



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Aménagement et ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR
L'OUED CHAABET EL-HAMRA, COMMUNE D'AGHLAL
W.AIN TEMOUCHENT**

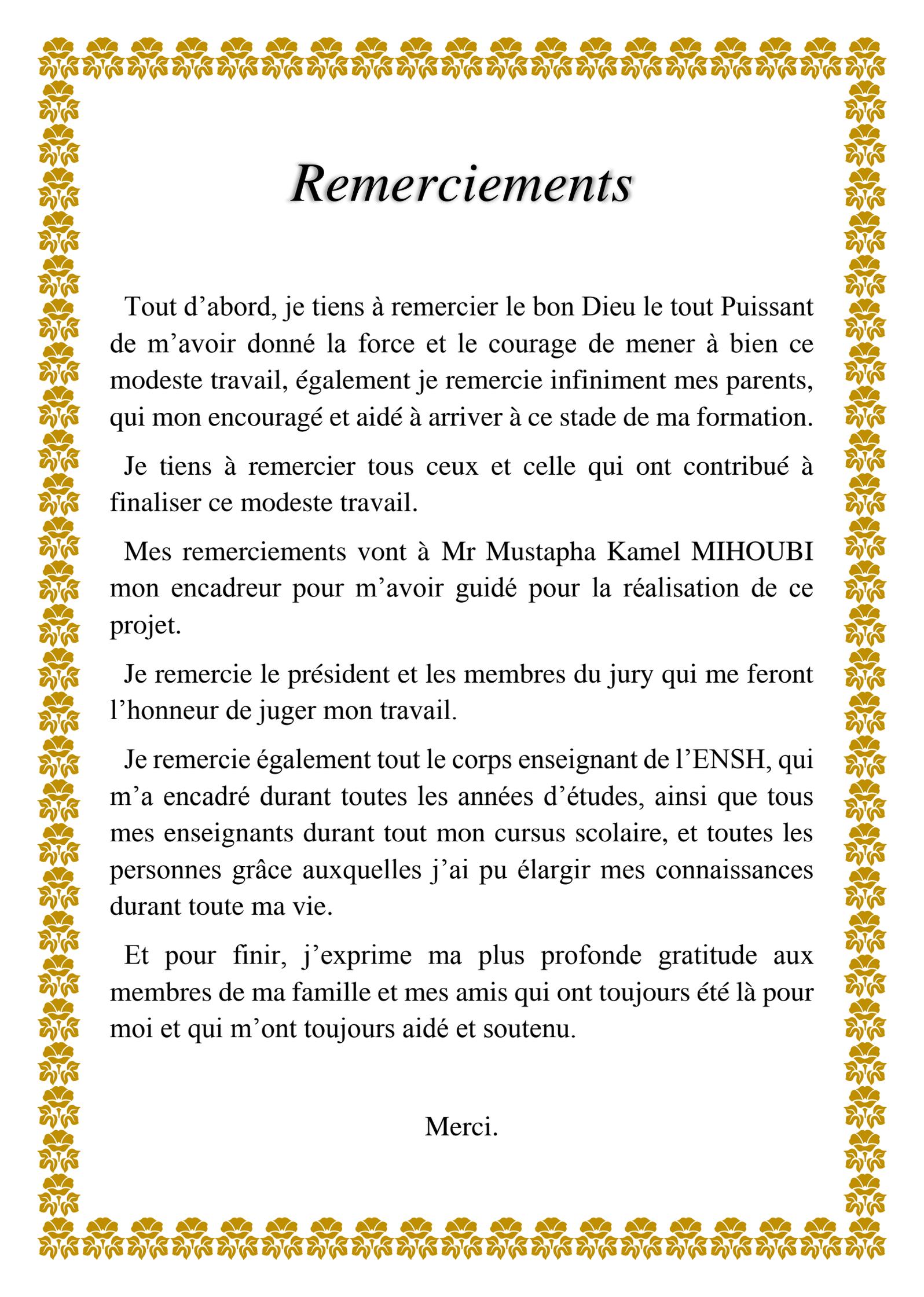
Présenté par :

BOUKHARI Oussama

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
A.HADJ SADOK	M.C.A	Président
A.ZEROUAL	M.C.A	Examineur
N.SAIL	M.A.A	Examineur
E.OSMANI	M.A.A	Examineur
M.K.MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Session septembre 2019



Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier le bon Dieu le tout Puissant de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail, également je remercie infiniment mes parents, qui mon encouragé et aidé à arriver à ce stade de ma formation.

Je tiens à remercier tous ceux et celle qui ont contribué à finaliser ce modeste travail.

Mes remerciements vont à Mr Mustapha Kamel MIHOUBI mon encadreur pour m'avoir guidé pour la réalisation de ce projet.

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'a 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 travail qui n'aura jamais pu voir le jour sans les soutiens indéfectibles et sans limite de mes chers parents (Ma mère Razika et mon père Chafie) qui ne cessent de me donner avec amour le nécessaire pour que je puisse arriver à ce que je suis aujourd'hui. Que dieux vous protège et que la réussite soit toujours à ma portée pour que je puisse vous combler de bonheur.

Je dédie aussi ce travail à :

A mes frères Youcef et Ayoub et ma sœur Ikram et leur famille.

Ma grand-mère Hafessa.

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

A Toute les personnes chères à mes yeux : Hamza, Badr, Bilal, Saber, Ayoub, Hamid, Salah, Abd-Rahim.

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 شعبة الحمراء دائرة أغللال ولاية عين تيموشنت، وهذا من أجل إنشاء حاجز مائي، الذي يعمل على توفير المياه من أجل سقي حوالي 21 هكتارا من الأراضي الفلاحية للمنطقة وما جاورها. بعد دراسة معمقة لمختلف الجوانب الجيولوجية، الهيدرولوجية إضافة إلى الطبوغرافية، قمنا باختيار الاقتراح الأنسب تقنيا واقتصاديا، حيث صممنا الحاجز المائي وتحققنا من ثباته. أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح دقيق يضم مختلف أطوار ومراحل الإنجاز.

Résumé :

Dans ce travail, nous avons fait une étude sur Oued Chaabet El-Hamra commune d'Aghlal (Wilaya de Ain Timouchent) pour réaliser une retenue collinaire, qui doit satisfaire l'irrigation des 21 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:

This study concerns Oued Chaabet El-Hamra, town of Aghlal (Wilaya of Ain-Timouchent). It aims to construct an earth dam to provide the irrigation of 21 ha of the neighboring agricultural lands. After a precise complete study of the geological, hydrological, topographical parts, we designed the dam and checked its stability. For its realization, we fully explained the various stages of calculation.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Situation géographique 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	2
Cocclusion	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)	12
II.7. Perméabilité des formations du site de la retenue.....	12
II.8. Stabilité des terrains du site de la retenue	13
II.9. Etude de variante d'axe possible de la retenue	13
II.9.1. Caractéristiques morphométriques de la digue	13
II.10. Etude géotechnique	14
II.10.1. Travaux de reconnaissance	14
II.10.1.1. Au niveau du site de la retenue	14
II.10.1.2. Au niveau de la zone d'emprunt	14
II.10.2. Essais de laboratoire	14
II.10.2.1. Type et mode opératoire	14
II.10.2.2. Nombre d'essais	15
II.10.3. Résultats des essais de laboratoire et leur interprétation	15
II.10.3.1. Terrains de fondation de la digue	15
II.10.3.2. Les caractéristiques géotechniques des sols de la digue	17

II.10.4. Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les sols de fondation de la digue	18
II.10.5. Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de la digue.....	21
II.10.5.1. Remblai de la digue	21
II.10.5.2. Terrain de fondation de la digue	22
Conclusion	22
Chapitre III : Etude hydrologique	
Introduction	23
III.1. Bassin versant.....	23
III.1.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	24
III.1.2 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.....	35
III.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant	42
III.2.1. Température de l'air	42
III.2.2. Humidité relative de l'air	43
III.3. Etude des précipitations	43
III.3.1. Critique des séries d'observation des stations pluviométriques.....	44
III.3.1.1. Choix de la station de référence	44
III.3.1.2. Homogénéité des séries pluviométriques	45
III.3.1.3. Répartition des pluies annuelles et mensuelles sur le bassin versant	46
III.3.1.4. Pluies annuelles fréquentielles	47
III.3.1.5. Pluies journalières maximales	48
III.3.1.6. Homogénéité des pluies maximales journalières	49
III.3.1.7. Ajustement des pluies maximales journalières	50
III.3.2. Choix de la loi d'ajustement.....	50
III.3.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	51
III.3.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale	52
III.3.2.3 Test de validité de l'ajustement (Test de Khi carrée).....	55
III.4. Etude des apports	59
III.4.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A_0).....	59
III.4.2. Caractéristiques de l'écoulement	61
III.4.3. Coefficient de variation	62
III.5. Estimation fréquentielle des apports	63
III.5.1. Estimation à partir de la distribution Log normale	63
III.6. Apports solides	65

III.6.1. Estimation de l'érosion spécifique	65
III.6.2. Calcul du volume mort	66
III.7. Etude des crues	70
III.7.1. Formules empiriques pour la détermination de al crue	71
III.7.2. Hydrogramme de crues	71
III.8. Choix de la crue de projet.....	72
III.8.1. Choix de la crue de chantier	74
III.8.2. Calcul du volume de crue	76
III.9. La régularisation.....	76
III.9.1. Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$	76
III.9.2. Répartition mensuelle des besoins	77
III.9.3. Courbes « Hauteurs-Capacités-Surfaces »	78
III.9.4. Calcul du volume utile	80
III.9.4.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	80
III.9.4.2. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	82
III.9.4.3. Evaporation	82
III.10. Laminage des crues	85
III.10.1. Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993)	86
III.10.1.1. Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière.....	86
III.10.1.2. Calcul de la capacité stockée.....	87
III.10.1.3. Principe de la méthode de solution	88
III.10.1.4. Calcul du débit de sortie.....	89
III.10.1.5. Calcul du volume stocké	90
III.11. Etude d'optimisation	100
III.11.1. Calcul du coût de la digue	100
III.11.1.1. Calcul de la revanche	100
III.11.1.2. Calcul de la hauteur en crête	100
III.11.2. Tassement.....	101
III.11.3. Calcul du coût de la digue pour différentes largeurs déversantes	102
III.11.4. Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	104
III.11.4.1. Calcul du coût du déversoir.....	104
III.11.4.2. Coût du coursier	105
III.11.4.3. Le coût de l'évacuateur de crues	105

III.11.5. Le coût total.....	106
Conclusion.....	107

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

Introduction	108
IV.1. Généralités	108
IV.2. Le choix du site du barrage	108
IV.3. Le choix du type de barrage	109
IV.4. Les variantes à choisir.....	110
IV.4.1. Le barrage en terre homogène.....	110
IV.4.2. Le barrage en terre zoné à noyau d'argile.....	111
IV.5. Profil général de la retenue	111
IV.5.1. Hauteur du barrage.....	111
IV.5.2. Largeur en crête	111
IV.5.3. La longueur de la crête.....	111
IV.5.4. Pentes des talus	111
IV.5.5. Les bermes	112
IV.6. Barrage en terre homogène	112
IV.7. Etanchéité de la retenue.....	117
IV.8. Etanchéité de la retenue	117
IV.8.1. Le noyau.....	117
IV.8.2. Les drains	120
IV.8.3. Les filtres.....	122
IV.9 Etanchéité de la fondation.....	123
IV.9.1. Calcul du volume des différents matériaux et estimation des coûts	124
IV.9.2. Barrage homogène en argile	124
IV.9.3. Barrage à zone.....	125
IV.10. Estimation du coût des variantes.....	128
IV.10.1 Estimation du coût de la variante N°1	128
IV.10.2 Estimation du coût de la variante N°2	128
IV.10.4 Comparaison des variantes d'étude selon une grille d'évaluation.....	129
Conclusion.....	129

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

Introduction	130
V.1. Ouvrage d'évacuation des crues	130
V.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crues	130
V.1.1.1. Evacuateur de crues en puits (tulipe).....	130
V.1.1.2. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral.....	130
V.1.1.3. Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal.....	131
V.1.1.4. Evacuateur de crues en siphon.....	131
V.1.2. Choix de l'évacuateur de crues.....	131
V.1.2.1. Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues	131
V.3. Dimensionnement hydraulique	132
V.3.1. Evacuateur latéral à entonnement latéral	133
V.3.1.1. Dimensionnement et calcul hydraulique	133
V.3.1.2. Le canal d'approche.....	134
V.3.2. Le déversoir	135
V.3.2.1. Méthode de l'USBR (WES)	136
V.3.2.2. Déversoir et canal latéral	138
V.3.3. Bassin de réception.....	141
V.3.3.1. Canal de raccordement	145
V.3.3.2. Le coursier	146
V.3.3.3. Bassin de dissipation	151
V.3.3.4. Dimensionnement du bassin.....	152
V.4. Ouvrage de vidange	156
V.4.1. Calcul du diamètre de la conduite de vidange.....	156
V.4.2. La prise d'eau	159
Conclusion.....	138

Chapitre VI : Etude de la stabilité de la digue

Introduction	161
--------------------	-----

VI.1. Etude de la variante retenue	161
VI.1.1. Définition du profil général du barrage	161
VI.2. Etude des infiltrations	161
VI.2.1. Objectif du calcul d'infiltration	162
VI.2.2. Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre	162
VI.2.3. Positionnement de la ligne de saturation	162
VI.2.4. Calcul du débit de fuite par infiltration	162
VI.2.5. Calcul des filtres	166
VI.2.6. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	169
VI.3. Etude de stabilité	172
VI.3.1. Généralités sur la stabilité des barrages (talus)	172
VI.3.2. Méthode de Fellenius	174
VI.3.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches)	174
VI.3.4. Les caractéristiques géotechniques des sols	177
VI.3.5. Calcul des forces appliquées à chaque tranches	177
VI.3.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	179
Conclusion	181

Chapitre VII : Etude d'organisation des travaux de chantier

Introduction	182
VII.1. Travaux préparatoire	182
VII.1.1. Installation du chantier	182
VII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux	182
VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins	183
VII.1.4. Installations destinées à la préfabrication	183
VII.2. Travaux de réalisation	183
VII.2.1. Travaux de terrassements	183
VII.2.2 Travaux d'excavations	183
VII.2.3 Travaux sur la digue	183
VII.3. Exécution de la digue	184
VII.3.1. Les moyens humains	184
VII.3.2 Moyens matériels du chantier	184
VII.4. Planification	185
VII.4.1. Définition	185
VII.4.2. Techniques de la planification	185

VII.4.3. Construction du réseau.....	185
VII.4.4. Les paramètres de la méthode C.P.M	186
VII.4.5. Chemin critique (C.C).....	186
VII.4.6. Attribution des durées de chaque opération.....	186
VII.5. Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes	186
VII.6. Planification du projet.....	189
VII.6.1. Détermination des chemins critiques par la méthode Réseau à nœuds	189
VII.6.2. Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau	190
Conclusion.....	192

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

Introduction	193
VIII.1. Le champs d'application de l'évaluation.....	193
VIII.2. Les impacts en phase « Réalisation ».....	193
VIII.2.1. Faune et flore.....	193
VIII.2.2. Déplacement de population et foncier.....	194
VIII.2.3. Equipements et infrastructures	194
VIII.3. Les impacts phase « Exploitation ».....	198
VIII.3.1. Erosion.....	198
VIII.4. Récapitulatif des impacts principaux	198
VIII.5. Mesures pour minimiser les impacts négatifs éventuels.	198
VIII.5.1. Présentation	198
VIII.5.2. Nuisances au voisinage des chantiers.....	199
VIII.5.3. Paysage.....	199
VIII.6. Précautions lors des travaux	200
VIII.6.1. Précautions vis-à-vis des personnels	200
VIII.6.2. Précautions pendant la phase chantier.....	200
VIII.6.3. Précautions par rapport au risque de rupture du barrage.....	200
VIII.7. Altérations hydrologiques et biologiques.....	201
VIII.8. Effets rétroactifs	202
Conclusion.....	203

Conclusion générale

Liste des tableaux

Tableau II.1. Coefficients d'accélération de zone	4
Tableau II.2. Caractéristiques géotechniques du remblai de la digue	21
Tableau II.3. Caractéristiques géotechniques de la fondation de la digue	22
Tableau III.1. Coordonnées du site de la retenue collinaire de Oued Chaabet El-Hamra ..	23
Tableau III.2. Coordonnées de la courbe hypsométrique	29
Tableau III.3. Détermination de l'altitude moyenne Hmoy	31
Tableau III.4. Tableau récapitulatif des résultats précédents	31
Tableau III.5. Pente moyenne du bassin versant	33
Tableau III.6. Détermination de l'indice de pente de ROCHE	33
Tableau III.7. Classification du relief	34
Tableau III.8. Densité de drainage.....	38
Tableau III.9. Evaluation du profil en long	39
Tableau III.10. Temps de concentration Tc.....	41
Tableau III.11. Résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant.....	42
Tableau III.12. Distribution mensuelle de la température en °C	42
Tableau III.13. Evaporetranspiration mensuel d'Ain-Timenchent.....	43
Tableau III.14. Coordonnées Lambert des stations pluviométriques	44
Tableau III.15. Précipitation interannuelle	45
Tableau III.16. Résultat du test mediane	46
Tableau III.17. Répartition intersaisonnier de pluie	47
Tableau III.18. Pluies annuelles fréquentielles sur le bassin versant	47
Tableau III.19. Cartographie de la répartition saisonnière de la pluviométrie sur l'ensemble du bassin versant.....	49
Tableau III.20. Caractéristiques de la série pluviométrique (50 ans).....	50
Tableau III.21. Résultats de l'ajustement de la loi Gumbel	52
Tableau III.22. Comparaison des caractéristiques de la loi Gumbel et de l'échantillon	52
Tableau III.23. Résultats de l'ajustement de la loi Galton	54
Tableau III.24. Comparaison des caractéristiques de la loi Galton et de l'échantillon	54
Tableau III.25. Résultat du test χ^2	55
Tableau III.26. Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	56

Tableau III.27. Pluies de courte durée et l'intensité pluie d'un pas voulu pour une fréquence voulue	57
Tableau III.28. Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	58
Tableau III.29. Récapitulatif des résultats	61
Tableau III.30. Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	61
Tableau III.31. Apports fréquentiels.....	63
Tableau III.32. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% du bassin versant ...	64
Tableau III.33. Valeur de alpha en fonction de la perméabilité	65
Tableau III.33. Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour (Mallet-Gauthier).....	67
Tableau III.34. Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour (Sokolovsky)67	
Tableau III.35. Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour (Turraza)	67
Tableau III.36. Débit de crues fréquentielles de Chaabet El-Hamra.....	68
Tableau III.37. Débit des crues fréquentielles d'Oued Chaabet El-Hamra pour les différentes formules	69
Tableau III.38. Débit des crues fréquentielles d'Oued Chaabet El-Hamra	69
Tableau III.39. Coefficient de forme de l'hydrogramme de crues	70
Tableau III.40. Valeurs des débits de crues en fonction du temps	71
Tableau III.41. Classification des dommages selon ANCOLD, 1986 (RIBEIRO,2009)...	72
Tableau III.42. Crue de projet recommandé selon ANCOLD, 1986 (RIBEIRO,2009)	73
Tableau III.43. Choix de la crue de projet selon ANCOLD, 1986 (RIBEIRO,2009)	74
Tableau III.44. Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel (80%)	74
Tableau III.45. Répartition mensuelle des besoins en eau	77
Tableau III.46. Courbes topographique et volumétrique.....	78
Tableau III.47. Bilan Apports-consommation.....	78
Tableau III.48. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	81
Tableau III.49. Valeurs de en fonction des conditions hydrogéologiques	83
Tableau III.50. Evaporation station Ain-Temouchent.....	83
Tableau III.51. Calcul des pertes dans la retenue	83
Tableau III.52. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	84
Tableau III.53. Récapitulatif des résultats	85
Tableau III.54. Valeurs de h et les plages de variation en période de crue	89
Tableau III.55. Modélisation de la courbe Capacité-Hauteur.....	91
Tableau III.56. Calcul de la courbe caractéristique du barrage	92

Tableau III.57. Calcul de la courbe caractéristique du barrage	92
Tableau III.58. Calcul du débit laminé correspondant à l'hydrogramme de sortie pour b=14m.....	95
Tableau III.59. Résultat du laminage pour les différentes largeurs déversantes obtenu à l'aide de la méthode de MUSKINGUM.....	95
Tableau III.60. Donnée initial.....	95
Tableau III.61. Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHRINE.....	99
Tableau III.62. Variation de la hauteur du barrage.....	101
Tableau III.63. Récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête	101
Tableau III.64. Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes	103
Tableau III.65. Coût du déversoir pour différentes largeurs déversantes.....	104
Tableau III.66. Coût du coursier pour différentes largeurs déversantes.....	105
Tableau III.67. Coût de l'évacuateur de crues.....	105
Tableau III.68. Coût total de la retenue	106
Tableau IV.1. Valeurs indicatives des pentes de talus (Belakoniev, 1987).....	112
Tableau IV.2. Valeurs de C en fonction des pentes de talus et gamma.....	114
Tableau IV.3. Epaisseur de l'enrochement et d50 minimal des pierres en fonction de la hauteur des vagues.....	115
Tableau IV.4. Valeurs de K en fonction de la classe de l'ouvrage.....	116
Tableau IV.5. Classe de barrage en terre en fonction de type d'ouvrage.....	117
Tableau IV.6. Valeurs de Iadm en fonction du type de l'ouvrage.....	119
Tableau IV.7. Volume de recharge (barrage homogène en argile).....	124
Tableau IV.8. Volume du sable (barrage homogène en argile).....	124
Tableau IV.9. Volume du gravier (barrage homogène en argile).....	125
Tableau IV.10. Volume du Rip Rap (barrage homogène en argile).....	125
Tableau IV.11. Volume de recharge (barrage à zone).....	126
Tableau IV.12. Volume du noyau (barrage à zone)	126
Tableau IV.13. Volume graviers talus amont et noyau (barrage à zone)	126
Tableau IV.14. Volume du sable (barrage à zone)	127
Tableau IV.15. Volume du Rip Rap (barrage à zone)	127
Tableau IV.16. Coût de la variante N°1	128
Tableau IV.17. Coût de la variante N°2	128
Tableau IV.18. Récapitulatif des coûts des différentes variantes étudiées.....	129

Tableau V.1. Coordonnées de la surface superieur..	137
Tableau V.2. Coordonnées du quadrant aval de déversoir type Creager	139
Tableau V.3. Détail quadrant amont de déversoir (Les origines O, Rayons de courbure)	140
Tableau V.4. Calcul de ligne d'eau du bassi de réception	144
Tableau V.5. Calcul de la profondeur normale	147
Tableau V.6. Calcul de la hauteur normale dans le coursier	148
Tableau V.7. Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau	148
Tableau V.8. Calcul de la ligne d'eau du coursier	149
Tableau V.9. Calcul de la profondeur normale (canal fuit)	155
Tableau VI.1. Coordonnées de la parabole de KOZENY	164
Tableau VI.2. Classification des barrages	170
Tableau VI.3. Gradient admissible à travers le remblai terreux	171
Tableau VI.4. Coefficient de stabilité admissible des talus	171
Tableau VI.5. Détermination du coefficient de sécurité	171
Tableau VI.6. Coefficient de sécurité admis en fonction de la classe du barrage	173
Tableau VI.7. Les différentes valeurs de K1 et K2	176
Tableau VI.8. Caractéristique géotechnique	177
Tableau VI.9. Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	180
Tableau VII.1. Matériaux et leur endroit de stockage	182
Tableau VII.2. Matériel nécessaire à la réalisation de la retenue collinaire	184
Tableau VII.3. Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes	187
Tableau VII.4. Symboles des opérations	189
Tableau VII.5. Déterminations des chemins critiques	190
Tableau VIII.1. Indications sur le bruit ambiant (OMS)	196
Tableau VIII.2. Récapitulation des principaux impacts	198

Liste des figures

Figure I.1. Situation géographique de la retenue collinaire.....	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 III.1. Délimitation du bassin versant sur la carte topographique de RAMCHI Ech 1/25.000e	24
Figure III.2. Oro-hydrographie de l'Est Algérien vue à travers le Modèle Numérique de Terrain	25
Figure III.3. Rectangle équivalent	28
Figure III.4. l'histogramme de la courbe hypsométrique	29
Figure III.5. l'histogramme de la courbe hypsométrique	30
Figure III.6. Courbe hypsométrique du bassin de oued Chaabet El-Hamra.....	30
Figure III.7. Classification des pentes de oued Chaabet El-Hamra.....	35
Figure III.8. Le réseau hydrographique du bassin versant avec une échelle de 1/25.000e	36
Figure III.9. Image explicative de la méthode de classification de SCHUMM-STRAHLER, source : Wikipedia	36
Figure III.10. Réseau hydrographique avec classification de SHAUMM.....	37
Figure III.11. Répartition mensuelle des températures.....	42
Figure III.12. Distribution mensuelle de l'ETP	43
Figure III.13. Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle sur le bassin versant d'Oued Chaabet El-Hamra	47
Figure III.14. Ajustement à une loi log Normal des pluies annuelles sur le bassin versant.	47
Figure III.15. Représentation graphique des résultats d'ajustement à la loi de Gumbel ...	53
Figure III.16. Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).....	55
Figure III.17. Pluies de Courte durée	58
Figure III.18. Courbe intensité-durée-fréquence	58
Figure III.19. Carte du réseau Hydroclimatologique de la zone d'étude, éch. 1/50000	59
Figure III.20. Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel A80%.....	64
Figure III.21. L'Hydrogramme de crues probables en fonction du temps	72
Figure III.22. Les Hydrogrammes de crues probables en fonction du temps.....	72

Figure III.23. L'hydrogramme de crue probable pour une période de retour de 20 ans.....	75
Figure III.24. Courbe capacité-hauteur	79
Figure III.25. Courbes de remplissage.....	79
Figure III.26. Laminage à travers un barrage	79
Figure III.27. Evacuateur à surface libre	82
Figure III.28. Modélisation de la courbe surface-hauteur	89
Figure III.29. Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette.....	93
Figure III.30. Hydrgramme de sortie pour B=14 m.....	94
Figure III.31. Hydrogrammes d'entrée et de sorties	95
Figure III.34. Principe de calcul du volume d'un barrage.....	103
Figure III.35. Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir ...	103
Figure IV.1. Digue en terre compactée homogène (source : site planete-tp)	110
Figure IV.2. Digue à noyau (source : site planete-tp).....	111
Figure IV.3. Revêtement en enrochement avec une transition en géotextile (source : site planete-tp).....	113
Figure IV.4. Coupe d'un prisme de drainage (source : site planete-tp).....	120
Figure IV.5. Coupe d'un tapis de drainage (source : site planete-tp).....	121
Figure V.1. Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement latéral	133
Figure V.2. Paramètres du profil amont d'un déversoir USBR (Khatsuria., 2005)	136
Figure V.3. Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (Khatsuria., 2005).....	137
Figure V.4. Profil du déversoir type WES.....	138
Figure V.5. Profil creager du Hdév=1,5m	139
Figure V.6. Détail du quadrant amont, l'USCE (USArmy, Corps of Engineers,1958.....	140
Figure V.7. Déversoir à parement amont surplombant	141
Figure V.8. Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.	150
Figure V.9. Schéma de bassin de dissipation USBR type II	152
Figure V.10. Graphe correspondant de bassin de dissipation USBR type II.....	153
Figure V.I.1. Positionnement de la ligne de saturation de la digue zonée de la retenue Oued Mertoum	164

Figure V.I.2. Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius	174
Figure V.I.3. Zone du centre du cercle critique selon le principe de Fondeev	176
Figure V.II.1. Réseau à noeuds.....	189

Liste des annexes

Annexe N°1 : Les cartes utilisées.

Annexe N°2 : Pluies moyennes mensuelles et annuelles de la station de référence (40202) et Pluies maximales journalières de la station de référence (40202).

Annexe N°3 : Calcul du débit laminé pour les différentes largeurs déversantes avec la méthode de MUSKINGUM.

Annexe N°4 : Calculs de stabilité.

Liste des planches

Planche N°1 : Plan d'aménagement de la retenue Oued Chaabet El-Hamra.

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

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

Planche N°4 : Les variantes de la digue de la retenue collinaire.

Planche N°5 : Coupes et détails de la vidange d'eau.

Planche N°6 : Etude de stabilité de la retenue Oued Chaabet El-Hamra.

Planche N°7 : Coupes et détails de l'évacuateur de crue : profil en long et section en travers du coursier.

Introduction générale

L'Algérie a été prise avec un problème de rareté de l'eau qui s'accroît d'année en année à cause d'une sécheresse persistante. En fait, l'Algérie serait aujourd'hui parmi les pays les plus déficitaires en matière de potentialités hydriques. L'activité agricole a toujours été et sera toujours soumise aux aléas climatiques. L'eau constitue une contrainte majeure et un facteur limitant de la production agricole sur les trois-quarts de la superficie agricole utile de l'Algérie.

Pour cela ; l'ANBT et DRE Ain-Temouchent a lancé un vaste programme de projets de réalisation des retenues collinaires et petits barrages.

Vu la situation critique qu'a connue la Wilaya de Ain-Temouchent surtout que cette région a un caractère agricole, un recensement des sites potentiels pour la réalisation des ouvrages de stockage a été effectué. Parmi ces sites, celui de Aghlal qui présente un endroit favorable pour la construction d'une retenue collinaire destinée à l'approvisionnement en eau pour l'irrigation des terres agricoles de la région.

Dans le présent travail, il est procédé à une étude d'une retenue collinaire sur l'Oued Chaabet El-Hamra, pour ce faire, la démarche est comme suit :

Après une introduction générale, le premier chapitre dresse un portrait topographique global du lieu, suivit du deuxième chapitre qui concerne le choix du site favorable à partir des conditions géologiques et géotechniques.

Par la suite, dans le troisième chapitre, un traitement détaillé des données pluviométriques et géomorphologiques est effectué pour déterminer les caractéristiques hydrologiques, estimer la capacité globale de la retenue et trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

Le quatrième chapitre est consacré à l'analyse des variantes de la digue dont le choix est en fonction de la disponibilité des matériaux dans la zone d'emprunts, avec des calculs de revêtements des talus, d'infiltration et de stabilité et dans le cinquième chapitre, la variante choisie sera traitée plus en détail.

Ensuite, une étude des ouvrages annexes est entamée à savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, ouvrages de vidanges et de prise d'eau. Un avant dernier chapitre est consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation et l'établissement du planning des travaux et en terminant, un dernier chapitre traitera l'impact sur l'environnement suivit enfin d'une conclusion générale.

Chapitre : I

*SITUATION
GEOGRAPHIQUE ET
DESCRIPTION DU SITE
D'ETUDE*

Introduction :

pour toute réalisation d'une retenue, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte sur la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

La topographie constitue le support essentiel du travail qui doit toujours situer plus ou moins précisément les observations qu'il réalise, tout en planimétrie qu'en altimétrie. L'étude nous impose plusieurs variantes de choix des axes de l'implantation du barrage, pour laquelle on devra choisir la meilleure solution de point de vue économique et technique.

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.

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

- La topographie et les apports du bassin versant
- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue,

- La morphologie de la vallée.
- Le contexte météorologique et le régime des crues.

Le site se trouve sur l'oued Chaabet El-Hamra commune d'Aghlal à Ain-Temouchent.

Afin de délimiter le bassin versant de l'oued Chaabet El-Hamra on utilise la carte d'état-major de la wilaya de RAMCHI à l'échelle 1/25000.

Les coordonnées universelles transverses Mercator (UTM) du site sont :

X= 676 360 m

Y= 3900 290 m

Z= 420 m

I.3 Situation géographique :

La commune d'Aghlal est située dans la région Sud-Est de la wilaya de Ain-Temouchent .Elle s'étend sur une superficie de 131,2km² pour une population estimée à 7146 hab. (31/12/2010) soit une densité de population de 54ha/km².

Elle est limitée ou nord par la commune de Chentouf, au sud par Sidi Abdelli (wilaya de Tlemcen) et à l'est par la commune de oued Berkeche et à l'ouest par la commune de Ain kihal.

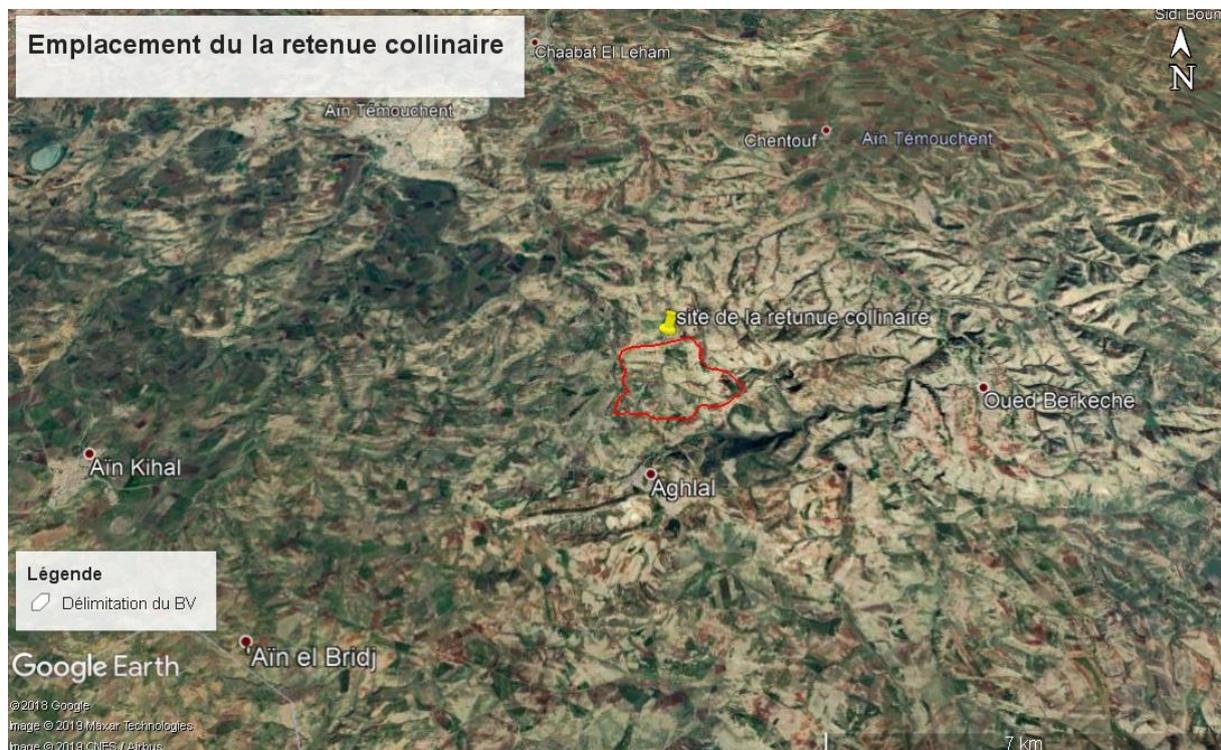


Figure. I.1 : Situation géographique de la retenue collinaire

I.4. Description sommaire de la retenue :

La future retenue collinaire est située sur oued Chaabet El-Hamra à environ 4,5km au nord de chef-lieu de la commune.

Selon la carte d'état-major Ain Timouchent n°5-6 à l'échelle 1/25000

Les coordonnées Lambert de l'axe de la digue sont :

X= 157,860m

Y= 221,600m

Z= 420m

L'accès au site se fait en empruntant une piste à environ 4,5 km au nord de la localité d'Aghlal.

Du point de vue socio-économique, la région étudiée est essentiellement une région à vocation agricole.

Conclusion :

Ain-Temouchent est une wilaya à vocation agricoles et avec l'expansion de la population les besoins en eau augmente c'est pour cela que plusieurs investigation et études ont été menées à travers toute la région de Ain-Timouchent à fin d'y repéré les sites potentiels à l'implantation d'aménagement retenue collinaire

Le site présente des potentiels de mobilisation de la ressource eau qui devront être confirmées par les travaux de reconnaissance et d'investigation géotechnique et les études hydrologiques.

Chapitre : II

ETUDE GEOLOGIQUE
ET
GEOTECHNIQUE

Introduction :

Le traitement en détail de 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 Aghlal, Wilaya d'Ain-Temouchent se trouve dans la zone II a ; 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 ouvrages 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 0,25g qui caractérise notre zone d'étude.

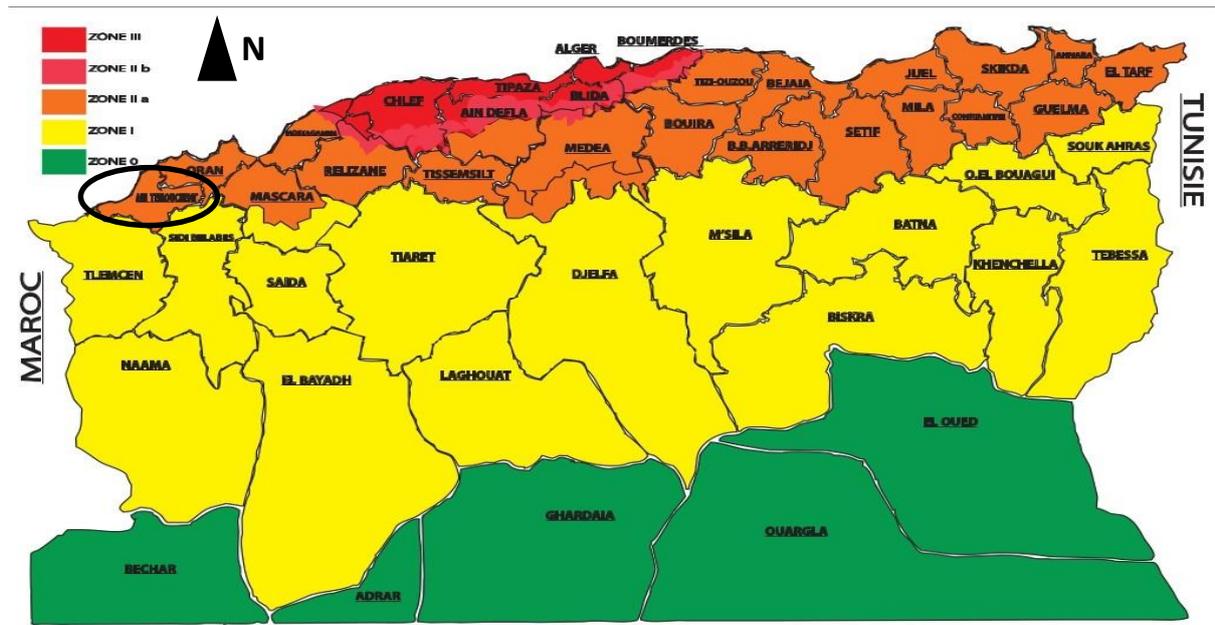


Figure. II.1 : Carte zonage sismique du territoire national (RPA 2003)

II.2. Géologie régionale :

Les affleurements para autochtones se situent au nord et à l'Est d'Ain-Temouchent dans la commune de Chentouf et près de Chaabet El-Hamra.

Il est constitué par des pélites brunes ou rougeâtre, à minces lits de grés sombre ferrugineuses d'ages callovo-oxfordien avec de rares niveau de calcaires.

- **Djebel Necissa :**

Calcaires bio détritique d'age jurassique supérieur (kimméridgien) affleurant sur une distance de 125 m au milieu des pélites micacées et de grés fins ferrugineux, ailleurs ces calcaires n'affleurent plus

- **Djebel Tounit :**

Des calcaires d'âges jurassiques supérieur de moins de 100 mètres d'épaisseur reposent sur des pélites micacées rougeâtre à rares lits de grés roux à traces de plantes avec un petit niveau d'épaisseur formé de calcaires noduleux contient d'ammonites d'âge jurassique supérieur.

- **Douar Chentouf**

A l'est d'Ain-Temouchent, un affleurement de calcaires gris en gros bancs parfois noduleux apparait en fenêtre sous l'unité sénonienne. Ces calcaires sont associés à des pélites marron ou violacées d'age kimméridgien.

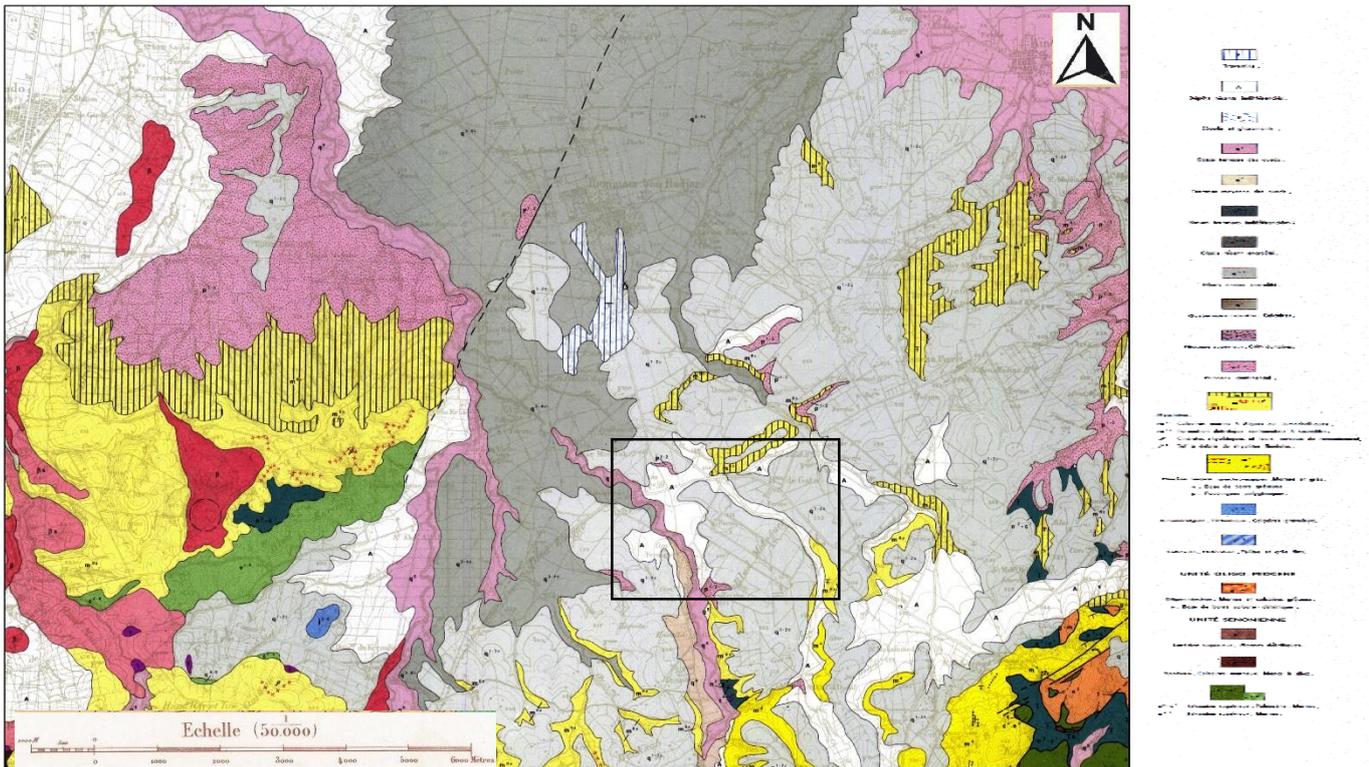


Figure. II.2 : Extrait de la carte géologique, Echelle : 1/50000 source ENCG

II.3. Géomorphologie du bassin versant :

Les surfaces du bassin versant de Chaabet El-Hamra sont moyennement importantes. Sa forme vers le Nord –ouest large et ouverte, mais vers le sud-Est elle est presque fermée. Il est vraisemblable que des phénomènes tectoniques sont à l'origine de cette morphologie.

