7. Altérations hydrologiques et biologiques :

Plusieurs études ont fait appel à la modélisation hydrologique de bassin pour mieux cibler l'impact cumulé des altérations hydrologiques sur les poissons ou les macroinvertébrés. Par exemple, (Carlisle et al. 201160) ont extrapolé statistiquement des débits naturalisés aux USA (forêts aléatoires) pour estimer des altérations hydrologiques observées près des sites d'échantillonnages biologiques. Ils suggèrent que des diminutions des débits extrêmes (étiages et crues) favorisent les organismes typiques des lacs ou courants faibles, préférant des substrats fins ou présentant des stades aériens. Bien que la qualité de l'eau puisse jouer sur ces résultats, ils indiquent un effet cumulé de l'altération des débits dans le sens ou une altération à large échelle génère un impact écologique à large échelle.

VIII.8. Effets rétroactifs :

(Exemple de l'influence de la création de retenues d'irrigation sur les systèmes de culture)

La création de retenues a clairement un impact sur les cultures du bassin versant (en amont et/ou aval de la retenue). En effet, la mise à disposition de l'agriculteur d'un volume d'eau supplémentaire et « assuré » permet à celui-ci de choisir d'implanter une diversité plus

importante de cultures (introduction de cultures irriguées dans un assolement préalablement en sec), ou d'augmenter ses surfaces en cultures irriguées, ou encore d'accéder à des cultures sous contrat (impliquant souvent un accès sécurisé à une ressource en eau) . La modification de l'assolement modifie les flux d'eau et de polluants. Chaque parcelle cultivée génère des flux de ruissellement et drainage différents selon la période de couverture du sol et l'intensité du couvert végétal et la conduite de la culture : la protection phytosanitaire et la fertilisation auront un impact sur la qualité de l'eau drainée et ruisselée, la conduite de l'irrigation aura un impact sur l'intensité d'utilisation de l'eau du sol (et donc sur la quantité de ruissellement et de drainage généré). Par ailleurs, l'arrangement spatial des cultures au sein du bassin versant peut favoriser ou au contraire limiter les flux de ruissellement (en jouant notamment sur la localisation et la période des zones en sol nu et en végétation). Ces flux ruisselés et drainés peuvent alimenter la retenue qui a généré le changement d'assolement ou des retenues situées plus en aval. Selon le mode de fixation des éléments (nitrates, phosphore, phytosanitaires) aux sédiments et le mode de vidange de la retenue, celle-ci aura soit un rôle tampon positif qui améliorera la qualité de l'eau des cours d'eau en aval, soit un rôle négatif en transmettant les polluants en aval, voire en amplifiant cet impact négatif en cas d'eutrophisation, avec relargage de cyanobactéries et de matière organique. Il faut noter également que les systèmes de culture ont un effet sur le niveau des retenues non seulement par le biais de leur contribution plus ou moins forte au remplissage de celles-ci par le biais des flux de ruissellement ou sub-surface du bassin versant amont, mais aussi par leur contribution à la vidange de la retenue par pompage pour l'irrigation. Cet effet sur la dynamique de remplissage/vidange des retenues sera différent selon la part de cultures irriguées (vs. pluviales), le type de conduite de l'irrigation (restrictive vs. excessive) et la variabilité du climat (qui va conditionner les dates de semis, les choix de culture et de précocité, choix de culture et donc la période d'utilisation de l'eau).
Généralement Impacts du projet sur l'environnement ;

- Impacts paysagers et mesures pour les diminuer
- Impacts sur la flore terrestre et mesures pour la diminuer
- Impacts sur la faune terrestre et mesures pour la diminuer
- Impacts sur la qualité des eaux et mesures pour la diminuer

Conclusion :

La construction de retenues collinaires peut être indispensable dans certains cas, notamment dans un contexte d'explosion démographique. Il est difficile de trouver un site qui n'occasionnera aucun impact sur le milieu environnant, les contraintes topographiques, géologiques et hydrologiques étant très importantes en milieu montagnard. Si les enjeux économiques sont jugés prédominants, il peut exister des mesures visant à réduire les impacts ou à les compenser. Lors de la présentation du projet, des mesures compensatoires sont proposées par l'Agence Nationale pour la Conservation de la Nature (ANN) pour notre site ainsi qu'une étude d'impacts complète qui fera un de nos objectifs principaux.

Conclusion générale

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier la faisabilité de la retenue collinaire sur oued Mertoum, commune d'Ain M'lila dans la wilaya de Oum El Bouaghi, qui est destinée à la protection contre les inondations et à l'irrigation.

On a fait une étude géologique qui comprend l'étude de la fondation, de la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction. Ensuite, on a étudié l'hydrologie de la région pour estimer les crues et connaitre le taux de remplissage du réservoir en se basant sur les données hydrologiques de plusieurs années d'observation.

Une étude des variables détaillée nous a permis de choisir la variante la plus adéquate à notre site, la digue sera du type zoné, sa partie centrale ou noyau sera réalisée avec l'argile verdâtre qui est destinée à la confection du noyau en utilisant les matériaux appartenant à la zone d'emprunt N°3.

La conduite de prise d'eau et de vidange de fond sera une conduite en acier enterrée. Elle servira de dérivation provisoire lors de la réalisation de l'ouvrage.

Nous avons opté pour un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal placé en rive gauche. Des calculs technico-économiques ont été faits pour choisir l'optimum et faire le choix le plus économique, la largeur déversante de l'évacuateur de crues est de 14m avec une hauteur déversante de 1,43m.

Enfin nous avons procédé à la validation de notre projet par une étude de stabilité de la digue.

Si on se réfère au prix du m^3 d'eau et à la durée de vie de l'ouvrage, on peut dire que le site d'oued Mertoum a une rentabilité faible, mais l'impact positif pour la région et sa population du fait de la disponibilité de l'eau que va engendrer cet ouvrage pour l'agriculture et le cheptel et pour pallier l'insuffisance des ressources en eau dans la région semble plaider pour la validation du choix du site.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Bauer, W. J. (1951) : The developement of the Turbulent Boundary Layer on Steep Slopes. A dissertation submitted to State University of Iowa, August 1951.

Bernardo A. R., L. Santos (2004) : Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages.

Boutoutaou D. (Mai 2006) : Méthode de calcul des débits de pointe de crues en Algérie Septentrional. Séminaire National sur les Ressources en Eau et leur Utilisation. C.U. Khemis Miliana. Mai 2006.

Cox, R. G. (1973) : « Spillway Water !surface Profiles » Miscellaneous Paper H-73-4, Jun 1973, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.

Degoutte G. (2002) : Petits barrages : Recommandation pour la conception. CEMAGREF Editions.

Fread D.L. (1993) : Flow Routing, in Handbook of hydrology, D.R. Maidment, ed. McGrawhill, New York. P10.1*10.36.

Khatsuria R.M. (2005) : Hydraulcs of Spillways end Energy Disspators. Georgia Institue of Technology, Atlanta, Georgia.

Mebarki A. 2004 b : Des pluies annuelles moyennes aux pluies maximales journalières extrêmes : Approche à l'aide de la cartographie automatique appliquée à l'EST algérien, Journées d'études : Risque naturel : innondations, prévision et protection, CRASTRA, Batna 15 décembre 2004.

Mihoubi M. K. (2013), Ouvrages Hydrotechniques, Polycopie de cours, ENSH Blida.

Minor H. E., Hager W. H. (2000) : Hydraulics of Stepped Spillway, Zurich.

PADOUN N-N (1973) : Le module interannuel et bilan hydrologique de l'Algérie septentrionale, Thèse 3ème Cycle, Institut d'Etudes et Recherches Hydrométéorologiques.

ROCHE M. (1963) : Hydrologie de surface. ORSTOMP. Gauthier-Villars Editeur.

USBR (1987) Design of Small Dams : United States of the department of the interior, Bureau of reclamation. Third Edition.

Thomas H. H. (1976) : The Engineering of large dams. Part I and II, John Wiley ans Sons.

Touaibia B. & Benlaoukli B. (2004), Introduction au dimensionnement des retenues collinaires, ENSH Blida.

USACE Engineering and Design : Hydraulic design of Spillway, Enginner Manual EM 1110-2-1603, January 1990.