Deux types de matériaux géologiques distincts ont créés deux formes de versants différents.

Aussi les formations du versant gauche sont constituées de couches carbonatées épaisses, la stabilité est vraisemblablement assurée, il n'en est pas de même du versant droit dont les formations argilo –marneuses sont instables et glissantes. La partie médiane du bassin versant est occupée par une épaisse série détritique continentale, et le cours d'eau de Chaabet El-Hamra semble rassembler un nombre important de ravins.

II.4. Géologie du bassin versant :

Il s'agit essentiellement des massifs de Sidi-Kacem, Mengel et Touilla, qui font partie de l'unité charriée sur le para autochtone de la région d'Ain-Temouchent. Le contact est souvent marqué par le trias qui est représenté par des roches vertes, pélites violacées et dolomies noires.

Ces massifs sont marqués par la présence de métamorphisme et de déformations intenses. On connaît deux formations :

- Formation carbonatées attribuées à la base jurassique (calcaires massifs dans le Djebel Sidi-Kacem, et presque entièrement dolomitisée dans le Djebel Mendjel)
- Les formations schisteuses sont en contact anormal avec les calcaires d'âge jurassique moyen à supérieur.

II.4.1. COMPLEXE TRIASIQUE :

Il est représenté par des terrains sédimentaires et éruptifs, les matériaux de ce complexe sont toujours en contact anormal avec les terrains antérieurs au miocène post-nappe.

Le trias des unités d'EL Maleh présente la semelle de l'unité (Dj Sidi-Kacem, Dj Mendjel, Dj Tounit).

Le trias des unités telliennes est abondant en semelles, et au sein des unités Chouala et Senonnienne.

Les divers éléments du complexe sédimentaire et volcanique sont emballés dans une matrice gypseuse.

II.4.2. MIOCENE :

Au même moment où se font les derniers glissements Tello rifains au sud, un nouveau bassin complexe s'installe au nord sur les nappes de la bordure septentrionale du tell, représenté par les dépôts du 1er cycle miocène post-nappe.

Une nouvelle érosion suivie d'une transgression déposant le miocène terminal, elle est dite Messénienne. A cette époque commence à se développer le volcanisme.

Le miocène est constitué en grande partie de marnes, jouant parfois le rôle d'un substratum des aquifères gréseux et sableux plio-quaternaire

- **Miocène synchro nappe**

Il occupe une place importante au sud d'Ain-Temouchent au niveau des sebaa Chioukh (série marno-gréseuse de 200m d'épaisseur), il se développe également vers l'Est dans le Tessala.

- **Miocène du premier cycle post nappe**

Sur le flanc de sebaa Chioukh, le miocène du premier cycle post nappe est continental, formé par le démantèlement des reliefs, on rencontre des marnes gypseuses vertes ou lie de vin, des grés et des boudins rouges.

- **Miocène du deuxième cycle post nappe**

Après la phase du miocène premier cycle post nappe, une période d'érosion permet le dégagement d'une surface d'aplatissement. C'est sur cette surface que vont s'accumuler les formations sédimentaires et volcaniques du miocène terminal.

Ce deuxième cycle est transgressif et discordant, de bas en haut on signale l'ensemble des formations suivantes :

- *Formations rouges continentales à saumâtre :*

Reposant en discordance sur la formation du premier cycle post-nappe, constitué de formation détritique sur les marnes (grés doux) à saumâtre, d'origine alluviale, affleurant au nord de sebaa Chioukh.

- *Formations marines de marnes bleues :*

Les formations rouges passe à des marnes bleues au-dessus des niveaux saumâtre apparaissent des marnes bleutées dont le caractère marin est plus développé

- *Formations calcaires sommitales :*

A l'est d'Ain-Temouchent ces calcaires englobent des fossiles (aigues de polypiers et d'échinidés).

Les calcaires du miocène supérieur sont transgressifs sur les massifs d'El Maleh

II.4.3. Plio-Quaternaire :

Formations marines

- Premier cycle pliocène :

Ce premier cycle a été marqué par la régression de la mer Messénienne en sorte que le virage du pliocène présente sensiblement les mêmes limites que le virage actuel.

- Second cycle plio-quaternaire :

Correspond aux formations détritiques alternant avec des niveaux littoraux, ce sont dans tous les cas des grés calcaireux.

II.5. Aperçu hydrogéologique du bassin versant :

- **Caractéristiques des aquifères**

L'étude géologique nous a permis d'individualiser plusieurs formations perméables que nous allons présenter par ordre d'importance

- Formations des calcaires fissurés du Miocène supérieur.
- Formations des laves fissurées du Plio-Quaternaire.
- Formations des calcaires sableux et des grés à ciment calcaire de l'unité Oligo- miocène.
- Formations des alluvions quaternaires
- Formations des sables et grés de Pliocène.
- Formations des calcaires et dolomies du Lias de l'unité du type rifain.

➤ **Caractéristiques des aquifères des calcaires fissurées du Miocène :**

L'ensemble sommital carbonaté supérieur est représenté par des calcaires crayeux à algues, polypiers, échinides à une grande extension dans la région d'Ain-Temouchent entre Sidi Safi et Terga. Ces calcaires sont fortement fissurés et karstifiés, donnant ainsi une perméabilité élevée avec un pendage orienté vers le nord-est.

Au sud d'Ain-Temouchent et Sidi Ben Adda, ils sont recouverts par les épanchements volcaniques du massif d'Ain-Temouchent qui les alimentent.

➤ **Caractéristiques de l'aquifère des laves du Plio-Quaternaire :**

Les formations volcaniques présentent une grande importance sur le plan des ressources en eau principalement en raison de leur vaste extension dans la région.

Les formations meubles : bombe, lapillis, scories, blocs, sables, constituent un aquifère appréciable mais malheureusement leur étendue est très restreinte.

Les coulées occupent une grande partie du secteur en raison de leur disposition en dalles massives, la perméabilité dépend du degré de fissurations.

Les tufs et les cinérites qui sont relativement argileuses se comportent comme des niveaux imperméables par rapport aux scories et aux laves v fissurées quand elle les surmonte.

➤ **Caractéristiques de l'aquifère des calcaires et grés de l'Oligo-Miocène :**

Il s'agit d'alternance de marnes de calcaires gréseux et de grés à ciment calcaire qui affleurent aux niveaux d'Aghlal et Oued Berkeche.

Les niveaux calcaires gréseux sont aquifères séparés par des niveaux marneux, constituant autant de nappes perchées superposés donnant naissance à de nombreuses sources étagées.

D'autre part, la perméabilité des terrains est souvent faible, les débits des exutoires sont peu importants, sauf dans le cas de disposition favorable (disposition structurale).

En résumé l'aquifère de l'oligo-miocène ne présente que des nappes perchées d'extension réduite donnant naissance à des sources de déversement à faibles débits.

➤ **Caractéristiques de l'aquifère des sables et grés du pliocène :**

Le pliocène est représenté dans l'ensemble par une alternance de sable de grés, et de marnes surmontant les calcanes miocène supérieur du Diebel Kerroulis (Di-El-Maida) cette formation renferme des nappes à perméabilité variable, le plus souvent en porosité d'interstice.

➤ **Caractéristiques de l'aquifère des calcaires et dolomies du Lias de l'unité rifain :**

L'allochtone du type rifain intéresse les massifs d'El Maleh, les unités des Djebels Houariya et Sidi Safi, qui sont formés essentiellement de séries schisto-gréseuses et carbonatées ; Les séries primaires schisto-gréseuses sont peu perméables et ne refermant vraisemblablement pas de nappes aquifères.

Les séries secondaires que ce soit dans la région d'El Malah (massif d'El Maleh) ou dans la région de Béni Saf, sont formées de deux ensembles, l'un carbonaté d'âge liasique et l'autre schisteux d'âge jurassique moyen et supérieur.

Dans le Djebel Houarya, la séquence calcaréo-dolomique qui est la seule formation aquifère est comprise entre les schistes primaires (qui forment un écran imperméable) et les schistes jurassiques.

En générales calcaires et dolomies ne peuvent pas contenir d'aquifères importants, c'est dommage, car la bonne qualité des eaux permet localement leur captage.

➤ **Caractéristiques de l'aquifère des alluvions quaternaires**

La quaternaire comporte des alluvions et sédiments de pente, des limons, des limons sableux et des sables argileux.

Le Calabrien lui est représenté par des alluvions et des sédiments de la marge continentale, des sables indurés des grés des galets et des carapaces calcaires.

Cette formation qui paraît semi-perméable. Peut présenter localement une perméabilité importante, se localisant en général dans la région de Terga, dans le DJEBEL EI Meida, dans le secteur d'Hassi El Ghella et vers l'embouchure de l'oued Hallouf.

Dans la région d'Hassi El Ghella, les alluvions anciennes sont alimentées par la nappe des grés calcaires et calcaires du pliocène moyen. Ces formations affleurent en plateaux au nord-est de la ville de Hassi El Ghella. Les alluvions composées d'argile rouge contiennent une nappe salée. Localement les apports d'eaux douces de l'aquifère calcaire du Miocène, permettent d'obtenir un mélange acceptable.

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

D'après la reconnaissance géologique sur terrain le bassin versant de Chaabet El Hamra les principales formations sont :

- les dépôts alluvionnaires d'âge du plio quaternaire.
- la marne bleue affleure sur la quasi-totalité du bassin versant d'âge miocène moyenne, cette formation marneuse gris-bleu qui. Caractérise les deux berges est suivi des marnes gréseuses rouges, intercalé par des bancs des grés.
- les marnes gréseuses rouges, intercalé par des bancs des grés à ciment calcaire et calcaire gréseux.
- les terrasses alluviales de formation argilo sableuses et sables limoneux affleurent le long des lits des oueds.
- Ainsi, il est a signalé que les grés du miocène inférieur affleurent au sud du site.

Du point de vue géologie et suite aux formations marneuse qui affleurent. Le site projeté pour la réalisation de la future retenue collinaire est favorable.

Du point de vue sismique la région est classée en zone 2, soit une zone à risque sismique assez élevé.

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 Chaabet El-Hamra 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 droit du site de la retenue 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 Chaabet El-Hamra 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 Chaabet El-Hamra 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 moyennement à fortement inclinés, moins réguliers et plus érodés.

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.N.H.C Ain-Temouchent, on recommande une digue en terre Homogène (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 homogène en argile muni d'un prisme de drainage à l'aval.

II.10. Etude géotechnique :

II.10.1.Travaux de reconnaissance :

Les sols de fondation de la digue d'Oued Chaabet El-Hamra et les matériaux nécessaires pour sa construction font l'objet de la présente étude afin de déterminer leurs caractéristiques physicomécaniques.

Cette reconnaissance a nécessité une prospection directe des terrains par la réalisation d'un ensemble de fouilles à la pelle mécanique.

II.10.1.1.Au niveau du site de la retenue :

- Cinq (05) fouilles réalisées à l'aide d'une pelle mécanique de 3,0 m de profondeur qui nous ont permis de prélever des échantillons pour établir une coupe géologique des sols rencontrés.

-Trois (03) essais pénétrométriques réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique lourd «Borro» type B2 donnant la résistance du sol en fonction de la profondeur.

II.10.1.2.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.10.2.Essais de laboratoire :

II.10.2.1.Type et mode opératoire :

Nous avons procédé aux essais physiques d'identification en vue d'identifier le sol par rapport à la classification LCPC-USCS et les essais à l'effet de déterminer les caractéristiques de résistance au cisaillement et la compressibilité à l'œdomètre.

- Essais physiques d'identification réalisés :
 - Mesure de la teneur en eau naturelle.

- Mesure du poids spécifique apparents humide et sec.
- Mesure du degré de saturation.
- Détermination des limites d’Atterberg.
- Analyses granulométrique.
- Essais mécaniques réalisés :
 - Essai de compressibilité à l’œdomètre.
 - Essai de cisaillement rectiligne UU.

II.10.2.2. 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 – sédimentométrie ----- 8 essais
- Limites d’Atterberg ----- 8 essais

➤ **Essais mécaniques :**

- Essai de cisaillement rectiligne UU ----- 3 essais
- Essai de compression à l’œdomètre ----- 3 essais
- Essai de perméabilité ----- 3 essais

II.10.3. Résultats des essais de laboratoire et leur interprétation :

II.10.3.1. 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.

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

a) Caractéristiques physiques :

- Les résultats de l'analyse granulométrique et sédimentométrique 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 WL (47,7- 73,5)

Indice de plasticité IP (19,7- 38,1)

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 : $\phi_{uu} = 28,20^\circ - 37,64^\circ$

Cohésion : $C_{uu} = (21 - 36) \text{ KN/m}^2$

- Les essais de compression à l'œdomètre 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.10.4. Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les sols de fondation de la digue :

Les résultats précédents peuvent être interprétés comme suit :

- Le terrain étudié est hétérogène constitué dans la rive gauche de marne verdâtre à beige avec présence de galets décimétriques à la base et entre 2,90 à 3,20 m/TN, surmontée d'argile carbonatée blanchâtre avec présence de nodules de craies. Dans la rive droite le sol est constitué de marne verdâtre compacte, surmontée d'argile marneuse verdâtre à marron. Le sol au niveau du lit d'oued est constitué d'alluvions fines surmontées de vase et argile noirâtre et des alluvions grossières.
- 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 D15 (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 D15 de l'ordre de 0,02 mm = 0,002 cm, donc $K \approx (2 \times 10^{-3})^2 = 1,44 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$.

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

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

La valeur moyenne des limites de liquidité est de $WL = 48,3$.

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

$$CC = 0,009(32,3 - 10) = 0,344.$$

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 d'IP de la manière suivante :

Gonflement potentiel : IP

Faible.....0 - 15

Moyen10 - 25

Elevé25 - 55

Très élevé > 55

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

TP01 IP = 19, 51. TP02 IP = 15, 25. TP03 IP = 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.

- **Matériaux de construction de la digue :**

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

Dans la zone d'emprunte est formé de marne verdâtre avec présence de nodules tuf à la base et entre 2,00 et 2.60 m/TN, surmontée d'argile rougeâtre à noirâtre. La couche de terre végétale est de faible épaisseur. Nous suggérons un ancrage au niveau du lit d'oued à partir de 2,30 m/1 N, avec un ancrage suffisant au niveau des deux rives. La contrainte admissible au sol est de 1,2 bar pour le lit : d'oued, 1,6 bar pour la rive droite et 1,4 bar pour la rive gauche.

II.10.5. Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue

II.10.5.1. Remblai de la digue :

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

Caractéristiques géotechniques	Unité	Zone d'emprunt n° 1	Zone d'emprunt n° 2
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})	($^{\circ}$)	35	35
Cohésion (C_{uu})	Kg/cm ²	0,021	0,034
Angle de frottement effectif (ϕ')	($^{\circ}$)	16,70	25,64
Cohésion effective (C')	KN/m ²	2	4
Pression de consolidation (P_c)	KN/m ²	303	266
Coefficient de compressibilité (CC)	/	0,207	0,095
Coefficient de gonflement (C_g)	/	0,015	0,005
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	$1,44 \times 10^{-8}$	$4,2 \times 10^{-10}$

Source : (L.N.H.C Ain-Temouchent)

II.10.5.2. 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})	($^{\circ}$)	35
Cohésion (CUU)	KN/m ²	21
Angle de frottement effectif (ϕ')	($^{\circ}$)	27,95
Cohésion effective (C')	KN/m ²	8,66
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	$6,4 \times 10^{-9}$

Source : (L.N.H.C Ain-Temouchent)

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.

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.

Nous procédons à l'étude hydrologique du bassin versant de l'Oued **Chaabet El Hamra** 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 au site de la retenue d'Oued **Chaabet El Hamra** fait partie du bassin versant de Chott Ain Timouchent code ANRH (40202) dont la superficie est de 4,38 km². Les coordonnées du site de la retenue collinaire d'Oued **Chaabet El Hamra** sont présentées dans le tableau III.1

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

Systeme de coordonnés	UTM fuseau 30
Site du bassin versant Oued AL Atchene (Chaabet El Hamra).	X = 676 360 m Y= 3900 290 m Z = 420 m

III.1.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

Les paramètres physiographiques ont été estimés en se basant sur les cartes d'état-major REMCHI NI-30-XXIII-82 Est au 1/25.000e, après avoir été scannées et numérisées.

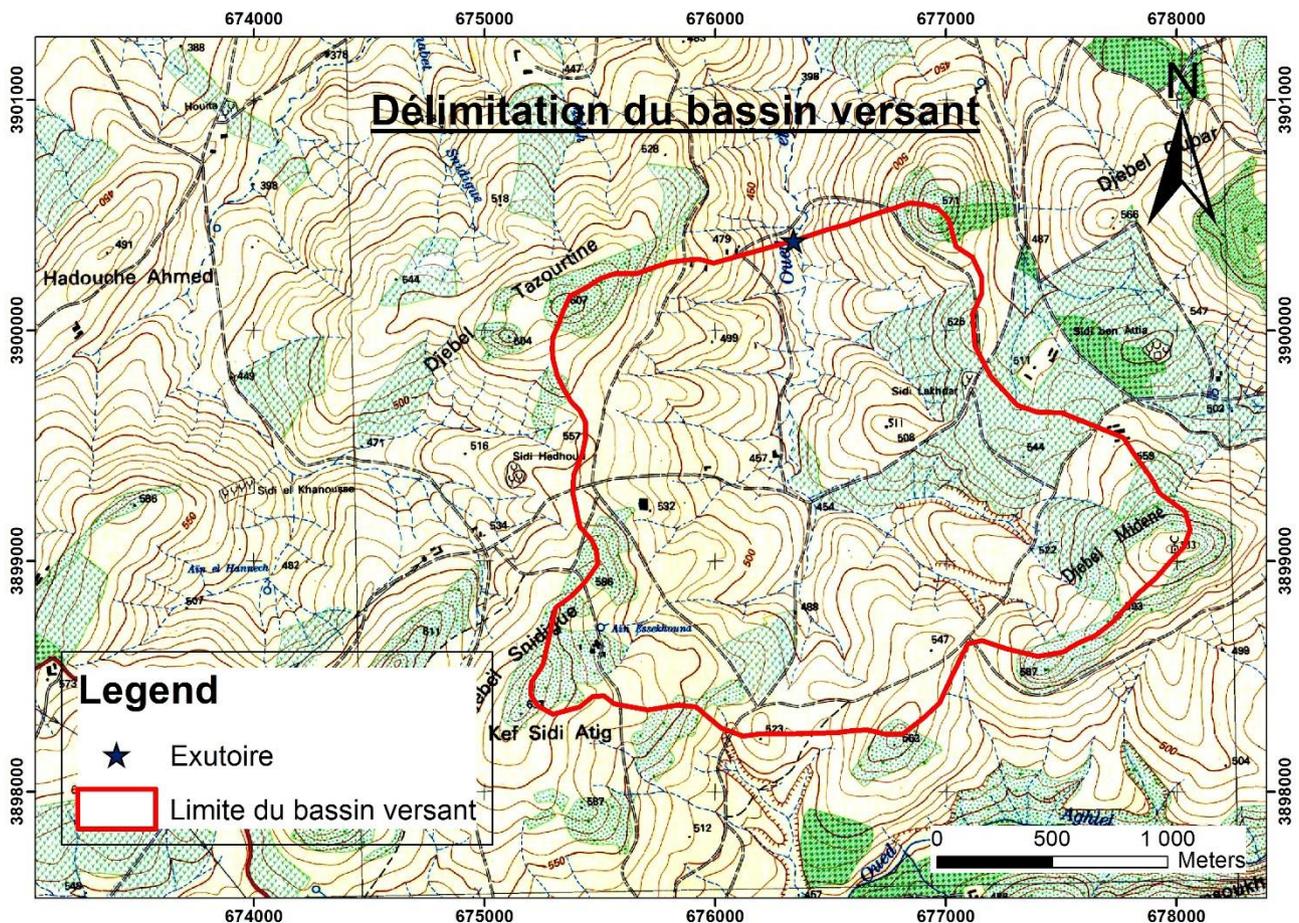


Figure. III.1 : Délimitation du bassin versant sur la carte d'état-major de REMCHI NI-30-XXIII-82 Est au 1/25.000e

- **Caractéristiques physiographiques du bassin versant :**

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

- ❖ **La surface du bassin versant**

La surface du bassin versant de la retenue collinaire Chaabet El Hamra 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 1/25.000. Nous avons déduit que le bassin versant occupe une superficie de **S = 4,38 km²**.

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 = 9,00Km**,

❖ **Longueur du thalweg principal**

La longueur du thalweg principal à pour valeur **L= 2,711 km**

❖ **Altitude du bassin versant**

Les Altitudes extrêmes du bassin versant sont :

- Altitude maximale **640m**
- Altitude minimale **420m**.
- L'altitude moyenne du bassin est de **514m**.

La **Figure. III.2** nous permet de confirmer que notre site se trouve dans les hautes plaines, ou les altitudes extrêmes varient entre 420m et 600m.

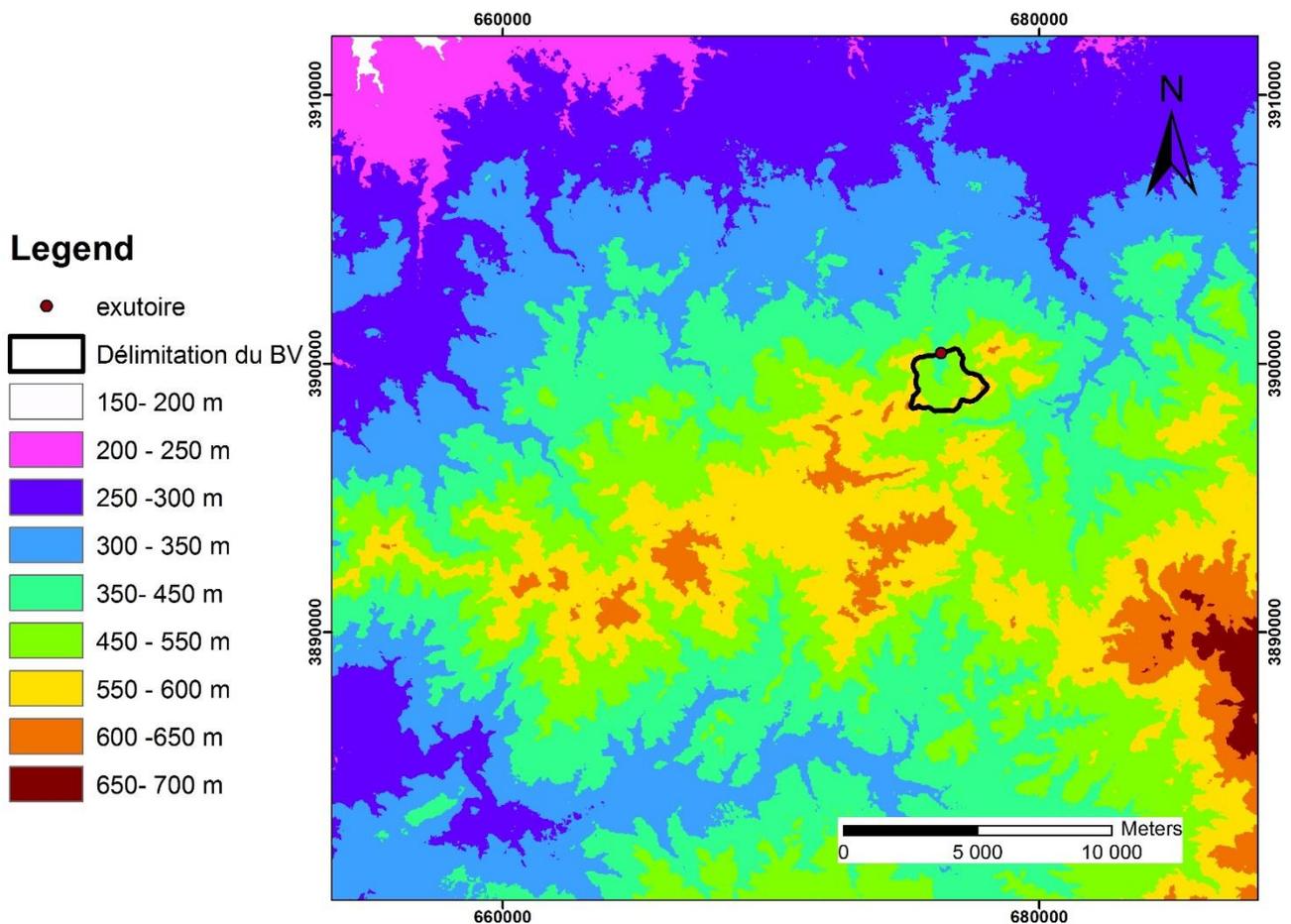


Figure. III.2 Oro-hydrographie de l'ouest algérien vue à travers le Modèle Numérique de Terrain (M.N.T. traité à partir d'une image satellitaire d'Eros Data Center de l'U.S. Geological Survey).

❖ **Pente moyenne de l'Oued**

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

$$I_0 = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (III.1)$$

On aura donc : $I_0 = 8,11$

❖ **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca=L^2/S..... (III.2)$$

L : la longueur du talweg principal(Km)

S : la superficie du bassin versant (Km²).

$$C_a=1,68$$

❖ **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 : $K_c = \frac{p}{P_c} = \frac{p}{2\pi R}$; $R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$; $P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$;

$$K_c = \frac{p}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{p}{2\sqrt{\pi S}}$$

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} (III.3)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

KC : indice de Gravelius

AN : $K_c = 0.28 * \frac{9}{\sqrt{4.38}}$ $K_c = 1.20$

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

$K_c = 1$: Lorsque le bassin est parfaitement circulaire.

$K_c = 1,12$ Lorsque le bassin est carrée.

$K_c > 1,12$ Lorsque le bassin est relativement allongé.

L'indice de compacité est proportionnellement lié au temps de concentration (Tc), plus le KC 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 plus la crue serait moins violente .

D'après la valeur du k_c on conclue que notre bassin est de forme plus au moins allongée.

❖ **Coefficient d'allongement**

Ce coefficient est obtenu par la relation : $K_p = P^2 / S$ (III.4)

L : le périmètre du bassin versant. $P = 9 \text{ Km}$

S : la superficie du bassin versant. $S = 4.38 \text{ Km}^2$

$$K_p = 18.49$$

❖ **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 :

$$P = 2 \times (L + l) \quad ; \quad S = l \times L$$

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

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.5)$$

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

$$L = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.6)$$

$$l = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec L : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l : largeur du rectangle équivalent en (Km)

A.N : L=2.98 Km l=1.47 Km

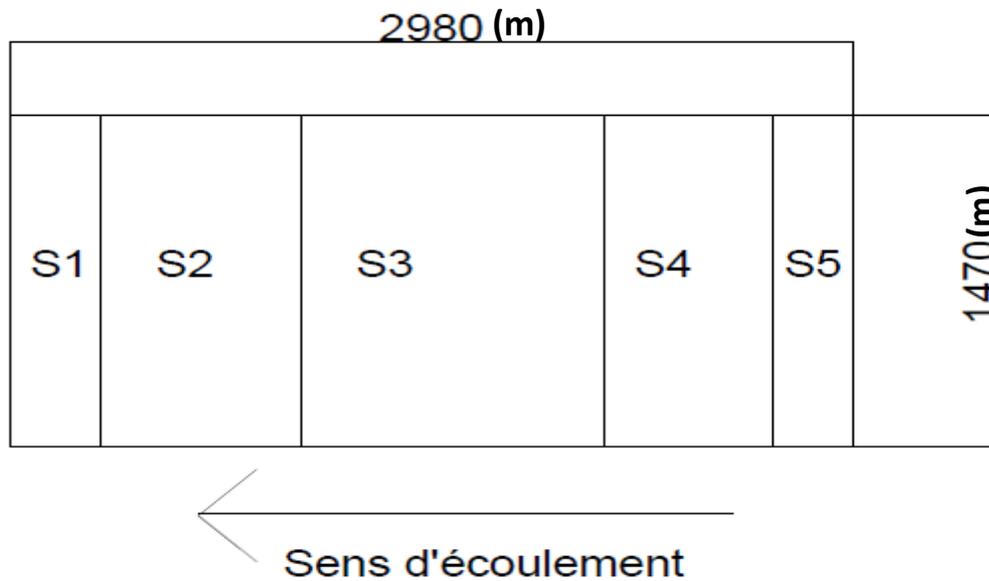


Figure. III.3 : Rectangle équivalent

❖ **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 au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

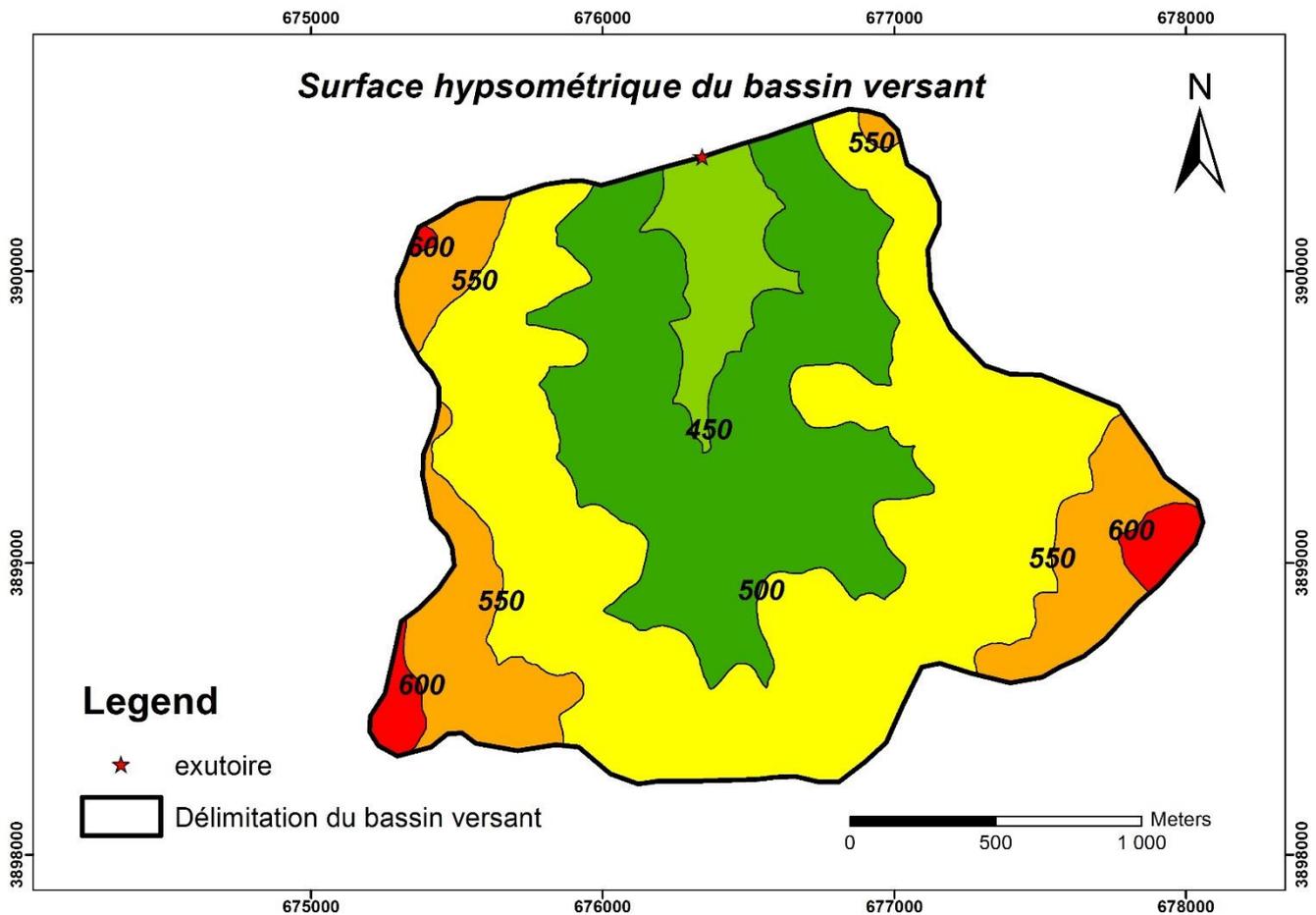


Figure. III.4 : Carte hypsométrique du bassin versant obtenue avec le logiciel Arcsig avec une échelle de 1/25.000^e

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

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

Tranche d'altitude	Surface Km ²	S cumulé km ²	Surfaces %
420-450	0,247	0,247	5,630
450-500	1,351	1,598	30,796
500-550	2,048	3,646	46,683
550-600	0,635	4,281	14,475
600-640	0,106	4,387	2,416
Somme	9,8		100

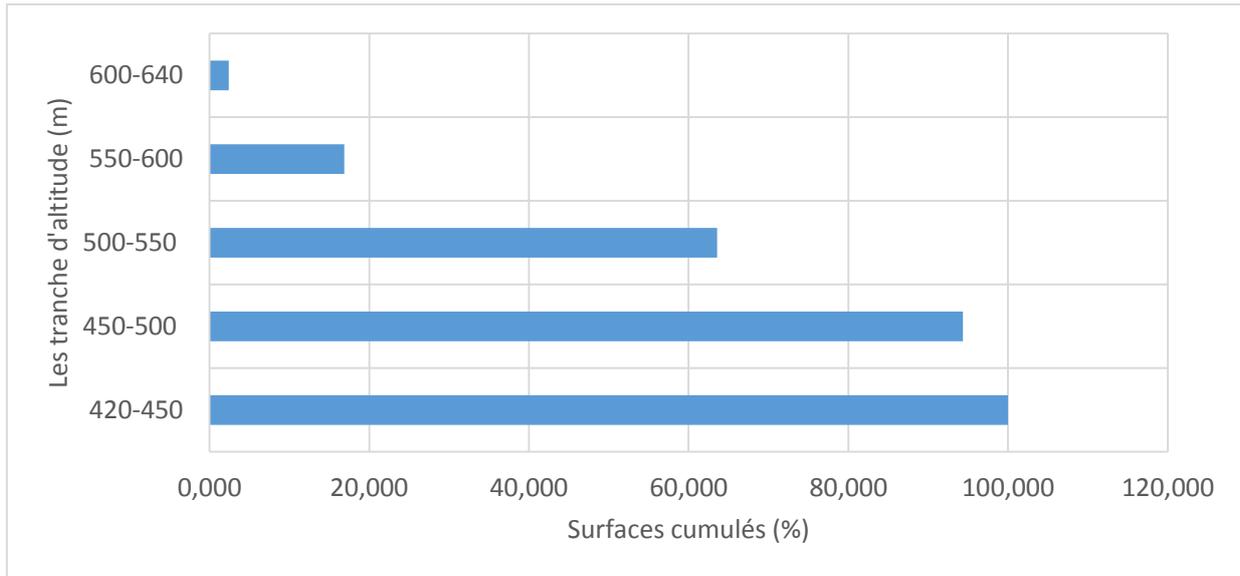


Figure. III.5 : l’histogramme de la courbe hypsométrique

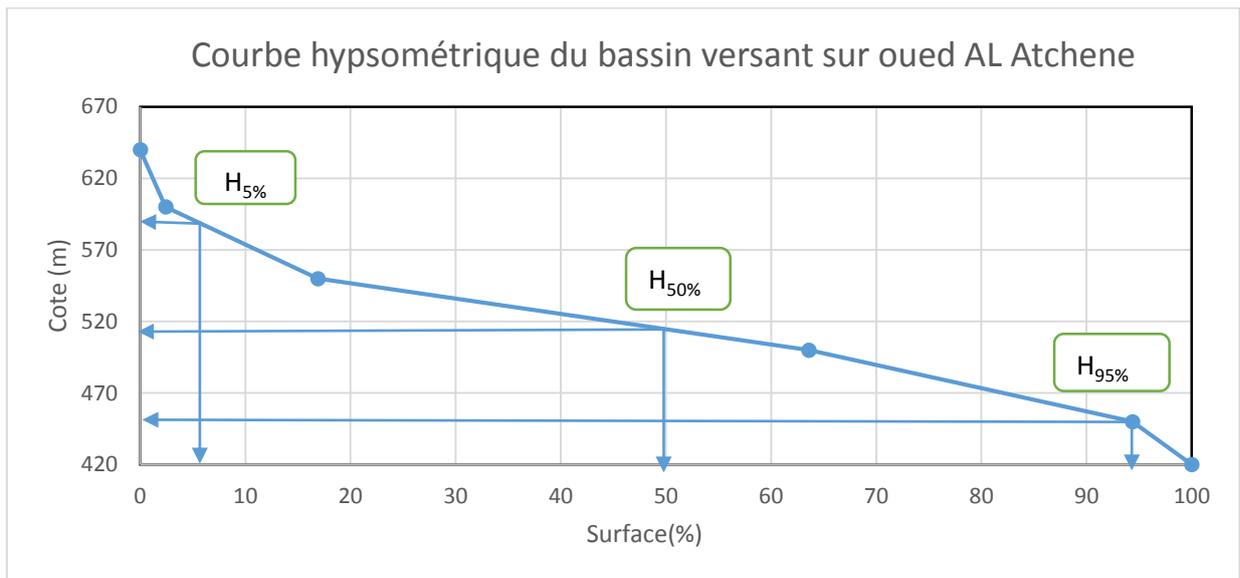


Figure. III.6 : Courbe hypsométrique du bassin de l’oued Al Atchene

❖ **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 :

$$H_{med} = H_{50\%} = 515 \text{ m.}$$

❖ **Altitude moyenne :**

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

L'altitude moyenne est calculée par la formule :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{\bar{S}} \dots\dots\dots (III.8)$$

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km²).

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives (m).

\bar{S} : Superficie du bassin versant (Km²).

Hmoy=514,07 m

❖ Détermination de l'altitude moyenne Hmoy :

Tableau. III.3 : Détermination de l'altitude moyenne Hmoy

Tranche d'altitude	Surface Km ²	S cumulé km ²	Surfaces %	Surfaces cumulée %	Altitude moyenne (m)	S*hi (m)
420-450	0,247	0,247	5,630	100,000	435	107,445
450-500	1,351	1,598	30,796	94,370	475	641,725
500-550	2,048	3,646	46,683	63,574	525	1075,2
550-600	0,635	4,281	14,475	16,891	575	365,125
600-640	0,106	4,387	2,416	2,416	620	65,72
Somme	4,387		100,000			2255,215

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

Altitudes	Valeur (m .NGA)
Hmoyenne	514,07
Hmédiante	515
H95%	450
H5%	600
Hmax	640
Hmin	420

❖ **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 I_{pm} :**

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 :

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots(III.9)$$

$$I_{pm}=8,12\%$$

• **Pente moyenne du bassin versant :**

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée 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.

Elles donnée par la formule suivante :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{\bar{S}} \dots\dots\dots(III.10)$$

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux successives

$L_1L_2\dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

Tableau. III.5 : Les résultats des mesures sont récapitulés dans le tableau suivant : Pente moyenne de bassin versant

N°	Côte (m)	ΔH	L (Km)	pente partielle
1	420-450	0,03	1,018	0,0294
2	450-500	0,05	0,924	0,0541
3	550-550	0,05	1,101	0,0454
4	550-600	0,05	0,547	0,0914
5	600-640	0,04	0,251	0,1593
I_{moy}				0,0759

La pente moyenne du bassin est : $I_{moy}=7,60\%$

• **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 (I_p) (ROCHE, 1963).

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \times \sum \sqrt{A_i} \times D_i \dots \dots \dots (III.11)$$

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. III.6 : Détermination de L'indice de pente de ROCHE :

$H_i - H_{i-1}$	$D_i = H_i - H_{i-1}$	Surfa ces	$A_i = A_i = S_i/S$ (%)	$\sqrt{A_i} \times D_i$
Altitude(m)	Dénivelée(m)	%	%	%
640-600	40	2,4162298	2,4162298	0,09831032
600-550	50	16,890814	14,474584	0,269022155
550-500	50	63,574196	46,683383	0,483132398
500-450	50	94,369729	30,795532	0,392399874
450-420	30	100	5,6302713	0,129964664
SOMME				1,372829411

AN :
$$I_p = \frac{1,373}{\sqrt{2,711}}$$

$$I_p = 0,83.$$

• **Indice de pente globale I_g :**

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

$$I = \frac{D}{L} \dots \dots \dots (III.12)$$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

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

$$D = H5\% - H95\%$$

Avec :

H5%= 600m

H95%= 450m

L= 2,98 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	$0.1 < Ig$

$$I_g = \frac{600-450}{2980} = 0,051$$

Donc notre relief est de pente Forte

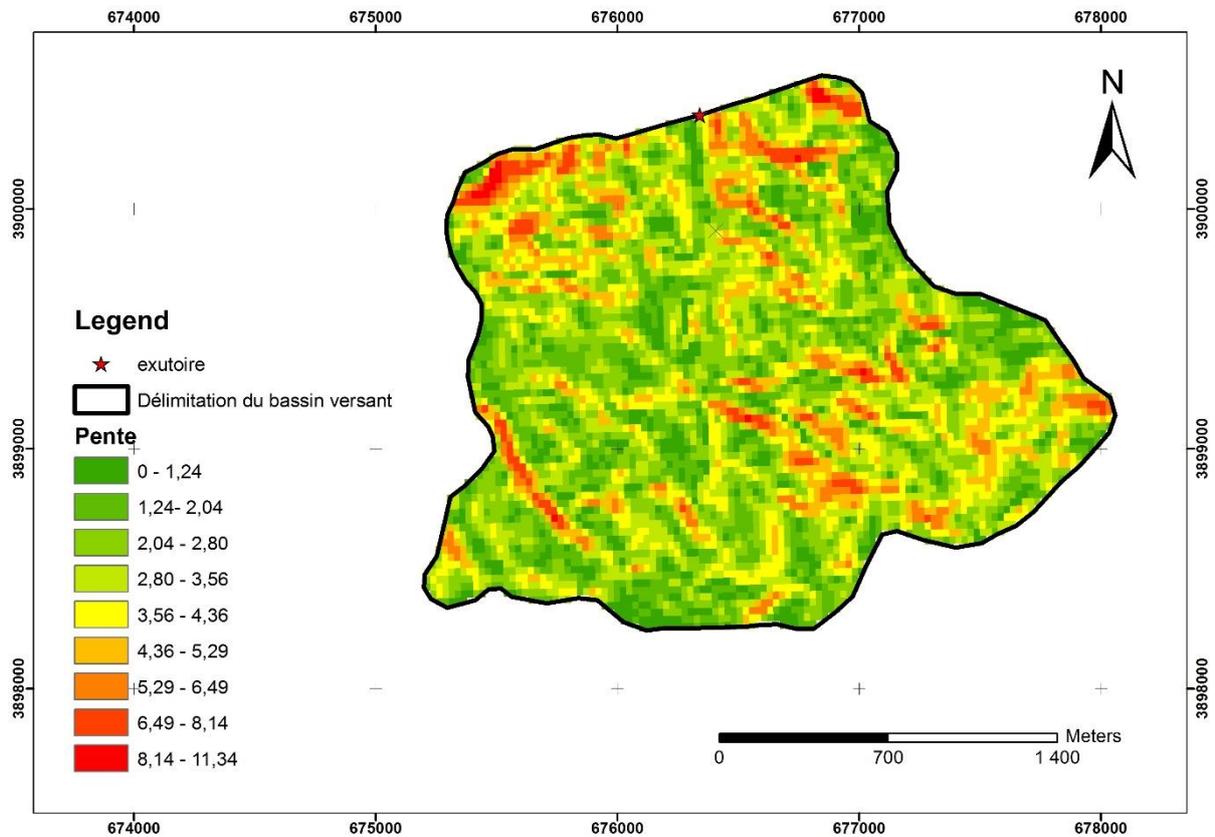


Figure. III.7 : Classification des pentes du bassin de l’Oued Chaabet El-Hamra obtenue avec le logiciel Arcgis, Echelle 1/25.000

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.

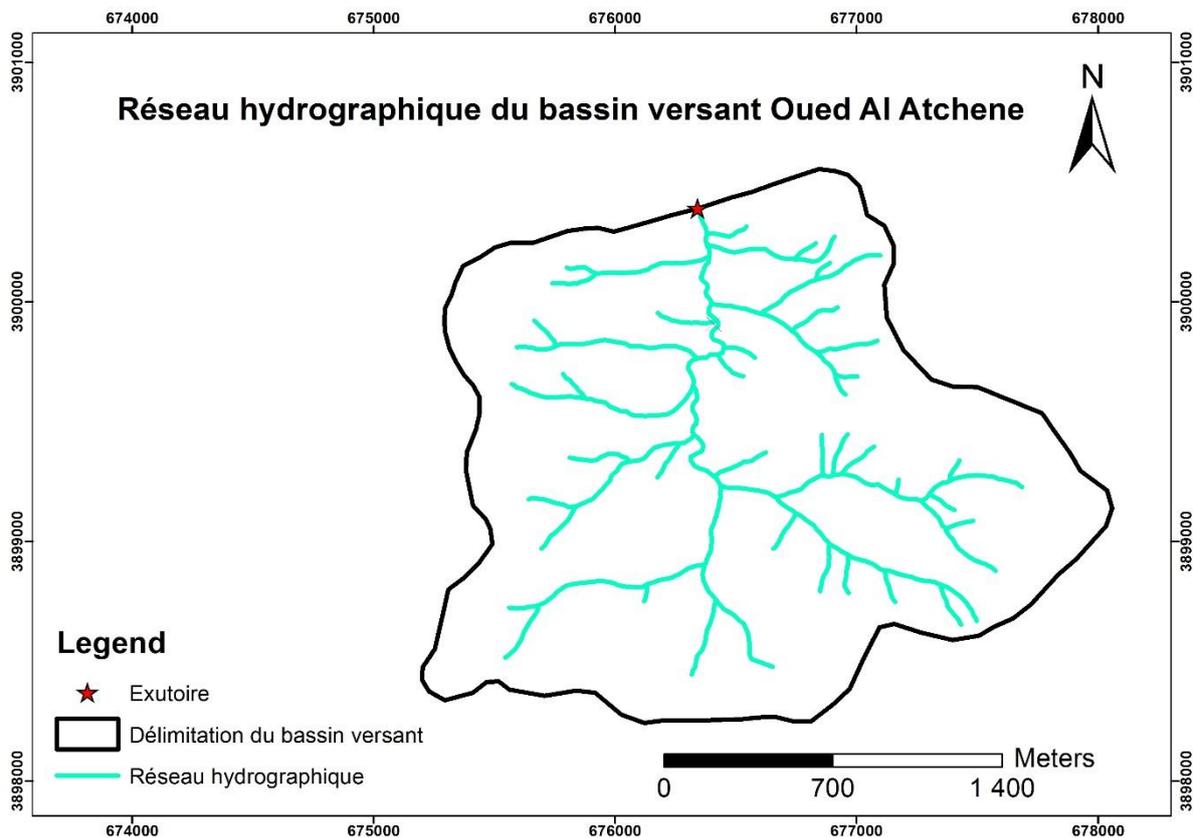


Figure. III.8 : le réseau hydrographique du bassin versant obtenue avec le logiciel Arcgis avec une échelle de 1/25.000^e

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) ».

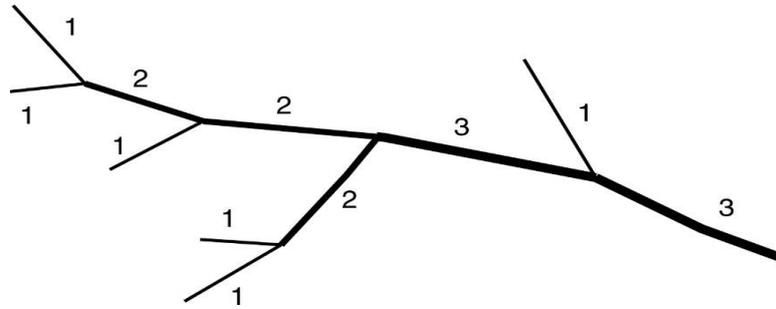


Figure. III.9 Image explicative de la méthode de classification de SCHUMM-STRahLER

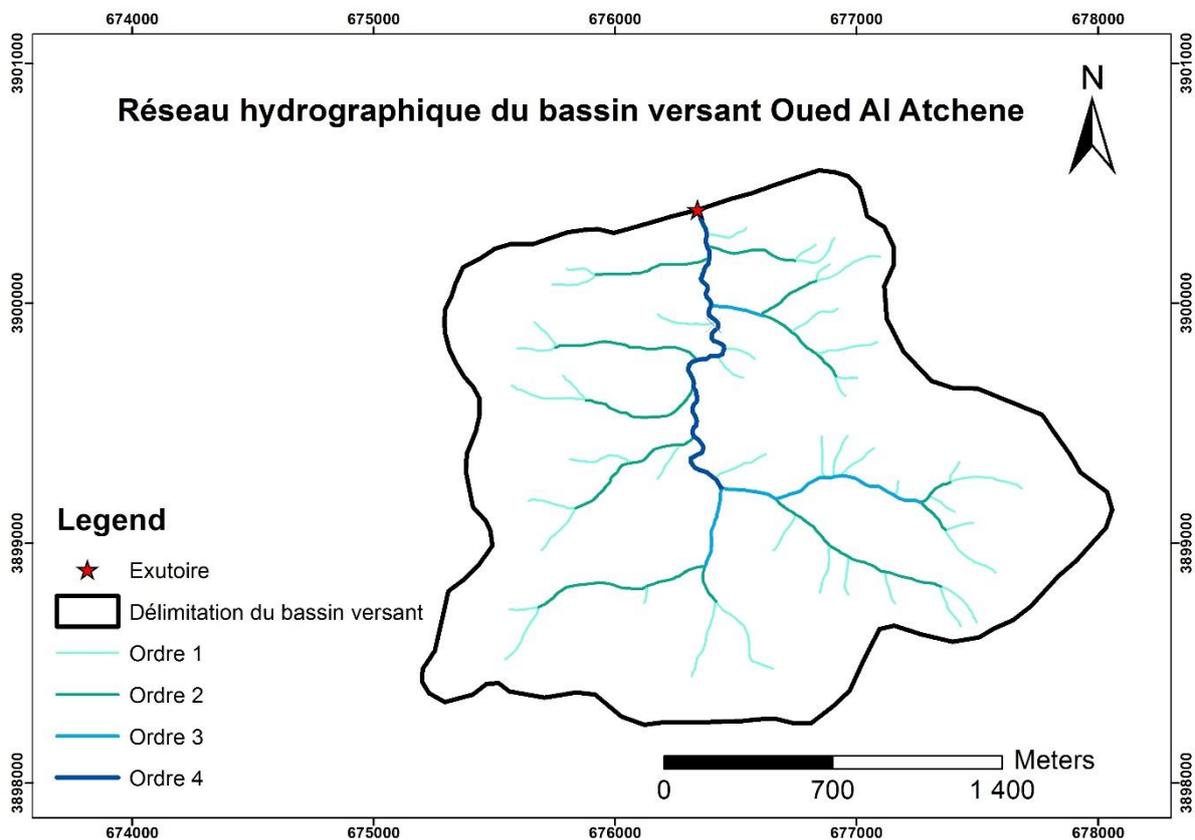


Figure. III.10 le réseau hydrographique avec classification de SCHUMM-STRahLER du bassin versant obtenue avec le logiciel Arcgis avec une échelle de 1/25.000^e.

• **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 climatiques 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/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III.13)$$

$\sum L_i$: Longueur totale des talwegs de tous les ordres (Km)=16,38km

S : surface du bassin versant (Km²).

Tableau. III.8 : Densité de drainage :

Ordre du cours d'eau	Nombre	Longueur (km)
1	43	8,13
2	22	5,3
3	8	1,45
4	12	1,50
total		16,38

$$D_d = \frac{16,38}{4,38} = 3,74$$

La densité de drainage est estimée à 3,74 km/km²

• **Densité du thalweg élémentaire**

$$F_i = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.14)$$

N1 : nombre de thalwegs d'ordre1, N1 =43

S : superficie du bassin versant

$$F_1 = 9,82 \text{ thalweg / km}^2$$

• **Coefficient de torrentialité**

Le coefficient de torrentialité est calculé par l'expression suivante :

$$Ct = Dd.F1 \dots\dots\dots(III.15)$$

AN: Ct=3, 74.9, 82

$$Ct = 36,73 \text{ Km}^3$$

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

• **La longueur moyenne des versants**

$$Lv = \frac{L}{2Dd} \dots\dots\dots(III.16)$$

Dd : densité de drainage en Km/Km²

L : longueur de rectangle équivalent en Km

$$Lv = 0,40 \text{ km}$$

• **La pente moyenne de cours d'eau principale**

La pente moyenne du bassin d'Oued Al Atchene est calculée selon la relation suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots(III.17)$$

ΔH: Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.

ΔL: La distance entre ces deux points.

$$I = 7,49\%$$

Tableau.III.9 : Evaluation du profil en long de la cour d'eau principale :

N°	Courbes de niveau	Distance partielle	Distance cumulée
	[m]	[Km]	[Km]
1	580	0	0
2	540	0,263	0,263
3	490	0,485	0,748
4	470	0,256	1,004
5	454	0,345	1,349
6	450	0,322	1,671
7	440	0,266	1,937
8	430	0,293	2,23
9	420	0,5271	2,7571
	Total	2,7571	/

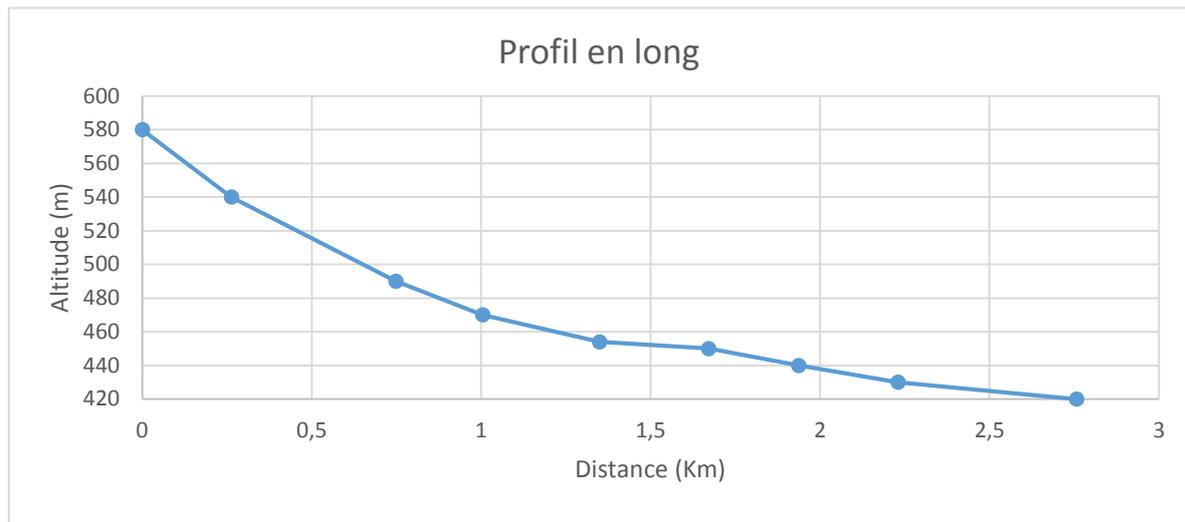


Figure. III.10 Profil en long du cours d'eau principale

• **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 :

$$Tc = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(III.18)$$

S : surface du bassin versant (Km²) ;

L: longueur de cours d'eau principal (Km) ;

L = 2,711Km.

Tc : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (514m) ;

H_{min} : altitude minimale (420m) ;

✓ **Formule de Sokolovsky**

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

$$Tc = \frac{L}{3,6 V} \dots\dots\dots(III.19)$$

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 :

$$T_c = 3 [S * L / (10 * I)^{1.5}]^{0.25} \dots\dots\dots(III.20)$$

S : Surface du bassin versant en km²

L : longueur du cours d'eau en km.

I : Pente du cours d'eau principal en %.

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

$$T_c = 0,87 \left(\frac{Lp^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0,387} \dots\dots\dots(III.21)$$

Lp : Longueur du Thalweg principal (Km)

S : La superficie du bassin versant (Km²)

Hmax : Altitude maximale du bassin versant (m NGA)

Hmin : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

✓ **La formule de KIRPICH :**

$$T_c = 0.6615(Lp)^{0.77} I_g^{0.3} \dots\dots\dots(III.22)$$

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	1,42
Sokolovsky	0,94
SOGREAH - ANRH	1,06
KIRPICH	0,58
SCS	0,37
Moyenne	1,01

Compte tenu de la forme plus au moins allongée du bassin, et des pentes très accentuées qu'il cumule le temps de concentration est donné par la formule de Sokolovsky T_c = 0,94 h.

✓ **Vitesse de ruissellement**

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$Vr = \frac{L}{Tc} \dots\dots\dots(III.23)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

Tc : Temps de concentration (h)

Vr=2,88 km/h

Conclusion :

La pente moyenne importante (abrute) 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 (2.88 Km/h), avec une densité de drainage de 3,74 Km/Km² 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	4,38
Périmètre		P	Km	9,00
Longueur du thalweg		L	Km	2,711
Indice de compacité		KC	-	1,2
Coefficient d'allongement		Ca	-	18,49
Rectangle équivalent	Longueur	Lr	Km	2,98
	Largeur	lr	Km	1,42
Altitudes	Maximale	Hmax	m	600
	Moyenne	Hmoy	m	514
	Médiane	Hmed	m	515
	Minimale	Hmin	m	420
Indice de pente de Roche		Ip	%	0,83
Indice de pente globale		Ig	%	0,051
Indice de pente moyenne		Ipm	%	0,12
Densité de drainage		Dd	Km/km ²	3,74
Coefficient de torrentialité		Ct	-	36,74
Temps de concentration		Tc	H	0,94
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	2,88

III.2. Caractéristiques climatique 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 Chaabet El-Hamra nous a amené à retenir la station climatologique, analogue et proche du lieu d'étude, et ce afin d'estimer les différents paramètres climatiques. Cette station est gérée par l'Office National de la Météorologie (ONM d'Algérie).

Les données de température de la station d'Ain Timouchent ont été corrigées selon la différence d'altitude entre la station d'Ain Timouchent et l'altitude moyenne du bassin versant.

Nous reprenons le gradient thermique utilisé pour l'est algérien ($0.5^{\circ}\text{C}/100\text{m}$)

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

Tableau. III.12 : Distribution mensuelle de la température en $^{\circ}\text{C}$ (1940-2004)

Mois/ Tc°	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Moyenne
Tmoy	23,7	19,8	15,4	12,2	11,4	12,5	14	15,8	18,5	22,2	25,0	26,0	18,0

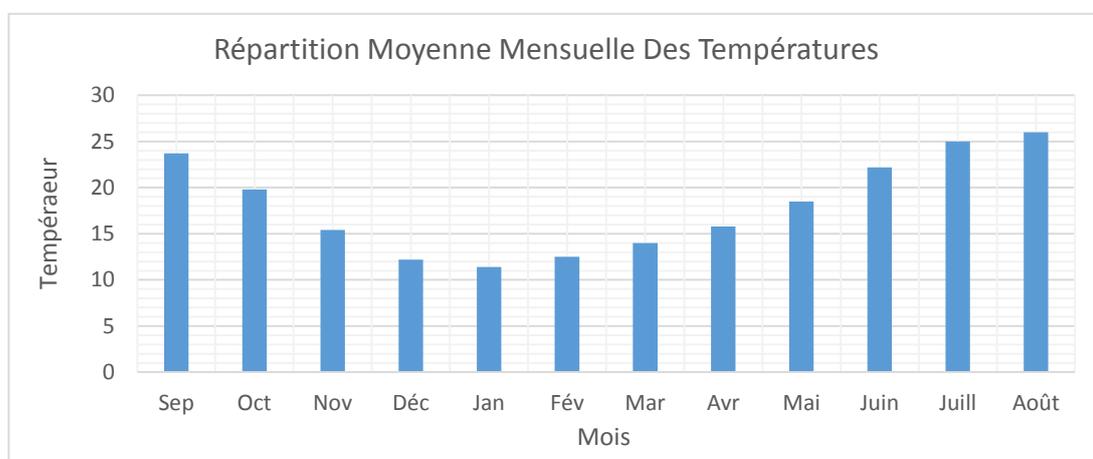


Figure. III.11 : Répartition mensuelle de la température

III.2.2. Evapotranspiration potentielle :

Tableau. III.13 : Estimation d'Evapotranspiration potentielle (1940-2004)

Mois/ Tc°	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Moyenne
ETP(mm)	140	95	64	48	51	64	96	122	143	169	187	170	1347

Source : D.H.W Ain Timouchent

La distribution mensuelle de l'humidité de l'air est présentée dans le tableau III.13

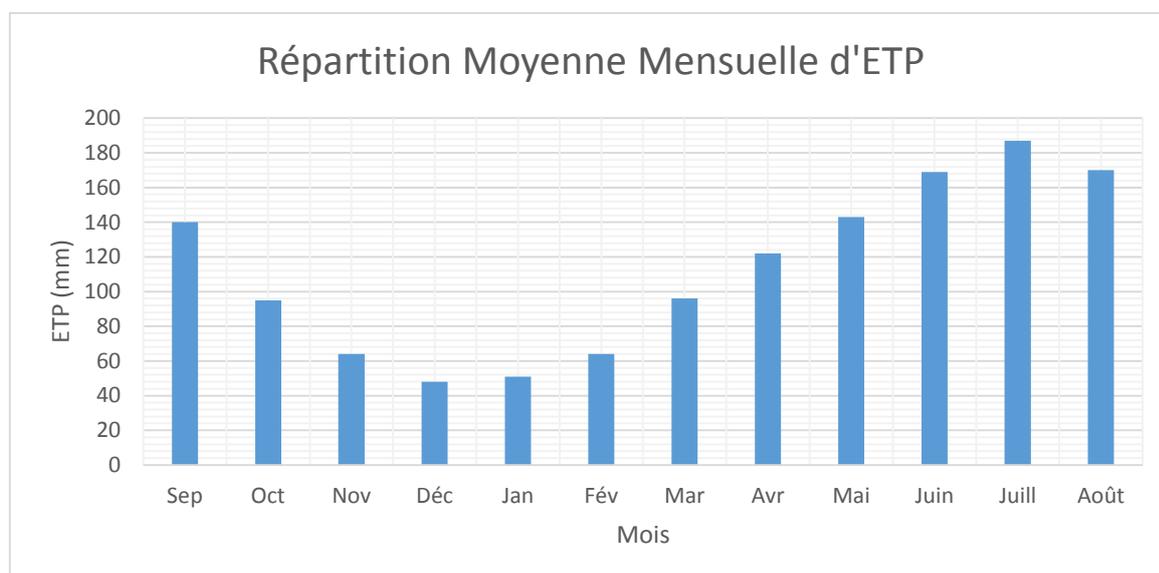


Figure. III.12 : Distribution mensuelle d'ETP

III.3. Etude des précipitations :

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eaux. 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 Chaabet El-hamra (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 de 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'ouest algérien souffrent néanmoins d'une discontinuité plus ou moins importante, tant chronologique que géographique. La sélection des bassins déjàugés 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.

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	N (ans)
040202	AGHLAL	156,95	217,95	485	1938/2003	65
040203	Oued Berkeche	165,1	220,15	450	1943/2004	61
040201	AOUBELLI L	163,95	210,55	610	1951/2002	51

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 passent 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 d'oued Berkeche (040203) située au nord du site à 7 km environ, présente beaucoup de lacunes sur différentes périodes de la série dues à l'instabilité de fonctionnement de cette station.

La station AOUBELLIL (040201) présente beaucoup de lacunes sur une ancienne période d'observation.

La station AGHLAL (040202) est située à 2 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 AGHLAL de 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 $x_i < M$

• On calcule les quantités Ns et Ts, avec :

NS : Nombre total de séries de + ou –

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

• La série est homogène si et seulement si

$$NS > \frac{1}{2}(N + 1 - 1,91\sqrt{N} + 1) \dots\dots\dots(III.24)$$

$$TS < 3.3 (\log_{10}N + 1) \dots\dots\dots(III.25)$$

Avec : N : Taille de la série (N=50).

Tableau. III.15 : Précipitations interannuelles :

Année	P _{annuel}	Année	P _{annuel}	Année	P _{annuel}
1939	340,7	1961	484,9	1989	486,6
1940	447,3	1968	611,7	1990	502
1941	275,2	1969	574,3	1991	349,9
1942	396,6	1970	500,3	1992	238,8
1943	551,9	1971	798,4	1993	283,6
1945	516	1972	750,1	1997	297,7
1946	229	1973	516,8	1998	332,6
1947	406,2	1974	126,1	1999	194,6
1950	1025,4	1975	474,8	2000	501,5
1951	675,6	1976	510,9	2001	353,6
1952	381,3	1977	391,9	2002	425,2
1953	720,8	1978	546,8	2003	351,5
1954	681	1979	583,3		
1955	359,7	1980	618,1		
1956	437,3	1984	601,7		
1957	402,8	1985	559,6		
1958	528,6	1986	468,4		
1959	459,3	1987	328,6		
1960	434,2	1988	376,8		

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

D'après le **tableau III.16** on a : $M= 463,85$, $N_s=24$ et $T_s=7$

Vérification des conditions du test :

Année	Pannuel	signe	Année	Pannuel	signe	Année	Pannuel	signe
1939	340,7	-	1961	484,9	+	1989	486,6	+
1940	447,3	-	1968	611,7	+	1990	502	+
1941	275,2	-	1969	574,3	+	1991	349,9	-
1942	396,6	-	1970	500,3	+	1992	238,8	-
1943	551,9	+	1971	798,4	+	1993	283,6	-
1945	516	+	1972	750,1	+	1997	297,7	-
1946	229	-	1973	516,8	+	1998	332,6	-
1947	406,2	-	1974	126,1	-	1999	194,6	-
1950	1025,4	+	1975	474,8	+	2000	501,5	+
1951	675,6	+	1976	510,9	+	2001	353,6	-
1952	381,3	-	1977	391,9	-	2002	425,2	-
1953	720,8	+	1978	546,8	+	2003	351,5	-
1954	681	+	1979	583,3	+			
1955	359,7	-	1980	618,1	+			
1956	437,3	-	1984	601,7	+			
1957	402,8	-	1985	559,6	+			
1958	528,6	+	1986	468,4	+			
1959	459,3	-	1987	328,6	-			
1960	434,2	-	1988	376,8	-			

$$N_s=24 > \frac{1}{2}(N + 1 - 1,91\sqrt{N} + 1) = 18,68$$

$$T_s = 7 < 3.3 (\log_{10}N + 1) = 8.91$$

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 468,2 mm sur l'ensemble du bassin versant. Cette valeur est déterminée sur la base des données de la station pluviométrique d'Aghlal 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**.

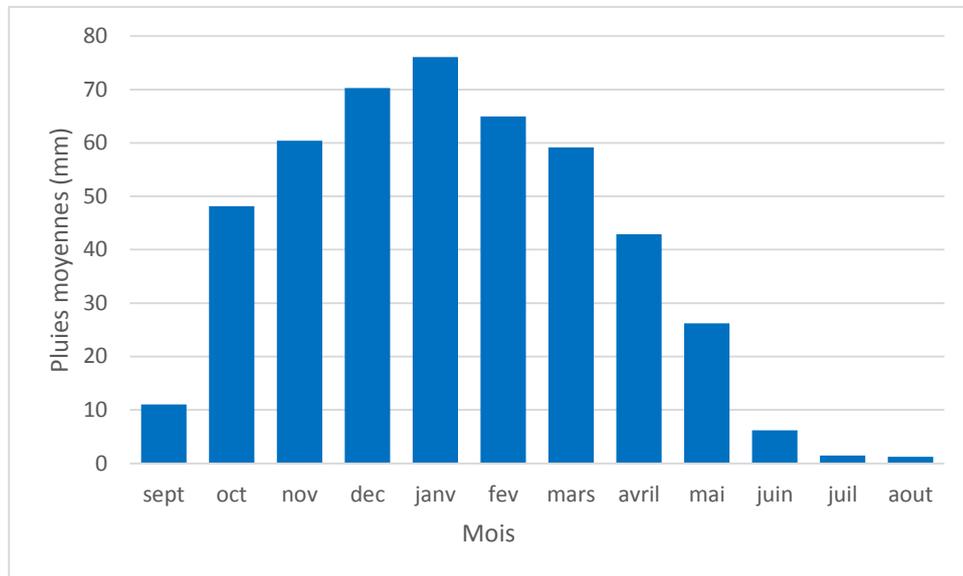


Figure. III.13 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle sur le bassin versant d’Oued Chabet El-Hamra.

La répartition inter-saisonnnière de la pluviométrie sur l’ensemble du bassin versant est donnée dans le Tableau III.17 :

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

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
moy	11,064	48,156	60,386	70,3	76,048	64,984	59,164	42,908	26,25	6,216	1,466	1,258	468,2
%	2,4	10,3	12,9	15,0	16,2	13,9	12,6	9,2	5,6	1,3	0,3	0,3	100,0

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 Atchene 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 figure III.14

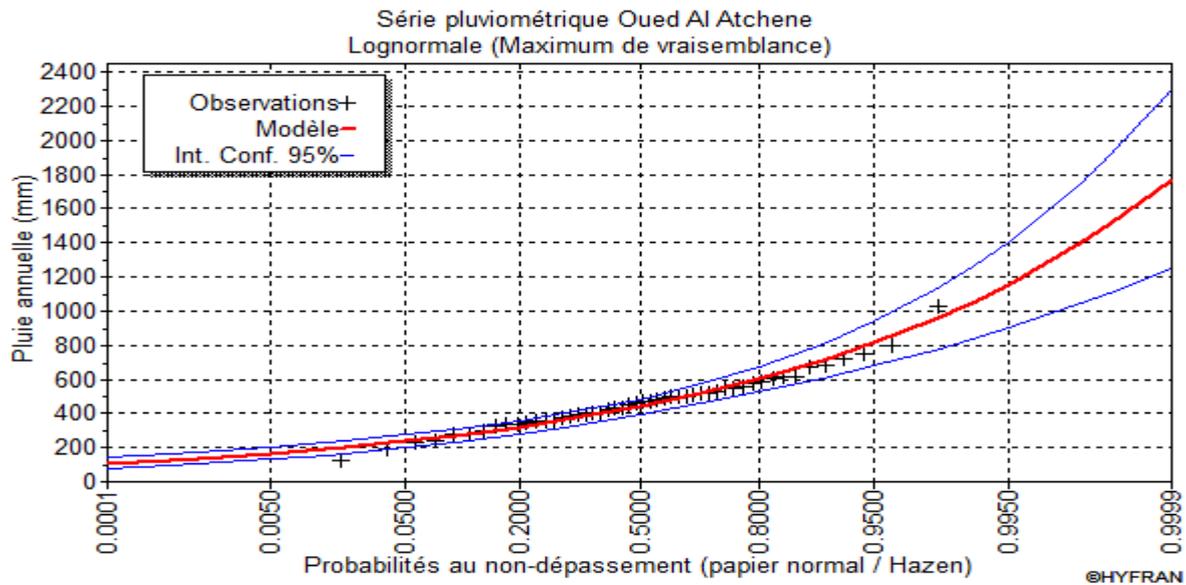


Figure. III.14 : Ajustement à une loi log Normal des pluies annuelles sur le bassin versant

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

- 1 – Moyenne $P_{moy} = 468$ mm
- 2 – Ecart type $\sigma = 164$ mm
- 3 – Coefficient de Variation $C_v = 0.351$
- 4 – Coefficient d'aplatissement $(C_k) = 4.27$
- 5– Coefficient d'asymétrie $(C_s) = 0.766$

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

$$P_{f\%} = 468 + 164 * \mu$$

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 Chaabet El-Hamra.

Fréquences (%)	100	80	50	20	10	5
Pluie (mm)	1050	1020	949	814	710	602

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

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
moy	11,064	48,156	60,386	70,3	76,048	64,984	59,164	42,908	26,25	6,216	1,466	1,258	468,2
%	2,4	10,3	12,9	15,0	16,2	13,9	12,6	9,2	5,6	1,3	0,3	0,3	100,0

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 Aghlal a été choisie comme étant la plus représentative des maximums journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

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.20 : Caractéristiques de la série pluviométrique (50ans)

Caractéristique	Valeurs
La somme des $p_{\max j}$ (mm)	2787,2
La moyenne des $p_{\max j}$ en (mm)	55,5
L'écart type σ_x , pour $n > 30$ ans	25,6
Coefficient de variation C_v	0,461
Coefficient d'asymétrie C_c	0,883

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 :

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (III.26)$$

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha} \dots\dots\dots (III.27)$$

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 (50)
- ✓ 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 (x_i , y_i) sur papier GUMBEL.
- ✓ Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

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

Avec : $(1/\alpha)$: 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.21 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel :

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 d'AGHLAL est résumée dans le tableau ci-après :

Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	226	21.5	184-269
2000.0	0.9995	194	18.0	159-230
1000.0	0.9990	181	16.5	148-213
200.0	0.9950	149	13.0	123- 174
100.0	0.9900	135	11.5	113-157
50.0	0.9800	121	9.97	102- 141
20.0	0.9500	103	8.00	87.0-118
10.0	0.9000	88.4	6.53	75.6-101
5.0	0.8000	73.5	5.07	63.6-83.5
3.0	0.6667	61.7	4.03	53.8-69.6
2.0	0.5000	51.0	3.28	44.6-57.5

Tableau. III.22 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	17.0
Maximum	Aucun	121
Moyenne	55.2	55.5
Ecart –type	25.4	25.6
Médiane	51.0	52.0
Coefficient de variation(C_v)	0.460	0.461

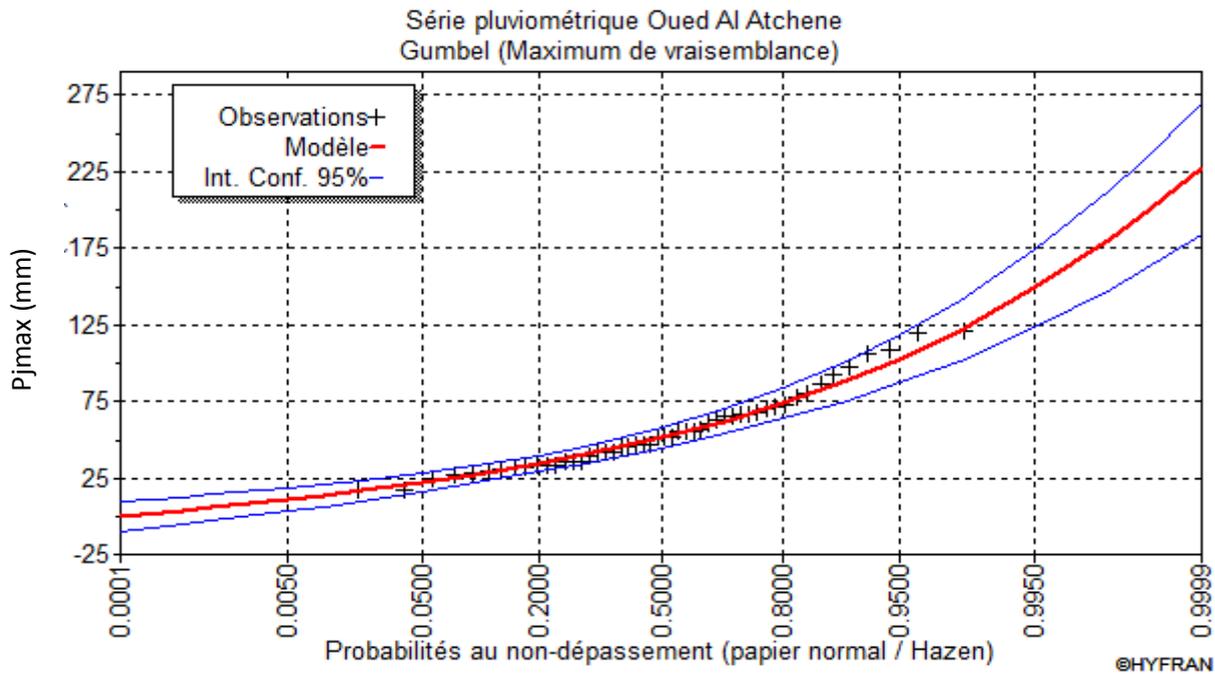


Figure. III.15 : Représentation graphique des résultats d’ajustement à la loi de Gumbel

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 :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u} du \dots\dots\dots(III.28)$$

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

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

$$\text{Log } x (p \%) = \text{Log } x + \delta \cdot \text{Log}(p\%) \dots\dots\dots(III.29)$$

$$\log X = \frac{\sum \overline{\log X_i}}{N} \dots\dots\dots(III.30)$$

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

Tableau. III.23 : résultat de l'ajustement à la loi de Galton :

Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	283	53.0	179-387
2000.0	0.9995	232	39.1	155-309
1000.0	0.9990	211	33.8	145-278
200.0	0.9950	166	23.0	121-211
100.0	0.9900	148	18.9	111-185
50.0	0.9800	130	15.3	100-160
20.0	0.9500	108	11.0	86.3- 129
10.0	0.9000	90.9	8.13	75.0-107
5.0	0.8000	74.1	5.70	62.9-85.2
3.0	0.6667	61.1	4.22	52.9-69.4
2.0	0.5000	50.0	3.30	43.6-56.5

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

Tableau. III.24 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	17.0
Maximum	Aucun	121
Moyenne	55.8	55.5
Ecart –type	27.5	25.6
Médiane	50.0	52.0
Coefficient de variation(C_v)	0.493	0.461

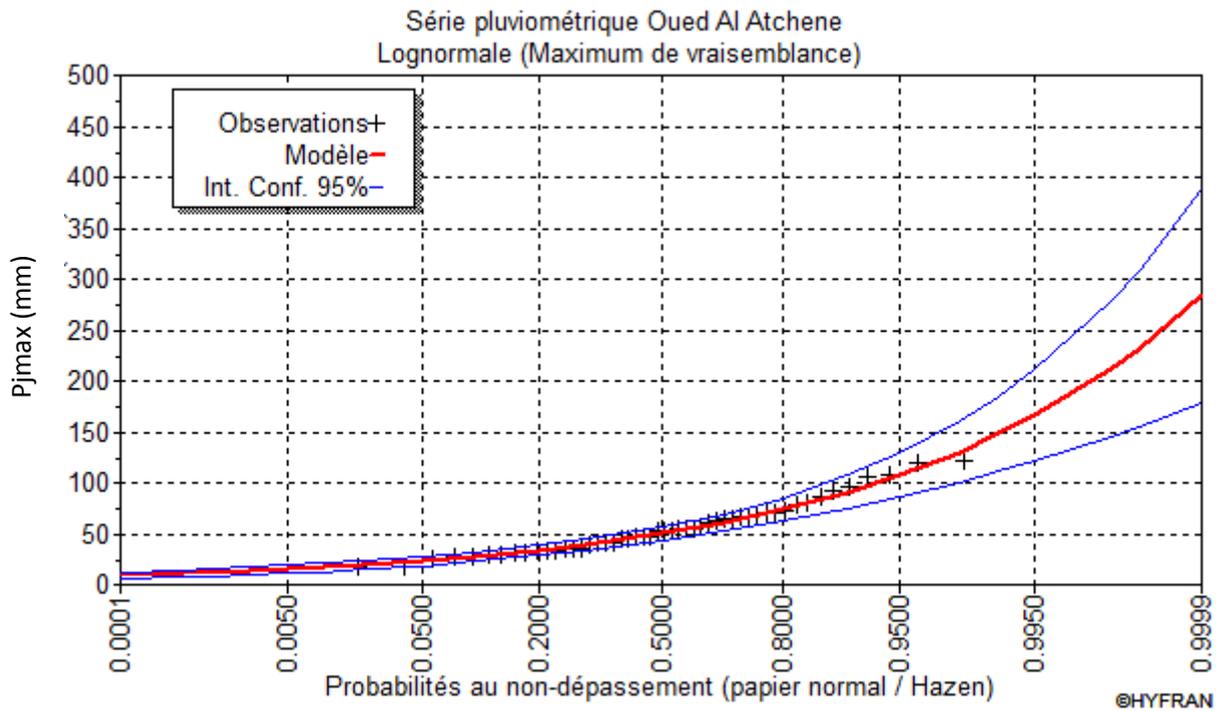


Figure. III.16 : Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton)

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

On détermine le χ^2 calculé et le nombre de degré de liberté γ :

On détermine χ^2 théorique sur la table de Pearson

Avec : χ^2 théorique = $g(\gamma, \alpha)$

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$ 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.25 : Résultat du test du χ^2

Distribution statistique	Nombre de classe	Degré de liberté	Khi ² calculé	Khi ² théorique ($\alpha=5\%$)	H0
Gumbel	9	6	4	11,07	Vérifiée
Log-normale	9	6	6,6	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) :**

$$P_{tc} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots(III.31)$$

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 Ouest de 0,31)

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots(III.32)$$

Tableau. III.26 : 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)	88.4	103	130	148	283

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

Tableau. III.27 : 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(%)	283		148		130		103		88,4	
T(h)	Pct (mm)	It (mm/h)								
0,2	64,16	320,78	33,55	167,76	29,47	147,36	23,35	116,75	20,04	100,20
0,5	85,23	170,46	44,57	89,15	39,15	78,30	31,02	62,04	26,62	53,25
0,94	103,66	110,27	54,21	57,67	47,62	50,65	37,73	40,13	32,38	34,45
1	105,66	105,66	55,26	55,26	48,54	48,54	38,46	38,46	33,01	33,01
2	130,99	65,50	68,50	34,25	60,17	30,09	47,68	23,84	40,92	20,46
3	148,53	49,51	77,68	25,89	68,23	22,74	54,06	18,02	46,40	15,47
4	162,39	40,60	84,92	21,23	74,60	18,65	59,10	14,78	50,73	12,68
5	174,02	34,80	91,01	18,20	79,94	15,99	63,34	12,67	54,36	10,87
6	184,14	30,69	96,30	16,05	84,59	14,10	67,02	11,17	57,52	9,59
7	193,15	27,59	101,01	14,43	88,73	12,68	70,30	10,04	60,33	8,62
8	201,32	25,16	105,28	13,16	92,48	11,56	73,27	9,16	62,88	7,86
9	208,80	23,20	109,20	12,13	95,92	10,66	76,00	8,44	65,22	7,25
10	215,74	21,57	112,82	11,28	99,10	9,91	78,52	7,85	67,39	6,74
11	222,20	20,20	116,21	10,56	102,07	9,28	80,87	7,35	69,41	6,31
12	228,28	19,02	119,38	9,95	104,86	8,74	83,08	6,92	71,31	5,94
13	234,01	18,00	122,38	9,41	107,50	8,27	85,17	6,55	73,10	5,62
14	239,45	17,10	125,23	8,94	110,00	7,86	87,15	6,23	74,80	5,34
15	244,63	16,31	127,93	8,53	112,37	7,49	89,03	5,94	76,41	5,09
16	249,57	15,60	130,52	8,16	114,64	7,17	90,83	5,68	77,96	4,87
17	254,31	14,96	133,00	7,82	116,82	6,87	92,56	5,44	79,44	4,67
18	258,85	14,38	135,37	7,52	118,91	6,61	94,21	5,23	80,86	4,49
19	263,23	13,85	137,66	7,25	120,92	6,36	95,80	5,04	82,22	4,33
20	267,45	13,37	139,87	6,99	122,86	6,14	97,34	4,87	83,54	4,18
21	271,52	12,93	142,00	6,76	124,73	5,94	98,82	4,71	84,82	4,04
22	275,47	12,52	144,06	6,55	126,54	5,75	100,26	4,56	86,05	3,91
23	279,29	12,14	146,06	6,35	128,30	5,58	101,65	4,42	87,24	3,79
24	283,00	11,79	148,00	6,17	130,00	5,42	103,00	4,29	88,40	3,68

Tableau. III.28 : 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)	32,38	37,73	47,62	54,21	103,66

Précipitations journalières maximales annuelles de fréquence décennale en mm

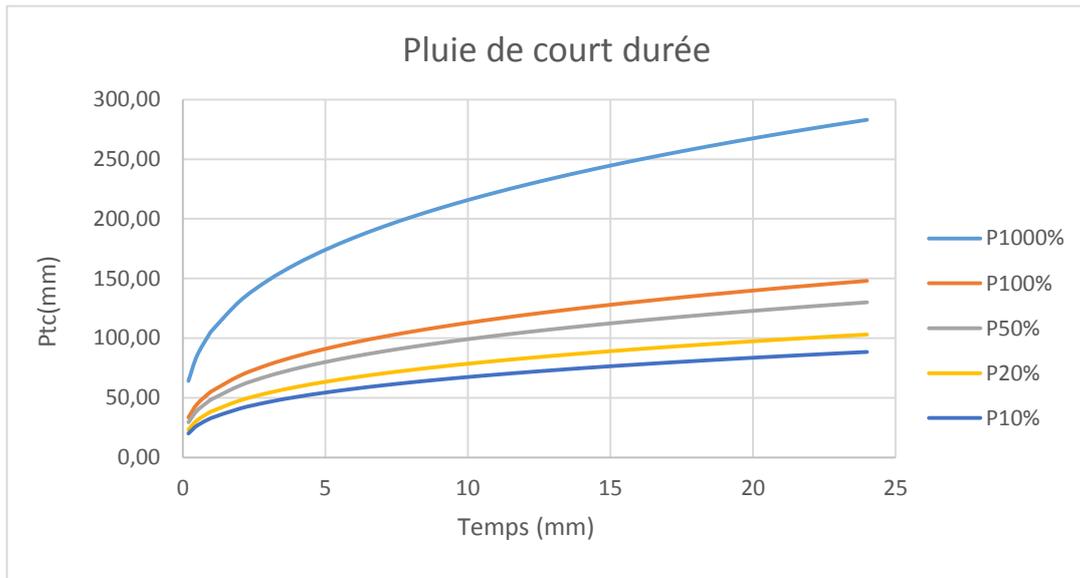


Figure. III.17 : Pluies de Courte durée

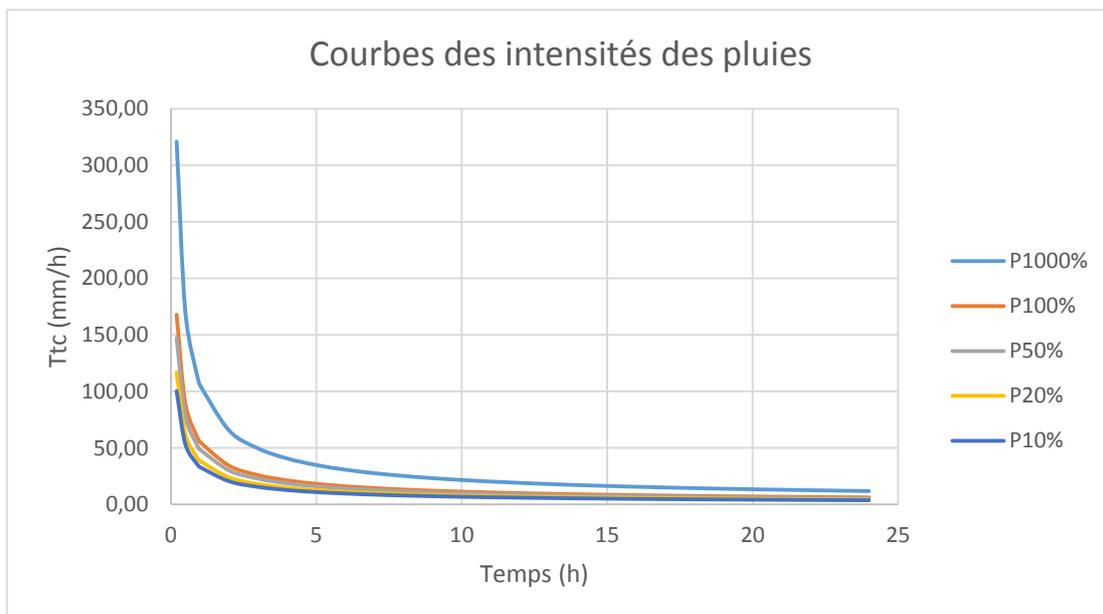


Figure. III.18 : Courbe intensité-durée-fréquence

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.