ANNEXES

ANNEXE I

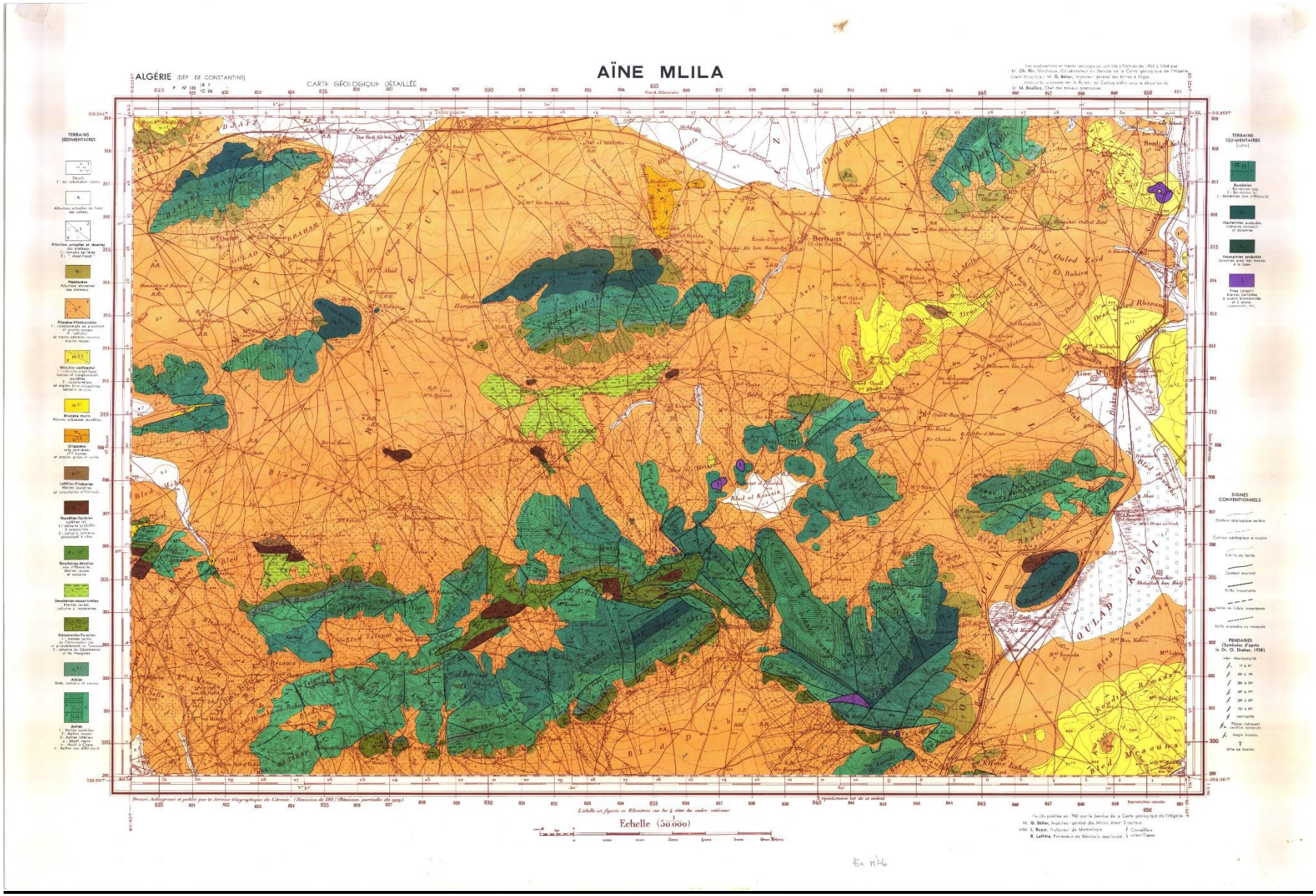


Figure 1 : Carte géologique d'Ain M'lila – échelle 1/50000

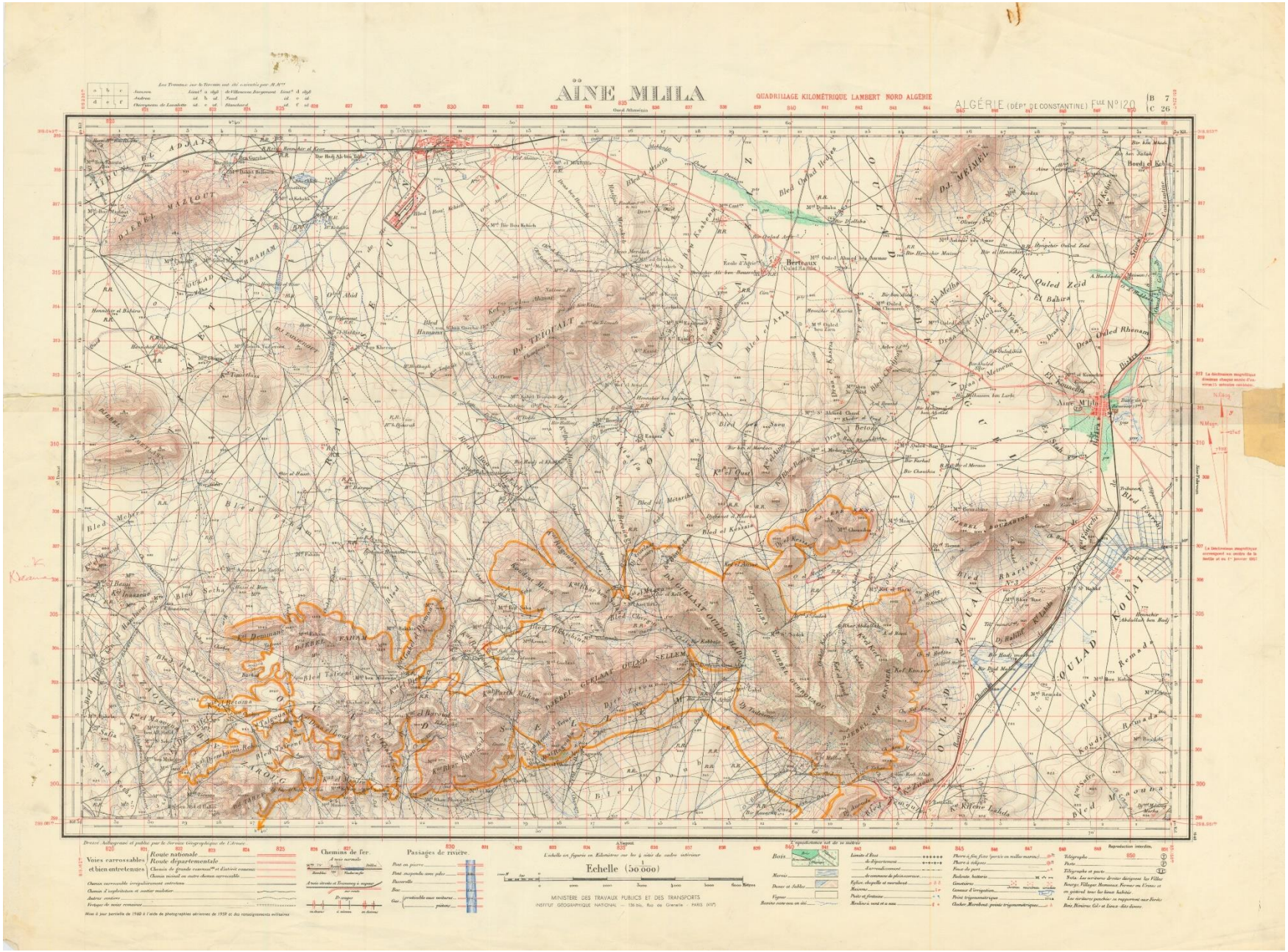


Figure 2 : Carte topographique d'Ain M'lila – échelle 1/50000

ANNEXE II

Pluies moyennes mensuelles et annuelles de la station de référence (100511) :

Années	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Févr.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	P_{annuel}
1978	62,3	73,3	15,5	42,6	26	9	25	72	43	0	0	0	368,7
1979	0	37,9	0	23,7	40,5	37,5	25	5,1	27,3	0	11,7	1,4	210,1
1980	150,3	44	27,5	16,4	79,7	23,2	35,2	72,8	43,4	10	3,8	23,9	530,2
1981	70,2	66,9	8	0	58,4	23,2	74,6	28,4	9,5	31,7	0	70	440,9
1982	24,7	23,5	4,1	33,2	2,8	18,1	26	18	10,1	15	0	0	175,5
1983	14,5	27	23,3	12	14,5	47,7	49,5	14,9	64,5	0	0	7,3	275,2
1984	49,8	3,7	34,4	7,3	10	34	56,9	59,9	72,8	80,2	23	12,2	444,2
1985	0	42,2	48,2	18,7	5,5	0	5,5	32,6	0	3,1	0	48,3	204,1
1986	0	2,6	58,6	0	23,2	32,9	25	39,3	39,1	1,6	3,5	61	286,8
1987	3,2	53,6	6,8	8,1	14,2	57,3	32,2	145,9	21	23,5	4,6	0	370,4
1988	84,1	20,1	19,2	14,2	27,9	44,5	50,7	26,4	77,5	2,9	0	3	370,5
1989	22,2	2,1	24,6	104,4	14,1	0	37,3	21	8,6	33,7	0	14,7	282,7
1990	27,9	31,4	7	32,5	38,7	26,2	52,7	44,1	42,6	18,4	0	0	321,5
1991	3,8	43	48	46,4	2	5,2	23,9	1,6	10,3	4	1	19,2	208,4
1992	33,9	16	20	20,6	23,5	10,5	77,3	21,7	32,9	1,8	3	12	273,2
1993	108,1	20,8	34,6	36,1	18,3	67,1	46,9	16,4	48,5	2,7	18,2	2,7	420,4
1994	6,9	15,7	25,8	9,2	22	26,6	27,4	25,2	43,6	44,8	4,6	3,5	255,3
1995	14,8	4	22,3	70,6	16,5	0	22,8	41,1	11,9	47	17,5	9,2	277,7
1996	50,1	33,5	1,6	7,1	47	0	21,7	34,7	0	16	10,5	9,2	231,4
1997	33,4	3	65,4	41,5	10,1	20,5	71,9	60,4	77,4	8,9	10	1,6	404,1
1998	29	80	17,5	15,2	34,1	43	70,7	67,5	79,1	7	15,3	5	463,4
1999	10,5	6,5	79,7	125,6	0	36,6	35,7	9	39,4	13,6	15	10	381,6
2000	5	11,5	9,3	81,2	32,5	20,3	13,2	31,4	14,4	0	0	6	224,8
2001	30,2	72,3	4,5	23	85	9	52,5	15,5	11,8	62	0	4	369,8
2002	188,7	37	32	22	122	136	46	58	66	35	34	15	791,7
2003	8	9	2,5	12	30,2	10	34	40,3	6	26,5	4	4,5	187
2004	35,6	50,8	72,6	50,2	3,3	23,9	28	47,8	48,7	23	0,6	17,7	402,2
2005	69	23,5	94	24	43,2	9,5	17	26	8	33,6	2,7	25,9	376,4
2006	55	12	17,8	18	7,6	5	15	13,7	87	39	0	44	314,1
2007	46,5	19,5	10,1	45,1	50,5	10,5	12	36,5	36	0	0	4	270,7
2008	122	27	18	13,5	14	33,3	41	29	103	12	28	102,4	543,2

Pluies maximales journalières de la station de référence (100511) :

Année	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Févr.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	$P_{max\ J}$
1978	2,3	0	5,9	16,4	37	9,1	20,5	8	13,5	17,5	10	2,9	37
1979	19,4	15,3	0	10,1	8,6	7,8	4,1	8,3	8,8	0	15,9	0	19,4
1980	15,5	31,9	6,1	18,7	19,3	2,2	13,3	62	34,5	0	1,5	0	62
1981	38,8	43	5,6	40,7	24,1	9,7	21	35	19	35	0	26,9	43
1982	16,5	7,5	11,3	19	8,5	8,1	18,2	12,9	0	13,1	15,6	0	19
1983	1,2	13.65	24	2,5	15,5	12,2	11,8	4,5	15,2	0	0	12	24
1984	24	0	29	5,2	19,2	10,6	16,2	20,2	28,2	22,5	4,5	5,5	29
1985	30,3	5,3	25,7	14,9	7,3	0	26	18,5	7,2	20,2	0	19,5	30,3
1986	0	0	60	5,5	5,7	17,5	16.07	27,1	19.01	21	0	0	60
1987	16	60,3	0	4,7	8	10,4	4,5	42	6,8	14	0	0	60,3
1988	35,5	7,5	2,5	0	9,9	21,5	35,2	13,8	37,6	0	0	2,7	37,6
1989	16,2	0	8,1	20,4	5,2	7,5	18,1	9,3	4,2	20,6	0	28,5	28,5
1990	18	12,2	0	13,2	10,5	8,8	12,5	12,2	14,2	12,7	7,3	17,8	18
1991	23,6	24	20,7	5,6	0	4,7	9,2	0	2,5	11,2	0	7,2	24
1992	0	6,9	4,9	9,9	13,4	16,8	14,2	7,1	1,2	8,2	1,5	2,5	16,8
1993	3,2	80	4,5	30,3	12,1	5,7	34,2	9,3	24,3	4,9	0	0	80
1994	10,4	11,2	10,1	6,1	15,1	3,5	14,1	7,3	6,5	16,2	0	4,8	16,2
1995	30	6,9	13,3	19,2	4,3	14,2	7,2	5,4	21,5	0	2,6	0	30
1996	5,2	7,9	6,5	3,9	4,9	19,4	8,5	9,5	20	18,2	0	0	20
1997	42	2,6	9,4	19,6	3,9	14	5,5	6,9	19.01	12,9	0	23,5	42
1998	18,7	4,3	1,9	4,2	31	0	4,6	17,4	15,7	0	0	22,2	31
1999	8,2	0	12,9	26,4	2,9	10,4	49,8	10,5	31,3	9,7	3,5	0	49,8
2000	3,5	17,9	14,3	8,5	15,7	21,6	22,2	9,1	41	17,5	13,7	0	41
2001	14,2	6,5	31	29,7	7,5	12,9	12,7	2,8	26,3	0	0	21,2	31
2002	0	7,3	5,2	22,4	17,3	42	125	8,2	4,5	0	7,4	2,1	125
2003	16,1	17,5	8,5	10,9	6,3	6,7	11,5	12,2	0	10,2	6,9	18	18
2004	11,5	13,6	5,5	19,6	33,8	30	24,2	17,9	22,8	16,7	5,8	6,6	33,8
2005	6,8	6,3	2,2	5,1	10,4	40	8,8	16,9	2,6	21,2	6,9	3,5	40
2006	19,9	28,5	56	31,8	3,5	7,1	14,5	22,4	15,5	3,4	0	4,8	56
2007	25	4,5	12,1	6,7	11,2	2,8	5,2	12,8	5,6	13,5	8,5	4,5	25
2008	18,9	11,7	23,4	14,3	3,7	1,5	3,6	6,2	80	11,3	0	30,2	80

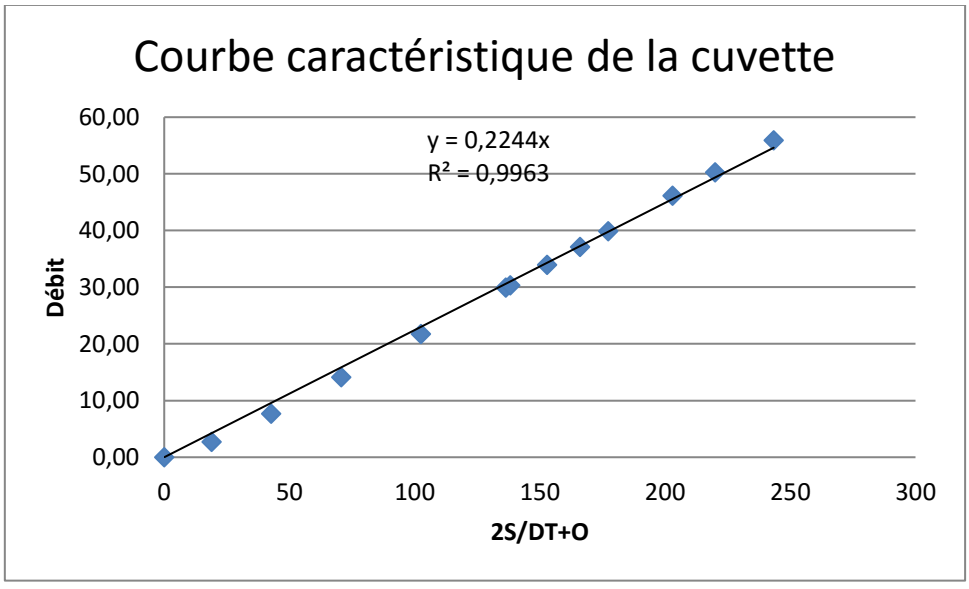
ANNEXE 3

Calcul du débit laminé pour les différentes largeurs déversantes avec la méthode de MUSKINGUM