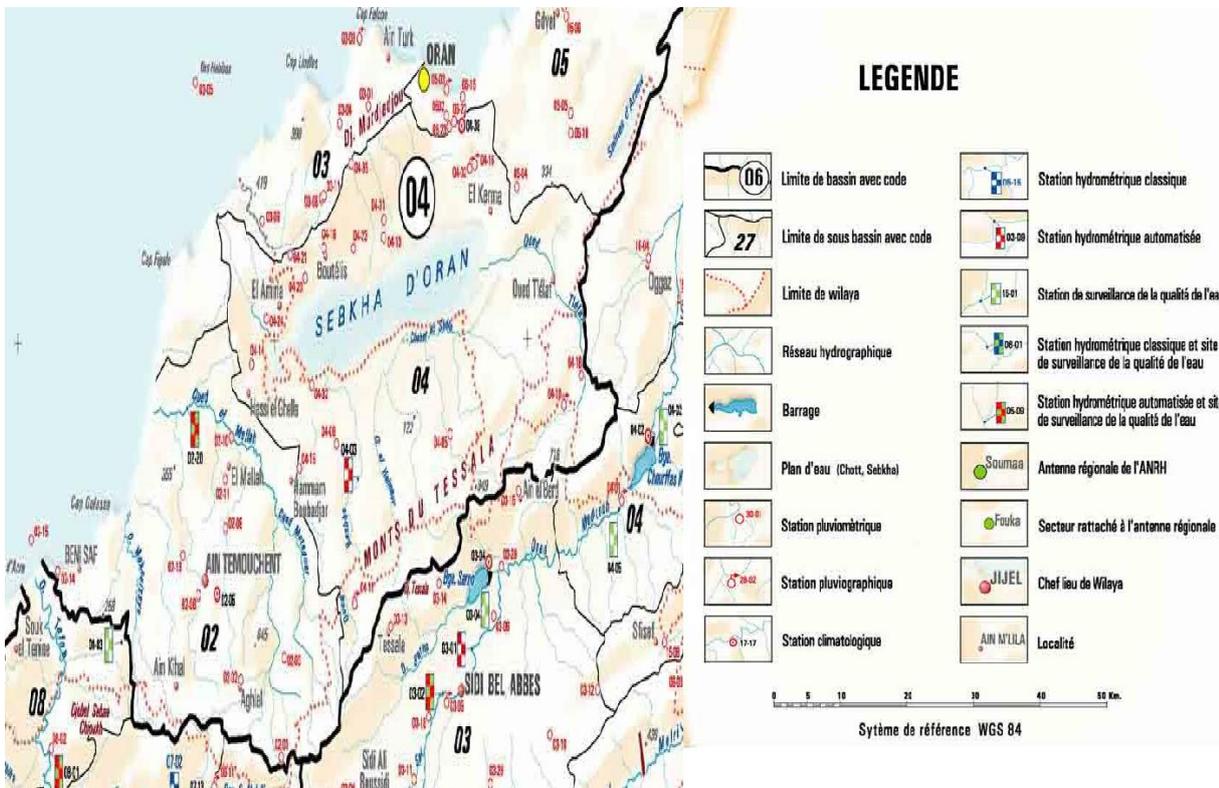


Figure. III.19 : Carte du réseau Hydroclimatologique de la zone d'étude, échelle 1/50000

III.4.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A0) :

« 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

$$Le = P_{moy}^2 \times (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.33)$$

Avec :

Le : Lamme d'eau ruisselée interannuelle en mm ;

Pmoy : Précipitations moyenne annuelle en m

S: Surface du bassin versant en Km².

b) Formule de Derie II :

$$A = 0.915 \times P_{moy}^{2.684} \times S^{0.842} \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec :

A : Apport liquide annuel (hm³) ;

Pmoy : Précipitations moyennes annuelle en m ;

S : Surface du bassin versant en Km².

c) Formule de MEDINGER :

$$Le = 1,024 \times (P - 0,26)^2 \dots\dots\dots (III.35)$$

Le : Lamme d'eau ruisselée interannuelle en mm ;

Pmoy : Précipitations moyenne annuelle en m;

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

$$A0 = 0,513 \times P_{moy}^{2,684} \times Dd^{0,5} S^{0,842} \dots\dots\dots (III.36)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Dd : Densité de drainage (Km/Km²)

e) Formule de URGIPROVKHOZ :

$$M0 = \left(\frac{P}{340}\right)^2 \dots\dots\dots (III.37)$$

M₀:Module spécifique (l/s/km²).

P : Pluie moyenne annuelle (m)

Tableau. III.29 : Récapitulatif des résultats :

Formules	Lame ruisselé(mm)	A0 (hm ³)	Module spécifique M0 (l/s/km ²)
A.N.R.H	95,51	0,461	3,33
Samie	63,22	0,278	2,02
Derie II	11,038	0,048	0,350
MEDINGER	46,9	0,202	1,487
URGIPROVKHO Z	66,39	0,286	2,105

L'apport moyen retenu est :

$L e = 56,61 \text{ mm}$

$A \approx 0,225 \text{ Hm}^3$

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 $A = 0,225 \text{ Hm}^3/\text{an}$, et une lame d'au égale $Le=56,61\text{mm}$.

On a opté pour les résultats de la formule de MEDINGER car c'est les valeurs qui se rapprochent de la valeur moyenne donné par les formules empiriques.

Tableau. III.30 : Répartition mensuelle de l'apport moyen :

MOIS	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
Pmm	11,06	48,16	60,39	70,30	76,05	64,98	59,16	42,91	26,25	6,22	1,47	1,26	468,20
A%	2,36	10,29	12,90	15,01	16,24	13,88	12,64	9,16	5,61	1,33	0,31	0,27	100,00
A(hm ³)	0,005	0,023	0,029	0,034	0,037	0,031	0,028	0,021	0,013	0,003	0,001	0,001	0,225

III.4.2.Caractéristiques de l'écoulement :

A) Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A / T$(III.38)

Avec : A : Apport moyen annuel en m³ ;

T : Temps d'une année en secondes $T = 365*24*3600 \text{ s}$.

A.N : $Me=7,13 \text{ l/s}$

B) Module de l'écoulement relatif :

Il est donné par : $M0 = Me / S$(III.39)

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

S : Superficie du bassin (Km²).

A.N : M0=1,63 l/s/Km²

C) lame d'eau écoulée :

$$Le = A/S \dots\dots\dots (III.40)$$

Avec : A : Apport moyen annuel en m³ ;

S : Superficie du bassin (Km²).

Tiré précédemment : Le= 51,37 mm

D) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy} \dots\dots\dots (III.41)$

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

Pmoy : pluie moyenne annuelle en mm.

$$Ce=0,109=10,9 \%$$

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 :

$$Cv = 0,78 - 0,29 \log M0 - 0,063 \log (S + 1) \dots\dots\dots (III.42)$$

Avec : M0 : Module spécifique de l'apport moyen annuel en l/s.km².

S : Superficie du bassin (Km²).

AN: Cv=0,656

B) Formule Ukgiprovodkhoz:

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

$$Cv=0.70/M0^{0.125} \dots\dots\dots (III.43)$$

M0 : Module spécifique de l'apport moyen annuel en l/s.km².

A.N: Cv=0.648

C) Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$Cv = 0,83 / (S^{0.06} \cdot M0^{0.27}) \dots\dots\dots (III.44)$$

Avec M0 : Module spécifique de l'apport moyen annuel en l/s.km².

AN : Cv =0,639

d) Formule Algérienne de N.N PADOUM :

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

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 : $C_v = 0,604$

Conclusion :

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

$C_v = 0.604$

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)

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.31 : Apports fréquentiels

Fréquence %	Années humides						Années sèches	
	1	2	5	10	20	50	80	90
Période de retour	100	50	20	10	5	2	4/5	09/10
μ	2,33	2,06	1,65	1,28	0,84	0	-0,84	-1,28
Apport liquide (hm^3)	0,706	0,608	0,483	0,393	0,308	0,193	0,121	0,094
Lame d'eau ruisselée (mm)	161,250	138,710	110,358	89,782	70,246	43,971	27,525	21,535

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

$$A_{80\%} = \frac{A}{\sqrt{cv^2+1}} e^{\mu\sqrt{\ln(cv^2+1)}} \dots\dots\dots(III.45)$$

Avec :

A80%: Apport fréquentiel (F=0.80) en m3 ;

μ : Variable réduite de Gauss, qui est fonction de (μ80%=-0.841) ;

A : Apport moyen annuel en m3 ;

Cv : Coefficient de variation des apports.

An:

$$A_{80\%} = \frac{0,225}{\sqrt{0,604^2+1}} e^{\mu\sqrt{\ln(0,604^2+1)}} .$$

$$A_{80\%} = 0,192595e^{\mu \times 0,55769} .$$

$$A_{80\%} = 0,202526 \text{hm}^3$$

Tableau. III.32 : Répartition mensuelle de l’apport de fréquence 80 % du bassin versant d’Oued Chaabet El-Hamra :

MOIS	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mar	avri	mai	juin	juil	aout	annuel
Pmm	11,06	48,16	60,39	70,3	76,05	64,98	59,16	42,91	26,25	6,22	1,47	1,26	468,2
A%	2,36	10,29	12,9	15,01	16,24	13,88	12,64	9,16	5,61	1,33	0,31	0,27	100
A(hm3)	0,005	0,023	0,029	0,034	0,037	0,031	0,028	0,021	0,013	0,003	0,001	0,001	0,225
A80%(hm3)	0,01011	0,0222	0,02893	0,03166	0,03186	0,02539	0,02932	0,02454	0,01827	0,00533	0,00095	0,00254	0,202526

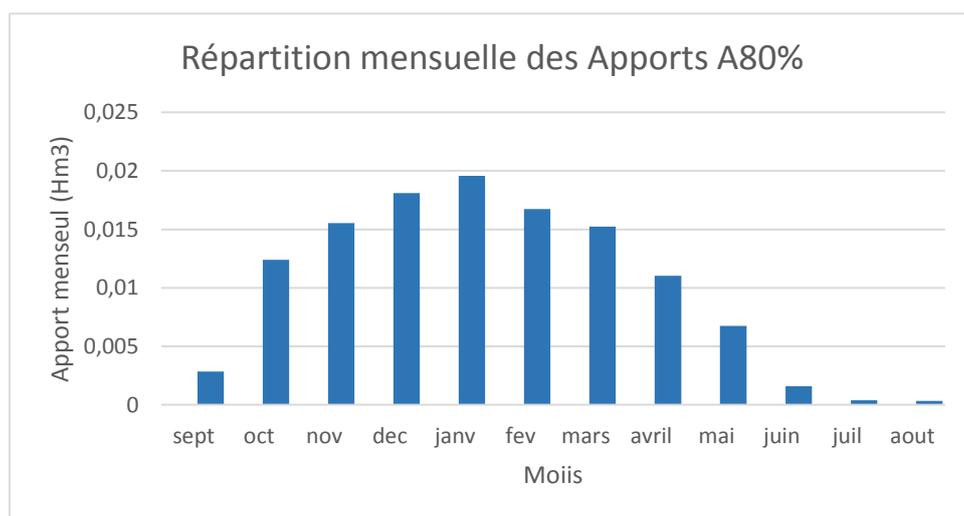


Figure. III.20 : Répartition mensuelle de l’apport fréquentiel A80%

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 :

$$ES = \alpha Le^{0.15} \dots\dots\dots (III.46)$$

Avec :

Es : L'érosion spécifique en t/Km².an ;

Le : la lame écoulée en mm ;

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=350$ (pour les bassins de perméabilité élevée). Voir tableau N°34.

Tableau. III.33 : 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 : $ES=641,21 \text{ T/km}^2/\text{an}$.

B) Formule de Fournier

$$ES = (P/Pa)^{2.65}(h^2/S)^{0.46} \dots\dots\dots (III.47)$$

Es : L'érosion spécifique en t/Km2.an ;

Pa : Pluie moyenne annuelle en mm ;

P : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux ; (P = 76,048mm)

h : Altitude à 45 % (Hmax – Hmin) ;

S : Surface du bassin versant en Km2 ;

A.N : $ES= 522.4 \text{ t/Km}^2.\text{an}$

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)

$$Vm = m*(ES \times S \times T / \gamma_s) \dots\dots\dots (III.48)$$

Avec :

Es : L'érosion spécifique en t/Km2.an ;

S : Surface du bassin versant Km2 ;

T : Durée d'exploitation (10 ans),

γ_s : Densité de la vase, = $WCPC + WmPm + WSPS$

Tel que PC, Pm,Ps , sont les pourcentage d'argile de silt et de sable dans l'apport de sédiments

Faute de données on considérera : γ_s (1.6 t/m3)

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 : $Vm=12287,19 \text{ m}^3$

B) Formule de TIXERONT(1960)

Le volume mort est estimé à :

$$Vm = (1.05 \div 1.1) Qs \times T / \gamma_s \dots\dots\dots (III.49)$$

Avec :

Qs : Le débit solide en t/an.

$Qs = Es \times S$.

γ_s : Poids spécifique de la vase humide (1,6 t/m3).

S : Superficie du bassin versant en Km2

Le coefficient de majoration est pris 1 on trouve : $Vm=15015,735 \text{ m}^3$

Conclusion :

On opte pour la formule de l'érosion spécifique $V_m = 12287,19 \text{ m}^3$ car elle dépend de plusieurs paramètres et la plus simple.

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

A) Formule de Mallet et Gauthier :

On a:

$$Q_{\max p\%} = 2K \log (1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4 \log T - \log S} \dots\dots\dots \text{(III.50)}$$

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

Période de retour	10	20	50	100	1000
$Q_{\max;p\%}(\text{m}^3/\text{s})$	48,64	54,96	62,32	67,3 6	81,91

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.

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28 * (P_{ct} - H_0) * \alpha_{p\%} * F * \bar{S}}{T_m} \dots\dots\dots \text{(III.51)}$$

F : Coefficient de forme de la crue :

$$F = 12 / (4+3.\gamma) \dots\dots\dots \text{(III.52)}$$

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie $H_0=7 \text{ mm}$

Pour $1 < S < 50 \text{ Km}^2$ ----- $\gamma = 2$.

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

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

On prend : $\gamma = 2$. D'où : $F = 1.2$

S : Superficie du bassin (Km²).

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

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} + \sqrt{H_0}} \text{ Avec :}$$

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

H0 : perte d'eau initiale

0,28 coefficient de changement d'unité

Ptc : pluies de courte durée.

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau (III.35).

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

Période de retour	10	20	50	100	1000
Ptc(mm)	32,38	37,73	47,62	54,21	103,66
α %	0,365	0,398	0,446	0,471	0,587
Qmax (m ³ /s)	14,503	19,148	28,364	34,813	88,832

C) Formule de TURRAZA :

Cette méthode fournit le débit maximum de crues

$$Q_{\max p\%} = \frac{C * I_t * S}{3.6} \dots\dots\dots(III.53)$$

Ptc- pluie de courte durée pour un temps t =T

S – superficie du bassin versant (km²)

Tc -temps de concentration

I_t –intensité de la pluie, mm/h

C –coefficient de ruissellement

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

Période de retour	10	20	50	100	1000
Cr	0,27	0,27	0,6	0,6	0,6
I _{tc} (mm/h)	34,45	40,13	50,65	57,67	110,27
Ptc(mm)	32,38	37,73	47,62	54,21	103,66
Qmax (m ³ /s)	11,317	13,183	36,975	42,099	80,497

E) Méthode fréquentielle TAIBI-ANRH :

Elle a été établie par Taibi R. (ANRH) pour les cours d'eau d'Algérie. Cette méthode est donnée par la relation suivante pour la zone d'étude (grand bassin 05) :

$$Q_{pt} = e^{0,954\mu} Q_p \text{ (m}^3\text{/s)} \dots \dots \dots \text{ (III.54)}$$

Q_{pt} : Débit de pointe fréquentiel (m³/s).

u : Variable réduite de Gauss.

Q_p : Débit de pointe annuel (m³/s).

Le débit de pointe moyen annuel est calculé par la relation de Bennie/Athkins :

$$Q_p = 0,000781 * S^{0,688} * P^{1,275} \dots \dots \dots \text{ (III.55)}$$

Pour Oued Chaabet El-Hamra, Le débit de crue moyen annuel est égal à :

$$Q_p = 5,480 \text{ m}^3\text{/s}$$

P : Pluie moyenne annuelle reçue par le bassin versant (mm).

S : Surface du bassin versant en Km²

Tableau. III.37 : Débit de crues fréquentielles d'Oued chaabat El-Hamra :

Période de retour	10	20	50	100	1000
μ	1,28	1,64	2,05	2,32	3,09
Q _{pt%}	18,58	26,20	38,74	50,11	104,48

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

Tableau. III.38 : Débit des crues fréquentielles d'Oued Chaabet El-Hamra pour les différentes formules Les résultats obtenus sont :

Periode de retour	10	20	50	100	1000
Formule de sokolovsky	14,503	19,148	28,364	34,813	88,832
Formule de TURRAZA	11,317	13,183	36,975	42,099	80,497
Formule de MALLET-GAUTHIER	48,64	54,96	62,32	67,36	81,91
Formule de TAIBI-ANRH	18,58	26,20	38,74	50,11	104,48

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 dont 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 dernières sont proche de la Formule de SOKOLOVSKY qui est d'usage très répondu par les hydrologues du Nord d'Afrique.

Ceci dit par mesure de sécurité nous adopterons les valeurs du débit donné par la formule de SOKOLOVSKY.

Tableau. III.39 : Débit des crues fréquentielles d'Oued Al Atchene :

Période de retour	10	20	50	100	1000
Qmax (m3/s)	14,503	19,148	28,364	34,813	88,832

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 :

$$. Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m}\right)^2 \dots\dots\dots (III.56)$$

Tm= tc =0,94 h : Temps de montée.

b) Pour la décrue :

$$Q_{déc.} = Q_{max} \left(\frac{t_d-t}{t_d}\right)^3 \dots\dots\dots (III.57)$$

Avec : Td= δ tm (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 dénudés 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 $\delta=2,2$

Donc : $T_d = 2,2 * 0,94 = 2,1$ h

$T_d = 2,1$ 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.

$T_b = T_m + T_d$

$T_b = 3,04$ h

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)	$Q_{\text{maxi } 10\%}$	$Q_{\text{maxi } 5\%}$	$Q_{\text{maxi } 2\%}$	$Q_{\text{maxi } 1\%}$
0	0	0	0	0
0,15	0,369	0,488	0,722	0,886
0,3	1,477	1,950	2,889	3,546
0,45	3,324	4,388	6,500	7,978
0,6	5,909	7,801	11,556	14,184
0,75	9,233	12,190	18,057	22,162
0,9	13,295	17,553	26,001	31,913
0,94	14,503	19,148	28,364	34,813
1,05	4,068	5,371	7,956	9,765
1,2	3,216	4,246	6,289	7,719
1,35	2,492	3,290	4,873	5,981
1,5	1,885	2,489	3,687	4,526
1,65	1,386	1,830	2,711	3,328
1,8	0,984	1,299	1,925	2,363
1,95	0,669	0,883	1,307	1,605
2,1	0,429	0,566	0,839	1,029
2,25	0,255	0,336	0,498	0,611
2,4	0,135	0,179	0,265	0,325
2,55	0,061	0,080	0,119	0,146
2,7	0,020	0,027	0,040	0,049
2,85	0,004	0,005	0,007	0,008
3	3,30E-05	4,36E-05	6,46E-05	7,93E-05
3,04	0	0	0	0

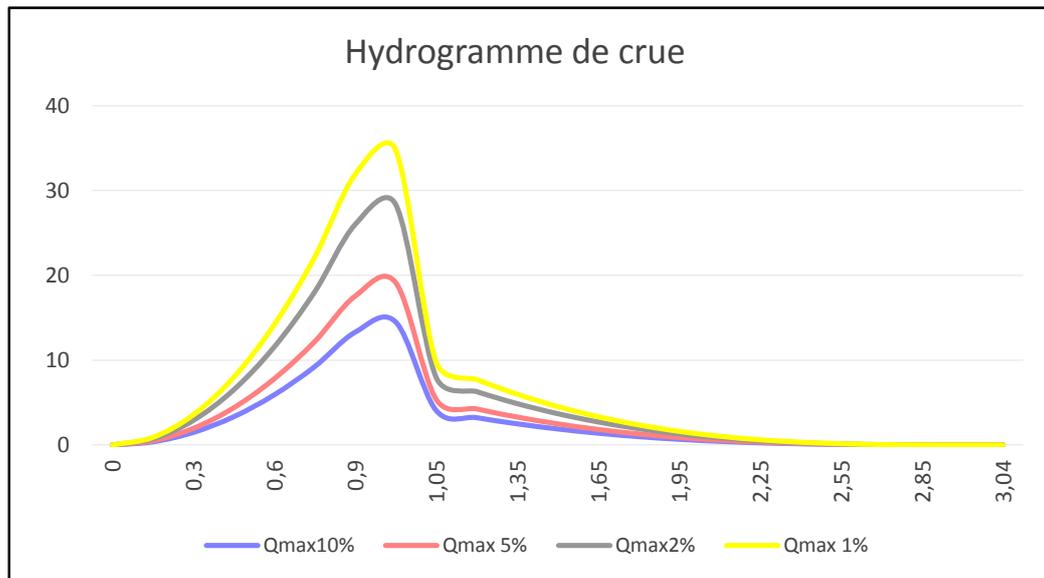


Figure. III.22 : Les Hydrogrammes de crues probables en fonction du temps

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 "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r.$$

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).

Ir : représente les risques.

Lorsque :

- ✓ Le risque est faible ($I_g = 1$), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.
- ✓ Le risque est moyen ($I_g = 2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.
- ✓ Le risque 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 ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale :

D'où $Q_{1\%} = 34,813 \text{ m}^3/\text{s}$ (obtenue par la Formule de SOKOLOVSKY).

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.

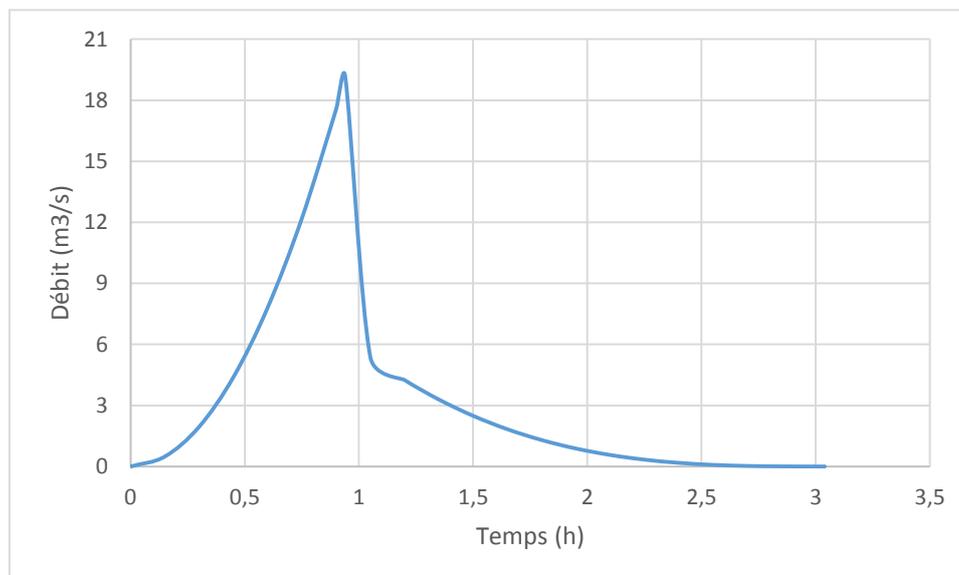


Figure. III.23 : L'hydrogramme de crue probable pour une période de retour de 20 ans.

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 :

$$V_{crue} = Q_{max1\%} \cdot (T_b/2) \dots \dots \dots (III.58)$$

Avec :

$Q_{max1\%}$: Débit probable pour une période de retour de 100 ans

T_b : Temps de base (3,04h)

D'où :

$$V_{crue} = 0,190 \text{ Mm}^3.$$

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%) :

MOI S	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	an nu el
Pm m	11,06	48,16	60,39	70,30	76,05	64,98	59,16	42,91	26,25	6,22	1,47	1,26	468,20
A%	2,36	10,29	12,90	15,01	16,24	13,88	12,64	9,16	5,61	1,33	0,31	0,27	100,00
A(h m 3)	0,005	0,023	0,029	0,034	0,037	0,031	0,028	0,021	0,013	0,003	0,001	0,001	0,225
A80 % (h m 3)	0,002847306	0,012392884	0,015540259	0,01809161	0,01957085	0,01672355	0,01522578	0,01104232	0,0067554	0,00159968	0,00037727	0,00032374	0,120

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 m³ 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	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
B(m ³ /ha/an)	1300	0	0	0	0	0	0	200	800	2000	2800	2400	9500
B%	14	0	0	0	0	0	0	2	9	21	29	25	100

Source : D.H.W Ain Timouchent

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

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (III.58)$$

- Si : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi en m²
- Si+1 : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m²

ΔH : 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 :

COTE (m)	Hauteur [m]	Surface [m ²]	Smoy	ΔH (m)	ΔV (m ³)	Volume [m ³]
420	0	0	465	1	465	0
421	1	620	1448	1	1448	465
422	2	2276	3955,5	1	3955,5	1913
423	3	5635	7199	1	7199	5868,5
424	4	8763	10380	1	10380	13067,5
425	5	11997	14127,5	1	14127,5	23447,5
426	6	16258	18900,5	1	18900,5	37575
427	7	21543	23944	1	23944	56475,5
428	8	26345	29078	1	29078	80419,5
429	9	31811	35034,5	1	35034,5	109497,5
430	10	38258	42186,5	1	42186,5	144532
431	11	46115	50104	1	50104	186718,5
432	12	54093	58343	1	58343	236822,5
433	13	62593	67054,5	1	67054,5	295165,5
434	14	71516	75818,5	1	75818,5	362220
435	15	80121	84652,5	1	84652,5	438038,5
436	16	89184	93623	1	93623	522691
437	17	98062	102573,5	1	102573,5	616314
438	18	107085				718887,5

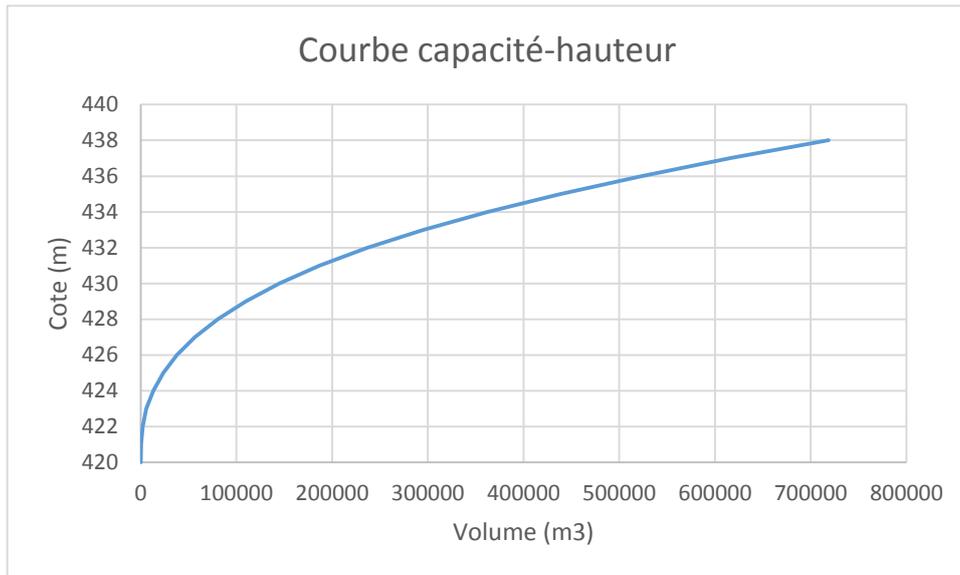


Figure. III.24 : Courbe capacité-hauteur

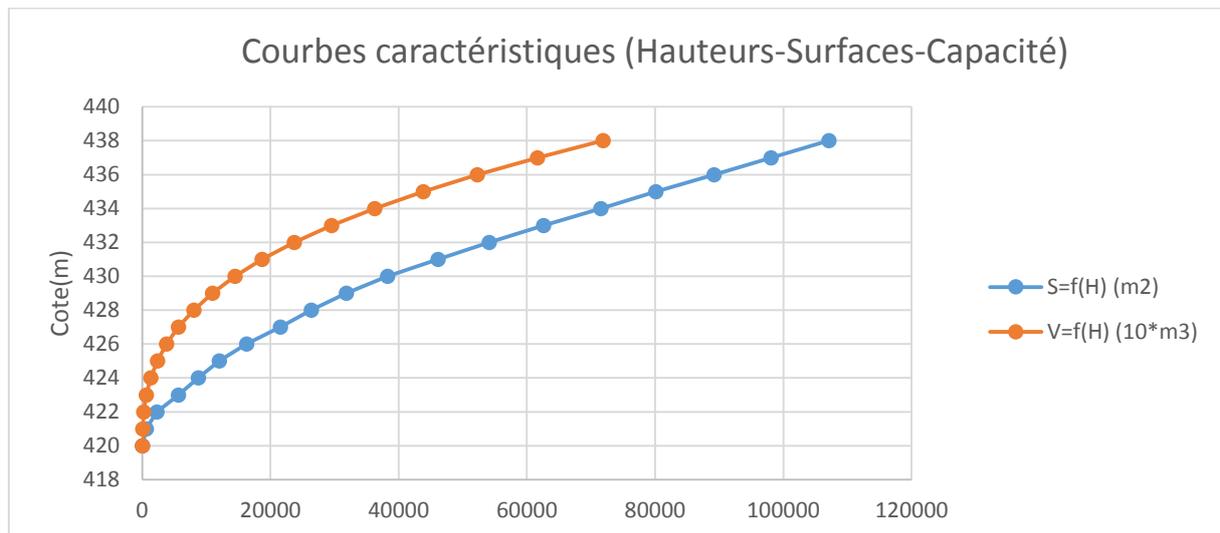


Figure. III.25 : Courbes de remplissage

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.

Tableau. III.48 : Bilan apports-consommation :

Mois	oct	Nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	Aout	sept	annuel
A80%(m ³)	22300	28930	31660	31860	25390	29320	24540	18270	5330	950	2540	10110	202526
Besoin80%(m ³)	0	0	0	0	0	0	4000	16000	40000	56000	48000	26000	190000
A-U(hm ³)	22300	28930	31660	31860	25390	29320	20540	2270	-34670	-55050	-45460	-15890	12526

✓ 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 : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$.

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.48 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Mois	A80%	U	A-U		1ère consigne			2ème consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
						12287,19				
Oct.	22300	0	22300	192270	34587,19	34587,19		-10012,81	12287,19	22300
Nov.	28930	0	28930		63517,19	63517,19		-6612,81	12287,19	18900
Déc.	31660	0	31660		95177,19	95177,19		22317,19	22317,19	
Jan.	31860	0	31860		127037,19	127037,19		53977,19	53977,19	
Fev.	25390	0	25390		152427,19	152427,19		85837,19	85837,19	
Mar.	29320	0	29320		181747,19	163357,19	18390	111227,19	111227,19	
Avr.	24540	4000	20540		183897,19	163357,19	20540	140547,19	140547,19	
Mai	18270	16000	2270		165627,19	163357,19	2270	161087,19	161087,19	
Juin	5330	40000	-34670	151070	128687,19	128687,19		163357,19	163357,19	
Juil.	950	56000	-55050		73637,19	73637,19		128687,19	128687,19	
Août.	2540	48000	-45460		28177,19	28177,19		73637,19	73637,19	
Sept.	10110	26000	-15890		12287,19	12287,19		28177,19	28177,19	
						41200		12287,19		41200

Du Tableau (III.48) on a :

$$V_s = 192270m^3$$

$$V_d = 151070m^3.$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ D'où : $V_u = V_d$ Alors :

$$V_u = 151070m^3.$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots \dots \dots (III.59)$$

Alors :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 151070 + 12287,19 = 163357,19m^3$$

$$V_{NNR} = 0.163357 \text{ Mm}^3.$$

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 :

$$V_{ep} = EV \cdot S_{moy} \dots \dots \dots (III.60)$$

Avec :

EV : Evaporation mensuelle (mm) ;

S_{moy} : 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 :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots \dots \dots (III.61)$$

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

$$\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots \dots \dots (III.62)$$

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

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

Tableau. III.49 : 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 $\delta=1$ (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.50 : Evaporation station Oum El Bouaghi :

Mois	Sept	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	juin	juill	Août	Som
E mm	140	95	64	48	51	64	96	122	143	169	187	170	1349

Source : D.H.W Ain Temouchent

Tableau. III.51 : Calcul des pertes dans la retenue

Mois	Vmoy (m3)	Smoy (m2)	EV (mm)	Vep (m3)	Vinf (m3)	$\pi=Vep+Vinf$ (m3)
Oct	22300	1200	140	168	223	391
Nov	28930	3200	95	304	289,3	593,3
Dec	31660	5800	64	371,2	316,6	687,8
Jan	31860	8660	48	415,68	318,6	734,28
Fev	25390	11540	51	588,54	253,9	842,44
Mars	29320	13810	64	883,84	293,2	1177,04
Avril	24540	16400	96	1574,4	245,4	1819,8
Mai	18270	18070	122	2204,54	182,7	2387,24
Juin	5330	17850	143	2552,55	53,3	2605,85
Juil	950	13880	169	2345,72	9,5	2355,22
Aout	2540	7860	187	1469,82	25,4	1495,22
Sept	10110	2950	170	501,5	101,1	602,6

Tableau. III.52 : 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
								12287,19				
Oct.	22300	0	22300	391	21909	183871,58	34196,19	34196,19		-9621,81	12287,19	21909
Nov.	28930	0	28930	593,3	28336,7		62532,89	62532,89		8453,5	12287,19	3833,69
Déc.	31660	0	31660	687,8	30972,2		93505,09	93505,09		36790,2	36790,2	
Jan.	31860	0	31860	734,28	31125,72		124630,81	124630,81		67762,4	67762,4	
Fev.	25390	0	25390	842,44	24547,56		149178,37	149178,37		98888,12	98888,12	
Mar.	29320	0	29320	1177,04	28142,96		177321,33	170416,08	6905,25	123435,68	123435,68	
Avr.	24540	4000	20540	1819,8	18720,2		189136,28	170416,08	18720,2	151578,64	151578,64	
Mai	18270	16000	2270	2387,24	117,24		170533,32	170533,32		170298,84	170298,84	
Juin	5330	40000	-34670	2605,85	-37275,85	158128,89	133257,47	133257,47		170416,08	170416,08	
Juil.	950	56000	-55050	2355,22	-57405,22		75852,25	75852,25		133140,23	133140,23	
Août.	2540	48000	-45460	1495,22	-46955,22		28897,03	28897,03		75735,01	75735,01	
Sept.	10110	26000	-15890	602,6	-16492,6		12404,43	12404,43		28779,79	28779,79	
									25625,45	12287,19		25742,69

$$V's = 183871,58 \text{ m}^3.$$

$$V'd = 158128,89 \text{ m}^3.$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$V's > V'd$ D'où : $V'u = V'd$ Alors :

$$V'u = 158128,89 \text{ m}^3.$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V'NNR = V'u + V_m = 158128,89 + 12287,19 = 170416,08 \text{ m}^3.$$

$$V'NNR = 0,17041608 \text{ Mm}^3.$$

✓ Estimation de l'erreur :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \times 100 \quad \text{Avec} \quad \varepsilon < 1\% \text{ a } 2\% \dots\dots\dots (III.63)$$

Vu : Volume utile sans tenir compte des pertes.

Vu' : Volume utile en tenant compte des pertes.

Si la condition $1\% < \varepsilon < 2\%$ n'est pas vérifié on doit faire des itérations.

$$\varepsilon = 1,6\%$$

La condition est vérifiée donc le volume normal de la retenue est de :

$$V_{NNR} = 170416,08 \text{ m}^3.$$

Tableau. III.53 : Récapitulatif des résultats :

Désignation	Unité	Quantité
Volume mort	m ³	12287
Volume utile	m ³	158129
Volume NNR	m ³	170416
Cote V _M	m	423
Côte NNR	m	429,60
Besoin	m ³ /ha	190000
Surface à irriguer	ha	21

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 procédés de laminage (MUSKINGAM, La méthode de X0, KOTCHERINE, 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 :

$$Qdt = qdt + Sdh \dots\dots\dots (III.64)$$

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 :

$$Q - q = S * dh/dt \dots\dots\dots (III.65)$$

D'où : 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 :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial X} = gA (S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \dots\dots\dots (III.66)$$

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \dots\dots\dots (III.67)$$

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 m³ /s à 2m³ /s en une heure, ce terme vaut (1 m³ /s - 2m³ /s) / 3600s =0 ,000277m³ /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 (S₀) 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 :

$$S_0 = S_f \dots\dots\dots (III.68)$$

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

$$I - O = \frac{dS}{dt} \dots\dots\dots(III.69)$$

Ou :

I (INPUT ou In flow) désigne le débit d'entrée QE.

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

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 t1 et t2, l'équation 62 s'écrit :

$$\Delta S = S_1 - S_2 = \int_{t_1}^{t_2} I + \int_{t_1}^{t_2} O \dots\dots\dots(III.70)$$

Pour un petit intervalle de temps Δt = t₂-t₁, on peut écrire :

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 - I_2}{2} - \frac{O_1 - O_2}{2} \right) \Delta t \dots \dots \dots (III.71)$$

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'emménagement 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.

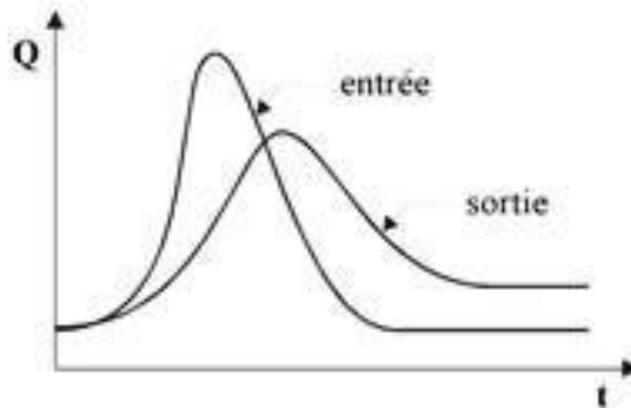


Figure. III.26 : Laminage à travers un barrage

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

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots \dots \dots (III .72)$$

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'un 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_1 sont 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.54 : 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 :

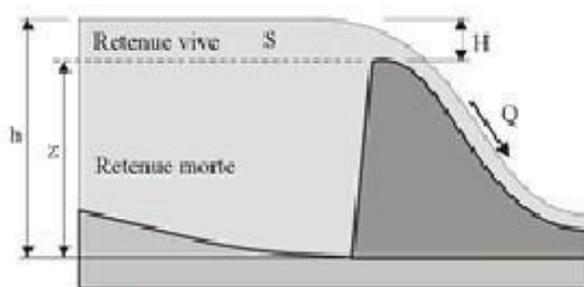


Figure. III.27 : Evacuateur à surface libre

$$Q = CBH^{3/2} = CB (h - z)^{3/2} \dots \dots \dots (III.73)$$

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 :

$$Q = mA \sqrt{2gh} \dots\dots\dots (III. 74)$$

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 :

$$S = Ah \dots\dots\dots (III.75)$$

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 :

$$S = a_0 + a_1h + a_2h^2 + a_3h^3 + \dots + a_nh^n \dots\dots\dots (III.76)$$

Les coefficients a₀, a₁, a₂,..., 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 :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \dots\dots\dots (III.77)$$

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

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

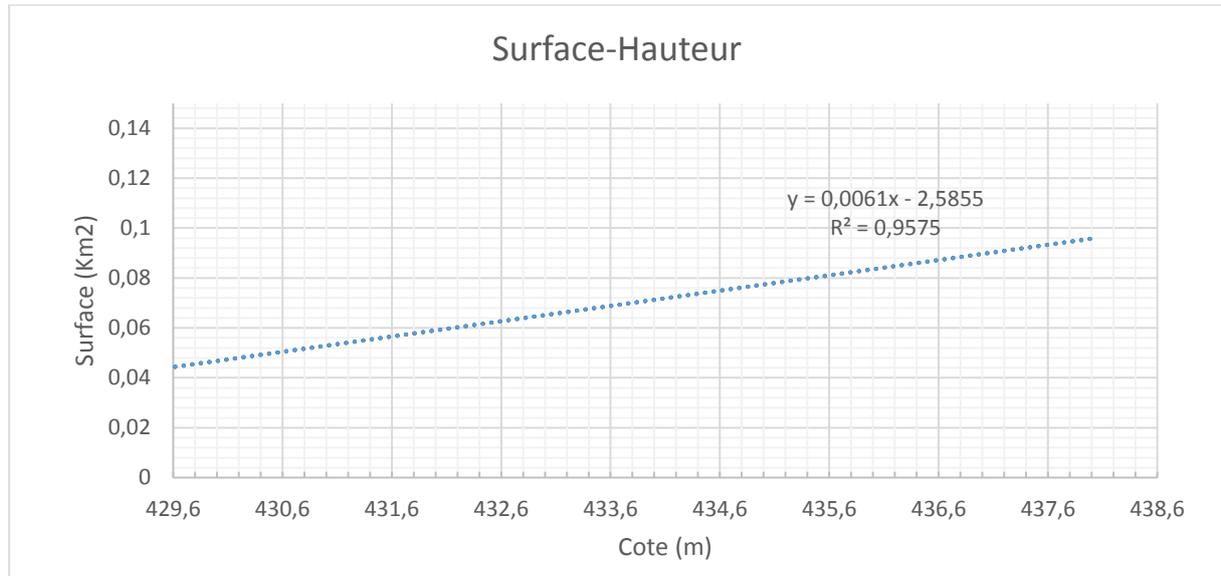


Figure. III.28 : Modélisation de la courbe surface-hauteur

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l’équation linéaire (tableau III.56) avec un coefficient de corrélation $r = 0.9575$ entre les altitudes $NNR=429,6m$ NGA et $NPHE =430,6 m$ NGA.

$$S \text{ (Mm}^3\text{)} = 0,0061(\text{cotes m.NGA}) - 2,5855.$$

Tableau. III.55 : Modélisation de la courbe capacité- hauteur :

Cote (m.NGA)	Surface (Km2)
429,6	0,03506
429,7	0,03567
429,8	0,03628
429,9	0,03689
430	0,0375
430,2	0,03872
430,4	0,03994
430,5	0,04055
430,6	0,04116

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$: Initialement, le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0\text{m}$, le volume stocké $V_s = 0\text{m}^3$.

La valeur maximale de débit d’entrée $Q_e = 34,81 \text{ m}^3/\text{s}$ on trouve $H_{\text{max}} = 1,925 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau III.57

Tableau. III.56. Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

B (m)	H _{dev.max} (m)
18	0,926
16	1,001
14	1,095
12	1,213
10	1,370
8	1,590
6	1,925

Pour une largeur du déversoir b=14m

Tableau. III.57. Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette

H	Cotes	A(Km ²)	O(m ³ /s)	S (m ³)	2S/DT+O
0	429,6	0,03506	0	0	0
0,25	429,85	0,036585	3,798	9146,25	37,6728675
0,5	430,1	0,03811	10,742	19055	81,31606553
0,75	430,35	0,039635	19,734	29726,25	129,8315206
1	430,6	0,04116	30,383	41160	182,8273844
1,095	430,695	0,0417395	34,814	45704,7525	204,0906246

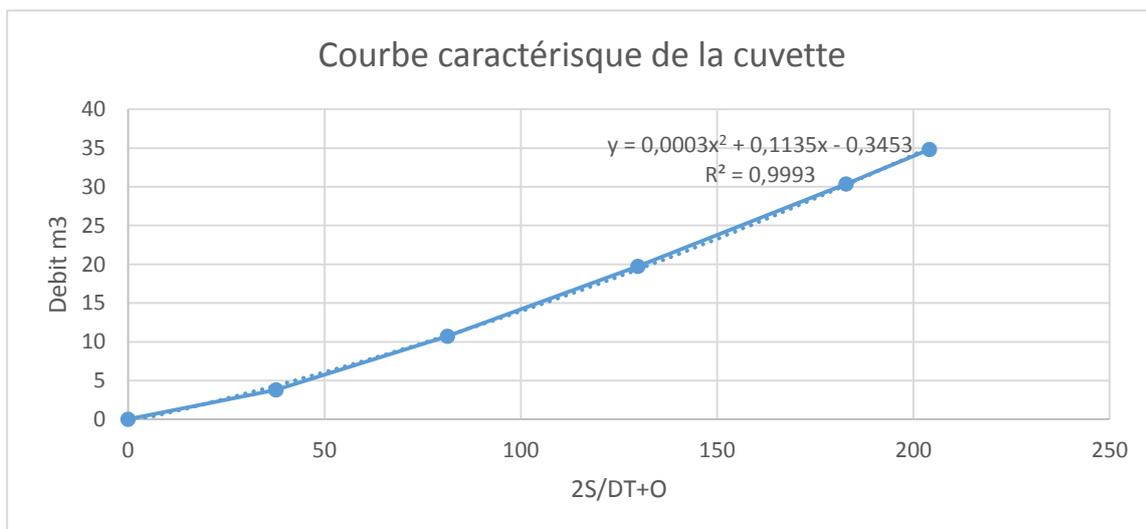


Figure. III.29 : Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette

Tableau. III.58 : 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	0,88648	0	0	0	0
0,15	0,88648	4,43239	0,88648	0,68478	0,10085	0,88648
0,3	3,54591	11,52422	5,11717	3,93986	0,58865	3,54591
0,45	7,97831	22,16197	15,46408	11,81025	1,82691	7,97831
0,6	14,18366	36,34562	33,97222	25,56806	4,20208	14,18366
0,75	22,16197	54,07520	61,91368	45,55929	8,17719	22,16197
0,9	31,91323	66,72623	99,63449	71,06124	14,28662	31,91323
0,94	34,81300	44,57817	137,78747	95,11848	21,33449	34,81300
1,05	9,76517	17,48441	139,69666	96,27642	21,71012	9,76517
1,2	7,71923	13,70033	113,76083	80,17220	16,79431	7,71923
1,35	5,98110	10,50677	93,87253	67,27624	13,29815	5,98110
1,5	4,52567	7,85353	77,78300	56,49614	10,64343	4,52567
1,65	3,32786	5,69044	64,34967	47,25777	8,54595	3,32786
1,8	2,36258	3,96730	52,94821	39,24686	6,85068	2,36258
1,95	1,60472	2,63393	43,21416	32,28406	5,46505	1,60472
2,1	1,02921	1,64016	34,91800	26,26005	4,32897	1,02921
2,25	0,61094	0,93578	27,90021	21,09981	3,40020	0,61094
2,4	0,32483	0,47062	22,03559	16,74217	2,64671	0,32483
2,55	0,14578	0,19449	17,21278	13,12771	2,04254	0,14578
2,7	0,04870	0,05720	13,32220	10,19157	1,56531	0,04870
2,85	0,00850	0,00858	10,24878	7,85928	1,19475	0,00850
3	0,00008	0,00008	7,86786	6,04471	0,91157	0,00008
3,04	0	0	6,04479	4,65070	0,69705	0

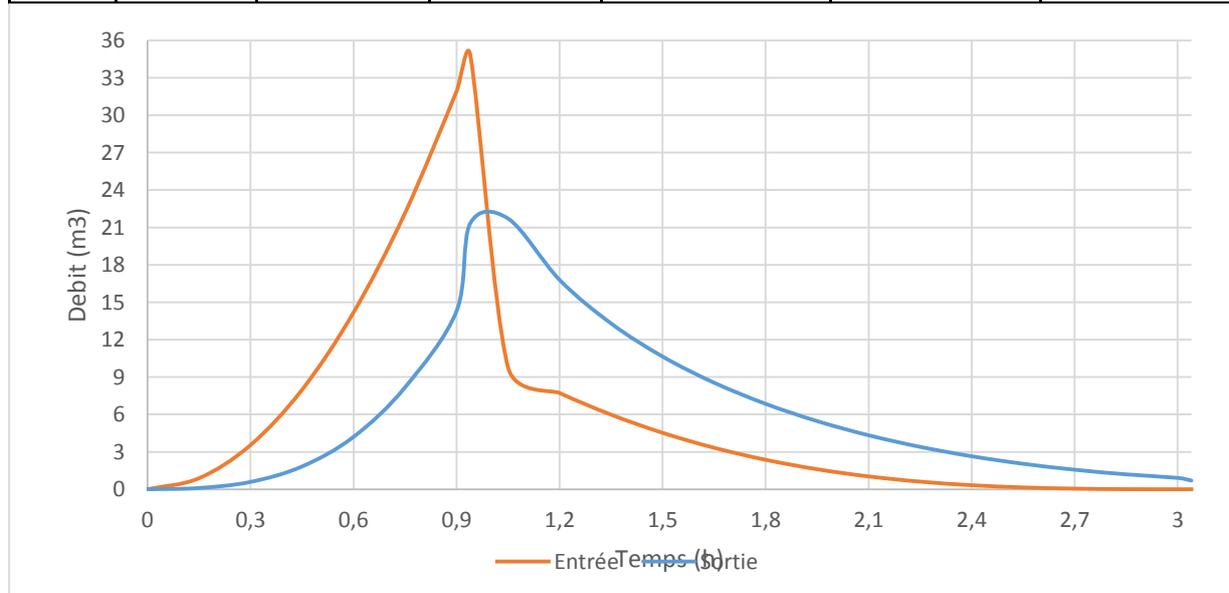


Figure. III.30 : Hydrogramme de sortie pour B=14 m

Le calcul détaillé correspondant au reste des largeurs déversantes est illustré en **ANNEXE**.

Tableau. III.59 : Résultat du laminage pour les différentes largeurs déversantes obtenue à l'aide de la méthode de **MUSKINGUM**

H déversante (m)									
Largeur b (m)			b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18m
temps	débit Entrée	I1+I2	O debits m3/s						
0	0	0,88648	0	0	0	0	0	0	0
0,15	0,88648	4,43239	0,13429	0,12285	0,11380	0,10706	0,10085	0,09722	0,09251
0,3	3,54591	11,52422	0,76716	0,70728	0,65788	0,62294	0,58865	0,56849	0,54446
0,45	7,97831	22,16197	2,29970	2,14741	2,00824	1,92466	1,82691	1,76916	1,71615
0,6	14,18366	36,34562	5,04235	4,79258	4,51139	4,40096	4,20208	4,08397	4,03764
0,75	22,16197	54,07520	9,25845	8,99323	8,52901	8,50444	8,17719	7,98192	8,07315
0,9	31,91323	66,72623	15,18703	15,11178	14,44845	14,74505	14,28662	14,01194	14,49174
0,94	34,81300	44,57817	21,50939	21,83047	21,06404	21,84428	21,33449	21,02734	22,02125
1,05	9,76517	17,48441	21,78651	22,00616	21,51225	22,02406	21,71012	21,51597	22,13632
1,2	7,71923	13,70033	17,21428	17,06077	16,95800	16,86035	16,79431	16,74558	16,66332
1,35	5,98110	10,50677	13,67854	13,44556	13,53818	13,24838	13,29815	13,31931	13,01793
1,5	4,52567	7,85353	10,86760	10,66561	10,85706	10,53630	10,64343	10,70034	10,35193
1,65	3,32786	5,69044	8,59454	8,45933	8,69864	8,41003	8,54595	8,62161	8,29168
1,8	2,36258	3,96730	6,74088	6,67676	6,93547	6,70114	6,85068	6,93590	6,64872
1,95	1,60472	2,63393	5,22707	5,22533	5,48669	5,31066	5,46505	5,55445	5,31694
2,1	1,02921	1,64016	3,99639	4,04349	4,29715	4,17527	4,32897	4,41912	4,23048
2,25	0,61094	0,93578	3,00567	3,08716	3,32649	3,25099	3,40020	3,48869	3,34460
2,4	0,32483	0,47062	2,21991	2,32231	2,54297	2,50481	2,64671	2,73174	2,62629
2,55	0,14578	0,19449	1,60902	1,72074	1,91999	1,91009	2,04254	2,12272	2,04942
2,7	0,04870	0,05720	1,14578	1,25760	1,43395	1,44392	1,56531	1,63958	1,59198
2,85	0,00850	0,00858	0,80464	0,90980	1,06283	1,08545	1,19475	1,26234	1,23444
3	0,00008	0,00008	0,56085	0,65509	0,78539	0,81486	0,91157	0,97208	0,95861
3,04	0	0	0,39033	0,47165	0,58070	0,61278	0,69705	0,75041	0,74703

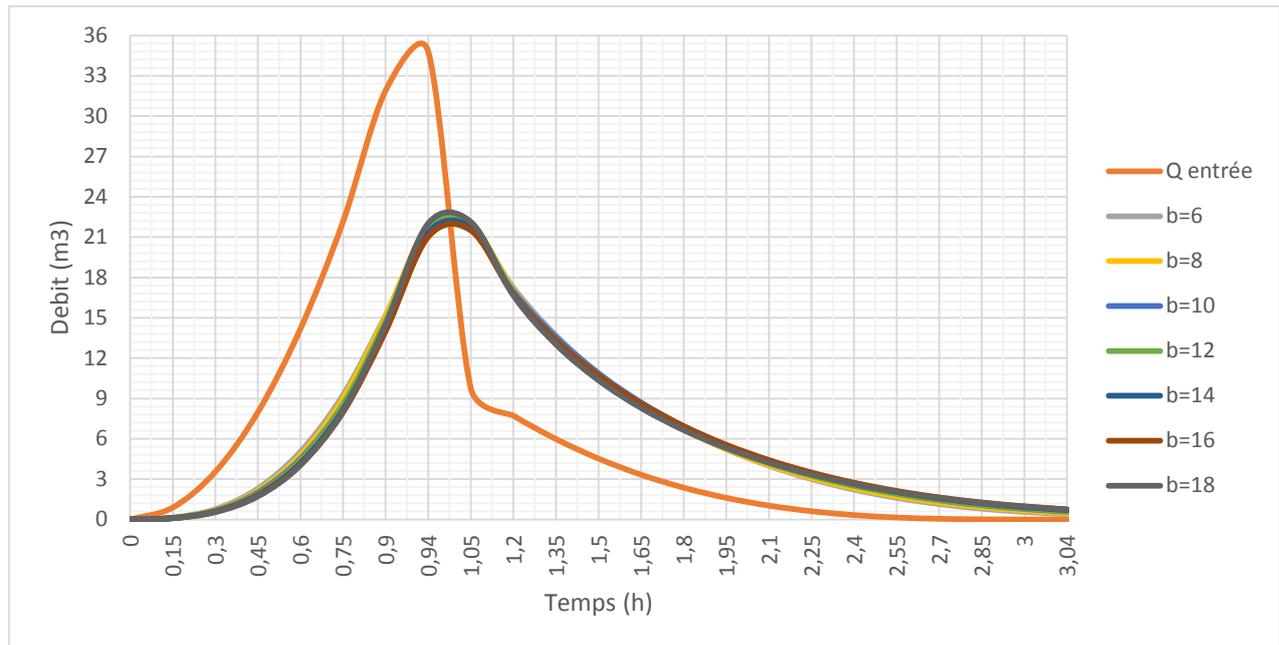


Figure. III.31 : Hydrogrammes d'entrée et de sorties

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 différentes largeurs 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 :

$$R = h + V^2 / 2g + S \dots \dots \dots (III.86)$$

$$\text{Avec : } h = 1/2 + 1/3 \sqrt{F} \text{ et } V = 3/2 + 2/3h \dots \dots \dots (III.87)$$

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=0.434 Km) ;

S : marge de sécurité on prend (S=0,5m) ;

A.N : R=0,95 m.

B) Formule de Stevenson- Gaillard :

$$R = 0.75H + V^2 / 2g \dots \dots \dots (III.88)$$

La hauteur des vagues est estimée à l'aide de formule de STEVENSON :

$$H = 0,75 + 0,34 \sqrt{L} + 0,264^4 \sqrt{L}$$

Pour un fetch de L = 0.434km, on obtient une hauteur des vagues de H=0,76 m.

La vitesse des vagues est donnée par la relation de GAILLARD :

$$V = 1.5 + 2H$$

$$H = 0,76 \text{ m d'où } v = 3,03 \text{ m/s}$$

$$\text{D'où } R = 1,04 \text{ m (revanche minimum)}$$

C) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3 \sqrt{F} \dots \dots \dots (III.89)$$

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=1,20 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

$$bcr = 1.65 \sqrt{Hb} \dots \dots \dots (III.90)$$

B) Formule de E- F-Preece

$$bcr = 1.1 \sqrt{Hb} + 1 \dots \dots \dots (III.91)$$

C) Formule simplifiée

$$bcr = 3.6 \sqrt[3]{Hb} - 3 \dots \dots \dots (III.92)$$

D) Formule pratique

$$bcr=1/3Hb \dots\dots\dots(III.93)$$

Hb : Hauteur de la digue avec :

$$Hb = NNR-Cf + R+ Hdév+ T ;$$

Avec :

$$NNR =429,6m.NGA$$

Cf : cote du fond de l'oued 420m.NGA

III.11.2. Tassement :

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

- $T= 0.015 Hb \dots\dots\dots (III.94)$

- $T= 0.001 Hb^{3/2} \dots\dots\dots (III.95)$

D'où :

T=Tassement de la crête du barrage.

Hb=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.62 : 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)	(m3)	(m)	(m)	(m)	(m)
5	1,20	430,80	22,00	49 942	1,03	0,17	432	12
8	1,00	430,60	25,00	31 934	1,03	0,17	431,8	11,8
10	0,88	430,48	25,80	27 132	1,03	0,17	431,68	11,68
12	0,80	430,40	26,00	25 931	1,03	0,17	431,6	11,6
15	0,72	430,32	27,00	19 929	1,03	0,17	431,52	11,52
20	0,62	430,22	28,00	13 926	1,03	0,17	431,42	11,42
25	0,55	430,15	29,00	7 923	1,03	0,17	431,35	11,35

Tableau. III.63 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête

Formules utilisées	La largeur en crête b(m)						
	5m	8m	10m	12m	15m	20m	25m
KNAPEEN	5,716	5,668	5,639	5,620	5,600	5,576	5,559
E .F.PREECE	4,811	4,779	4,759	4,746	4,734	4,717	4,706
Simplifiée	5,242	5,196	5,168	5,149	5,131	5,107	5,090
En pratique	5,774	5,725	5,696	5,676	5,657	5,632	5,615

On opte pour une largeur en crête de bcr=5 m

III.11.3. Calcul du coût de la digue pour différentes largeurs déversantes :

En premier lieu, on calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût.

- ✓ tracer le profil longitudinal du barrage et on va choisir des sections à travers le barrage.
- ✓ On détermine la hauteur de la digue connaissant la cote de crête et celle au pied du barrage.
- ✓ Calcul de la largeur au pied du barrage au droit de la section

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) \times H_{bi} \dots\dots\dots(III.96)$$

b : largeur en crête

B_{pi} : largeur du pied du barrage au droit de la section i

Et m₁ et m₂ sont le fruit du talus amont et aval.

- ✓ Calcul de la section $S = ((b + B_{pi})/2) \times H_{bi}$.
- ✓ Calcul du volume total du barrage $V_b = \sum V_i$ avec $V_i = ((S_i + S_{i+1})/2) \times d$

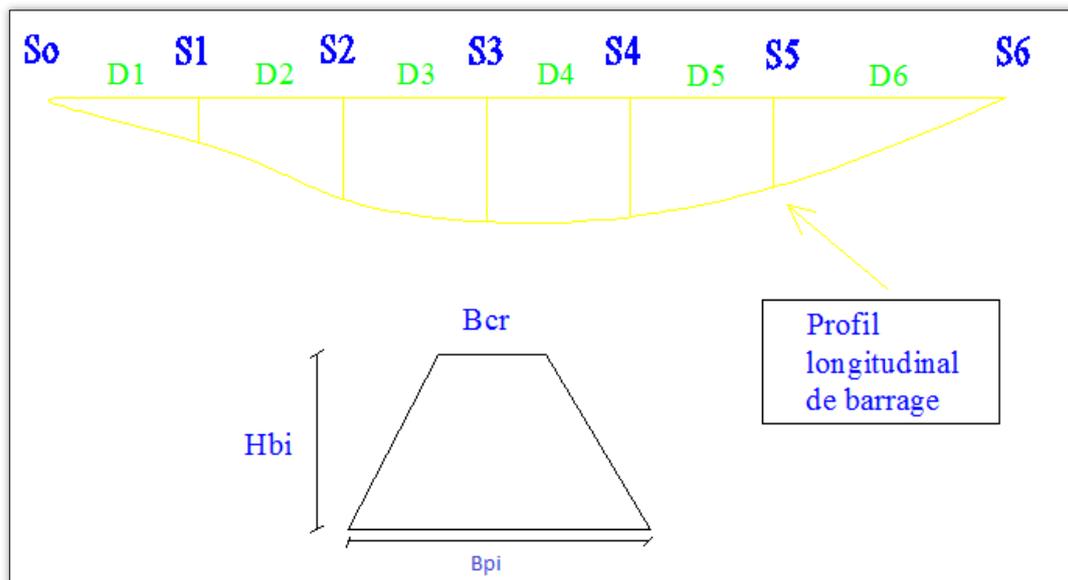


Figure III.34 : principe de calcul du volume d'un barrage

On a aussi : $H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$ (III.97)

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.5 et 2 mètres, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 700 DA.

Tableau III.64 : Cout et volume de la digue :

B(m)	5	8	10	12	15	20	25
q max (m3/s)	22	25	25,8	26	27	28	29
hd(m)	1,2	1	0,88	0,8	0,72	0,62	0,55
H barrage(m)	12	11,8	11,68	11,6	11,52	11,42	11,35
Cote de crête (m)	432	431,8	431,68	431,6	431,52	431,42	431,35
Surface N°0	0	0	0	0	0	0	0
Surface N°1	169,75	161,16	156,11	152,79	149,50	145,45	142,64
Surface N°2	387,75	374,76	367,07	361,99	356,94	350,69	346,34
Surface N°3	325	313,11	306,08	301,44	296,83	291,13	287,16
Surface N°4	169,75	161,16	156,11	152,79	149,50	145,45	142,64
Surface N°5	64	58,71	55,64	53,64	51,67	49,27	47,61
Surface N°6	0	0	0	0	0	0	0
Distance N°1	22,58	24,89	22,06	21,06	21,06	20,96	20,56
Distance N°2	15,6	16,22	18,25	18,15	18,15	18,05	17,85
Distance N°3	38,22	40,32	33,66	32,56	32,56	31,56	32,36
Distance N°4	17,98	17,45	20,96	20,76	20,76	20,76	20,76
Distance N°5	22,16	16,6	23,49	23,19	23,19	22,19	22,09
Distance N°6	19,28	17,6	17,61	17,51	17,49	17,51	17,51
Volume (m³)	27540	26699	25646	24659	24231	23253	23060
Cout (DA)	19278239,75	18689286,95	17952113,45	17261460,34	16961902,63	16276980,3	16141900,6

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 déversantes à l'aide de l'équation du profil donnée par.

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H}\right)^n \dots\dots\dots(III.98)$$

Avec K=2,127 et n=1,85

$$\text{Donc : } Y = 0.47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}}$$

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 m² ;

b : largeur déversant en m

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 45000 DA (Entreprise de AMENHYD.2018).

Tableau. III.65 : Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

Profil N°	b (m)	hdév (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (DA)
1	5	1,2	3,5	17,5	787 500
2	8	1	3,98	31,84	1 432 800
3	10	0,88	4	40	1 800 000
4	12	0,8	4,75	57	2 565 000
5	15	0,72	5,13	76,95	3 462 750
6	20	0,62	5,45	109	4 905 000
7	25	0,55	5,63	140,75	6 333 750

III.11.4.2. Coût du coursier :

Nous optons pour un coursier de section trapézoïdale, La longueur approximative du coursier est de 60 mètres (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{beton}} = S_{\text{beton}} \times L_{\text{cou}} \dots \dots \dots (III.99)$$

L'épaisseur du radier est 0,3 mètre.

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = Q_{\text{lam}}^{0.4} \dots \dots \dots (III.100)$$

Tableau. III.66 : Coût du coursier pour les différentes largeurs déversant :

B (m)	Hd (m)	Q _{lam} (m ³ /s)	b coursier (m)	S (m ²)	V(m ³)	Coût (DA)
5	1,2	22	3,4433	2,1130	126,7785737	5 705 035,81
8	1	25	3,6239	2,0472	122,8301697	5 527 357,64
10	0,88	25,8	3,6698	1,9890	119,3372344	5 370 175,55
12	0,8	26	3,6812	1,9444	116,6615887	5 249 771,49
15	0,72	27	3,7372	1,9132	114,7894707	5 165 526,18
20	0,62	28	3,7920	1,8696	112,1751959	5 047 883,82
25	0,55	29	3,8456	1,8437	110,6200174	4 977 900,78

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)
5	1,2	787 500	5 705 036	6 492 535,81
8	1	1 432 800	5 527 358	6 960 157,64
10	0,88	1 800 000	5 370 176	7 170 175,55
12	0,8	2 565 000	5 249 771	7 814 771,49
15	0,72	3 462 750	5 165 526	8 628 276,18
20	0,62	4 905 000	5 047 884	9 952 883,82
25	0,55	6 333 750	4 977 901	11 311 650,78

III.11.5. Le coût total :

Le coût total (Digue+Évacuateur 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)
5	1,2	19 278 239,75	787 500	5 705 035,81	6 492 535,81	25 770 775,56
8	1	18 689 286,95	1 432 800	5 527 357,64	6 960 157,64	25 649 444,58
10	0,88	17 952 113,45	1 800 000	5 370 175,55	7 170 175,55	25 122 289,00
12	0,8	17 261 460,34	2 565 000	5 249 771,49	7 814 771,49	25 076 231,83
15	0,72	16 961 902,63	3 462 750	5 165 526,18	8 628 276,18	25 590 178,81
20	0,62	16 276 980,27	4 905 000	5 047 883,82	9 952 883,82	26 229 864,08
25	0,55	16 141 900,60	6 333 750	4 977 900,78	11 311 650,78	27 453 551,39

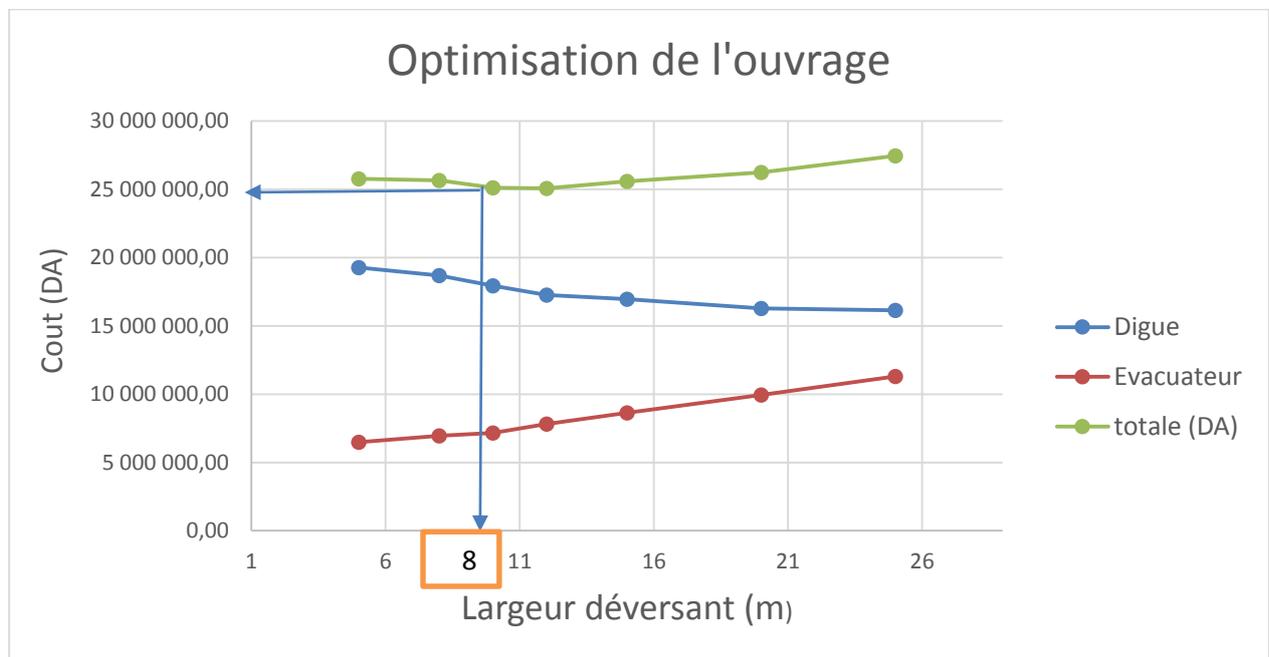


Figure. III.35 : Courbe d’optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir.

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 =8 m » pour un débit laminaire ; $q_1 = 25 \text{ m}^3/\text{s}$, et une charge d’eau sur le seuil déversant $H_0 = 1\text{m}$;

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 :

$$F = \frac{\text{Débit de sortie}}{\text{débit d'entrée}} \cdot 100 = \frac{25}{34,81} = \mathbf{71.81 \%}$$

F > 60% on considère ainsi que l'écrêtage des crues est fiable.

Paramètre	Valeur
Site de la retenue	Chaabet El-Hamra
Destination de la retenue	Irrigation
Bassin versant S _{bv}	4,38 km ²
Périmètre du bassin versant P	9 km
Longueur du thalweg principal L	2,711 km
Apport moyen annuel A	0,225 Mm ³
Apport fréquentiel A _{80%}	0,12025 Mm ³
Débit max Q _{max} (pour une période de 100 ans)	34,81 m ³ /s
Côte du thalweg	420 m
Côte du niveau mort NVM	423 m
Côte du niveau normal de la retenue NNR	429,60m
La charge déversante H _d	1 m
Côte du niveau des plus hautes eaux NPHE	430,60 m
Côte Crête Digue	431,80 m
La revanche R	1,20 m
Hauteur du barrage à partir du thalweg H _b	11,80 m

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 technicoéconomique, 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 deux variantes :

- Digue en terre homogène en argile.

- Digue en enrochement zonée à noyau d'argile.

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.

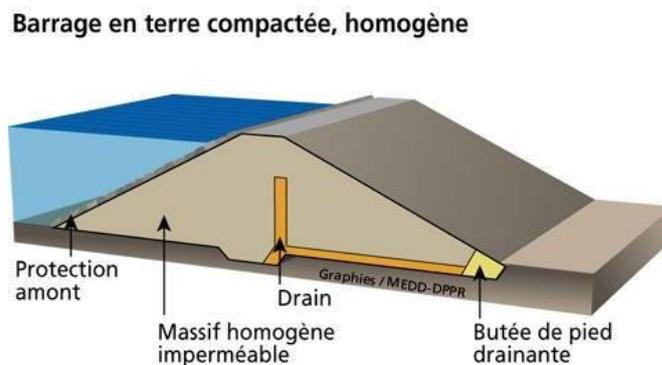


Figure. IV.1 : Digue en terre compactée homogène (source : site planete-tp)

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 au grand avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

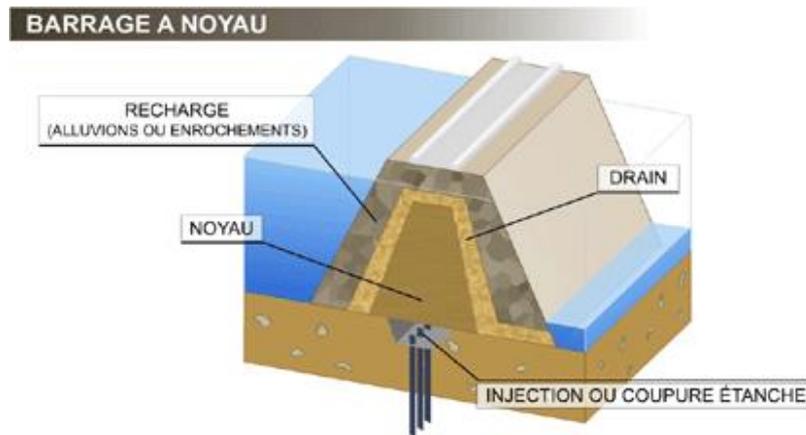


Figure. IV.2 : Digue à noyau (source : site planete-tp)

IV.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 :

$$R = 1,03\text{m}$$

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

$$T = 0,17 \text{ m (voir chapitre III)}$$

C) Calcul de la cote de crête :

Donc la cote de la crête est :

$$H_b = \text{CNNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \dots \dots \dots \text{(IV.1)}$$

$$H_b = 11,80 \text{ m}$$

Nous prenons la hauteur du barrage

$$\mathbf{H_b = 11,80 \text{ m}}$$

IV.5.2. Largeur en crête :

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé **bcr = 5m**

IV.5.3. La longueur de la crête :

Elle est tirée à partir du plan d'aménagement et est égale à : **L=136,28 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 confirmés par la suite.

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 battillage des vagues, le ruissellement des eaux de pluie, l'action des vents. Les talus du barrage en terre sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoqué 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.3 : Revêtement en enrochement avec une transition en géotextile
(source : siteplanete-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 bonnes 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 employés 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 la 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 :

✓ **1^{ère} méthode :**

Méthode T.V.A (Tennesse -Valley -Authority)

Cette méthode est déterminée par la formule suivante :

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

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 et γ .

Pente du talus	Valeurs de c pour différents poids spécifiques		
	$\gamma = 2.5$	$\gamma = 2.65$	$\gamma = 2.80$
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 $\delta = 2.5$ 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

$$e = 0,3m$$

✓ **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’encrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'encrochement (m)	Dmin (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 $e = 0,45$ m pour un diamètre $D_{min} = 0,3$ m.

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,5 m

✓ **Troisième méthode (formule de chankine) :**

$$e = 1,7 * H \frac{\gamma_w \sqrt{1+m^2}}{(\gamma_p - \gamma_w) m_1 (2+m_1)} \dots \dots \dots (IV.3)$$

H : hauteur des vagues (m)

G_w : poids volumique de l’eau (1t/m³)

G_p : poids volumique des pierres (2.5t/m³)

m_1 : fruit de talus amont.

AN :
$$e = 1.7 * 0,741 \frac{\sqrt{1+3^2}}{(2,5-1).3.(2+3)} = 0,34$$
 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.

$$Q = \frac{0,35 * \gamma_p * h^3}{(\frac{\gamma_p}{\gamma} - 1) \sqrt{1+m^3}} \dots \dots \dots (IV.4)$$

H : hauteur des vagues (m)

γ : poids volumique de l'eau (1 t/m³)

γ_P : poids volumique des pierres (2.6 t/m³)

m : fruit de talus amont.

AN:
$$Q = \frac{0,35 * 2,5 * 0,77^3}{\left(\frac{2,5}{1} - 1\right) \sqrt{1 + 3^3}} = 0,054$$

Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre équivalent D_{sph} est calculé par la formule suivante :

$$D_{sph} = \sqrt[3]{\frac{Q}{0,524 * \gamma_P}} \dots \dots \dots (IV.5)$$

AN: $D_{sph} = 0,34 \text{ m}$

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 $k=0,5$ $D_{50\%} = 0,17\text{m}$

L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante :

$e = D_{50\%} (2 \div 2,5)$

Avec : 2 est employé en présence d'un bloc cassé

2,5 est employé en présence d'un bloc non cassé

$e = 0,34 \text{ m}$

Conclusion :

La protection du talus amont de pente 1/3 sera protégée avec un revêtement de (Rip-Rap) d'une couche d'enrochement d'épaisseur 0. 30m avec un poids d'une pierre séparé de $Q = 25 \text{ kg}$ en moyenne et d'un diamètre moyen de $DP = D_m = 30,00 \text{ cm}$ tout en respectant la granulométrie suivante :

$D_{50\%} \text{ minimum} = 0,30\text{m.}$

IV.7 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. Pour déterminer la classe de notre barrage nous nous sommes basé sur le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sol de fondation	Classe des barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteur de barrage (m)			
Sol rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, Terrain argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

- Le barrage de Hadjadj fait partie **de la quatrième IV** catégorie d'ouvrage hydrotechnique.

IV.8. Etanchéité de la retenue :

IV.8.1. 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 :

$$H_n = H_b - 1 \dots \dots \dots (IV.6)$$

Avec :

H_b : hauteur du barrage

H_n : hauteur du noyau

$$\mathbf{H_n = 10,80m}$$

✓ **La largeur en crête du noyau**

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{c,n} = \frac{1}{6} H_b \dots \dots \dots (IV.7)$$

$$\mathbf{L_{c,n} = 1,8 m}$$

✓ **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 :

$$\Delta H / b_{noy} \leq i_{adm} \dots \dots \dots (IV.8)$$

Avec :

ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; ΔH = H₁ - H₂

H₂ : Hauteur d'eau à l'aval, H₂ = 0.

H₁ : Hauteur d'eau à l'amont H₁ = 10,60 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.6 : Valeur d'I_{adm} en fonction du type d'ouvrage

Type de sol	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	0.70	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 **I_{adm}=1,95**

✓ **Largeur moyenne en base du noyau :**

$$b_{moy} \geq \frac{\Delta H}{I_{adm}} = \frac{H_1}{I_{adm}} \dots\dots\dots (IV.9)$$

A.N : **b_{moy}=5,4m.**

✓ **Largeur en base du noyau :**

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_c, n \dots\dots\dots (IV.10)$$

A.N : **L_b=9m.**

✓ **Détermination des fruits des talus :**

$$L_b = 2 * m * H_n + L_c, n \dots\dots\dots (IV.11)$$

Alors, $m = \frac{L_b - L_c, n}{2H_n}$

On aura : **m=0.40**

✓ **La côte en crête du noyau**

$$N_{Cn} = C_{fond} + H_n \dots\dots\dots (IV.12)$$

N_{Cn}=430,80 mNGA.

IV.8.2. 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 :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (IV.13)$$

Avec : H_b : Hauteur de la retenue ($H_b = 10,80m$)

On prend $H_p = 0,2 H_b$, donc on aura : **$H_p = 2.32m$.**

On adopte $H_p = 2,5m$ à la cote 422,50.

✓ **Fruit des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2) ; m_2 = (1,5 \div 2,5)$$

Donc, on prend : $m_1 = 1/1 ; m_2 = 1/1,5$

✓ **Largeur au sommet :**

La largeur (b_p) est calculée comme suit :

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots (IV.14)$$

On prend $b_p = 1/4 H_p$; Ce qui donne : **$b_p = 3m$.**

✓ **Largeur au sommet :**

$$B = b_p + (m_1 + m_2) \cdot H_p \dots\dots\dots (IV.15)$$

B=9m

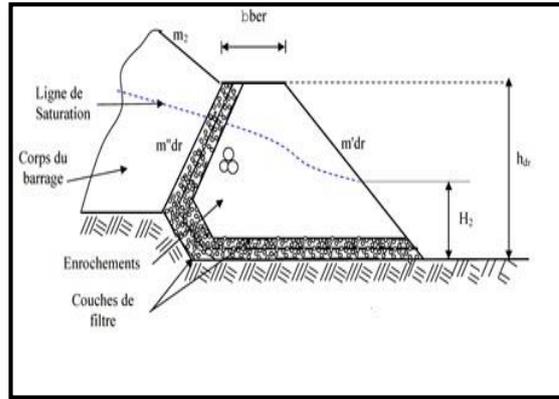


Figure. IV.4 : Coupe d'un prisme de drainage (source : site planete-tp)

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.

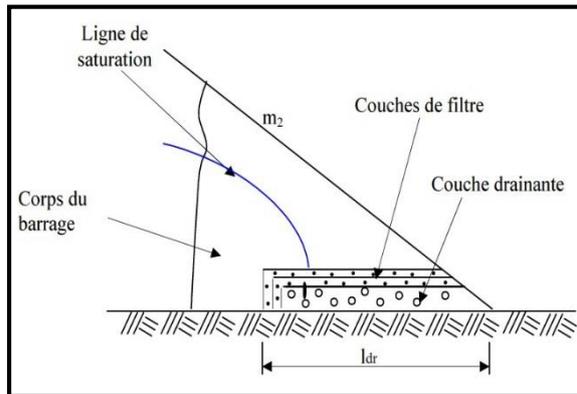


Figure. IV.5 : Coupe d'un tapis de drainage (source : site planete-tp)

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 :**

$$L_d = L_b / 4 \dots\dots\dots (IV.16)$$

A.N:

Ld=18m.

IV.7.3 : Les Filtres :

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées 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 fins 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**

$\frac{D_{15}^{filtré}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5$: Condition d’entraînement des particules fines pour le phénomène de renard.

$\frac{D_{15}^{filtré}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5$: Condition de perméabilité.

$\frac{D_{50}^{filtré}}{d_{50}^{sol}} < 25$: Condition de parallélisme des courbes granulométriques.

$\frac{D_{60}^{filtré}}{D_{10}^{filtré}} \leq 20$: Condition d’uniformité du filtre.

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l’expression :

K=0.35(D₁₅)²(IV.17)

Ou : D₁₅ 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.....0,30 m.
- Couches verticales ou inclinées0,30 m.

IV.9. 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 3m par rapport au terrain naturel et une largeur minimale à la base de $b = 3$ m.

Les talus $m_1 = m_2 = 1$.

IV.9.1. 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.

Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L_i$$

Où ; V_i : le volume du barrage à la cote i .

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

On a : $S_i = \frac{b + B_i}{2} H_i$ Où ; B_i : Largeur de base donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr}$.

IV.9.2. 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.7 :** Volume de recharge (barrage homogène en argile)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	27,984	21,28	595,508
2	53,278	23	1225,39
3	310,496	23	7141,4
4	794,813	23	18280,7
5	327,935	23	7542,5
6	21,935	23	504,5
Total	/	136,28	35290

A) Filtres et drains :**Tableau. IV.8 :** Volume du sable (barrage homogène en argile)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	2,442	21,28	51,965
2	11,617	23	267,2
3	16,458	23	378,535
4	13,500	23	310,5
5	6,670	23	153,4
6	1,9	23	44,4
Total	/	136,28	1206

Tableau. IV.9 : Volume du gravier (barrage homogène en argile)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	4,118	21,28	51,965
2	22,267	23	267,2
3	31,545	23	378,535
4	25,875	23	310,5
5	12,783	23	153,4
6	3,7	23	44,4
Total	/	136,28	1206

B) Protection en Rip– Rap (enrochement) :**Tableau. IV.10 :** Volume du Rip rap (barrage homogène en argile)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	8,711	21,28	185,378
2	13,887	23	319,4
3	26,748	23	615,2
4	31,571	23	726,122
5	22,143	23	509,3
6	13,939	23	320,6
Total	/	136,28	2676

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.11 :** Volume de recharge (barrage à zone)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	5,2021	21,28	110,7004
2	149,6957	23	3443
3	541,3652	23	12451,4
4	138,7609	23	3191,5
5	54,1130	23	1244,6
6	17,9043	23	411,8
Total	/	136,28	20853

B) Le noyau :**Tableau. IV.12 :** Volume du noyau (barrage à zone)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	21,809	21,28	464,1026
2	26,217	23	603
3	137,030	23	3151,7
4	256,165	23	5891,8
5	150,635	23	3464,6
6	37,470	23	861,8
Total	/	136,28	14437

C) Volume des graviers :**Tableau. IV.13 :** Volume graviers talus amont et noyau (barrage à zone)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	4,118	21,28	51,965
2	22,267	23	267,2
3	31,545	23	378,535
4	25,875	23	310,5
5	12,783	23	153,4
6	3,7	23	44,4
Total	/	136,28	1206

D) Volume du sable :**Tableau. IV.14 :** Volume du sable (barrage à zone)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	2,442	21,28	51,965
2	11,617	23	267,2
3	16,458	23	378,535
4	13,500	23	310,5
5	6,670	23	153,4
6	1,9	23	44,4
Total	/	136,28	1206

E) Volume de l'enrochement (Talus amont) RIP-RAP :**Tableau. IV.15 :** Volume du Rip rap (barrage à zone)

Coupes	Surface (m ²)	Distance (m)	Volume (m ³)
1	8,711	21,28	185,3784
2	13,887	23	319,4
3	26,748	23	615,2
4	31,571	23	726,1216
5	22,143	23	509,3
6	13,939	23	320,6
Total	/	136,28	2676

IV.10. Estimation du coût des variantes :

IV.10.1. Estimation du coût la variante N°1 :

Tableau. IV.16 : Coût de la variante N°1

Désignation	Quantité (m ³)	Prix Unitaires (DA)	Prix Total (DA)
Remblai en Argile du corps de la digue	35 290,00	500	17 645 000,00
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 :	1206	2 500,00	3 015 000,00
la mise en place de la transition T ₂ y compris			
* talus amont et noyau:	1206	1 500,00	1 809 000,00
la mise en place des Rip Rap Digue (Talus amont) :	2676	2 500,00	6 690 000,00
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)	30 462 400,00		

IV.9.2. Estimation du coût de la variante N°2 :

Tableau. IV.17 : Coût de la variante N°2

Désignation	Quantité (m3)	Prix Unitaires	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	14 437,00	500	7 218 500,00
* Recharges de la digue	20 853,00	600	12 511 800,24
* Talus aval en T,V,O	517	200	103 400,00
Toutes éventuelles sujétions. Gravier			
* Talus amont et noyau :	2 412,00	1 500,00	3 618 000,00
La mise en place des Rip Rap y compris toutes éventuelles sujétions			
* Digue (Talus amont) :	2 676,00	2 500,00	6 690 000,00
Transition drain du pied gravier	160	2 500,00	400 000,00
Le coût de la variante 2 : digue variante zoné (DA)	33 541 700,24		

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau. IV.18 : Récapitulatif des coûts des différentes variantes étudiées

Variante	Total(DA)
Homogène	30 462 400,00
A noyau	33 541 700,24

Conclusion :

D'après les résultats du coût de la digue :

- La variante la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement est la variante du barrage homogène.
- La quantité des matériaux de construction (d'argiles imperméables) dont la zone d'emprunt est suffisante pour un barrage homogène.
- La distance entre la zone d'emprunt et le verrou est 75m

Notre choix est un barrage homogène

Chapitre : V

ETUDE DES OUVRAGES

ANNEXES

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 ($80 < Q < 6000$) m³/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 déversantes.