Pour une largeur du déversoir b=10 :

H (m)	Cotes (m)	A (Km2)	O (m3/s)	S (m3)	(2S/DT) + O
0	884	0,0322	0,00	0	0
0,25	884,25	0,0348	2,71	8700,00	18,82
0,5	884,5	0,0378	7,67	18900,00	42,67
0,75	884,75	0,0407	14,09	30525,00	70,62
1	885	0,0436	21,70	43600,00	102,44
1,238	885,238	0,0464	29,89	57455,54	136,29
1,25	885,25	0,0465	30,33	58187,27	138,08
1,347	885,347	0,0477	33,92	64225,31	152,86
1,43	885,43	0,0486	37,11	69565,99	165,93
1,5	885,5	0,0495	39,87	74195,00	177,26
1,653	885,653	0,0512	46,12	84710,30	202,99
1,75	885,75	0,0524	50,24	91659,48	219,98
1,879	885,879	0,0539	55,89	101240,93	243,38

Figure 1 : Courbe caractéristique de la cuvette correspondante à b = 10m

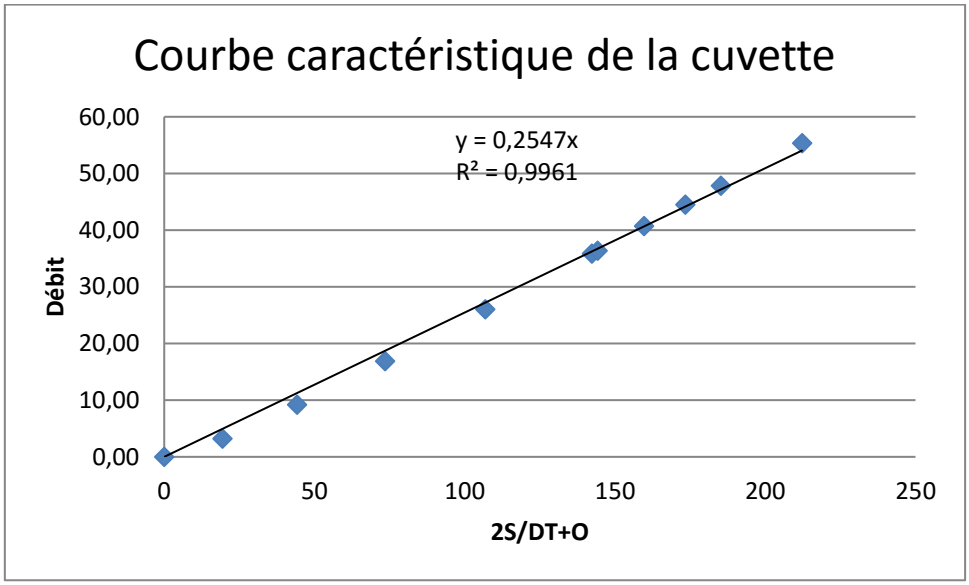


Temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)-2O	Q débits m3/s	Qmax (1%)
0	0	1,62	0,00	0,00	0,00	0
0,3	1,62	8,12	1,62	0,89	0,36	1,62
0,6	6,5	21,12	9,01	4,97	2,02	6,5
0,9	14,62	40,6	26,09	14,38	5,85	14,62
1,2	25,98	66,58	54,98	30,30	12,34	25,98
1,5	40,6	101,03	96,88	53,40	21,74	40,6
1,83	60,43	107,18	154,43	85,12	34,65	60,43
2,1	46,75	82,07	192,30	106,00	43,15	46,75
2,4	35,32	61,23	188,07	103,66	42,20	35,32
2,7	25,91	44,26	164,89	90,89	37,00	25,91
3	18,35	30,77	135,15	74,49	30,33	18,35
3,3	12,42	20,35	105,26	58,02	23,62	12,42
3,6	7,93	12,61	78,37	43,20	17,59	7,93
3,9	4,68	7,15	55,81	30,76	12,52	4,68
4,2	2,47	3,56	37,91	20,90	8,51	2,47
4,5	1,09	1,44	24,46	13,48	5,49	1,09
4,8	0,35	0,41	14,92	8,22	3,35	0,35
5,1	0,06	0	8,63	4,76	1,94	0,06
5,4	0	0	4,76	2,62	1,07	0

Pour une largeur du déversoir b=12m :

H(m)	cote	a(km2)	o(m3/s)	s(m3)	(2s/dt)+o
0	884	0,0322	0,00	0	0
0,25	884,25	0,0348	3,26	8700,00	19,37
0,5	884,5	0,0378	9,21	18900,00	44,21
0,75	884,75	0,0407	16,91	30525,00	73,44
1	885	0,0436	26,04	43600,00	106,78
1,238	885,238	0,0464	35,87	57455,54	142,27
1,25	885,25	0,0465	36,39	58187,27	144,15
1,347	885,347	0,0477	40,71	64225,31	159,64
1,43	885,43	0,0486	44,53	69565,99	173,36
1,5	885,5	0,0495	47,84	74195,00	185,24
1,653	885,653	0,0512	55,34	84710,30	212,21

Figure 2 : Courbe caractéristique de la cuvette correspondante à b = 12m :

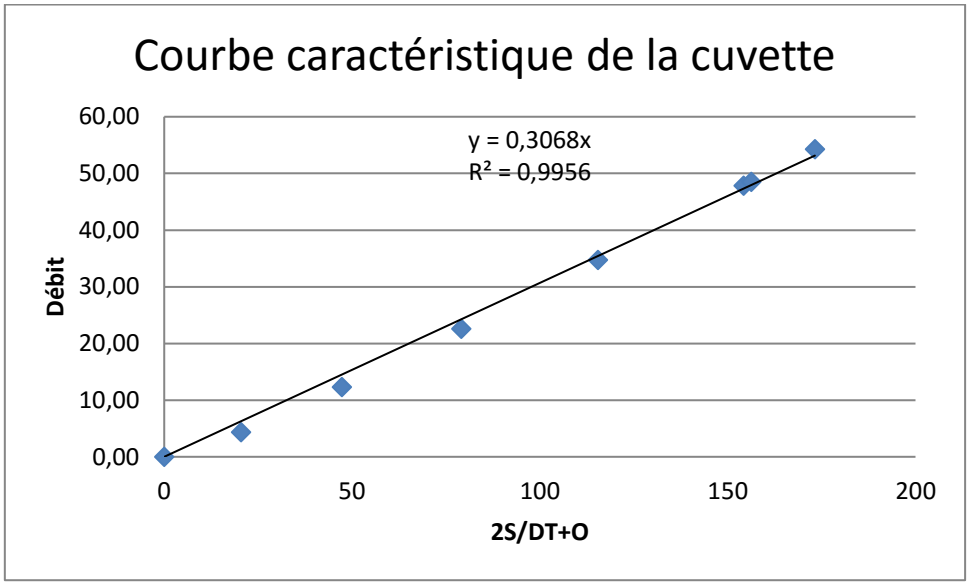


Temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)-2O	Q débits m3/s	Qmax (1%)
0	0	1,62	0,00	0,00	0,00	0
0,3	1,62	8,12	1,62	0,79	0,41	1,62
0,6	6,5	21,12	8,91	4,37	2,27	6,5
0,9	14,62	40,6	25,49	12,51	6,49	14,62
1,2	25,98	66,58	53,11	26,05	13,53	25,98
1,5	40,6	101,03	92,63	45,45	23,59	40,6
1,83	60,43	107,18	146,48	71,86	37,31	60,43
2,1	46,75	82,07	179,04	87,84	45,60	46,75
2,4	35,32	61,23	169,91	83,36	43,28	35,32
2,7	25,91	44,26	144,59	70,93	36,83	25,91
3	18,35	30,77	115,19	56,51	29,34	18,35
3,3	12,42	20,35	87,28	42,82	22,23	12,42
3,6	7,93	12,61	63,17	30,99	16,09	7,93
3,9	4,68	7,15	43,60	21,39	11,11	4,68
4,2	2,47	3,56	28,54	14,00	7,27	2,47
4,5	1,09	1,44	17,56	8,62	4,47	1,09
4,8	0,35	0,41	10,06	4,93	2,56	0,35
5,1	0,06	0	5,34	2,62	1,36	0,06
5,4	0	0	2,62	1,29	0,67	0