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 gauche :**

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 droite :**

Les terrains de la rive droite 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 gauche 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 latéral placé sur la rive droite.

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 latéral :

V.3.1.1. Dimensionnement et calcul hydraulique :

L'évacuateur de crue de surface à entonnement latéral constitué en général des éléments suivants (Figure. V.1) :

1. Un canal d'amenée.
2. Un seuil déversant pour le control du débit.
3. Un augée de réception
4. Un canal de raccordement
5. Un coursier
6. Un dissipateur d'énergie.
7. Un canal de restitution.



Figure. V.1 : Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement latéral

Caractéristiques de l'évacuateur de crue :

Données du départ :

- Niveau normal de la retenue : $\text{NNR} = 429,60 \text{ m NGA}$.

- Niveau des plus hautes eaux : NPHE = 430,60 m NGA.
- Charge à évacuer : Hd = 1,00 m
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacué}} = 25,00 \text{ m}^3/\text{s}$
- Largeur déversante : B = 8,00 m
- Hauteur de pelle : P=0,5 m

Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue :

V.3.1.2. Canal d'amenée :

C'est un canal d'approche en enrochement qui permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

• **Vitesse d'approche :**

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{CAN}} \dots\dots\dots (V.1)$$

Q : Débit à évacuer ($25 \text{ m}^3/\text{s}$).

S_{can} : Section du canal (m^2). $S_{can} = H * b$

h :Charge d'eau (m). $H = h + P$

P : Hauteur de pelle (0.5 m).

H :Lame déversante (1 m).

$$\mathbf{V_{ap} = 2,08 \text{ m/s}}$$

$$V_{ap} \leq V_{ad}(4,4 \div 10) \text{ m/s} ; \text{ Donc pas de risque de l'érosion.}$$

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 :

$$H_m = H + R$$

Avec : $H_m = 1,50 + 1,20 = 2,70$

On adopte une valeur de : **Hm = 2.7m.**

Le chenal en amont du déversoir frontal sera excavé jusqu’à la cote NNR 429,60m NGA.

- **Longueur du canal d’approche :** La longueur totale du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 11,89 m.
- **Pente du canal d’approche :**

Pour obtenir un écoulement uniforme il est important de créer une contre pente.

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * i_0^{1/2} \dots\dots\dots (V.2)$$

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= (P+h) x b.

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= ((h+p) x 2) +b.

n : Coefficient de Manning en [$\frac{s}{m^{1/2}}$]

AN : $i_0 = 0.004\%$

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

suiuante 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 :

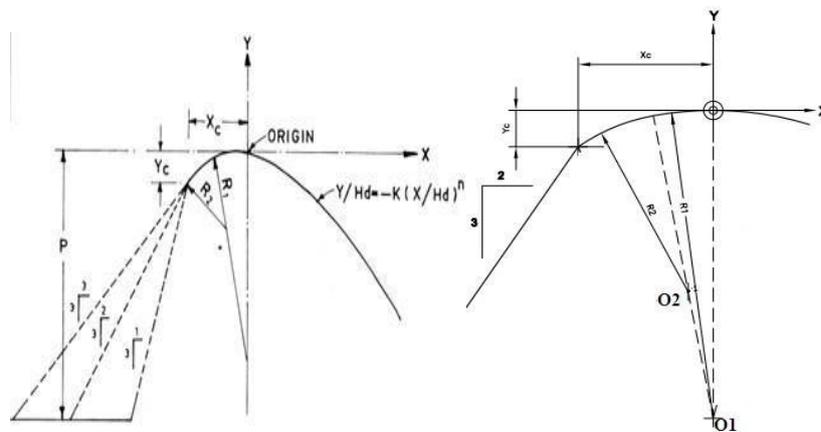


Figure. V.2 : Paramètres du profil amont d'un déversoir USBR (Khatsuria., 2005)

- **Quadrant amont :** Selon l'USBR (figure V.2) les paramètres du quadrant amont incliné (2 :3) sont calculés comme suit :

$$X_c = -0.223 * H = -0.223m$$

$$Y_c = -0.06 * H = -0.06m$$

$$R_1 = 0.554 * H = 0.554m$$

$$R_2 = 0.31 * H = 0.31m$$

- **Quadrant aval :** La figure suivante montre les différents paramètres du profil USBR aval :

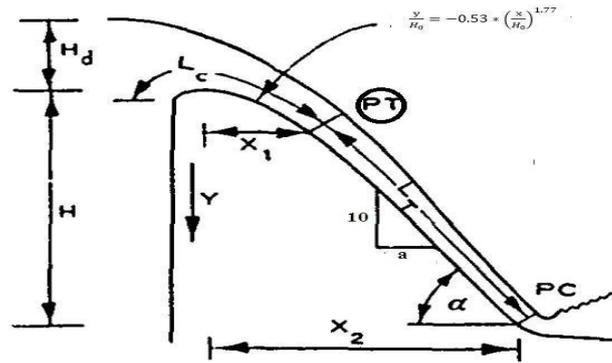


Figure.V.3 : Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (Khatsuria., 2005)

En ce qui concerne le profil de la surface supérieure de la nappe franchissant le déversoir standard type WES, de nombreux essais sur modèles réduits ont été effectués. Le tableau V.1 regroupe les valeurs des coordonnées adimensionnelles $X = x/H_d$ et $Y = y/H_d$ de la surface supérieure de la nappe pour des vitesses d'approche de l'écoulement négligeables et pour diverses valeurs de la charge relative H/H_d . H_d est défini comme étant la charge de dimensionnement ne tenant pas compte de l'effet de la vitesse d'approche de l'écoulement. H représente la charge franchissant le seuil du déversoir autre que la charge de dimensionnement.

Tableau V.1 : Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES, avec parement supérieur incliné (3:2) ;

x^n	y		$X=x/H_d$	$Y=y/H_d$	X^n
-1	-0,37135		-0,66667	-0,24757	-0,4800371
-0,6677177	-0,24796		-0,44515	-0,16531	-0,2310936
-0,3966923	-0,14731		-0,26446	-0,09821	-0,0900484
-0,190427	-0,07072		-0,12695	-0,04714	-0,0238552
0,0543081	0,020168		0,036205	0,013445	0,0024625
0	0		0	0	0
0,0543081	0,020168		0,036205	0,013445	0,0024625
0,190427	0,070716		0,126951	0,047144	0,0238552
0,3966923	0,147313		0,264462	0,098209	0,0900484
0,6677177	0,24796		0,445145	0,165306	0,2310936
1	0,371354		0,666667	0,247569	0,4800371
1,3909709	0,516543		0,927314	0,344362	0,8723294
1,838619	0,682779		1,225746	0,455186	1,445456
2,3413006	0,869452		1,560867	0,579634	2,2386814
2,897632	1,076048		1,931755	0,717365	3,2928585
3,5064229	1,302125		2,337615	0,868083	4,6502809
4,1666311	1,547296		2,777754	1,03153	6,3545641
4,8773323	1,811218		3,251555	1,207478	8,4505479
5,6376974	2,093582		3,758465	1,395722	10,984215
6,4469758	2,394111		4,297984	1,596074	14,002618

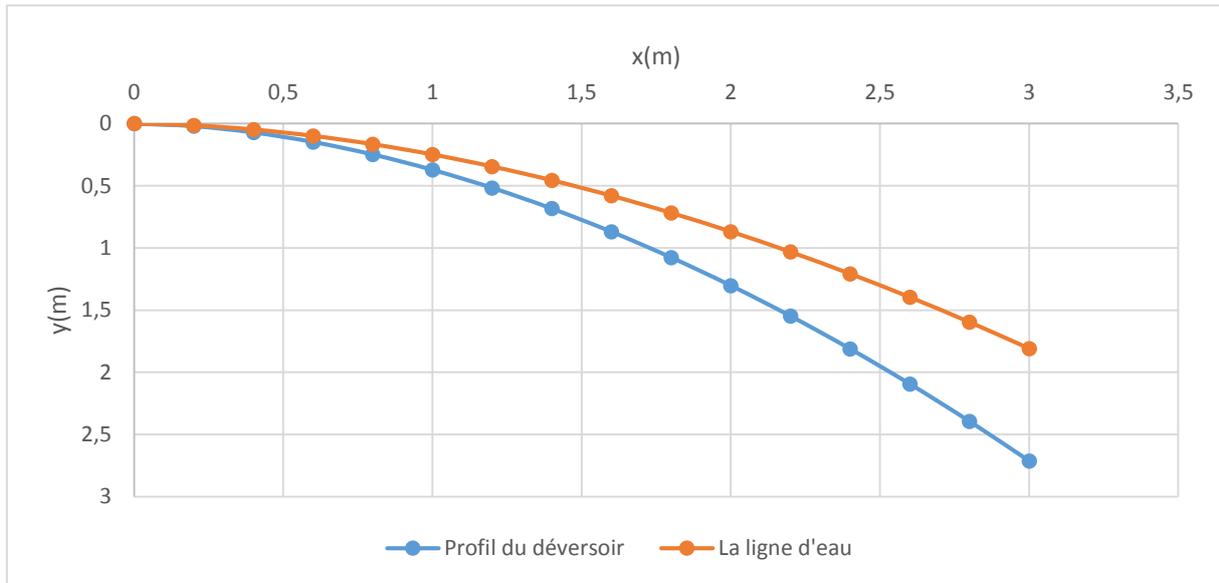


Figure. V.4 : Profil du déversoir type WES

V.3.2.2. Déversoir et canal latéral :

Le déversoir est à seuil profilé (*Creager*), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

En effet, le *Graeger* est calculé pour une certaine charge ($H_0 = h_0 + V^2/2g$), les coordonnées du profil *Creager* sont déterminées par l'équation :

$$y = 0,5 \frac{x^{1,85}}{H_0^{0,85}} \dots\dots\dots (V.3)$$

H : Charge sur le déversoir (*m*).

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau ci-dessous et le profil du déversoir est représenté par la Figure suivante :

Tableau. V.2 : Coordonnées du quadrant aval de déversoir type Creager :

Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1,5m			
H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
1,500	0,000	0,189	-1,247
	0,150	0,054	-1,205
	0,300	0,011	-1,158
	0,450	0,000	-1,110
	0,600	0,011	-1,053
	0,900	0,090	-0,930
	1,200	0,221	-0,767
	1,500	0,384	-0,570
	1,800	0,590	-0,329
	2,100	0,848	-0,045
	2,550	1,310	0,458
	3,000	1,853	1,040
	3,750	2,940	2,250
	4,500	4,236	3,750
	5,250	5,727	5,490

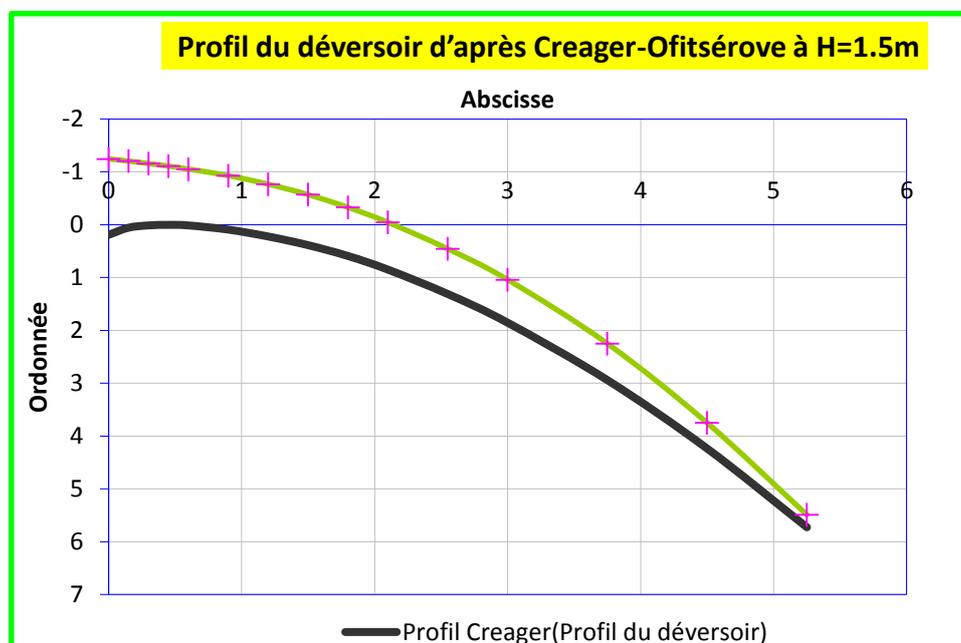


Figure. V.5 : Profil Creager du déversoir H=1,5 m

La figure suivante représente la proposition pour le parement amont du déversoir

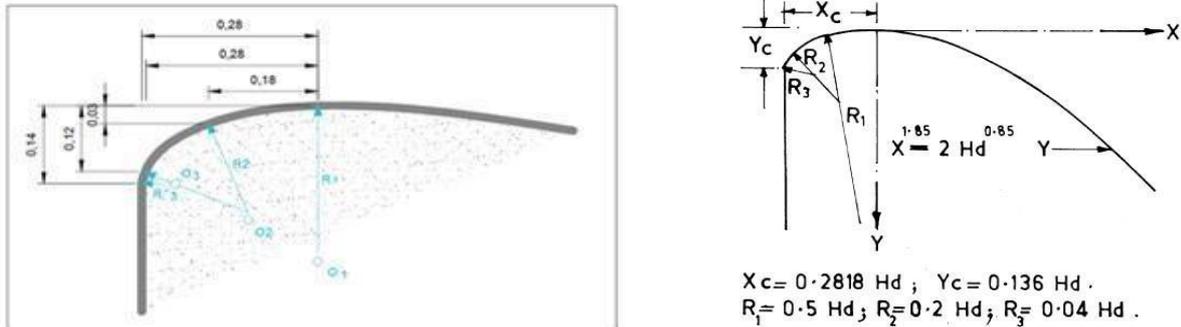


Figure.V.6 : Détail du quadrant amont, l’USCE (USArmy, Corps of Engineers, 1958).

Le tableau suivant montre les origines O_i , rayons de courbure R_i et domaines de validité relatifs à H_d pour le quadrant amont

Tableau. V.3 : Détail quadrant amont de déversoir (Les origines O_i , rayons de courbure R_i) :

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 :

$$\frac{M}{N} = 12 \text{ et } \frac{M}{H_d} \geq 0,6$$

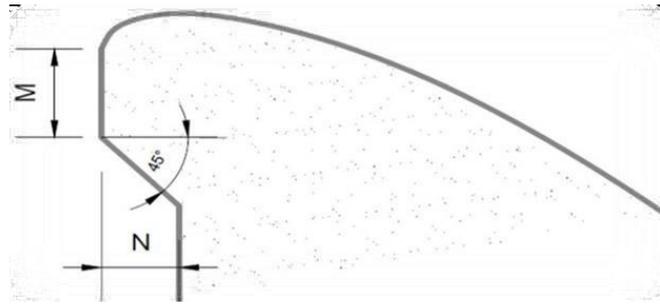


Figure. V.7 : Déversoir à parement amont surplombant

On prend : $M=1,6\text{m}$ et $N=2\text{m}$.

$$AN : \frac{M}{H_d} \geq 0,6$$

Avec $H_d=1\text{m}$

c. Rayon de raccordement du déversoir

Dans le cas où $P < 10\text{m}$ on prend $R=0.5 \cdot P$.

On a : $P = 0,5\text{m} < 10\text{m}$.

D' où : $R=0.5 \cdot 0,5$ ce qui donne :

$$R = 0,25\text{m}$$

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 = 429,60 m) pour mieux anticiper les chutes et éviter l'érosion régressive et le phénomène de cavitation.

V.3.3. Bassin de réception :

Ce bassin de réception se trouve en aval du seuil permettant l'orientation de l'écoulement, sa longueur est de 7.62 mètre et sa largeur de départ de 2 m et largeur de sortie de 5 m.

Les calculs hydrauliques de la tranchée à section variable, on applique la procédure de « ZAMARINE ».

Ordre de calcul :

- Le tranché est divisé en plusieurs sections de longueur X_i
- Fixer la vitesse initiale à la section de contrôle distante de l_0 de l'origine prise égale à 3 m/s et la vitesse finale du tranché prise égale à 4.5 m/s
- Détermination les vitesses intermédiaires sur le long de la tranchée qui peut être déterminé par la formule suivante :

$$V_i = V_{in} + a(X_i - l_0) \quad \text{Avec} \quad a = \frac{V_{fin} - V_{in}}{L - l_0} \dots\dots\dots (V.5)$$

- X_i : distance de l'origine de la section d'ordre i
- l_0 : Longueur de la section de contrôle égale à 0.5 m
- a : coefficient de proportionnalité
- V_{in} : vitesse initiale à la section de contrôle prise égale à 3 m/s.
- V_{fin} : vitesse à la fin du tranché prise égale à 4.5 m/s
- L : longueur totale de la tranchée égale à 7.62 m

- Détermination les sections mouillées correspondantes S_i :

$$S_i = \frac{Q_i}{V_i} \dots\dots\dots (V.6)$$

Où Q_i est le débit à chaque section $Q_i = q \cdot X_i$

- Déterminer la largeur de chaque section S_i en fixant :
 - $b_{in} = 2$ m
 - $b_{fin} = 5$ m

$$V_i = V_{in} + ((b_{fin} - b_{in}) / L) * X_i$$

- b_i : Largeur de la tranchée
- h_i : Tirant d'eau dans la section

- Déterminer les tirants d'eau correspondants H_i :

$$H_i = \frac{S_i}{b_i}$$

- Déterminer la pente hydraulique et les gradients moyens :

$$I_i = \frac{V_i^2}{C_i^2 \cdot R_i} \dots\dots\dots (V.7)$$

- V_i : Vitesse dans la section considérée
- C_i : Coefficient de CHEZY
- R_i : Rayon hydraulique

La pente moyenne entre deux sections voisines est égale :

$$I_{m.i} = \frac{I_i + I_{i+1}}{2} \dots\dots\dots (V.8)$$

- Déterminer les pertes de charge par la relation :

$$h_i = I_{m.i} \cdot L_i$$

- $I_{m.i}$: pente hydraulique moyenne d'ordre i
- L_i : Distance entre deux sections

- Déterminer les côtes du plan d'eau dans chaque section comme suit :

$$N_i = NNR - h_i$$

- ✓ Déterminer les côtes du fond du tranché

$$N_{fi} = N_i - H_i$$

Tableau. V.4 : Calculs de la ligne d'eau du bassin de réception :

Vi	bi	Hi	Pi	Ri	Ci	Ii	Iim	hi	Ni	Nfi
3	2,19	0,24	2,66	0,2	58,6	0,0134	0,0067	0,003	429,6	429,36
3,1	2,38	0,42	3,22	0,31	63,37	0,0077	0,0105	0,005	429,597	429,177
3,2	2,57	0,57	3,71	0,4	65,9	0,006	0,0068	0,003	429,592	429,022
3,3	2,75	0,69	4,13	0,46	67,56	0,0052	0,0056	0,003	429,589	428,899
3,4	2,94	0,78	4,5	0,51	68,77	0,0048	0,005	0,002	429,586	428,806
3,5	3,13	0,86	4,84	0,55	69,7	0,0046	0,0047	0,002	429,584	428,724
3,6	3,31	0,92	5,15	0,59	70,45	0,0044	0,0045	0,002	429,582	428,662
3,7	3,5	0,97	5,43	0,62	71,07	0,0044	0,0044	0,002	429,580	428,61
3,8	3,69	1	5,69	0,65	71,59	0,0043	0,0043	0,002	429,578	428,578
3,9	3,88	1,03	5,94	0,67	72,03	0,0043	0,0043	0,002	429,576	428,546
4	4,06	1,06	6,18	0,7	72,41	0,0044	0,0044	0,002	429,574	428,514
4,1	4,25	1,08	6,4	0,71	72,73	0,0044	0,0044	0,002	429,572	428,492
4,2	4,44	1,09	6,62	0,73	73,01	0,0045	0,0045	0,002	429,570	428,48
4,3	4,63	1,1	6,82	0,75	73,25	0,0046	0,0046	0,002	429,568	428,468
4,4	4,81	1,11	7,03	0,76	73,45	0,0047	0,0047	0,002	429,566	428,456
4,42	4,86	1,11	7,07	0,76	73,5	0,0047	0,0047	0,001	429,564	428,454

On tire pour la suite du calcul hydraulique du bassin de réception, une tranchée dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Pentes : $I = 0.119$
- longueur de la tranchée : $L = 7.62$ m
- Largeur initiale : $b_{in} = 2$ m
- Largeur finale : $b_{fin} = 5$ m
- Côte amont du fond : 429,36
- Côte avale du fond : 428,45
- Tirant d'eau sortant du bassin de réception : 1,11 m

V.3.3.1 Canal de raccordement :

Cet ouvrage est un canal en béton armé, reliant l'écoulement uniforme amont du bassin versant à l'écoulement torrentiel aval du coursier.

Ces caractéristiques de ce canal de raccordement sont les suivantes :

- Pentes : I = 0.0725
- Section rectangulaire de largeur : B = 5,00 m
- Longueur : L = 12,00 m
- La côte du radier amont : 428,45
- La côte du radier aval : 427,58
- Rugosité du béton neuf : 0,013

• **Profondeur critique :**

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec :

- Q : Débit à évacuer (m3/s), **Q = 25 m³/s**
- b : largeur du chenal, **b=5 m**
- g : l'accélération de pesanteur, **g=9,81m/s**

AN : hc = 1,366 m

• **Pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning :

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec :

- R_H : rayon hydraulique en [m] ;
- I : pente en [m/m] ;
- S : section mouillée ;
- K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + 2 \cdot h_c)^{2/3}}{K \cdot (b \cdot h_c)^{5/3}} \right]^2$$

Pour une section rectangulaire $h=h_c$

AN : **$I_{cr} = 0,00313 = 0,313\%$**

• **Hauteur normale**

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{RI} \dots\dots\dots (V.11)$$

Q= le débit à évacuer ; $Q=25 \text{ m}^3/\text{s}$

S : section du chenal ; $S=b \cdot h_n$.

I : pente du chenal ; $I=0,0725$

C : coefficient de Chezy ; $C=R^{1/6}/n$.

$n=0,014$

R : rayon hydraulique $R = \frac{S}{p} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b}$;

Tableau V.5 : Calcul de la profondeur normale (chenal)

i	n	b(m)	P(m)	S(m)	R=S/P	Q (m3/s)	hn(m)
0.0725	0.014	5	5,96	2,4	0.40	15.42	0.48

✓ **Interprétation des résultats :**

$I = 0.0725$ et $I_{cr} = 0,00313$

$h_n = 0.48 \text{ m}$ et $h_{cr} = 0.62 \text{ m} \Rightarrow I > I_{cr}$ et $h_n < h_c$

Alors le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

V.3.3.2. Le coursier :

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au canal de raccordement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

✓ **Largeur du coursier :**

Elle est donnée par :

$$l_{cou} = Q^{0,4} (m) \dots\dots\dots (V.12)$$

$$l_{cou} = Q^{0,4} = 3.62 \text{ m}$$

On adopte : $l_{cou} = 5 \text{ m}$

✓ **La profondeur critique :**

La condition de l'état critique est : $\frac{Q^2 L}{g S^3} = 1$.

Pour un canal rectangulaire : $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{L}\right)^2} = 0,47 \left(\frac{Q}{L}\right)^{2/3}$

L : la largeur du coursier égale à 5 m

D'où : $h_{cr} = 1,36 \text{ m}$

✓ **Pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 S_{cr}^2 R_{cr}} \dots\dots\dots (V.13)$$

- S_{cr} : Section critique (m^2).
- C_{cr} : coefficient de rugosité.
- R_{cr} : Rayon critique (m).
- C_{cr} : Coefficient de CHEZY

Pour : ($n = 0,014$), et $C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} = 67.57$

Donc on aura : $I_{cr} = 0.76 \%$

✓ **La profondeur normale h_n :**

Elle se déduit de l'équation de CHEZY :

$$q_{max} = S_n \times C_n \sqrt{R_n} \times I \dots\dots\dots (V. 14)$$

Où :

S_n : la section mouillée ($S_n = b \times h_n$).

P_n : le périmètre mouillé ($P_n = b + 2h_n$).

R_n : le rayon hydraulique ($R_n = S_n / P_n$).

C_n : coefficient de CHEZY ($C_n = (1/n) R_n^{1/6}$)

n : coefficient de rugosité du béton ($n=0,014$).

Le calcul se fait par itérations successives. On donne des valeurs pour h_n , et on calcule le débit jusqu'à attendre une valeur qui s'approche de $Q=25 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tous les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Détermination de la hauteur normale

h_n (m)	S_n (m ²)	P_n (m)	R_n (m)	C_n	I_n	q_{maxp}
0.412	2.06	5.824	0.354	60.07	0.1172	24,91

$h_c > h_n$ et $I_c < I_n$ alors l'écoulement dans le coursier est torrentiel et en a $F_r > 1$ le type de courbe de remous est S-2.

A) Calcul de la ligne d'eau avec la méthode indirecte d'intégration numérique :

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes :

- Pentes : $I = 11.72 \%$
- Section rectangulaire de largeur : $B = 5,00 \text{ m}$
- Longueur : $L = 60,00 \text{ m}$
- La côte du radier amont : 427,58
- La côte du radier aval : 420,50
- Rugosité du béton neuf : 0,014

Calcul de la ligne d'eau avec la Méthode Indirecte d'intégration Numérique

Tableau. V.7 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau :

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	y_n	y_c	Régime	L coursier (m)
25	71	0.1172	0.412	1,366	Torrentiel	60

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant que dQ/dx est nul :

$$dy/dx = (S_o - S_f) / (1 - Fr_2^2) \dots\dots\dots (V.15).$$

Avec :

S_o : pente du fond ; S_f : 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 :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2) / (A^2 R^{\frac{4}{3}})}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \dots\dots\dots (V.16)$$

On donne des valeurs arbitraires à yi et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs yi et on calcul la profondeur moyenne :

$$Y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \dots\dots\dots (V.17)$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à chaque valeur de yi, utilisant ymoy et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L on continue avec une valeur de yi' < yi jusqu'à trouver la somme de Δx égale à la longueur L de coursier.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Calcul de la ligne d'eau avec la méthode indirecte d'intégration numérique :

y	Δy	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr ²	1-FR ²	n ² Q ² /A ² R ^{4/3}	I0-If	Δx	L
1,366											
1,3	0,066	1,333	6,665	7,666	0,8694	1,0759	-0,0759	0,0029	0,1143	-0,0438	0
1,2	0,1	1,25	6,25	7,5	0,8333	1,3048	-0,3048	0,0034	0,1138	-0,2679	0
1,1	0,1	1,15	5,75	7,3	0,7877	1,6756	-0,6756	0,0044	0,1128	-0,5989	0
1	0,1	1,05	5,25	7,1	0,7394	2,2014	-1,2014	0,0057	0,1115	-1,0778	1
0,9	0,1	0,95	4,75	6,9	0,6884	2,9724	-1,9724	0,0077	0,1095	-1,8013	2
0,8	0,1	0,85	4,25	6,7	0,6343	4,1497	-3,1497	0,0107	0,1065	-2,9583	4
0,7	0,1	0,75	3,75	6,5	0,5769	6,0407	-5,0407	0,0156	0,1016	-4,9632	7
0,6	0,1	0,65	3,25	6,3	0,5159	9,2796	-8,2796	0,0242	0,0930	-8,9000	12
0,5	0,1	0,55	2,75	6,1	0,4508	15,3173	-14,3173	0,0404	0,0768	-18,6435	21
0,451	0,049	0,4755	2,3775	5,951	0,3995	23,7039	-22,7039	0,0635	0,0537	-20,7193	39
0,412	0,039	0,4315	2,1575	5,863	0,3680	31,7197	-30,7197	0,0861	0,0311	-38,4628	60

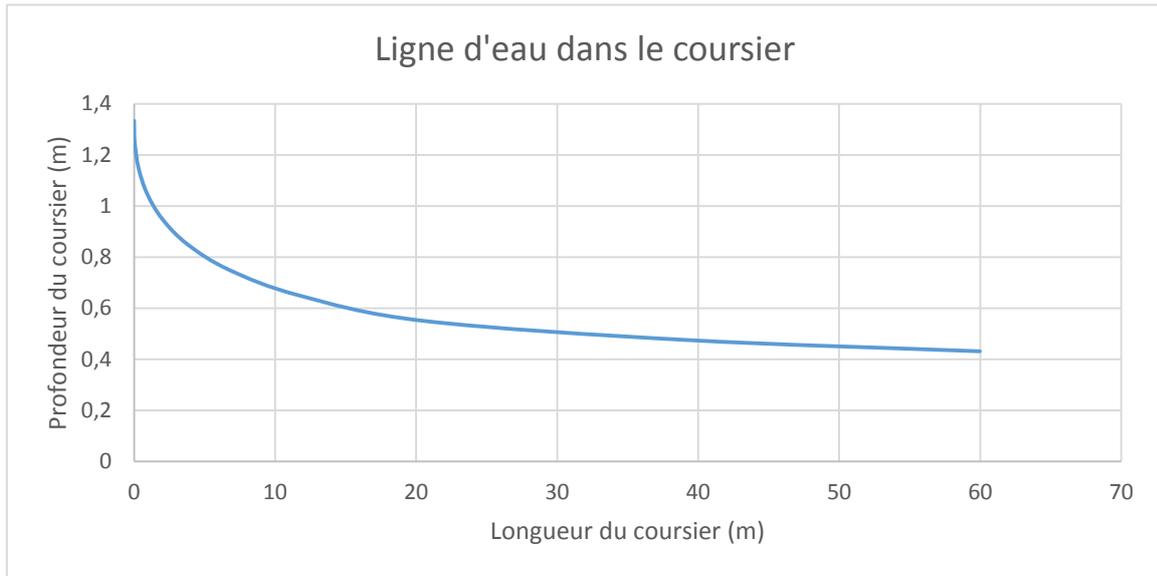


Figure. V.8 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

B) Calcul de la vitesse à la sortie du coursier :

La vitesse de sortie du coursier sera calculée par la formule suivant :

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (V.18)$$

$$V = 10,73 \text{ m/s}$$

La forme du ressaut dépend directement du nombre de Froude :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h}} \dots\dots\dots (V.19)$$

$$Fr = 4,31$$

Fr : nombre de Froude ;

D) Hauteur des murs bajoyers :

- Au début du coursier :

On a : $h_m = h_f + r$ et $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$.

$$V = 4,42 \text{ m/s}$$

$$h_f = 0,798 \text{ m}$$

$$r = 0,839 \text{ m.}$$

$$h_m = 1,63 \text{ m}$$

D'où : $h_m = 2,00 \text{ m}$

- A la fin du coursier :

$$\text{On a : } h_m = y_2 + r$$

$$V = 10,73 \text{ m/s}$$

$$y_1 = 0,466 \text{ m}$$

$$r = 0,91 \text{ m.}$$

$$h_m = 1,38 \text{ m}$$

Donc :

$$h_m = 2.00 \text{ m}$$

V.3.3.3. Bassin de dissipation .

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps de la digue contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie, on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (U.S.B.R) « *The Bureau Of Réclamation* », montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$$1 \leq FR \leq 1.7 \text{ Ressaut ondulé.}$$

$$1.7 \leq FR \leq 2.5 \text{ Ressaut faible de petites apparitions en surface.}$$

$$2.5 \leq FR \leq 4.5 \text{ Ressaut oscillant.}$$

$$4.5 \leq FR \leq 9 \text{ Ressaut stable (Stationnaire).}$$

$$FR \geq 9 \text{ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).}$$

$$F_R = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}}, \text{ Avec : } V = \frac{Q}{S} : \text{ Vitesse de sortie du coursier (m/s).}$$

Où V et ($y = 0,51$) sont la vitesse (en m/s) et le tirant d'eau (en m) au pied du coursier.

$$V = 10,73 \text{ m/s.}$$

$$F_R = 5,02$$

$$\text{Pour notre cas : } F_R \geq 4,5 \text{ et } V < 15 \text{ m/s.}$$

Donc, on doit projeter un bassin de dissipation « type II »

Le nombre de Froude indique qu'il y a une formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin.

✓ **Calcul de la deuxième profondeur conjuguée**

On a :
$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8F_R^2} - 1 = 6.61 \dots\dots\dots(V.20)$$

Y_1 : tirant d'eau amont du bassin d'amortissement

Y_2 : tirant d'eau aval du bassin d'amortissement

On a : $Y_1 = 0,466 \text{ m.} \implies Y_2 = 3.08 \text{ m.}$

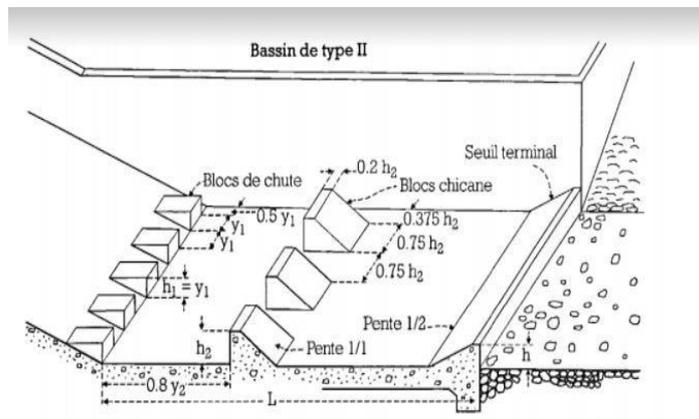


Figure. V.9 : Schéma de bassin de dissipation USBR type II (livre technique du petit barrage en Afrique Sahélienne et Equatorial).

V.3.3.4. Dimensionnement du bassin :

On calcule la longueur du bassin par la formule suivant :

$L = (0,8 : 1,25) * L_r$

- 0,8 pour les bassins munis de pilles de freinage
- L_r : longueur de ressaut

Selon Pavlosky : $L_r = 2,5 * (1,9Y_2 - Y_1) = 13,48 \text{ m}$

Selon Chaounian: $L_r = 3,6 * (Y_2 - Y_1) * ((1 + (Y_1 / Y_2))) = 10,84 \text{ m}$

$L_{r_m} = 12.16 \text{ m}$

$$L = 0,8 * L_r = 9.73 \text{ m}$$

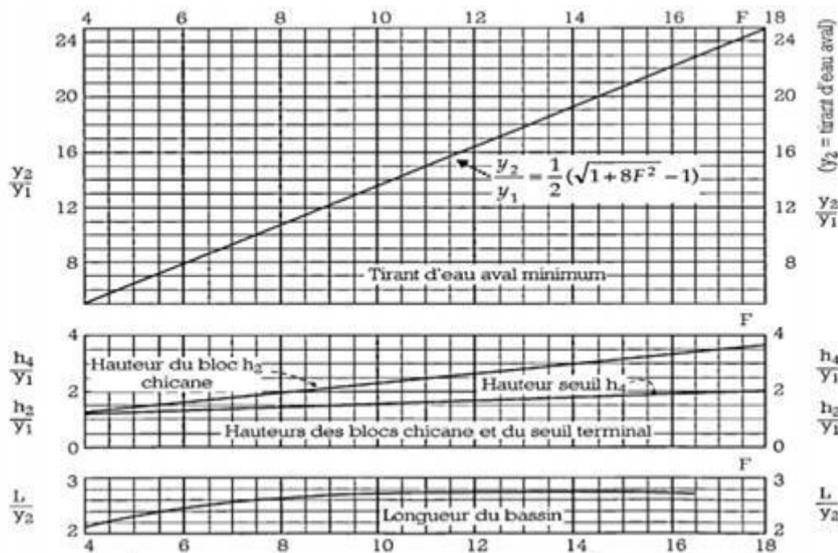


Figure.V.10 : Graphe correspondant de bassin de dissipation USBR type II (livre technique des petits barrages en Afrique Sahelienne et Equatorial)

On adopte la longueur du bassin : $L_{bas} = 10 \text{ m}$

✓ **Dimensionnement des blocs Chicanes :**

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,466 \text{ m.}$
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,466 \text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,466 \text{ m.}$
- Hauteur du seuil terminal : $h_2 = 1,25 Y_1 = 0,582 \text{ m.}$

• **Canal de restitution :**

✓ **Hauteur critique :**

Le canal de fuite de section trapézoïdale a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel,

La hauteur critique dans le canal est donnée par la formule suivant :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,015 \sigma_{cr}^2 \right) K$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}, \text{ et } \sigma = \frac{K * m}{b},$$

- $m = 1,5$
- $b = 5 \text{ m}$

et $K = 1,366$. Donc : $\sigma = 0,41$

D'où :

$$h_{cr} = 1,20 \text{ m}$$

✓ **Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (V.21)$$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = S_c / P_c$;

P_c : périmètre critique $P_{cr} = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

C_c : coefficient de Chezy

n : coefficient de rugosité du sol $n = 0,03$

Ce qui donne :

- $S_c = 8,16 \text{ m}^2$;
- $P_c = 9,33 \text{ m}$;
- $R_c = 1,14 \text{ m}$;
- $C_c = 34,07 \text{ m}$.

La pente critique est : **$I_{cr} = 0,71 \%$**

• **Profondeur normale dans le canal**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (V.22)$$

Pour la hauteur normale nous avons :

$$S_n = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$$

$$P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (V.23)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

Tableau VI.9 : Calcul de la profondeur normale (canal de fuite)

i(%)	n	b(m)	P(m)	S(m)	R=S/P	Q (m3/s)	h _n (m)
0.5	0.03	5	8,64	6,58	0.76	25	1.01

- Vitesse dans le canal

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} \dots\dots\dots(V.24)$$

D'où $V = 3,8 \text{ m/s}$

Le sol du canal est constitué par des blocs d'encrochement grossiers.

- **Hauteur des murs bajoyers :**
- **Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :**

On a: $h_m = p + h_e + r \dots\dots\dots(V.25)$

h_m : Hauteur des murs bajoyers en (m).

h_e : Lamme d'eau sur le déversoir (m).

r : Revanche de sécurité en (m), donnée par la relation suivant :

$$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \dots\dots\dots(V.26)$$

Avec: $V = Q/ S$ (m/s),

Donc ; $V = 2,08 \text{ m/s}$, d'où ; $r = 0.79 \text{ m}$. $h_m = 2,29 \text{ m}$

Donc on adopte : $h_m = 2.50 \text{ m}$

- **Hauteur des murs du chenal :**

Les murs latéraux et bajoyers travaillent essentiellement comme des murs de soutènement et ont donc à s'opposer à la poussée des terres à laquelle s'ajoute la poussée de l'eau interstitielle.

La hauteur du mur h_m du chenal sera : $h_m = H_{ch} + R$

La profondeur d'eau dans le chenal : $H_{ch} = 0,798 \text{ m}$

La revanche R est égale à : $R = 0,61 + 0,05 \times (H_1)^{1/3}$

$$Y_1 = 0,798 \text{ m}$$

$$R = 0,656 \text{ m}$$

$$h_m = 1,45 \text{ m}$$

On adopte la hauteur du mur égale à : $h_m = 2,00 \text{ m}$

• **Hauteur des murs du bassin d'amortissement :**

La revanche dans le bassin d'amortissement peut être évaluée par la relation suivant :

$$R_1 = 0,1 * (V_1 + Y_2) \dots\dots\dots(V.27)$$

$$h_m = y_2 + R$$

Avec : $V_1 = 10,73 \text{ m/s}$

$$Y_2 = 3,08 \text{ m}$$

On aura : $R_1 = 1,381 \text{ m.} \implies h_m = 4,464 \text{ m}$

Donc, on adopte la hauteur du mur égale à :

$$h_m = 4.50 \text{ m}$$

V.4.Ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange est primordial pour une retenue collinaire, il a pour rôle :

- ✚ D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).
- ✚ De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- ✚ De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

V.4.1. Détermination du diamètre de la vidange de fond :

Le volume d'eau évacué contient le volume utile de la retenue plus le volume entrant dans la retenue pendant la période de vidange.

$$Q_{re} = \frac{V_u}{T} + Q_0 \dots\dots\dots(V.28)$$

Où :

V_u : volume utile de la retenue $V_u = 158128,89 \text{ m}^3$

T : temps de vidange, estimé à 15 jours

Q_0 : débit entrant de l'oued est pris égal à l'apport moyen inter annuel.

A_0 = Apport moyen inter annuel $A_0 = 236\ 000 \text{ m}^3$

Ce qui donne $Q_0 = 0,0074 \text{ m}^3/\text{s}$,

$$\implies Q_{VF} = 0,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

La section de la conduite de vidange est

$$S = \frac{Q_{VF}}{\mu \sqrt{2gH}} \dots\dots\dots (V.29)$$

μ : coefficient de débit $\mu = (0,6 \div 0,65)$

H : hauteur entre le niveau CRN et l'aval (**H = 9,60 m**)

$$S = 0,02 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite est :

$$D = \sqrt{\frac{4.S}{\pi}} = 0,17 \text{ m}$$

On prendra un diamètre normalisé **D = 250 mm**

• **Correction du coefficient de débit**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}} \dots\dots\dots (V.30)$$

$\sum \xi_i$ = la somme des coefficients de pertes de charges singulières et linéaires.

Coefficient de résistance singulière :

- à l'entrée $\xi_e = 0,5$

- vanne de garde $\xi_{vg} = 0,1$

- vanne de réglage $\xi_{vr} = 0,1$

- sortie $\xi_s = 1$

Donc $\sum \xi_{sing} = 1,7$

Coefficient de résistance linéaire :

$$\xi_l = \frac{\lambda L}{D} \dots\dots\dots (V.31)$$

λ : Coefficient de pertes de charge.

$$\lambda = \frac{124,6 * n^2}{D^{\frac{1}{3}}} \dots\dots\dots (V.32)$$

- n : coefficient de rugosité, n=0,014
- L : longueur de la conduite égale à (72.50 m)
- D : diamètre de la conduite

D'où :

- $\lambda = 0.038$
- $\xi_l = 10,85$
- $\sum \xi = \sum \xi_l + \sum \xi_{sin}$
- $\sum \xi = 12,55$

Donc $\mu = 0,271$

La section de la conduite est

$$S = 0,04 \text{ m}^2.$$

Le diamètre de la conduite est

$$D = 0,221 \text{ mm}.$$

On adopte un diamètre normalisé

$$\mathbf{D = 400 \text{ mm.}}$$

Recommandation :

Pour des raisons pratiques il est nécessaire de prendre un diamètre 600 mm pour assurer la visite à l'intérieur de la conduite de vidange de fond en cas d'entretien.

V.4.2. La prise d'eau :

Les ouvrages de prise dans les réservoirs, des bassins de compensation ou des canaux doivent être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d'amenée.

Ils ont pour but la satisfaction en eau en quantité à sa destination à l'aval.

- **détermination du diamètre de la conduite de prise :**

D'après la répartition mensuelle de la consommation, on a le volume maximum est de 56 000 m³/ha

Le débit maximum sera égal :

$$Q_{\max} = v_{\max} / T \dots\dots\dots (V.33)$$

v_{max} : volume maximum (H m³)

T : Temps de prise T =30 jours

$$Q_{\max} = 0,022 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le calcul se fera avec la formule suivante :

$$Q_{\max} = \mu S \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots (V.34)$$

μ : Coefficient de débit ; μ =0.3

S : Section de la conduite.

Z : Charge d'eau correspondante à la prise la plus basse et l'aval ; **Z = 4 m**

$$\text{On a } S = \frac{Q_{\max}}{\mu \sqrt{2gZ}} \quad \mathbf{S = 0,008 \text{ m}^2}$$

$$\text{On a } D = \sqrt{4S / \pi} \quad \mathbf{D=0,103 \text{ m}}$$

Donc on adopte **D = 150 mm**

- **La vitesse de l'eau dans la conduite :**

$$V = Q_{\max} / \pi D^2 \dots\dots\dots (V.35)$$

$$V = 0,31 \text{ m/s}$$

La vitesse d'écoulement dans la conduite de prise d'eau est acceptable.

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 droit.

Pour le dimensionnement de cet évacuateur, la vitesse d'approche maximale est de 2,08 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 5 m avec des blocs de chute.

Etant donnée la capacité de la retenue (inférieure à un million m³), la vidange de fond a été dimensionnée pour un diamètre de 400 mm avec la prise de fond pour un diamètre de 150 m.

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 FELLENIUS 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 homogène 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 Chaabet El-Hamra est constituée d'une digue en argile, avec une hauteur totale de 11,80 m. La largeur en crête est de 5m et les fruits des talus amont et aval sont données successivement de (3 ; 2,5).

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 (10⁻⁸m/s), il y a toujours infiltrations d'eau. Il faut être capable dès les déterminer pour pouvoir les combattre.

VI.2.1. Objectif de calcul d'infiltration :

L'étude des infiltrations consiste essentiellement en la détermination des équipotentiels 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 équipotentiels, 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 équipotentiels. 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 :

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Tel que :

$$y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (VI.2)$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont

$$b = m_1 \cdot H_e = 3 \cdot 9,6 = 28,8 \text{ m}$$

$$L' \text{ emprise de la digue : } L_b = 68,74 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{L_b = 68,74 m}$$

$$d = L_b - L_p - L_t = 0,7 \cdot b = 49,74 \text{ m} \qquad \qquad \mathbf{d = 49,74 m}$$

L_p : longueur du drain prisme

L_t : longueur du drain tapis

h = H_e : La hauteur d'eau en amont (**h = 9,6 m**).

On trouve **Y₀ = 0,92 m**

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

$$y^2 = 2xy_0 + y_0^2 \quad \text{on aura} \quad \mathbf{Y^2 = 1,84X + 0,85}$$

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.

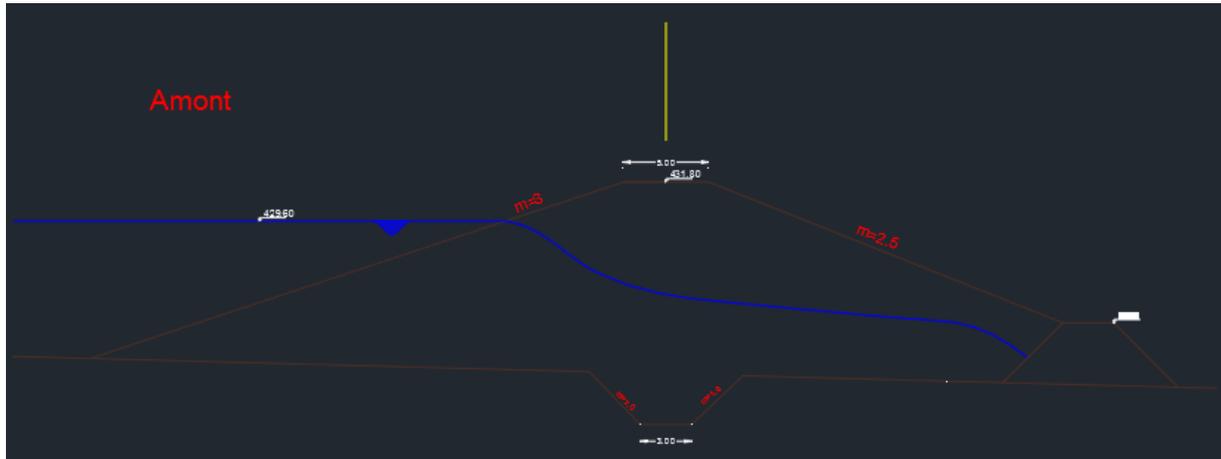


Fig. VI.1 : Positionnement de la ligne de saturation de la digue homogène de la retenue Oued Chaabet El-Hamra.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

Tableau. VI.1 : Coordonnées de la parabole de KOZENY :

Y	49,00	48,00	45,00	40,00	35,00	30,00	20,00	10,00	2,00	0,00
X	9,50	9,40	9,10	8,59	8,05	7,45	6,11	4,37	2,12	0,91

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.

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (VI.3)$$

Avec :

q : débit d'infiltration (m³ /s/ml) ;

I : gradient hydraulique ;

K : Coefficient de perméabilité de la digue. (K=1,44.10⁻⁸ m/s) ;

A : section d'infiltration par unité de longueur.

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

Donc :

$$q = K.y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (VI.4)$$

Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0 ; (y_0=0,92)$

D'où: $q = K.y_0$ (m³/s/ml)

Le débit total à travers le barrage sera : $Q = q.L$

A.N: $q=1,44.10^{-8} * 0,92 = 7.06 * 10^{-9} \text{ m}^3 / \text{s/ml}$

Donc $QI = q.L = 2.59.10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$

b) Fondation :

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

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (VI.5)$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité de la fondation. ($K = 6,4.10^{-9} \text{ m/s}$)

$$I = H_e/L_b \dots\dots\dots (VI.6)$$

($H_e =$ charge de la retenue = 9,6 ; $L_b = 96,6 \text{ m}$ L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A = T.1$ ($T = 3 \text{ m}$ Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q = K.I.T$

A.N : $q = 6,4.10^{-9} * \frac{9,6}{68,74} * 3 = 6,03.10^{-9} \text{ m}^3 / \text{s/ml}$

Donc $QF = q.L = 6,03.10^{-9} . 136,28 = 8,22.10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$

c) Débit total d'infiltration :

$$Q = QF + QI = 2.59.10^{-6} + 8,22.10^{-7} = 3,412.10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit de perte en une année sera : **$Q_{an} = 79.33 \text{ m}^3/\text{an}$**

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au débit de fuite admissible.

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 des sols drainés tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux 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 constituant 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 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1+0.05\eta) \cdot \frac{n}{1-n} \dots \dots \dots (VI.7)$$

D'où :

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$.

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$.

$n_o = 0,4$ pour les sols caillouteux.

$n_o = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2 :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (VI.8)$$

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 :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots (VI.9)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (VI.10)$$

Avec : D_{50} : diamètre de filtre

D_{15} : diamètre du sol à protéger.

• **Granulométrie de sol a protégé**

$d_{15} = 0.0005$ mm

$d_{50} = 0.004$ mm

$d_{85} = 0.02$ mm

❖ **La première couche de filtre est entre le Corps du barrage et la première couche de drain à des limites suivantes :**

$$0.006 \text{ mm} < D_{15} < 0.02 \text{ mm}$$

$$0.05 \text{ mm} < D_{50} < 0.23 \text{ mm}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.013 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 0.14 \text{ mm}$$

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

$$0.156 \text{ mm} < D_{15} < 0.52 \text{ mm}$$

$$1.7 \text{ mm} < D_{50} < 8.12 \text{ mm}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 0.34 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 5 \text{ mm}$$

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 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1+0.05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (VI.11)$$

D'après la courbe granulométriques de F₁ :

$$\text{AN : } \eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 33 \text{ coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n = 0.45 - 0.1 \log \eta = 0.3 ;$$

$$D_{60} = 0.30 \text{ mm, } D_{10} = 0.009 \text{ mm}$$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.72 > 0.66$$

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

- **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.013}{0.20} = 0.07 < 4$$

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 :

$$D_5 = 0.25 \text{ mm ; } D_{10} = 0.3 \text{ mm ; } D_{17} = 0.4 \text{ mm ; } D_{60} = 10 \text{ mm}$$

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1+0.05\eta) \frac{n}{1-n}$$

Avec :

$$D_5 / D_{17} = 0.63 > 0.6 \text{ pour } n = 0.29 \text{ et } \eta = 33$$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD inexistant.

- **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 1.7 < 4$$

L'épaisseur minimale des couche du filtres inversés est donnée par :
 $t_{\min} \geq (5-7) D_{85}$

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 édifiés à la main : $t_{\min} \geq 10cm$

Pour les filtres édifiés à la machine : $t_{\min} \geq 20cm$

Pour les filtres édifiés par remblayage à eau : $t_{\min} \geq 75cm$

Conclusion

On prévoit :

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur 30 cm.
- La deuxième couche en gravier d'épaisseur 30 cm.
- L'embrochement (rip-rap) d'épaisseur = 50 cm.

VI.2.6. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

A. Dispositif d'étanchéité

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots\dots\dots (VI.12)$$

Avec:

- ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.
- δn : épaisseur moyenne de la digue.
- I_{adm} : gradient hydraulique admissible, déterminé 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 :

- $\Delta H=10.80$ m
- $\delta n=53$ m

$I = 0,203 \leq I_{adm}$

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

B. Fondation du barrage

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

$$I < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots(VI.13)$$

Avec :

- I_{cr} : gradient d’infiltration critique, déterminé en fonction du type du sol de la fondation. Il est donné par le tableau suivant.

Tableau VI.4 : Gradient admissible pour les fondations

Type de sol	Classe de l'ouvrage
	IV
Argile compactée	1,08
Limon	0,54
Sable moyen	0,48
Limon sableux	0,34
Sable fin	0,26

- K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d’après le tableau suivant

Tableau VI.5 : Détermination du coefficient de sécurité

Classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

- I_f : gradient d’infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d’après la formule Suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots(VI.14)$$

Avec

- Tc : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation, Tc=3m.
- H : charge d'eau, H=10. 80 m.
- L : longueur à la base du barrage L=68 ,74 m.

Nous aurons donc : $I_f = 0,15$

La fondation est en argile, à partir du tableau des gradients admissible pour les différents types de fondations, nous trouvons

$I_{cr}=1,08$.

Notre retenue appartient à la classe IV ce qui nous donne $K_s=1,1$

Donc :

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = 0,98 \dots\dots\dots (VI.15)$$

Ce qui nous donne $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$ donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est vérifiée.

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 VI.6.

Tableau VI.6 : Les coefficients de sécurité admis en fonction de la classe du barrage

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 IV, les coefficients admissibles seront donc :

- Sans séisme : $K_{as, adm} = 1,1 - 1,05$
- Avec séisme : $K_{as, adm} = 1,05$

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 supérieur 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.2) 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.

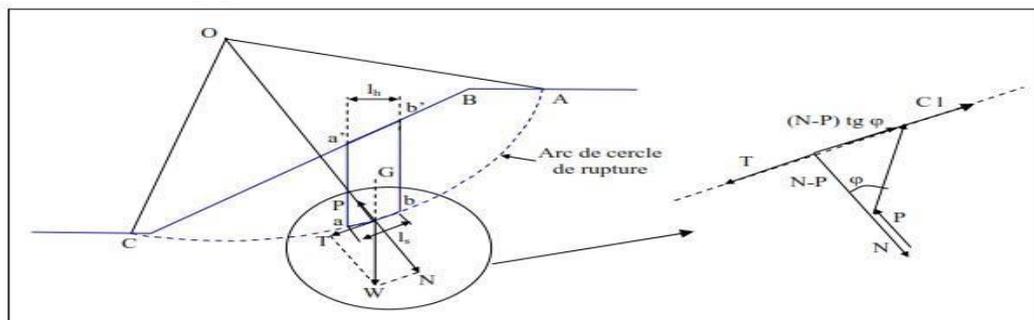


Fig. VI.2 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius.

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 3ème dimension transversale du barrage à la vallée, pour que cette approximation soit valable, la longueur du barrage le long de cette 3ème 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 R1 et R2

Avec :

$R1 = K1Hb$ et $R2 = K2Hb$.

Hb : Hauteur totale du barrage ($Hb=11,80$).

(K1-K2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau VI.5

Tableau. VI.7 : Les différentes valeurs de K1 et K2 :

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K1 = R1/Hb$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K2 = R2/Hb$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas:

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	11,80	27,14
Aval	2,5	0,88	2,03	10,38	23,954

- ✓ Le centre des rayons étant le point « B »
- ✓ L'intersection des rayons R1 ; R2 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 ».

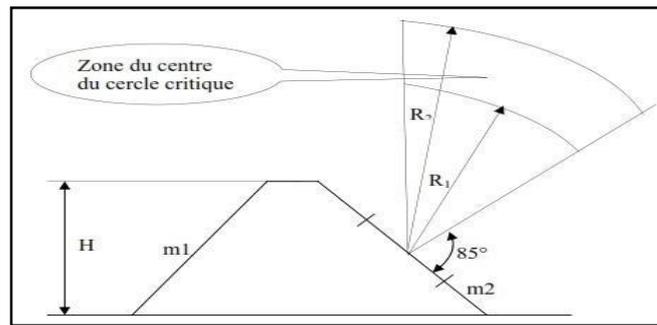


Fig. VI.3 : Zone du centre du cercle critique selon le principe de Fondeev

- ✓ 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) :

$$N = G_n \cos \alpha \dots\dots\dots (VI.13)$$

2. Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G_n \sin \alpha \dots\dots\dots (VI.14)$$

Avec :

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

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}}$$

VI.3.4. Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau VI.6 suivant

Tableau. VI.8 : Caractéristique géotechnique :

Paramètres	Unité	Digue	fondation
φ°	degré	35	34
C	t/m ³	0,21	0,21
γ_{sat}	t/m ³	1,74	1,21
γ_d	t/m ³	1.694	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 :

$$G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3) \dots \dots \dots (VI.15)$$

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).

$$P = U . dl = \gamma_w . h . dl \dots \dots \dots (VI.16)$$

Avec :

U : pression interstitielle.

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

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

h : hauteur de la tranche.

c) Forces de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (VI.17)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d) Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (VI.18)$$

a : Coefficient de séisme (a=0,25)

G_n : Poids de la tranche.

VI.3.1. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

a. Force de frottement :

$$F_1 = N \tan \varphi - U \cdot dl \cdot \tan \varphi \dots\dots\dots (VI.19)$$

Avec :

φ : Angle de frottement.

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

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (VI.20)$$

Avec:

$$dl = \frac{2\pi \times R \times \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos \alpha}$$

R : rayon de la courbe de glissement

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

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

$$M_s = [(N_n - U \cdot dl) \tan \varphi + c \cdot dl] R \dots\dots\dots (VI.21)$$

➤ **Les forces motrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots \dots \dots (VI.22)$$

VI.3.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

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

➤ **Retenue pleine :**

$$K_{ss} = \frac{\sum[(N_i - U_i \times l_i) \text{tg} \varphi_i] + \sum C_i \times dl}{\sum T_i} \dots \dots \dots (VI.23)$$

$$K_{as} = \frac{\sum[(N_i - U_i \times l_i) \text{tg} \varphi_i] + \sum C_i \times dl}{\sum T_i + \frac{1}{R} \times \sum T'_i \times dn_i} \dots \dots \dots (VI.24)$$

➤ **Retenue vide :**

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg} \varphi_i) + \sum(C_i \times dl)}{\sum T_i} \dots \dots \dots (VI.25)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg} \varphi_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \times dl}{\sum T_i + \frac{1}{R} \times \sum T'_i \times dn_i} \dots \dots \dots (VI.26)$$

➤ **vidange rapide**

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg} \varphi_i) + \sum(C_i \times dl)}{\sum T_i} \dots \dots \dots (VI.27)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg} \varphi_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \times dl}{\sum T_i + \frac{1}{R} \times \sum T'_i \times dn_i} \dots \dots \dots (VI.28)$$

Avec :

- ✓ K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.
- ✓ K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.
- ✓ d_{ni} : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

Les coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement. Sont représenté dans l'Annexe C

Tableau.VI.9 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement :

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme	Avec séisme
Fin de construction	Talus amont		
	R=16,33 m	3,770	2,033
	R=12,36 m	4,168	2,243
	R=17,79 m	3,824	2,140
	Talus aval		
	R=15,47 m	2,976	1,786
	R=14,82m	3,053	1,805
	R=17,78 m	3,170	1,80
Retenu normale	Talus aval		
	R=15,47 m	2,972	1,732
	R=14,82m	3,053	1,708
	R=17,79m	3,184	1,730
Vidange rapide	Talus amont		
	R=16,33m	4,268	1,935
	R=12,36m	4,120	1,998
	R=17,79m	3,534	1,949

Conclusion :

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

Donc la stabilité est assurée pour les deux pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre : VII

**ORGANISATION DE
CHANTIER**

Introduction

L'organisation de chantier est l'utilisation optimale des moyens matériels et humains afin d'achever le projet (retenue) dans les délais mais aussi le plus économiquement possible et dans les règles de l'art. Ceci ne sera fait qu'une fois un schéma ou un programme d'exécution sera projeté d'une manière intelligente.

Les principes de base observés dans l'organisation de chantier sont :

- Mécanisation du chantier à un degré maximal et l'utilisation d'un matériel efficace et d'un personnel hautement qualifié.
- Coordination des différentes phases de construction en matière de simultanéité des travaux à exécuter sur le chantier pour accélérer la réalisation.
- Réalisation du barrage et des ouvrages annexes dans la période la plus sèche de l'année.

VII.1 Travaux préparatoire

Installation du chantier, implantation du barrage et mis en place éventuelle des déviations de circulation, reconnaissance complémentaire des ballastières.

La préparation du terrain inclut également les décapages et dessouchages de l'emprise totale des installations de chantier. Le nettoyage de la cuvette (enlèvement des arbres) peut s'étaler jusqu'à la mise en eau de l'ouvrage.

VII.1.1 Installation du chantier

➤ Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Elles sont regroupées dans le tableau VII.1 :

Tableau VII.1 : matériaux et leur endroit de stockage :

matériaux	Endroit de stockage
Ciments	silos métalliques baraquements en bois ou en métal
Agrégats	en plein air (on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et on éviter les soleillement direct)
Aciers	Baraquement, hangars (faible humidité)
Eau	Réservoir en béton ou grand citerne métallique

VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé afin 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 de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.2 Travaux de réalisation**VII.2.1 Travaux de terrassements**

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VII.2.2 Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transportée vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.
- Excavation de la clé d'ancrage au-dessous de la digue.

VII.2.3 Travaux sur la digue

Les phases de construction de la digue sont les suivantes :

- 1) Remblai de la clé d'encrage à partir de la zone d'emprunt après compactage par couche.
- 2) Remblai sur la fondation et construction de la conduite vidange de fond et l'ouvrage de prise avec les travaux de béton.
- 3) Remblai et compactage du corps de la digue par couche successive avec le drain incliné.
- 4) La protection en enrochement du talus et la construction du tapis drainant ainsi que le prisme de drainage en utilisant le maximum des matériaux excavés à partir de la zone d'emprunt et de la tranchée d'ancrage.
- 5) Aménagement du canal d'amenée et la construction du seuil de déversement avec le coursier et le bassin de dissipation.
- 6) La protection du talus aval et la crête de la digue, après réalisation des routes et pistes d'accès d'entretien et d'exploitation ;
- 7) Finalisation des ouvrages de sortie en aval aussi on procède à l'aménagement final du site et les corrections des alentours du barrage avec le reboisement des versants et la correction torrentielle.

VII.3. Les moyens du chantier

La construction d'une digue en terre nécessite La présence de moyens humains et matériels :

VII.3.1 Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VII.3.2. Moyens matériels du chantier

En générale le matériel prévu à cet effet est illustré dans le tableau VII.2 :

Tableau VII.2 : matériel nécessaire à la réalisation de la retenue collinaire

Moyens matériels	fonctionnement	Exemple
Bulldozer	l'extraction de matériaux indésirables l'épandage grossier	
Niveleuse	distribution du matériau Le réglage et la finition.	
Camions malaxeurs d'une capacité de 8 m ³	transport du béton des cales de bétonnage des différentes zones poulage.	
Un chargeur Pelle mécanique	le chargement des matériaux pour l'ouverture des fosses	
Camions bennes de 14 m ³ de capacité	le transport du mélange	

<p>Compacteur vibrant à roues lisses compacteur pneumatique</p>	<p>Le compactage</p>	
<p>Grues mobiles.</p>	<p>Le coffrage et le décoffrage</p>	

VII.4. Planification

VII.4.1. Définition

La planification n'est rien d'autre que le résultat d'un bon management basé sur la recherche permanente des nouvelles méthodes de travail pour un meilleur rendement; son objectif est de s'assurer que le travail se fait dans un enchaînement logique, dans les délais et au moindre coût.

VII.4.2. Techniques de planification

Il existe deux méthodes essentielles ; l'une est basée sur le réseau et l'autre sur le graphique.

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le réseau, le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives ou simultanées.

On a ainsi utilisé le réseau à nœuds, l'opération est représentée par des nœuds et la succession des opérations par des flèches.



Ce réseau indique que l'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VII.4.3 Construction du réseau

La procédure se fait comme suit:

- Etablissement d'une liste des taches.
- Détermination des taches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Construction du réseau.

Il existe plusieurs méthodes basées sur le réseau, il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M (méthode du chemin critique).

VII.4.4 Les paramètres de la méthode C.P.M

Cette méthode a pour objectif de réduire le temps de réalisation du projet, réduire le coût, ainsi que de garantir un bon rendement du travail.

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Où ;

- 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.

Tel que :

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases} \dots\dots\dots(VII.1)$$

VII.4.5 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 :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{cc} = D.T.P \end{cases}$$

VII.4.6 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.

- On pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q \times N}{n} \dots\dots\dots(VII.2)$$

Où ;

- Q : quantité de travail ;
- N : Rendement ;
- N : Nombre d'équipes.

VII.5 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages :

Tableau VII.03 : Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes

N	Désignation	Unité	Quantité	Prix (DA)	Montant (DA)
LA DIGUE					
1	Installation de chantier	FFT	FFT	FFT	300 000,00
2	Découvert de l'assiette	m3	4770	200	954 000,00
3	Creusement fouille (clé d'ancrage)	m3	2453	400	981 200,00
4	Remblai des fouilles	m3	2453	600	1 471 800,00
5	Enrochement prisme et Rip-rap	m3	2676	2300	6 154 800,00
6	Graviers	m3	1206	1800	2 170 800,00
7	Sables	m3	1206	1800	2 170 800,00
8	Remblais argileux	m3	35290	650	22 938 500,00
L'EVACUATEUR DE CRUES					
9	Excavations	m3	1295	800	1 036 000,00
10	Béton dosé à 350 kg/m ³	m3	251	45000	11 295 000,00
11	Drain DN 200	m3	203	2400	487 200,00
12	Remblai de retour (derrière les murs)	m3	285	500	142 500,00
13	Enrochement (canal de fuite)	m3	100	2300	230 000,00
VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU					
14	Excavations	m3	113	800	90 400,00
15	Béton dosé à 350 kg/m ³	m3	24	45000	1 080 000,00
16	Béton dosé à 200 kg/m ³	m3	96	25000	2 400 000,00
17	Conduite en acier DN 600	ml	73	31000	2 263 000,00
18	Grille métallique	ml	1	15000	15 000,00
19	Coude DN 600	U	1	350000	350 000,00
20	Cône de réduction	U	1	240000	240 000,00
21	Vanne papillon DN 600	U	2	1400000	2 800 000,00
22	Vanne papillon DN 500	U	1	480000	480 000,00
23	Monchon à 3 voies	U	1	400000	400 000,00
24	Joint de démontage DN 600	U	2	200000	400 000,00
25	Joint de démontage DN 600	U	1	200000	200 000,00
	Montant total	61 051 000,00			

(Source ; DRE Ain Timouchent.2018)

Coût de l'ouvrage de distribution	66360
Coût des études géotechniques et topographiques	468663
Coût opération et entretien	13348367
Coût contrôle et suivi des travaux	6674184
Montant total	20557574

(Source ; ANBT.2018)

Montant total du projet est : **81 608 574,00 DA**

TTC = Montant total du projet \times TVA

TTC = 97 114 203,06 DA

Le coût unitaire du mètre cube d'eau ;

Pour apprécier la rentabilité des aménagements projetés, le coût total de l'ouvrage est ramené au volume d'eau régularisable durant la durée estimée d'exploitation. Le coût estimé des études géotechniques, de l'opération et de l'entretien de l'ouvrage, de la construction de l'aménagement ainsi que du contrôle et suivi des travaux est pris en compte dans ce coût total.

$$\frac{\text{Coût du projet}}{\text{Volume régularisable} \times \text{durée d'exploitation}} = \frac{81608574}{158129 \times 15} = \mathbf{34.41DA/m^3}$$

VII.6 Planification du projet

Les opérations et leurs symboles sont cités ci-dessous:

Tableau VII.4 : symboles des opérations

Nom des opérations	OP	TR (jour)
Travaux de préparation, installation de chantier	A	30
Décapage de la terre végétale sur le verrou et préparation de la zone d'emprunt	B	30
Excavation de la clé d'ancrage au-dessous de la digue	C	20
Déforestation de la cuvette	D	60
Remblai de la tranche d'ancrage et compactage	E	15
Remblai sur la fondation et construction de la conduite vidange de fond	F	15
Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	G	30
Remblai et compactage du corps de la digue et le drain par couche successive	H	60
Revêtement des talus	I	30
Excavation de la zone d'implantation de l'évacuateur de crues	j	20
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	K	45
Bétonnage de l'évacuateur de crue	L	15
Equipements hydrauliques.	M	20
Finalisation des ouvrages de sortie	N	30

VII.6.1 Détermination des chemins critiques par la méthode Réseau à nœuds

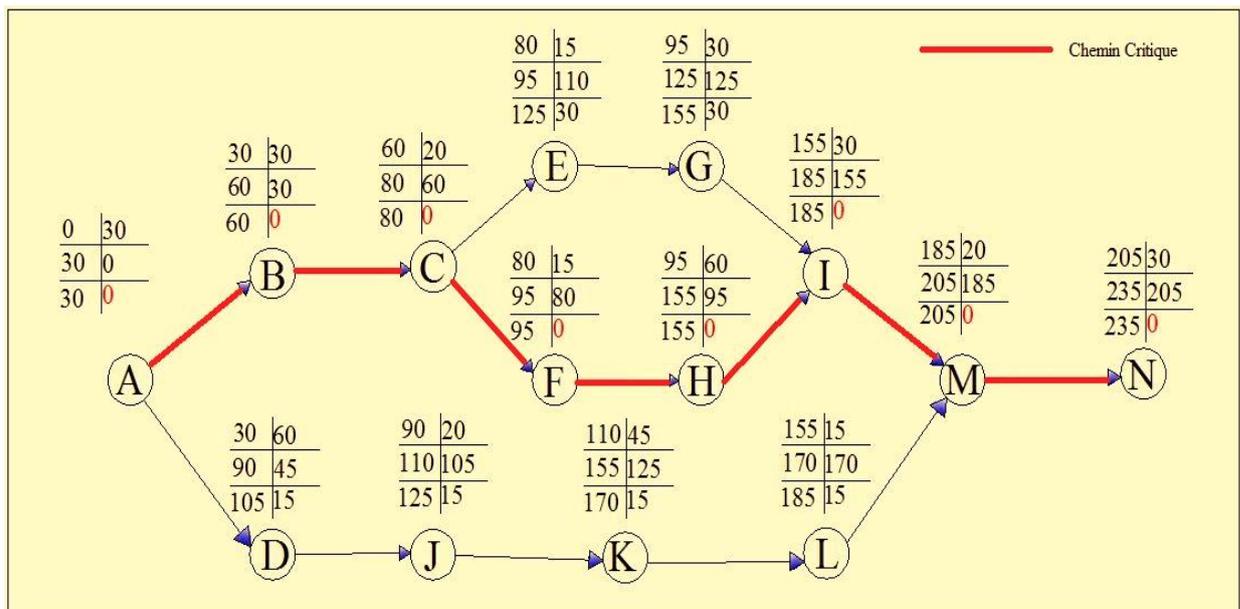


Figure VII.01 : Réseau à nœuds

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné a une durée de :

$$DTR = \sum TR = 30 + 30 + 20 + 15 + 60 + 30 + 20 + 30 = 235 \text{ jours}$$

VII.6.2 Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau Tableau

VII.5 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR (jour)	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	30	0	30	0	30	0
B	30	30	60	30	60	0
C	20	60	80	60	80	0
E	15	80	95	110	125	30
G	30	95	125	125	155	30
I	30	155	185	155	185	0
F	15	80	95	80	95	0
H	60	95	155	95	155	0
D	60	30	90	45	105	15
J	20	90	110	105	125	15
K	45	110	155	125	170	15
L	15	155	170	170	185	15
M	20	185	205	185	205	0
N	30	205	235	205	235	0

D’après le chemin critique le temps de réalisation de la retenue égal à 235jour.

Tableau VII.4 : Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire sur Oued Chaabet El-Hamra :

Phase de réalisation	15J	30J	45J	60J	75J	90J	105J	120J	135J	150J	165J	180J	195J	210J	225J	240J
Phase01 : Travaux de préparation, installation de chantier	30 J															
Phase 02 : Décapage de la terre végétale sur le verrou et préparation de la zone d'emprunt			30 J													
Phase 03 : Excavation de la clé d'ancrage au-dessous de la digue					20 J											
Phase 04 : Déforestation de la cuvette			60 J													
Phase05 : Remblai de la tranche d'ancrage et compactage						15 J										
Phase 06 : Remblai sur la fondation et construction de la conduite vidange de fond						15 J										
Phase 07 : Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).							30 J									
Phase08 : Remblai et compactage du corps de la digue et le drain par couche successive							60 J									
Phase 09 : Revêtement des talus											30 J					
Phase 10 : Excavation de la zone d'implantation de l'évacuateur de crues							20 J									
Phase 11 : Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue								45 J								
Phase 12 : Bétonnage de l'évacuateur de crue											15 J					
Phase 13 : Equipements hydrauliques													20 J			
Phase 13 : Finalisation des ouvrages de sortie															30 J	

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.

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 à 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 défrichage 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 9.8km ² 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 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 où 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 ce mémoire de fin d'études, nous avons fait l'étude d'une retenue collinaire située sur Oued Chaabet El-Hamra, commune d'Aghlal (wilaya d'Ain-Temouchent).

La région Aghlal est dotée d'un régime agricole nécessitant des besoins en eau importants en matière d'irrigation pour irriguer 21 hectares

Sur la base des comparaisons économiques faites et en tenant compte des conditions topographiques, géologiques, géotechnique et hydrologique de la région, nous avons fait pour cette étude :

Digue en matériaux locaux homogène d'une hauteur de 11,80 m. Un évacuateur de crues de type latéral à entonnement latéral d'un déversoir type Greguer dans la rive droite de largeur $b = 8$ m et une hauteur déversante $H_d = 1$ m.

Prise d'eau en charge de diamètre 150mm sera effectuée par piquage sur la conduite de vidange avec conduite en acier ;

Vidange de fond en charge de diamètre 600 mm sous le remblai.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Bauer, W. J. (1951): The development 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 : inondations, 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 3^{ème} 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

خريطة الجزائر الجيولوجية CARTE GEOLOGIQUE DE L'ALGERIE عين تموشنت AIN TEMOUCHENT

وزارة الصناعة الثقيلة
الديوان الوطني للجيولوجيا
MINISTRE DE L'INDUSTRIE LOURDE
OFFICE NATIONAL DE LA GÉOLOGIE
ALGERIE - WILAYA DE AIN TEMOUCHENT

Les explorations et les travaux géologiques ont été effectués de 1964 à 1971 par Pierre GEARDA.
Membre de l'Institut de Géologie au Centre de Recherches de Géologie Matériaux et
Fondations de Nancy, pour le comité exécutif de la feuille et par Bernard FENET chargé de Recherches
au CNRS pour le comité scientifique.
Travaux publiés en vertu de G. SOUMERAI et de Service de l'Hydrogéologie.

FEUILLE N° 209 B 11 C 5

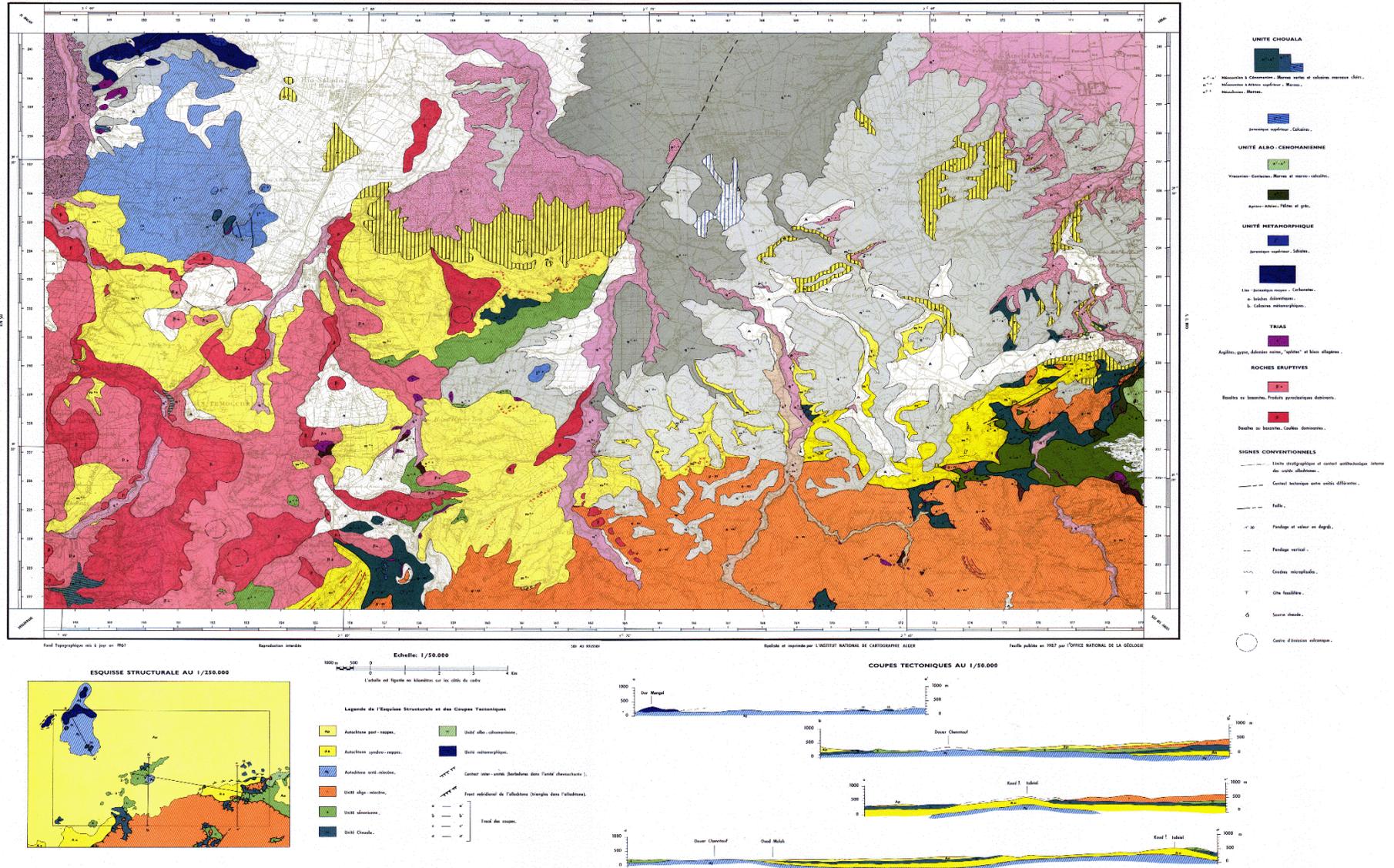


Figure 1 : Carte géologique d'Ain-Temouchent – échelle 1/50000

ANNEXE II

Pluies moyennes mensuelles et annuelles de la station de référence (40202) :

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1939	13,5	24,6	21,1	23,7	152,8	44,4	14	4,3	6,6	35,1	0	0,6	340,7
1940	4,1	154,7	66,1	19,6	71	1	35	73,7	20,9	0	1,2	0	447,3
1941	0	0	25,9	23,7	63,6	63,8	51,5	25,4	21,3	0	0	0	275,2
1942	1	0	9,9	144,5	22,6	93,7	77	21,6	24,2	1,9	0,2	0	396,6
1943	50,2	77,7	16	241	2	75	54,9	21,6	13,5	0	0	0	551,9
1945	0	54,8	60,6	1	164	40	52,5	128,1	10	5	0	0	516
1946	0	2	31,2	104,5	52,8	1	1	3	33,5	0	0	0	229
1947	1	1	0	74,8	109,3	67	11,3	70,8	71	0	0	0	406,2
1950	47,7	379,5	0	310	55,2	68	98	47	18	0	2	0	1025,4
1951	7	212	61,5	27	116,2	46	24,1	94,7	82,1	0	0	5	675,6
1952	0	34	9,5	27,5	80,2	79	141,1	0	0	10	0	0	381,3
1953	23,3	28,5	16	5,5	143	168	99	224	13	0	0	0,5	720,8
1954	0	42	57,5	117,5	178,5	84	106,5	67	9	19	0	0	681
1955	4	0	29,1	36,6	39	178	24,5	44,6	3,9	0	0	0	359,7
1956	44,4	6,9	61,6	32,4	102,1	0	61	124,9	4	0	0	0	437,3
1957	0	57,6	135,5	61,8	92,2	1	1	31,9	1,2	20,6	0	0	402,8
1958	0	157,6	101,4	76,5	15,7	92,2	13,5	3,4	47,8	5,2	0	15,3	528,6
1959	20,9	53	57,7	102,5	68,1	35	61,9	22	19,5	18,7	0	0	459,3
1960	0	7	31,7	210,6	101,2	0	15,6	30,2	12,7	25,2	0	0	434,2
1961	0	26,8	60,1	38,5	13,7	171,7	97,1	73	1	1	1	1	484,9
1968	1	1	87,2	143,5	45,4	88,7	86,9	98,3	28,7	29,4	1,6	0	611,7
1969	1,9	235,2	95,6	82,1	73,3	1,7	84,5	0	0	0	0	0	574,3
1970	0	19,6	12,5	44,8	96,7	15,7	103,1	61,4	146,5	0	0	0	500,3
1971	10,8	0	253,9	112,6	98	136,9	84,6	30,6	64,1	5,7	0	1,2	798,4
1972	52,8	57,6	84	88,1	133,2	193,1	73	51,2	0	17,1	0	0	750,1
1973	7,2	3,4	2,8	42,4	122,3	147,5	147,3	42,9	1	0	0	0	516,8
1974	1	1	1	0	4,7	28,6	81,8	1	7	0	0	0	126,1
1975	0	4,4	64,3	22,9	45,6	156,4	27,2	57,2	73,9	10,9	2,8	9,2	474,8
1976	3,4	104,9	34,5	80,2	106,1	36,5	48,1	18,4	71,1	2,7	2,7	2,3	510,9
1977	0	13,1	87,5	18,3	108,5	20,5	40,1	67,8	26	8	0	2,1	391,9
1978	2,4	97,3	46,7	70,7	26,9	131,9	111,6	38	16,4	1,4	3,5	0	546,8
1979	21,3	55	24,9	177,8	50,3	42,6	163,8	19,4	28	0	0	0,2	583,3
1980	8,7	32,7	50,8	217	34,8	69	42,3	86,4	13,7	60,7	0	2	618,1
1984	2,6	14,1	297	50,6	40,3	36,1	99,8	12,8	48,4	0	0	0	601,7
1985	3,9	0,1	101,2	64,8	116,4	142,1	71,6	55,3	3,2	1	0	0	559,6
1986	20,7	36	59,3	51,9	75	148,2	2,8	1,8	20,9	2,5	47,9	1,4	468,4
1987	25,5	12,7	55,7	44,5	84,5	16,1	20,6	25,9	21,8	21,3	0	0	328,6
1988	23,2	7,3	33,1	12,9	23,6	20,3	174,7	63,9	15,7	2,1	0	0	376,8
1989	18,4	0,9	8,3	128,2	242,6	0	35,8	52,4	0	0	0	0	486,6
1990	0	18,1	92,3	62,7	65,5	62,4	175,1	10,4	3,5	3,4	2,5	6,1	502
1991	9,2	85,8	88,6	9,8	39	12,7	40,1	21,1	27,8	2,9	7,9	5	349,9
1992	7	8	34,8	17	0	52,5	29,5	39	51	0	0	0	238,8
1993	3	20	57,1	16	105	46	0	33	3,5	0	0	0	283,6
1997	18,1	0	84,9	33	13	52	10,7	34	52	0	0	0	297,7
1998	0	18,5	30	5,1	140,1	70,5	68,4	0	0	0	0	0	332,6
1999	8	28	16,1	86,5	0	0	0	28	28	0	0	0	194,6
2000	60	122,5	84	22,5	125,5	55	0	4,5	27,5	0	0	0	501,5
2001	26	34,5	133	33,4	0	12,2	31	43,5	29	0	0	11	353,6
2002	0	40,4	120,8	7,5	102,9	84,9	27,3	22	19,4	0	0	0	425,2
2003	0	16	25	89	40	60,3	36	14	71,2	0	0	0	351,5
moy	11,064	48,156	60,386	70,3	76,048	64,984	59,164	42,908	26,25	6,216	1,466	1,258	468,2

Pluies maximales journalières de la station de référence (40202) :