Pour une largeur du déversoir b=16m :

H(m)	cote	a(km2)	o(m3/s)	s(m3)	(2s/dt)+o
0	884	0,0322	0,00	0	0
0,25	884,25	0,0348	4,34	8700,00	20,45
0,5	884,5	0,0378	12,28	18900,00	47,28
0,75	884,75	0,0407	22,55	30525,00	79,08
1	885	0,0436	34,72	43600,00	115,46
1,238	885,238	0,0464	47,83	57455,54	154,22
1,25	885,25	0,0465	48,52	58187,27	156,28
1,347	885,347	0,0477	54,28	64225,31	173,21

Figure 3 : Courbe caractéristique de la cuvette pour b = 16m :

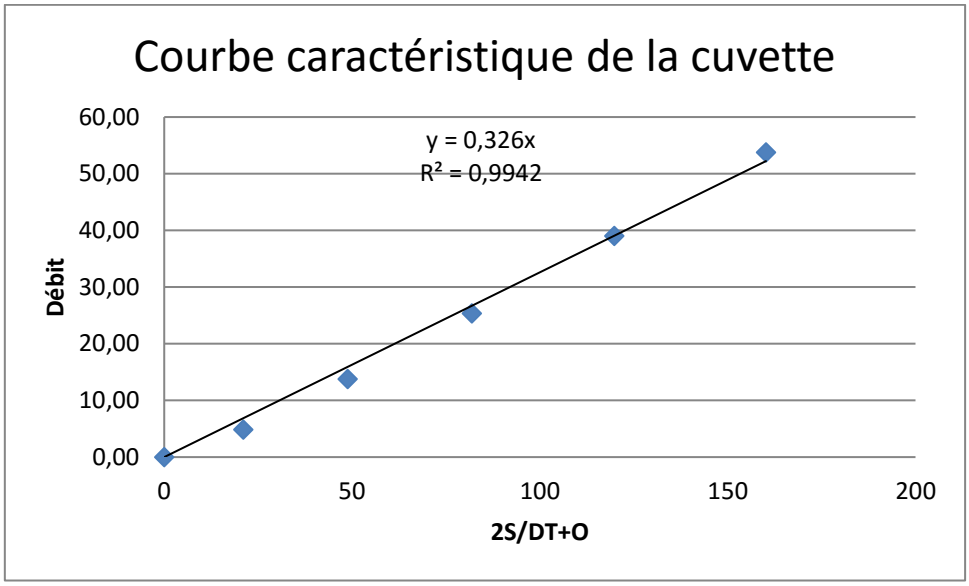


Temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)-2O	Q débits m3/s	Qmax (1%)
0	0	1,62	0,00	0,00	0,00	0
0,3	1,62	8,12	1,62	0,63	0,50	1,62
0,6	6,5	21,12	8,75	3,38	2,68	6,5
0,9	14,62	40,6	24,50	9,47	7,52	14,62
1,2	25,98	66,58	50,07	19,35	15,36	25,98
1,5	40,6	101,03	85,93	33,20	26,36	40,6
1,83	60,43	107,18	134,23	51,87	41,18	60,43
2,1	46,75	82,07	159,05	61,46	48,80	46,75
2,4	35,32	61,23	143,53	55,46	44,03	35,32
2,7	25,91	44,26	116,69	45,09	35,80	25,91
3	18,35	30,77	89,35	34,52	27,41	18,35
3,3	12,42	20,35	65,29	25,23	20,03	12,42
3,6	7,93	12,61	45,58	17,61	13,98	7,93
3,9	4,68	7,15	30,22	11,68	9,27	4,68
4,2	2,47	3,56	18,83	7,28	5,78	2,47
4,5	1,09	1,44	10,84	4,19	3,32	1,09
4,8	0,35	0,41	5,63	2,17	1,73	0,35
5,1	0,06	0	2,58	1,00	0,79	0,06
5,4	0	0	1,00	0,39	0,31	0

Pour une largeur du déversoir b = 18m :

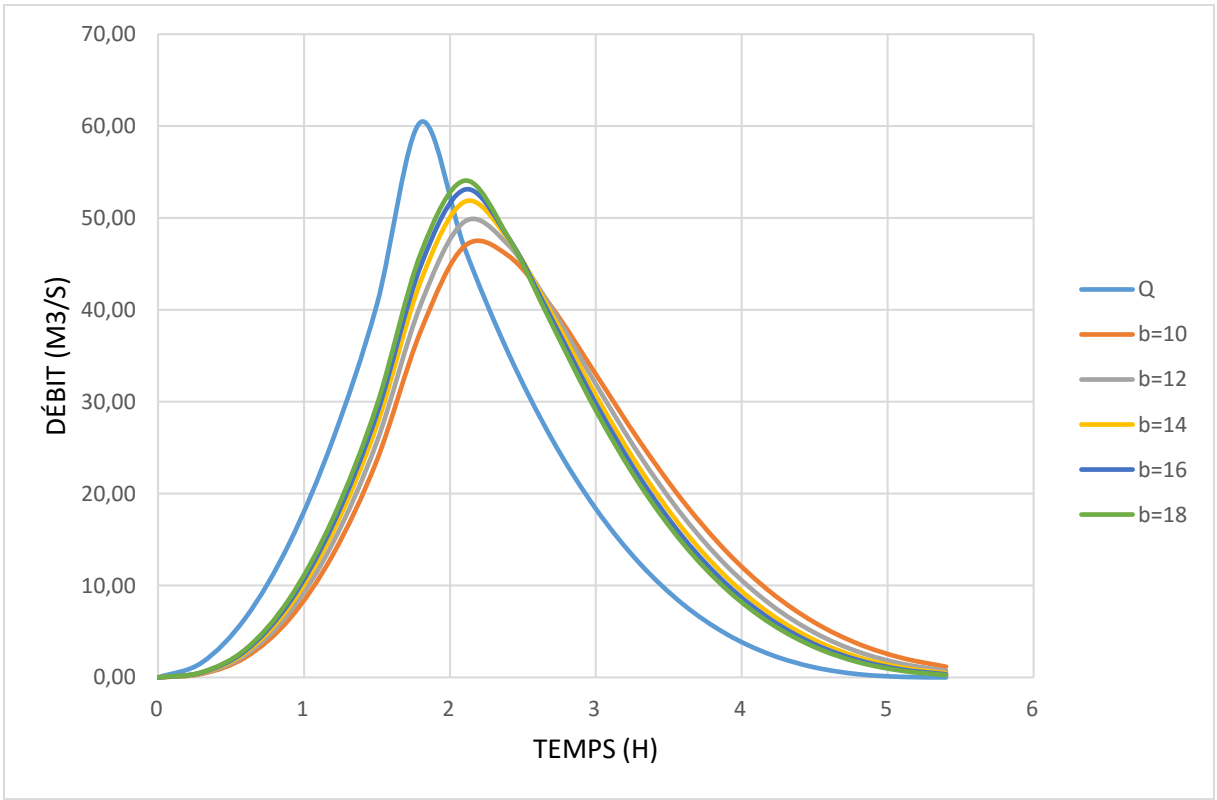
H(m)	cote	a(km2)	o(m3/s)	s(m3)	(2s/dt)+o
0	884	0,0322	0,00	0	0
0,25	884,25	0,0348	4,88	8700,00	20,99
0,5	884,5	0,0378	13,81	18900,00	48,81
0,75	884,75	0,0407	25,37	30525,00	81,90
1	885	0,0436	39,06	43600,00	119,80
1,238	885,238	0,0464	53,80	57455,54	160,20

Figure 4 : Courbe caractéristique de la cuvette pour b = 18m :



Temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)-2O	Q débits m3/s	Qmax (1%)
0	0	1,62	0,00	0,00	0,00	0
0,3	1,62	8,12	1,62	0,56	0,53	1,62
0,6	6,5	21,12	8,68	3,02	2,83	6,5
0,9	14,62	40,6	24,14	8,40	7,87	14,62
1,2	25,98	66,58	49,00	17,05	15,97	25,98
1,5	40,6	101,03	83,63	29,10	27,26	40,6
1,83	60,43	107,18	130,13	45,29	42,42	60,43
2,1	46,75	82,07	152,47	53,06	49,70	46,75
2,4	35,32	61,23	135,13	47,02	44,05	35,32
2,7	25,91	44,26	108,25	37,67	35,29	25,91
3	18,35	30,77	81,93	28,51	26,71	18,35
3,3	12,42	20,35	59,28	20,63	19,33	12,42
3,6	7,93	12,61	40,98	14,26	13,36	7,93
3,9	4,68	7,15	26,87	9,35	8,76	4,68
4,2	2,47	3,56	16,50	5,74	5,38	2,47
4,5	1,09	1,44	9,30	3,24	3,03	1,09
4,8	0,35	0,41	4,68	1,63	1,52	0,35
5,1	0,06	0	2,04	0,71	0,66	0,06
5,4	0	0	0,71	0,25	0,23	0

Figure 5 : Hydrogrammes d'entrée et sorties en fonction du temps :



ANNEXE 4

Tableau 1 : Calcul de stabilité en fin de construction talus aval R=22,15

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	1,36	1,02	0	0,22	-0,40	0,917	3,126	-1,25	2,865	1,484	2,97	0,530	1,52	0,22	0,33	0,17	20,09	5,02
-3	2,21	2,05	0	0,98	-0,30	0,954	12,599	-3,78	12,018	2,317	4,63	0,530	6,37	0,98	2,27	1,20	19,84	20,00
-2	2,21	2,08	0	1,5	-0,20	0,980	15,029	-3,01	14,726	2,256	4,51	0,530	7,80	1,5	3,38	1,79	19,41	23,34
-1	2,21	2,5	0	1,79	-0,10	0,995	18,007	-1,80	17,917	2,221	4,44	0,530	9,50	1,79	3,98	2,11	19,24	27,72
0	2,21	2,91	0	1,85	0,00	1,000	19,922	0,00	19,922	2,210	4,42	0,530	10,56	1,85	4,09	2,17	18,88	30,09
1	2,21	3,31	0	1,86	0,10	0,995	21,576	2,16	21,468	2,221	4,44	0,530	11,38	1,86	4,13	2,19	18,37	31,71
2	2,21	4,26	0	1,66	0,20	0,980	24,508	4,90	24,013	2,256	4,51	0,530	12,73	1,66	3,74	1,98	17,84	34,98
3	2,21	5,07	0	1,24	0,30	0,954	25,901	7,77	24,708	2,317	4,63	0,530	13,10	1,24	2,87	1,52	17,36	35,97
4	2,21	5,89	0	0,57	0,40	0,917	23,691	9,48	21,713	2,411	4,82	0,530	11,51	0,57	1,37	0,73	16,78	31,80
5	2,21	6,33	0	0	0,50	0,866	25,461	12,73	22,049	2,552	5,10	0,478	10,54	0	0,00	0,00	15,87	32,32
6	2,21	5,88	0	0	0,60	0,800	23,651	14,19	18,920	2,763	5,53	0,478	9,04	0	0,00	0,00	14,63	27,68
7	2,21	5,04	0	0	0,70	0,714	20,272	14,19	14,477	3,095	6,19	0,478	6,92	0	0,00	0,00	13,11	21,26
8	2,21	3,65	0	0	0,80	0,600	14,681	11,74	8,809	3,683	7,37	0,478	4,21	0	0,00	0,00	10,99	12,91
Somme								68,401			65,06		94,5			0,00		324,46
Kss	2,65																	
Kas	2,18																	

Tableau 2 : Calcul de stabilité en fin de construction talus aval R = 22,04

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	1,11	0,71	0	0	-0,40	0,917	1,434	-0,574	1,315	1,211	2,42	0,259	0,34	0	0,00	0,00	20,260	2,32
-3	2,2	1,25	0	0	-0,30	0,954	5,005	-1,502	4,774	2,306	4,61	0,259	1,23	0	0,00	0,00	20,450	8,19
-2	2,2	2,65	0	0	-0,20	0,980	10,611	-2,122	10,396	2,245	4,49	0,259	2,69	0	0,00	0,00	20,640	17,52
-1	2,2	3,59	0	0,16	-0,10	0,995	15,082	-1,508	15,006	2,211	4,42	0,259	3,88	0,16	0,35	0,09	20,290	24,48
0	2,2	3,99	0	0,22	0,00	1,000	16,949	0,000	16,949	2,200	4,40	0,259	4,38	0,22	0,48	0,13	19,850	26,91
1	2,2	4,4	0	0,23	0,10	0,995	18,635	1,863	18,541	2,211	4,42	0,300	5,56	0,23	0,51	0,15	19,370	28,88
2	2,2	5,21	0	0,08	0,20	0,980	20,861	4,172	20,439	2,245	4,49	0,300	6,13	0,08	0,18	0,05	18,810	31,39
3	2,2	5,72	0	0	0,30	0,954	22,903	6,871	21,848	2,306	4,61	0,300	6,55	0	0,00	0,00	18,100	33,16
4	2,2	5,91	0	0	0,40	0,917	23,664	9,465	21,688	2,400	4,80	0,300	6,50	0	0,00	0,00	17,240	32,64
5	2,2	5,83	0	0	0,50	0,866	23,343	11,672	20,216	2,540	5,08	0,300	6,06	0	0,00	0,00	16,220	30,29
6	2,2	5,44	0	0	0,60	0,800	21,782	13,069	17,425	2,750	5,50	0,300	5,22	0	0,00	0,00	15,020	26,17
7	2,2	4,67	0	0	0,70	0,714	18,699	13,089	13,354	3,081	6,16	0,300	4,00	0	0,00	0,00	13,560	20,28
8	2,2	3,39	0	0	0,80	0,600	13,574	10,859	8,144	3,667	7,33	0,300	2,44	0	0,00	0,00	12,800	13,90
Somme								65,355			62,75		54,99			0,42		296,14
Kss	1,8																	
Kas	1,5																	

Tableau 3 : Calcul de stabilité en fin de construction talus aval R = 21,18

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
-5	1,68	0,79	0,00	0,99	-0,50	0,87	5,76	-2,88	4,99	1,94	3,88	0,53	2,64	0,99	1,92	1,02	17,71	8,16
-4	2,12	1,77	0,00	1,97	-0,40	0,92	15,22	-6,09	13,95	2,31	4,63	0,53	7,40	1,97	4,56	2,42	17,38	21,17
-3	2,12	2,10	0,00	2,70	-0,30	0,95	19,61	-5,88	18,70	2,22	4,44	0,53	9,91	2,70	6,00	3,18	16,89	26,49
-2	2,12	2,21	0,00	3,20	-0,20	0,98	22,16	-4,43	21,72	2,16	4,33	0,53	11,51	3,20	6,92	3,67	16,71	29,63
-1	2,12	2,98	0,00	3,47	-0,10	0,99	26,28	-2,63	26,15	2,13	4,26	0,53	13,86	3,47	7,39	3,92	16,45	34,59
0	2,12	3,37	0,00	3,53	0,00	1,00	28,04	0,00	28,04	2,12	4,24	0,53	14,86	3,53	7,48	3,97	15,99	35,87
1	2,12	3,76	0,00	3,54	0,10	0,99	29,59	2,96	29,44	2,13	4,26	0,53	15,61	3,54	7,54	4,00	15,53	36,77
2	2,12	4,53	0,00	3,40	0,20	0,98	31,97	6,39	31,32	2,16	4,33	0,53	16,60	3,40	7,36	3,90	15,07	38,54
3	2,12	5,31	0,00	3,03	0,30	0,95	33,40	10,02	31,86	2,22	4,44	0,53	16,89	3,03	6,73	3,57	14,61	39,04
4	2,12	6,09	0,00	2,44	0,40	0,92	33,89	13,56	31,07	2,31	4,63	0,53	16,46	2,44	5,64	2,99	14,16	38,40
5	2,12	6,87	0,00	1,59	0,50	0,87	33,28	16,64	28,82	2,45	4,90	0,53	15,28	1,59	3,89	2,06	13,70	36,48
6	2,12	7,64	0,00	0,44	0,60	0,80	31,35	18,81	25,08	2,65	5,30	0,53	13,29	0,44	1,17	0,62	12,96	32,51
7	2,12	7,35	0,00	0,00	0,70	0,71	28,36	19,85	20,25	2,97	5,94	0,48	9,68	0,00	0,00	0,00	11,68	26,50
8	2,12	6,13	0,00	0,00	0,80	0,60	23,65	18,92	14,19	3,53	7,07	0,48	6,78	0,00	0,00	0,00	9,93	18,79
9	2,12	4,17	0,00	0,00	0,90	0,44	16,09	14,48	7,01	4,86	9,73	0,48	3,35	0,00	0,00	0,00	9,02	11,61
Somme								68,401			65,06		94,5			0,00		324,46
Kss	2,51																	
Kas	2,11																	

Tableau 4 : Calcul de stabilité en fonctionnement normal talus aval R=22,15

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	1,36	1,02	0	0,22	-0,40	0,917	3,303	-1,321	3,027	1,484	2,97	0,530	1,60	0,22	0,33	0,17	20,090	5,31
-3	2,21	2,05	0	0,98	-0,30	0,954	13,877	-4,163	13,237	2,317	4,63	0,530	7,02	0,98	2,27	1,20	19,840	22,02
-2	2,21	2,08	0	1,5	-0,20	0,980	16,985	-3,397	16,642	2,256	4,51	0,530	8,82	1,5	3,38	1,79	19,410	26,37
-1	2,21	2,5	0	1,79	-0,10	0,995	20,341	-2,034	20,239	2,221	4,44	0,530	10,73	1,79	3,98	2,11	19,240	31,31
0	2,21	2,91	0	1,85	0,00	1,000	22,335	0,000	22,335	2,210	4,42	0,530	11,84	1,85	4,09	2,17	18,880	33,73
1	2,21	3,31	0	1,86	0,10	0,995	24,001	2,400	23,881	2,221	4,44	0,530	12,66	1,86	4,13	2,19	18,440	35,41
2	2,21	3,67	0,24	1,71	0,20	0,980	25,552	5,110	25,036	2,256	4,51	0,530	13,27	1,95	4,40	2,33	19,650	40,17
3	2,21	3,92	1,02	1,32	0,30	0,954	27,454	8,236	26,190	2,317	4,63	0,530	13,88	2,34	5,42	2,87	19,510	42,85
4	2,21	4,4	1,35	0,7	0,40	0,917	27,150	10,860	24,883	2,411	4,82	0,530	13,19	2,05	4,94	2,62	19,230	41,77
5	2,21	4,93	1,44	0	0,50	0,866	25,621	12,811	22,189	2,552	5,10	0,478	10,61	1,44	3,67	1,76	18,470	37,86
6	2,21	5,5	0,48	0	0,60	0,800	22,122	13,273	17,698	2,763	5,53	0,478	8,46	0,48	1,33	0,63	18,210	32,23
7	2,21	5,21	0	0	0,70	0,714	20,956	14,669	14,965	3,095	6,19	0,478	7,15	0	0,00	0,00	13,380	22,43
8	2,21	3,92	0	0	0,80	0,600	15,767	12,614	9,460	3,683	7,37	0,478	4,52	0	0,00	0,00	11,420	14,40
Somme								6869,058			63,57		123,74			19,85		385,86

Kss	2,71
Kas	2,16

Tableau 5 : Calcul de stabilité en fonctionnement normal talus aval R = 22,04

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	1,11	0,71	0,00	0,00	-0,40	0,917	1,434	-0,574	1,315	1,211	2,42	0,530	0,70	0	0,00	0,00	20,260	2,32
-3	2,2	1,25	0,00	0,00	-0,30	0,954	5,005	-1,502	4,774	2,306	4,61	0,530	2,53	0	0,00	0,00	20,450	8,19
-2	2,2	2,65	0,00	0,00	-0,20	0,980	10,611	-2,122	10,396	2,245	4,49	0,530	5,51	0	0,00	0,00	20,640	17,52
-1	2,2	3,59	0,00	0,16	-0,10	0,995	14,374	-1,437	14,302	2,211	4,42	0,530	7,58	0,16	0,35	0,19	20,290	23,33
0	2,2	3,99	0,00	0,22	0,00	1,000	15,976	0,000	15,976	2,200	4,40	0,530	8,47	0,22	0,48	0,26	19,850	25,37
1	2,2	3,76	0,64	0,23	0,10	0,995	17,618	1,762	17,529	2,211	4,42	0,530	9,29	0,87	1,92	1,02	21,350	30,09
2	2,2	4,07	1,14	0,08	0,20	0,980	20,861	4,172	20,439	2,245	4,49	0,530	10,83	1,22	2,74	1,45	20,960	34,98
3	2,2	4,57	1,15	0,00	0,30	0,954	22,903	6,871	21,848	2,306	4,61	0,478	10,44	1,15	2,65	1,27	20,460	37,49
4	2,2	5,11	0,8	0,00	0,40	0,917	23,664	9,465	21,688	2,400	4,80	0,478	10,37	0,8	1,92	0,92	20,100	38,05
5	2,2	5,68	0,15	0,00	0,50	0,866	23,343	11,672	20,216	2,540	5,08	0,478	9,66	0,15	0,38	0,18	19,590	36,58
6	2,2	5,44	0,00	0,00	0,60	0,800	21,782	13,069	17,425	2,750	5,50	0,478	8,33	0	0,00	0,00	15,020	26,17
7	2,2	4,67	0,00	0,00	0,70	0,714	18,699	13,089	13,354	3,081	6,16	0,478	6,38	0	0,00	0,00	13,560	20,28
8	2,2	3,39	0,00	0,00	0,80	0,600	13,574	10,859	8,144	3,667	7,33	0,478	3,89	0	0,00	0,00	12,800	13,90
Somme								65,324			62,75		93,99			5,28		314,28
Kss	2,39																	
Kas	1,97																	

Tableau 6 : Calcul de stabilité en fonctionnement normal talus aval R = 21,18

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
-5	1,68	0,79	0,00	0,99	-0,50	0,866	5,759	-2,879	4,987	1,940	3,88	0,530	2,64	0,99	1,92	1,02	17,71	8,16
-4	2,12	1,77	0,00	1,97	-0,40	0,917	15,224	-6,090	13,953	2,313	4,63	0,530	7,40	1,97	4,56	2,42	17,380	21,17
-3	2,12	2,1	0,00	2,70	-0,30	0,954	19,608	-5,882	18,705	2,222	4,44	0,530	9,91	2,7	6,00	3,18	16,890	26,49
-2	2,12	2,21	0,00	3,20	-0,20	0,980	22,163	-4,433	21,715	2,164	4,33	0,530	11,51	3,2	6,92	3,67	16,710	29,63
-1	2,12	2,98	0,00	3,47	-0,10	0,995	26,284	-2,628	26,153	2,131	4,26	0,530	13,86	3,47	7,39	3,92	16,450	34,59
0	2,12	3,37	0,00	3,53	0,00	1,000	28,045	0,000	28,045	2,120	4,24	0,530	14,86	3,53	7,48	3,97	15,990	35,87
1	2,12	3,76	0,00	3,54	0,10	0,995	29,592	2,959	29,444	2,131	4,26	0,530	15,61	3,54	7,54	4,00	15,530	36,77
2	2,12	3,77	0,76	3,40	0,20	0,980	31,967	6,393	31,321	2,164	4,33	0,530	16,60	4,16	9,00	4,77	17,060	43,63
3	2,12	4,13	1,18	3,03	0,30	0,954	33,400	10,020	31,861	2,222	4,44	0,530	16,89	4,21	9,36	4,96	16,800	44,89
4	2,12	4,61	1,48	2,44	0,40	0,917	33,895	13,558	31,065	2,313	4,63	0,530	16,46	3,92	9,07	4,81	16,590	44,99
5	2,12	5,13	1,73	1,59	0,50	0,866	33,244	16,622	28,790	2,448	4,90	0,530	15,26	3,32	8,13	4,31	16,400	43,62
6	2,12	5,68	1,96	0,44	0,60	0,800	29,478	17,687	23,583	2,650	5,30	0,530	12,50	2,4	6,36	3,37	15,850	37,38
7	2,12	6,26	1,09	0,00	0,70	0,714	28,359	19,851	20,253	2,969	5,94	0,478	9,68	1,09	3,24	1,55	15,510	35,19
8	2,12	6,13	0,00	0,00	0,80	0,600	23,652	18,922	14,191	3,533	7,07	0,478	6,78	0	0,00	0,00	9,930	18,79
9	2,12	4,17	0,00	0,00	0,90	0,436	16,090	14,481	7,013	4,864	9,73	0,478	3,35	0	0,00	0,00	9,020	11,61
Somme								98,581			76,37		173,32			45,93		472,76

Kss	2,53
Kas	2,07

Tableau 7 : Calcul de stabilité en vidange rapide R = 22,0

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
-5	1,16	0,00	0,42	0,59	-0,50	0,866	1,091	-0,545	0,945	1,339	2,68	0,530	0,50	1,01	1,35	0,72	18,63	1,63
-4	2,17	0,00	1,21	1,46	-0,40	0,917	5,353	-2,141	4,906	2,368	4,74	0,530	2,60	2,67	6,32	3,35	18,490	7,92
-3	2,17	0,00	2,00	2,07	-0,30	0,954	8,096	-2,429	7,723	2,275	4,55	0,530	4,09	4,07	9,26	4,91	18,130	11,74
-2	2,17	0,00	2,79	2,44	-0,20	0,980	10,312	-2,062	10,104	2,215	4,43	0,530	5,36	5,23	11,58	6,14	17,790	14,68
-1	2,17	0,00	3,58	2,59	-0,10	0,995	12,047	-1,205	11,986	2,181	4,36	0,530	6,35	6,17	13,46	7,13	17,450	16,82
0	2,17	0,00	3,97	2,59	0,00	1,000	12,741	0,000	12,741	2,170	4,34	0,530	6,75	6,56	14,24	7,54	17,120	17,45
1	2,17	0,00	4,36	2,52	0,10	0,995	13,281	1,328	13,215	2,181	4,36	0,530	7,00	6,88	15,00	7,95	16,800	17,85
2	2,17	0,00	5,15	2,24	0,20	0,980	14,073	2,815	13,789	2,215	4,43	0,530	7,31	7,39	16,37	8,67	16,470	18,54
3	2,17	0,00	5,94	1,73	0,30	0,954	14,361	4,308	13,700	2,275	4,55	0,530	7,26	7,67	17,45	9,25	16,140	18,54
4	2,17	0,00	6,73	0,99	0,40	0,917	14,145	5,658	12,964	2,368	4,74	0,530	6,87	7,72	18,28	9,69	15,820	17,90
5	2,17	0,04	7,46	0,00	0,50	0,866	13,432	6,716	11,633	2,506	5,01	0,530	6,17	7,5	18,79	9,96	15,310	16,45
6	2,17	0,76	6,22	0,00	0,60	0,800	14,069	8,442	11,256	2,713	5,43	0,478	5,38	6,98	18,93	9,05	14,560	16,39
7	2,17	1,48	4,60	0,00	0,70	0,714	14,030	9,821	10,020	3,039	6,08	0,478	4,79	6,08	18,47	8,83	13,540	15,20
8	2,17	2,20	2,49	0,00	0,80	0,600	13,119	10,496	7,872	3,617	7,23	0,478	3,76	4,69	16,96	8,11	12,750	13,38
9	1,15	2,07	0,00	0,00	0,90	0,436	4,333	3,899	1,888	2,638	5,28	0,478	0,90	2,07	5,46	2,61	10,500	3,64
Somme								45,101			72,19		75,10			103,91		208,13

Kss	3,26
Kas	2,70

Tableau 8 : Calcul de stabilité en vidange rapide R = 23,0

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	0,58	0,00	0,42	0,00	-0,40	0,917	0,200	-0,080	0,183	0,633	1,27	0,478	0,09	0,42	0,27	0,13	21,5	0,34
-3	2,32	0,00	1,48	0,43	-0,30	0,954	3,823	-1,147	3,647	2,432	4,86	0,478	1,74	1,91	4,65	2,22	21,460	6,56
-2	2,32	0,00	2,32	0,83	-0,20	0,980	6,358	-1,272	6,230	2,368	4,74	0,478	2,98	3,15	7,46	3,57	21,130	10,75
-1	2,32	0,00	3,16	0,99	-0,10	0,995	8,331	-0,833	8,290	2,332	4,66	0,478	3,96	4,15	9,68	4,63	20,770	13,84
0	2,32	0,00	3,58	0,98	0,00	1,000	9,107	0,000	9,107	2,320	4,64	0,478	4,35	4,56	10,58	5,06	20,420	14,88
1	2,32	0,00	4,00	0,92	0,10	0,995	9,765	0,977	9,716	2,332	4,66	0,478	4,64	4,92	11,47	5,48	20,040	15,66
2	2,32	0,00	4,85	0,61	0,20	0,980	10,656	2,131	10,441	2,368	4,74	0,478	4,99	5,46	12,93	6,18	19,710	16,80
3	2,32	0,00	5,69	0,07	0,30	0,954	10,825	3,247	10,326	2,432	4,86	0,478	4,94	5,76	14,01	6,70	19,170	16,60
4	2,32	0,00	5,80	0,00	0,40	0,917	11,034	4,414	10,113	2,531	5,06	0,478	4,83	5,8	14,68	7,02	18,360	16,21
5	2,32	0,00	5,57	0,00	0,50	0,866	10,596	5,298	9,177	2,679	5,36	0,478	4,39	5,57	14,92	7,13	17,520	14,85
6	2,32	0,68	4,33	0,00	0,60	0,800	2,871	1,723	2,297	2,900	5,80	0,478	1,10	5,01	14,53	6,94	16,670	3,83
7	2,32	1,45	2,60	0,00	0,70	0,714	6,122	4,286	4,372	3,249	6,50	0,478	2,09	4,05	13,16	6,29	16,350	8,01
8	2,13	2,22	0,34	0,00	0,80	0,600	8,606	6,885	5,164	3,550	7,10	0,478	2,47	2,56	9,09	4,34	15,160	10,44
Somme								25,629			64,25		42,57			65,68		148,77

Kss	4,16
Kas	3,32

Tableau 9 : Calcul de stabilité en vidange rapide R = 21,0

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	1,67	0,00	1,07	0,00	-0,30	0,954	1,465	-0,440	1,398	1,751	3,50	0,478	0,67	1,07	1,87	0,90	19,640	2,30
-2	2,08	0,00	2,18	0,00	-0,20	0,980	3,718	-0,744	3,643	2,123	4,25	0,478	1,74	2,18	4,63	2,21	19,620	5,84
-1	2,08	0,00	3,09	0,00	-0,10	0,995	5,270	-0,527	5,244	2,090	4,18	0,478	2,51	3,09	6,46	3,09	19,420	8,19
0	2,08	0,00	3,46	0,00	0,00	1,000	5,901	0,000	5,901	2,080	4,16	0,478	2,82	3,46	7,20	3,44	19,130	9,03
1	2,08	0,00	3,78	0,00	0,10	0,995	6,447	0,645	6,415	2,090	4,18	0,478	3,07	3,78	7,90	3,78	18,720	9,66
2	2,08	0,00	4,26	0,00	0,20	0,980	7,266	1,453	7,119	2,123	4,25	0,478	3,40	4,26	9,04	4,32	18,210	10,58
3	2,08	0,00	4,53	0,00	0,30	0,954	7,726	2,318	7,370	2,180	4,36	0,478	3,52	4,53	9,88	4,72	17,590	10,87
4	2,08	0,00	4,57	0,00	0,40	0,917	7,795	3,118	7,144	2,269	4,54	0,478	3,41	4,57	10,37	4,96	17,000	10,60
5	2,08	0,68	3,67	0,00	0,50	0,866	6,260	3,130	5,421	2,402	4,80	0,478	2,59	4,35	10,45	4,99	16,440	8,23
6	2,08	1,38	2,47	0,00	0,60	0,800	9,437	5,662	7,550	2,600	5,20	0,478	3,61	3,85	10,01	4,78	15,630	11,80
7	2,08	2,07	0,91	0,00	0,70	0,714	9,388	6,572	6,705	2,913	5,83	0,478	3,20	2,98	8,68	4,15	15,960	11,99
8	1,09	1,33	0,00	0,00	0,80	0,600	2,638	2,111	1,583	1,817	3,63	0,478	0,76	1,33	2,42	1,15	13,160	2,78
Somme								23,298			52,88		31,31			42,50		101,87

Kss	3,61
Kas	2,99