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Pjmax
1939	11,8	11,7	20,2	13,1	25,1	15,6	10,6	2,2	3,8	10	0	0,6	25,1
1940	1,6	47	27	7,5	25,1	1	18,8	18,2	10,2	0	1,2	0	47
1941	0	0	10	12,2	15,4	16,3	17,1	15,6	11,5	0	0	0	17,1
1942	1	0	9,9	29,2	14,2	15	25,3	14,1	18,4	1,9	1	0	29,2
1943	35,2	27,5	12,5	68	2	18,4	14,2	9	4,5	0	0	0	68
1945	0	23,4	18,2	1	70	40	18	66	5	4	0	0	70
1946	0	2	21,5	36,5	20	1	1	2	15,3	0	0	0	36,5
1947	1	1	0	18	52	25,5	5	26,3	26,2	0	0	0	52
1950	45	97	0	51,9	13,1	15	35	42	11	0	2	0	97
1951	7	67	18	18,7	21,5	20	18,7	30	32	0	0	5	67
1952	0	28	8	9,5	28	20	30	0	0	6	0	0	30
1953	20,4	17	10	3,5	30	55	37	71	8,7	0	0	0,5	71
1954	0	42	44	38	65	59,5	25,5	24,5	6	13,5	0	0	65
1955	4	0	10	27	14,1	27	7,6	20	3,9	0	0	0	27
1956	37	3,5	26,9	20,2	35,3	0	25,3	65,3	2,9	0	0	0	65,3
1957	0	16,1	30,4	36	29,7	1	1	15,5	1,2	8	0	0	36
1958	0	106	34,5	20,5	6,2	21,7	6,1	3,4	27	5,2	0	10,2	106
1959	8,2	20,4	19,5	39,5	16,8	23,5	19,2	6,5	14,5	12,5	0	0	39,5
1960	0	3,5	19,7	56,5	23,7	0	7,3	21,8	10,2	12,5	0	0	56,5
1961	0	12,5	25,7	25,2	6,3	63,8	25,1	20,2	1	1	1	1	63,8
1968	1	1	43	47,4	15,8	27,5	34,9	36	9,6	23,9	0,7	0	47,4
1969	1,9	78,3	51,8	21,2	21,9	1,7	23,8	0	0	0	0	0	78,3
1970	0	18,5	9,7	10,1	25,2	11,4	38,3	22,4	67,5	0	0	0	67,5
1971	10,8	0	52,4	32,1	16,1	30,3	26,5	12	28,4	4,1	0	1,2	52,4
1972	46,8	13,4	26,3	21,4	33,9	44,1	23,9	21,1	0	9,9	0	0	46,8
1973	7,2	2,3	1,6	25	120	23,1	42,2	13,6	1	0	0	0	120
1974	1	1	1	0	3,2	9,8	17,8	1	5,2	0	0	0	17,8
1975	0	3,7	23,9	8,9	20,3	28,5	16,9	24,8	32,8	6,3	1,9	9,2	32,8
1976	2,6	23,7	8,6	21,2	33,6	17,7	20,4	10	20,9	2,7	2,1	2,3	33,6
1977	0	4,5	42,3	9,2	25,1	9,1	12,2	17,5	10,9	8	0	2,1	42,3
1978	2,4	42,7	15,7	32,5	10	25,9	42,2	15,1	6,8	0,6	3,4	0	42,7
1979	12,8	25,1	10,8	66,9	13,9	16	92,9	11,2	8,5	0	0	0,2	92,9
1980	5,7	16,1	13,9	86	24,8	16,4	12,6	40,7	6,7	29	1	2	86
1984	2,6	8,2	121,1	13,5	11,2	18,5	30,8	8,6	29,7	0	0	0	121,1
1985	3,9	0,1	43,9	20,5	42,8	55,6	17,8	20	3,2	1	0	0	55,6
1986	14,1	1	19,5	24,3	24,4	35,3	2,5	1,8	17,3	1,9	21	1,4	35,3
1987	12	10	21	33,4	21	10,7	12	13,1	10,1	2,6	0	0	33,4
1988	23,2	4,2	22,8	6,9	15,3	10,8	108,2	18,2	6,9	2,1	0	1	108,2
1989	13	0,5	4,7	67,5	72,4	0	15,8	16,7	1	0	0	0	72,4
1990	0	1	18,2	1	16	16,4	47	4	2,2	2	1,3	3,4	47
1991	3,7	22,5	28,2	4,2	6,1	4	10,1	10,7	1	1,7	3,7	3,7	28,2
1992	3,2	2,1	18	6	0	33	10,5	16	42	0	0	0	42
1993	2	9	13	8	60	30	0	14	3,5	0	0	0	60
1997	4	1	42	21	8	52	6	16	21	0	0	0	52
1998	0	12	16	5,1	55	29	43	0	0	0	0	0	55
1999	8	11	3,5	32	0	0	0	16	16	0	0	0	32
2000	42	55,5	35	16,5	26,5	20	0	4,5	8	0	0	0	55,5
2001	19,5	28	80	11,8	0	5,2	14,5	10,5	20,5	0	0	11	80
2002	0	27,4	33,5	4	28,5	32	18,5	14	13,5	0	0	0	33,5
2003	0	12	10	46,5	26,5		22,5	14	30,2	0	0	0	46,5

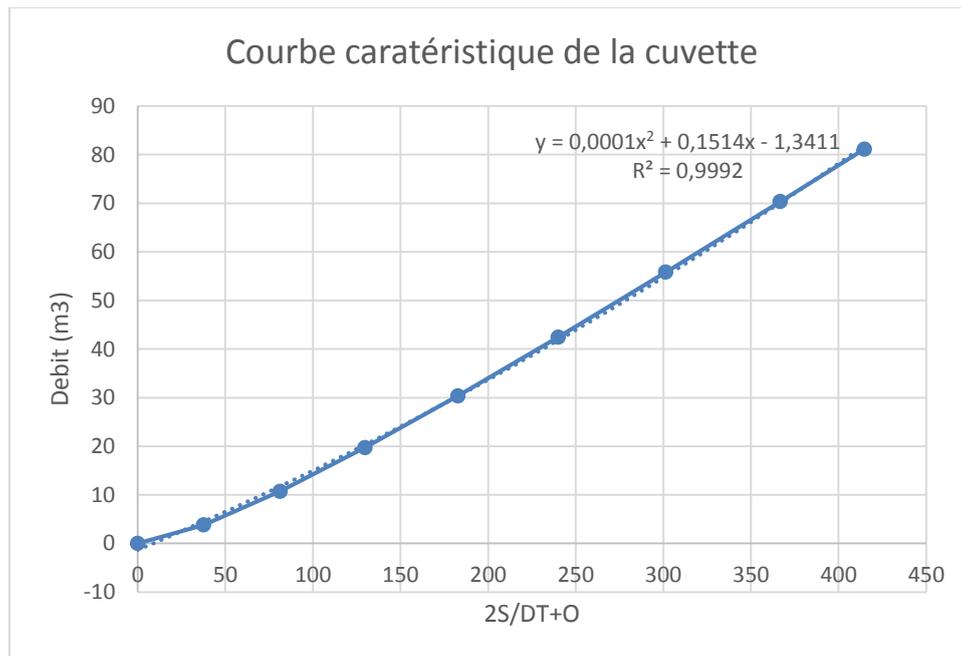
ANNEXE 3

Calcul du débit laminé pour les différentes largeurs déversantes avec la méthode de MUSKINGUM

Pour une largeur du déversoir $b=6$:

H	Cotes	A(Km2)	O (m3/s)	S (m3)	2S/DT+O
0	429,6	0,03506	0	0	0
0,25	429,85	0,036585	3,798	9146,25	37,6728675
0,5	430,1	0,03811	10,742	19055	81,3160655
0,75	430,35	0,039635	19,734	29726,25	129,831521
1	430,6	0,04116	30,383	41160	182,827384
1,25	430,85	0,042685	42,461	53356,25	240,07719
1,5	431,1	0,04421	55,817	66315	301,428136
1,75	431,35	0,045735	70,337	80036,25	366,768046
1,925	431,525	0,046803	81,148	90094,813	414,832131

Figure 1 : Courbe caractéristique de la cuvette correspondante à $b = 6m$

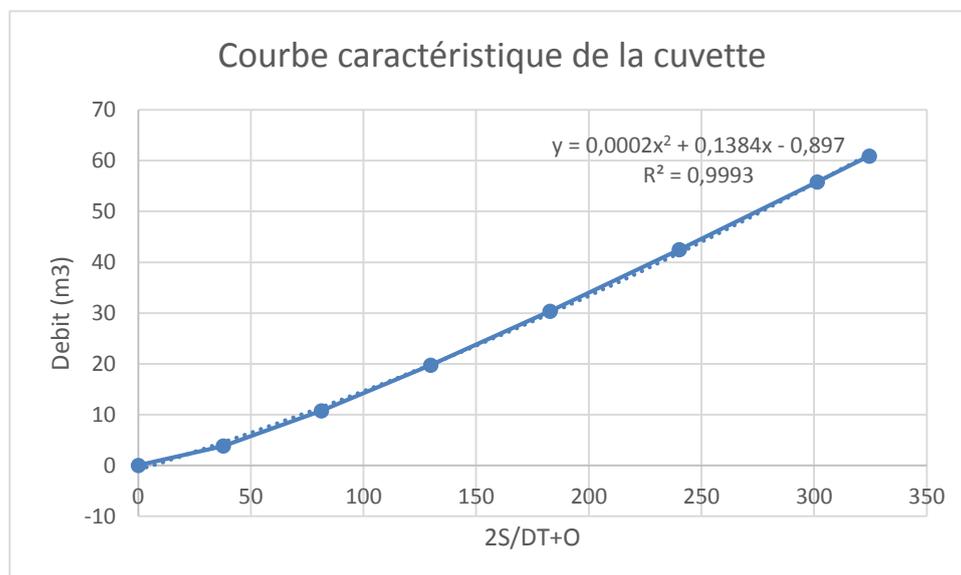


Temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)- 2O	Q débits m ³ /s	Qmax (1%)
0	0	0,8864786	0	0	0	0
0,15	0,886479	4,432393	0,886479	0,617896	0,134291	0,886479
0,3	3,545914	11,524222	5,050289	3,515960	0,767164	3,545914
0,45	7,978307	22,161965	15,040182	10,440774	2,299704	7,978307
0,6	14,183658	36,345623	32,602739	22,518042	5,042349	14,183658
0,75	22,161965	54,075195	58,863665	40,346761	9,258452	22,161965
0,9	31,913230	66,726230	94,421956	64,047887	15,187035	31,913230
0,94	34,813000	44,578173	130,774117	87,755340	21,509388	34,813000
1,05	9,765173	17,484406	132,333513	88,760493	21,786510	9,765173
1,2	7,719233	13,700330	106,244899	71,816348	17,214276	7,719233
1,35	5,981097	10,506766	85,516678	58,159608	13,678535	5,981097
1,5	4,525670	7,853530	68,666374	46,931182	10,867596	4,525670
1,65	3,327860	5,690436	54,784712	37,595628	8,594542	3,327860
1,8	2,362576	3,967299	43,286064	29,804307	6,740878	2,362576
1,95	1,604723	2,633934	33,771607	23,317460	5,227073	1,604723
2,1	1,029211	1,640155	25,951394	17,958617	3,996389	1,029211
2,25	0,610945	0,935778	19,598772	13,587442	3,005665	0,610945
2,4	0,324833	0,470617	14,523220	10,083404	2,219908	0,324833
2,55	0,145784	0,194487	10,554021	7,335986	1,609018	0,145784
2,7	0,048703	0,057202	7,530473	5,238904	1,145784	0,048703
2,85	0,008499	0,008579	5,296107	3,686836	0,804635	0,008499
3	0,000079	0,000079	3,695414	2,573712	0,560851	0,000079
3,04	0	0	2,573791	1,793122182	0,390334392	0

Pour une largeur du déversoir b=8m :

H	Cotes	A(Km2)	O (m3/s)	S (m3)	2S/DT+O
0	429,6	0,03506	0	0	0
0,25	429,85	0,036585	3,798	9146,25	37,6728675
0,5	430,1	0,03811	10,742	19055	81,31606553
0,75	430,35	0,039635	19,734	29726,25	129,8315206
1	430,6	0,04116	30,383	41160	182,8273844
1,25	430,85	0,042685	42,461	53356,25	240,0771902
1,5	431,1	0,04421	55,817	66315	301,428136
1,59	431,19	0,044759	60,915	71166,81	324,4959509

Figure 2 : Courbe caractéristique de la cuvette correspondante à b = 8m :

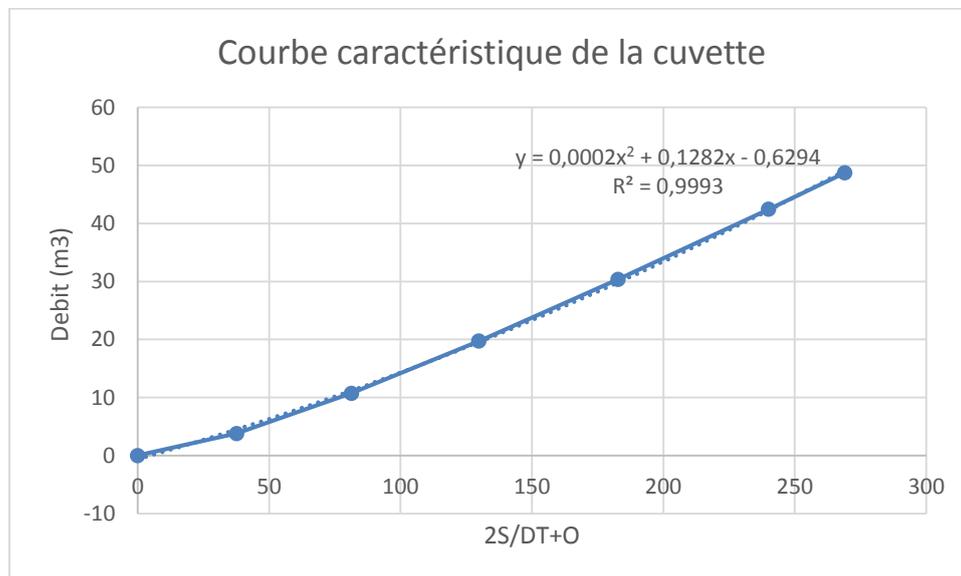


Temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)- 2O	Q débits m3/s	Qmax (1%)
0	0	0,8864786	0	0	0	0
0,15	0,8864786	4,4323931	0,8864786	0,640787	0,122845809	0,8864786
0,3	3,5459144	11,524222	5,07318	3,6586289	0,707275549	3,5459144
0,45	7,9783075	22,161965	15,182851	10,88803	2,147410354	7,9783075
0,6	14,183658	36,345623	33,049995	23,464836	4,792579807	14,183658
0,75	22,161965	54,075195	59,810459	41,824007	8,9932257	22,161965
0,9	31,91323	66,72623	95,899203	65,675641	15,11178106	31,91323
0,94	34,813	44,578173	132,40187	88,740931	21,83046994	34,813
1,05	9,7651727	17,484406	133,3191	89,306782	22,00616056	9,7651727
1,2	7,7192333	13,70033	106,79119	72,669644	17,06077203	7,7192333
1,35	5,9810966	10,506766	86,369974	59,478856	13,44555889	5,9810966
1,5	4,5256698	7,8535302	69,985623	48,654407	10,66560764	4,5256698
1,65	3,3278604	5,6904362	56,507937	39,589282	8,459327949	3,3278604
1,8	2,3625758	3,9672992	45,279718	31,926191	6,676763515	2,3625758
1,95	1,6047234	2,6339341	35,89349	25,442835	5,225327546	1,6047234
2,1	1,0292106	1,6401554	28,076769	19,989797	4,04348582	1,0292106
2,25	0,6109448	0,9357782	21,629953	15,45564	3,087156436	0,6109448
2,4	0,3248334	0,470617	16,391418	11,746802	2,322307977	0,3248334
2,55	0,1457837	0,1944869	12,217419	8,7759314	1,720743877	0,1457837
2,7	0,0487032	0,0572025	8,9704183	6,4552191	1,257599572	0,0487032
2,85	0,0084993	0,0085786	6,5124216	4,6928187	0,909801477	0,0084993
3	7,931E-05	7,931E-05	4,7013972	3,3912092	0,655094003	7,931E-05
3,04	0	0	3,3912885	2,4479795	0,471654499	0

Pour une largeur du déversoir b=10m :

H	Cotes	A(Km2)	O (m3/s)	S (m3)	2S/DT+O
0	429,6	0,03506	0	0	0
0,25	429,85	0,036585	3,798	9146,25	37,6728675
0,5	430,1	0,03811	10,742	19055	81,31606553
0,75	430,35	0,039635	19,734	29726,25	129,8315206
1	430,6	0,04116	30,383	41160	182,8273844
1,25	430,85	0,042685	42,461	53356,25	240,0771902
1,37	430,97	0,043417	48,720	59481,29	269,0214518

Figure 3 : Courbe caractéristique de la cuvette pour b = 10m :

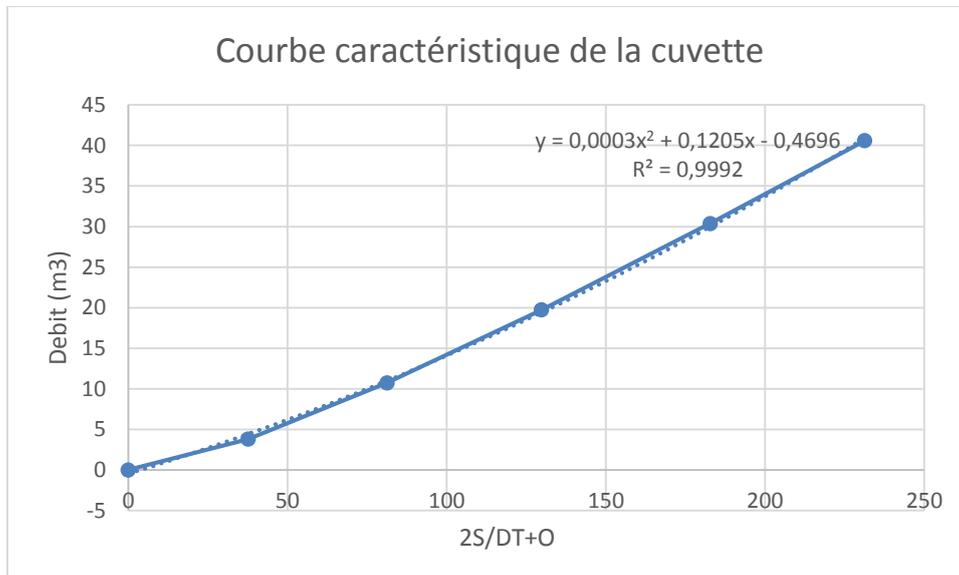


Temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)- 2O	Q débits m3/s	Qmax (1%)
0	0	0,8864786	0	0	0	0
0,15	0,8864786	4,4323931	0,8864786	0,6588712	0,113803727	0,8864786
0,3	3,5459144	11,524222	5,0912642	3,7754957	0,657884266	3,5459144
0,45	7,9783075	22,161965	15,299718	11,283237	2,008240069	7,9783075
0,6	14,183658	36,345623	33,445203	24,42242	4,511391307	14,183658
0,75	22,161965	54,075195	60,768043	43,710015	8,529014143	22,161965
0,9	31,91323	66,72623	97,78521	68,888303	14,44845339	31,91323
0,94	34,813	44,578173	135,61453	93,486446	21,06404349	34,813
1,05	9,7651727	17,484406	138,06462	95,040115	21,51225196	9,7651727
1,2	7,7192333	13,70033	112,52452	78,608527	16,95799717	7,7192333
1,35	5,9810966	10,506766	92,308857	65,232496	13,53818042	5,9810966
1,5	4,5256698	7,8535302	75,739262	54,025141	10,85706057	4,5256698
1,65	3,3278604	5,6904362	61,878671	44,481392	8,69863963	3,3278604
1,8	2,3625758	3,9672992	50,171828	36,300886	6,935470831	2,3625758
1,95	1,6047234	2,6339341	40,268186	29,294812	5,486686762	1,6047234
2,1	1,0292106	1,6401554	31,928746	23,334438	4,297154233	1,0292106
2,25	0,6109448	0,9357782	24,974593	18,321615	3,326488907	0,6109448
2,4	0,3248334	0,470617	19,257394	14,171459	2,542967291	0,3248334
2,55	0,1457837	0,1944869	14,642076	10,802092	1,91999222	0,1457837
2,7	0,0487032	0,0572025	10,996578	8,1286858	1,433946303	0,0487032
2,85	0,0084993	0,0085786	8,1858883	6,060223	1,062832633	0,0084993
3	7,931E-05	7,931E-05	6,0688016	4,4980287	0,785386436	7,931E-05
3,04	0	0	4,498108	3,3366999	0,580704045	0

Pour une largeur du déversoir $b = 12\text{m}$:

H	Cotes	A(Km2)	O (m3/s)	S (m3)	2S/DT+O
0	429,6	0,03506	0	0	0
0,25	429,85	0,036585	3,798	9146,25	37,6728675
0,5	430,1	0,03811	10,742	19055	81,3160655
0,75	430,35	0,039635	19,734	29726,25	129,831521
1	430,6	0,04116	30,383	41160	182,827384
1,213	430,813	0,0424593	40,590	51503,131	231,342519

Figure 4 : Courbe caractéristique de la cuvette pour $b = 12\text{m}$:

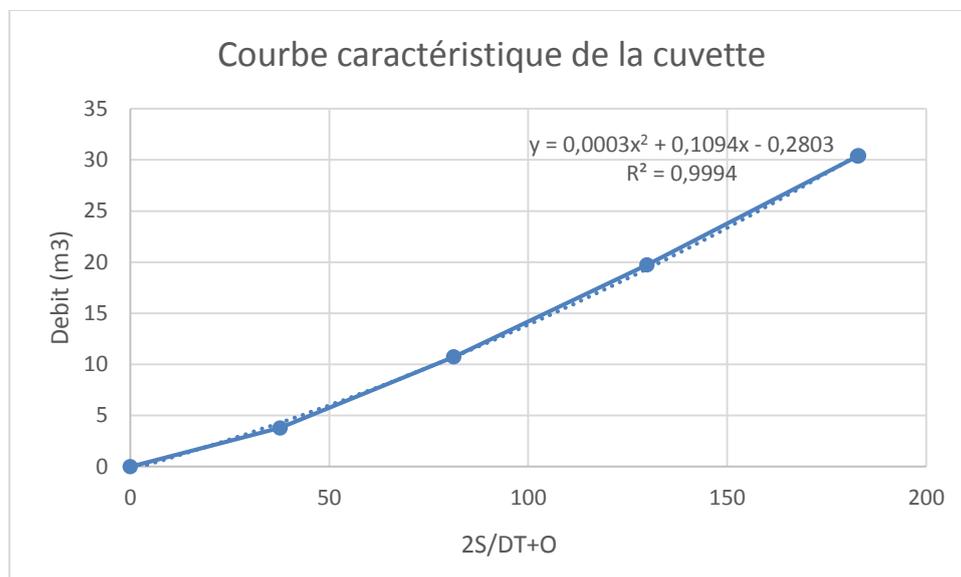


Temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)- 2O	Q débits m3/s	Qmax (1%)
0	0	0,8864786	0	0	0	0
0,15	0,8864786	4,4323931	0,8864786	0,6723658	0,10705643	0,8864786
0,3	3,5459144	11,524222	5,1047588	3,8588768	0,62294101	3,5459144
0,45	7,9783075	22,161965	15,383099	11,533788	1,92465532	7,9783075
0,6	14,183658	36,345623	33,695753	24,893835	4,40095942	14,183658
0,75	22,161965	54,075195	61,239458	44,230586	8,50443598	22,161965
0,9	31,91323	66,72623	98,305781	68,815672	14,7450545	31,91323
0,94	34,813	44,578173	135,5419	91,853339	21,8442813	34,813
1,05	9,7651727	17,484406	136,43151	92,383383	22,0240644	9,7651727
1,2	7,7192333	13,70033	109,86779	76,147093	16,8603479	7,7192333
1,35	5,9810966	10,506766	89,847423	63,350658	13,2483823	5,9810966
1,5	4,5256698	7,8535302	73,857425	52,784834	10,5362954	4,5256698
1,65	3,3278604	5,6904362	60,638364	43,818312	8,41002623	3,3278604
1,8	2,3625758	3,9672992	49,508748	36,10647	6,70113895	2,3625758
1,95	1,6047234	2,6339341	40,073769	29,452447	5,31066128	1,6047234
2,1	1,0292106	1,6401554	32,086381	23,735841	4,17526962	1,0292106
2,25	0,6109448	0,9357782	25,375997	18,874017	3,25098999	0,6109448
2,4	0,3248334	0,470617	19,809795	14,800178	2,5048087	0,3248334
2,55	0,1457837	0,1944869	15,270795	11,450615	1,91008991	0,1457837
2,7	0,0487032	0,0572025	11,645102	8,7572672	1,44391728	0,0487032
2,85	0,0084993	0,0085786	8,8144697	6,6435655	1,08545206	0,0084993
3	7,931E-05	7,931E-05	6,6521441	5,0224268	0,81485867	7,931E-05
3,04	0	0	5,0225061	3,7969468	0,61277965	0

Pour une largeur du déversoir $b = 16\text{m}$:

H	Cotes	A(Km2)	O (m3/s)	S (m3)	2S/DT+O
0	429,6	0,03506	0	0	0
0,25	429,85	0,036585	3,798	9146,25	37,6728675
0,5	430,1	0,03811	10,742	19055	81,31606553
0,75	430,35	0,039635	19,734	29726,25	129,8315206
1	430,6	0,04116	30,383	41160	182,8273844
1,001	430,601	0,0411661	30,429	41207,2661	183,0480299

Figure 5 : Courbe caractéristique de la cuvette pour $b = 16\text{m}$:

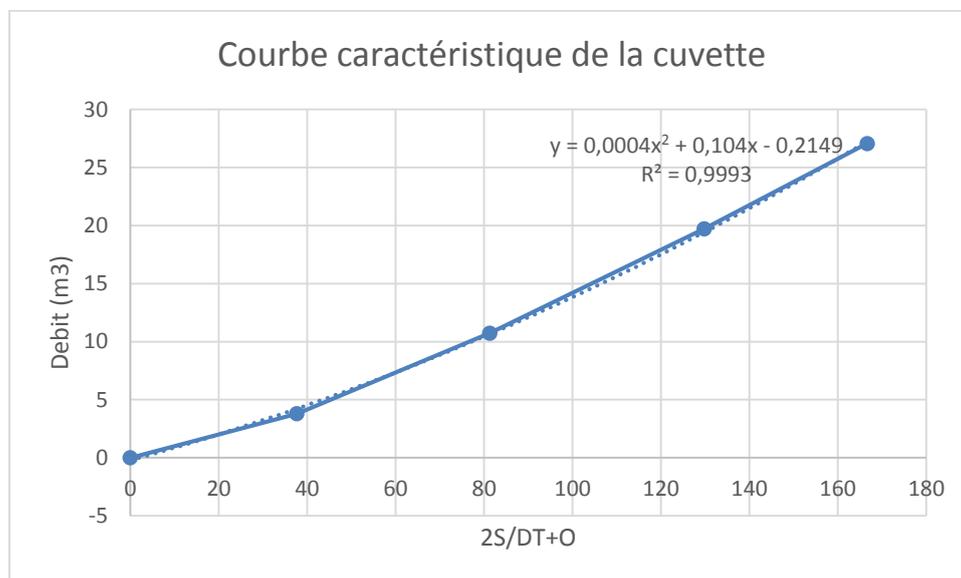


Temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)- 2O	Q débits m3/s	Qmax (1%)
0	0	0,88647861	0	0	0	0
0,15	0,8864786	4,43239305	0,8864786	0,692045584	0,097216513	0,8864786
0,3	3,5459144	11,5242219	5,1244386	3,987455539	0,568491548	3,5459144
0,45	7,9783075	22,1619653	15,511677	11,97335516	1,769161157	7,9783075
0,6	14,183658	36,345623	34,13532	25,96738025	4,083970083	14,183658
0,75	22,161965	54,0751952	62,313003	46,34917193	7,98191567	22,161965
0,9	31,91323	66,72623	100,42437	72,40048351	14,01194182	31,91323
0,94	34,813	44,5781727	139,12671	97,07204313	21,02733518	34,813
1,05	9,7651727	17,484406	141,65022	98,61827842	21,51596871	9,7651727
1,2	7,7192333	13,7003299	116,10268	82,61151709	16,74558368	7,7192333
1,35	5,9810966	10,5067663	96,311847	69,67323173	13,31930762	5,9810966
1,5	4,5256698	7,85353018	80,179998	58,77931523	10,70034141	4,5256698
1,65	3,3278604	5,69043622	66,632845	49,38961718	8,621614114	3,3278604
1,8	2,3625758	3,96729925	55,080053	41,20825035	6,935901527	2,3625758
1,95	1,6047234	2,63393405	45,17555	34,06664118	5,55445421	1,6047234
2,1	1,0292106	1,64015542	36,700575	27,86233003	4,419122596	1,0292106
2,25	0,6109448	0,93577816	29,502485	22,52510365	3,488690903	0,6109448
2,4	0,3248334	0,47061705	23,460882	17,99739308	2,731744362	0,3248334
2,55	0,1457837	0,19448688	18,46801	14,22256908	2,122720528	0,1457837
2,7	0,0487032	0,05720246	14,417056	11,13789321	1,639581373	0,0487032
2,85	0,0084993	0,00857857	11,195096	8,670410643	1,262342517	0,0084993
3	7,931E-05	7,9305E-05	8,6789892	6,734831463	0,972078876	7,931E-05
3,04	0	0	6,7349108	5,234096878	0,750406945	0

Pour une largeur du déversoir $b = 18\text{m}$:

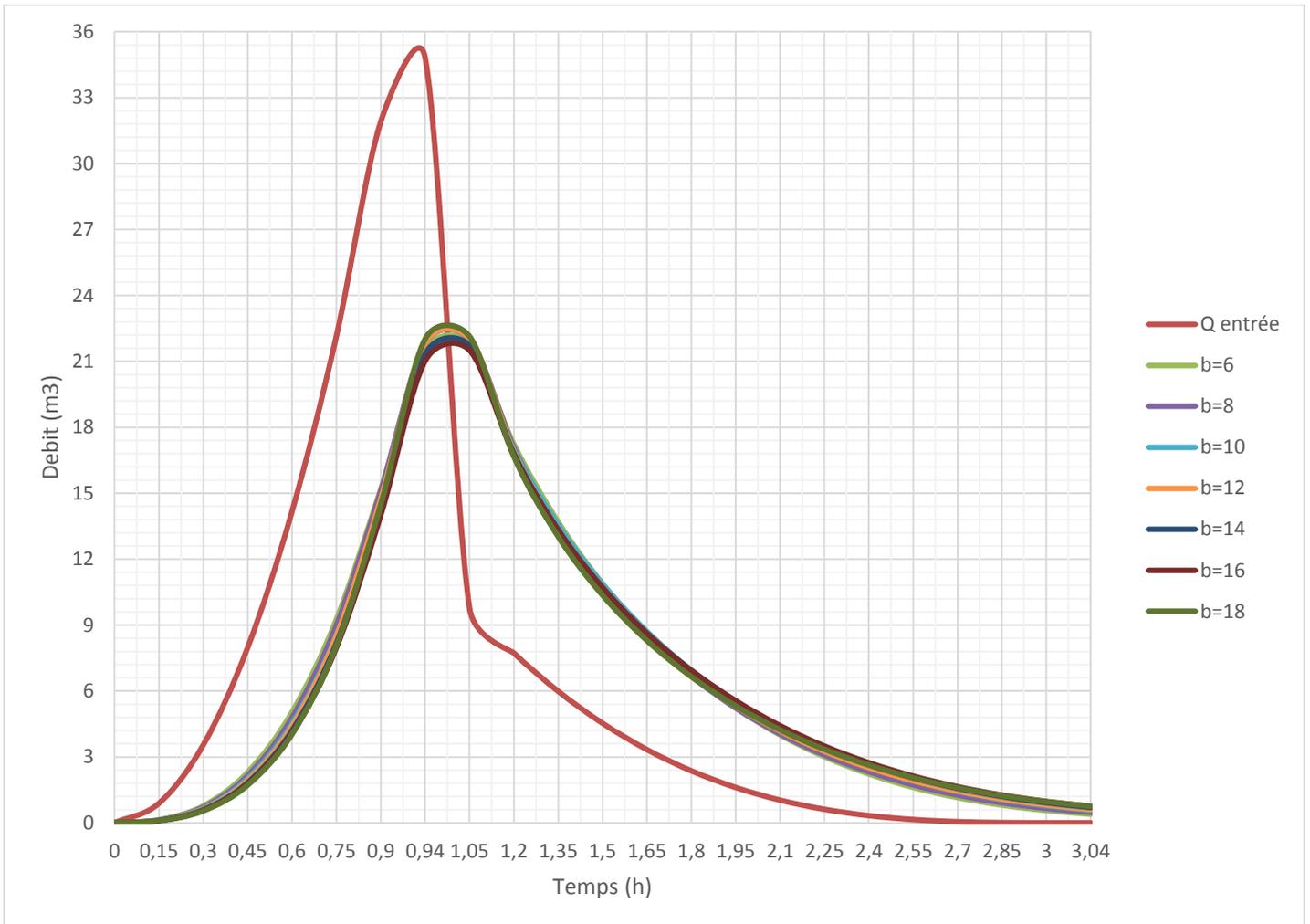
H	Cotes	A(Km2)	O (m3/s)	S (m3)	2S/DT+O
0	429,6	0,03506	0	0	0
0,25	429,85	0,036585	3,798	9146,25	37,6728675
0,5	430,1	0,03811	10,742	19055	81,31606553
0,75	430,35	0,039635	19,734	29726,25	129,8315206
0,926	430,526	0,0407086	27,074	37696,1636	166,6890374

Figure 6 : Courbe caractéristique de la cuvette pour $b = 18\text{m}$:



Temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)- 2O	Q débits m3/s	Qmax (1%)
0	0	0,88647861	0	0	0	0
0,15	0,8864786	4,43239305	0,8864786	0,701462384	0,092508113	0,8864786
0,3	3,5459144	11,5242219	5,1338554	4,044928327	0,544463554	3,5459144
0,45	7,9783075	22,1619653	15,56915	12,13684825	1,716151003	7,9783075
0,6	14,183658	36,345623	34,298814	26,22353341	4,037640048	14,183658
0,75	22,161965	54,0751952	62,569156	46,42285243	8,073152004	22,161965
0,9	31,91323	66,72623	100,49805	71,51456767	14,49173999	31,91323
0,94	34,813	44,5781727	138,2408	94,19829723	22,02125021	34,813
1,05	9,7651727	17,484406	138,77647	94,5038373	22,13631632	9,7651727
1,2	7,7192333	13,7003299	111,98824	78,6615954	16,66332396	7,7192333
1,35	5,9810966	10,5067663	92,361925	66,32606463	13,01793033	5,9810966
1,5	4,5256698	7,85353018	76,832831	56,12897499	10,35192798	4,5256698
1,65	3,3278604	5,69043622	63,982505	47,39913532	8,291684924	3,3278604
1,8	2,3625758	3,96729925	53,089572	39,79213857	6,648716482	2,3625758
1,95	1,6047234	2,63393405	43,759438	33,12556404	5,316936893	1,6047234
2,1	1,0292106	1,64015542	35,759498	27,29852912	4,230484482	1,0292106
2,25	0,6109448	0,93577816	28,938685	22,24948019	3,344602178	0,6109448
2,4	0,3248334	0,47061705	23,185258	17,93267965	2,62628935	0,3248334
2,55	0,1457837	0,19448688	18,403297	14,30446592	2,049415388	0,1457837
2,7	0,0487032	0,05720246	14,498953	11,31499491	1,591978945	0,0487032
2,85	0,0084993	0,00857857	11,372197	8,903318824	1,234439277	0,0084993
3	7,931E-05	7,9305E-05	8,9118974	6,994685206	0,958606095	7,931E-05
3,04	0	0	6,9947645	5,500712108	0,747026201	0

Figure 7 : Hydrogrammes d'entrée et sorties en fonction du temps :



ANNEXE 5

Tableau 1 : Calcul de stabilité en fin de construction talus aval R=16,33

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	G=b (h ₁ .g ₁ +h ₂ .g ₂ +h ₃ .g ₃)	sina	cosa	N=G.cosa	T=G.sina	l=b/cosa	Ce	N.tg _e	C.L
-5	1,52	1,5	0	0	3,86232	-0,5	0,87	3,34	-1,93	1,76	0,00	0,00	0,00
-4	1,633	2,11	0,76	0	7,99637642	-0,4	0,92	7,33	-3,20	1,78	0,00	0,00	0,00
-3	1,633	2,69	1,33	0	11,22044098	-0,3	0,95	10,70	-3,37	1,71	0,21	7,39	0,36
-2	1,633	3,28	1,7	0	13,90388456	-0,2	0,98	13,62	-2,78	1,67	0,21	9,40	0,35
-1	1,633	3,87	1,91	0	16,13270094	-0,1	0,99	16,05	-1,61	1,64	0,21	11,08	0,34
0	1,633	4,46	1,95	0	17,87847592	0	1,00	17,88	0,00	1,63	0,21	12,35	0,34
1	1,633	5,05	1,82	0	19,1412095	0,1	0,99	19,05	1,91	1,64	0,21	13,18	0,34
2	1,633	5,63	1,53	0	19,92165286	0,2	0,98	19,52	3,98	1,67	0,21	13,54	0,35
3	1,633	6,22	1,06	0	20,21830364	0,3	0,95	19,29	6,07	1,71	0,21	13,42	0,36
4	1,633	6,81	0,41	0	20,00349882	0,4	0,92	18,33	8,00	1,78	0,21	12,80	0,37
5	1,633	6,94	0	0	19,19813588	0,5	0,87	16,63	9,60	1,89	0,21	11,64	0,40
6	1,633	6,41	0	0	17,73199582	0,6	0,80	14,19	10,64	2,04	0,00	9,93	0,00
7	1,633	5,55	0	0	15,3529761	0,7	0,71	10,96	10,75	2,29	0,00	7,67	0,00
8	1,633	4,23	0	0	11,70145746	0,8	0,60	7,02	9,36	2,72	0,00	4,91	0,00
9	0,82	2,1	0	0	2,917068	0,9	0,44	1,27	2,63	1,88	0,00	0,89	0,00
					217,1804969			195,1838071	50,05			128,20	3,22

Fss=	3,770883462	> 1,5
Fas=	2,033609499	> 1,1

Tableau 2 : Calcul de stabilité en fin de construction talus aval R = 12,36

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	G=b(h ₁ .g ₁ +h ₂ .g ₂ +h ₃ .g ₃)	sina	cosa	N=G.cosa	T=G.sina	l=b/cosa	Ce	N.tg _{je}	C.L
-5	1,236	1,39	0	0	2,91035976	-0,5	0,87	2,52	-1,46	1,43	0,00	0,00	0,00
-4	1,236	2,43	0	0	5,08789512	-0,4	0,92	4,66	-2,04	1,35	0,00	0,00	0,00
-3	1,236	3,3	0	0	6,9094872	-0,3	0,95	6,59	-2,07	1,30	0,21	4,61	0,27
-2	1,236	4,03	0	0	8,43794952	-0,2	0,98	8,27	-1,69	1,26	0,21	5,79	0,26
-1	1,236	4,63	0	0	9,69421992	-0,1	0,99	9,65	-0,97	1,24	0,21	6,75	0,26
0	1,236	5,11	0	0	10,69923624	0	1,00	10,70	0,00	1,24	0,21	7,49	0,26
1	1,236	5,46	0	0	11,43206064	0,1	0,99	11,37	1,14	1,24	0,21	7,96	0,26
2	1,236	5,68	0	0	11,89269312	0,2	0,98	11,65	2,38	1,26	0,21	8,16	0,26
3	1,236	5,78	0	0	12,10207152	0,3	0,95	11,54	3,63	1,30	0,21	8,08	0,27
4	1,236	5,72	0	0	11,97644448	0,4	0,92	10,98	4,79	1,35	0,21	7,68	0,28
5	1,236	5,51	0	0	11,53674984	0,5	0,87	9,99	5,77	1,43	0,21	6,99	0,30
6	1,236	5,11	0	0	10,69923624	0,6	0,80	8,56	6,42	1,55	0,00	5,99	0,00
7	1,236	4,46	0	0	9,33827664	0,7	0,71	6,67	6,54	1,73	0,00	4,67	0,00
8	1,236	3,34	0	0	6,99323856	0,8	0,60	4,20	5,59	2,06	0,00	2,94	0,00
9	0,82	1,84	0	0	2,5559072	0,9	0,44	1,11	2,30	1,88	0,00	0,78	0,00
					132,265826			118,4649506	30,34			77,90	2,44
Fss=	2,64762426		> 1,5										
Fas=	1,55253261		> 1,1										

Tableau 3 : Calcul de stabilité en fin de construction talus aval R = 17,79

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	G=b(h ₁ .γ ₁ +h ₂ .γ ₂ +h ₃ .γ ₃)	sinα	cosα	N=G.cosα	T=G.sinα	l=b/cosα	Ce	N.tgφ _e	C.L
-5	1,779	2,17	0,5	0	8,08729842	-0,5	0,87	7,00	-4,04	2,05	0,00	0,00	0,00
-4	1,779	2,81	0,35	0	9,55170006	-0,4	0,92	8,75	-3,82	1,94	0,00	0,00	0,00
-3	1,779	3,45	1,97	0	16,4950659	-0,3	0,95	15,74	-4,95	1,86	0,21	10,84	0,39
-2	1,779	4,76	2,61	0	22,42401036	-0,2	0,98	21,97	-4,48	1,82	0,21	15,15	0,38
-1	1,779	6,01	2,51	0	25,88149686	-0,1	0,99	25,75	-2,59	1,79	0,21	17,80	0,38
0	1,779	5,37	2,61	0	24,26232222	0	1,00	24,26	0,00	1,78	0,21	16,75	0,37
1	1,779	6,01	2,51	0	25,88149686	0,1	0,99	25,75	2,59	1,79	0,21	17,80	0,38
2	1,779	6,92	2,38	0	28,22148672	0,2	0,98	27,65	5,64	1,82	0,21	19,14	0,38
3	1,779	6,7	1,69	0	25,4226216	0,3	0,95	24,25	7,63	1,86	0,21	16,83	0,39
4	1,779	7,93	0,98	0	26,93160498	0,4	0,92	24,68	10,77	1,94	0,21	17,20	0,41
5	1,779	8,57	0	0	25,82677482	0,5	0,87	22,37	12,91	2,05	0,21	15,66	0,43
6	1,779	8,02	0	0	24,16928052	0,6	0,80	19,34	14,50	2,22	0,00	13,53	0,00
7	1,779	7,09	0	0	21,36660834	0,7	0,71	15,26	14,96	2,49	0,00	10,68	0,00
8	1,779	7,09	0	0	21,36660834	0,8	0,60	12,82	17,09	2,97	0,00	8,97	0,00
9	1,2	3,32	0	0	6,748896	0,9	0,44	2,94	6,07	2,75	0,00	2,06	0,00
					312,637272			278,538952	72,28			182,41	3,51
F _{ss} =	3,82462426		> 1,5										
F _{as} =	2,14053261		> 1,1										

Tableau 4 : Calcul de stabilité en fin de construction talus amont R = 15,47

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	G=b(h ₁ .γ ₁ +h ₂ .γ ₂ +h ₃ .γ ₃)	sinα	cosα	N=G.cosα	T=G.sinα	l=b/cosα	Ce	N.tgφ _e	C.L
-4	1,547	1,15	0	0	3,0137107	-0,4	0,92	2,76	-1,21	1,69	0,00	0,00	0,00
-3	1,547	2,23	0	0	5,84397814	-0,3	0,95	5,57	-1,75	1,62	0,21	3,90	0,34
-2	1,547	3,49	0	0	9,14595682	-0,2	0,98	8,96	-1,83	1,58	0,21	6,27	0,33
-1	1,547	5,17	0	0	13,54859506	-0,1	0,99	13,48	-1,35	1,55	0,21	9,44	0,33
0	1,547	5,85	0	0	15,3306153	0	1,00	15,33	0,00	1,55	0,21	10,73	0,32
1	1,547	6,22	0	0	16,30024396	0,1	0,99	16,22	1,63	1,55	0,21	11,35	0,33
2	1,547	6,5	0	0	17,034017	0,2	0,98	16,69	3,41	1,58	0,21	11,68	0,33
3	1,547	6,5	0	0	17,034017	0,3	0,95	16,25	5,11	1,62	0,21	11,37	0,34
4	1,547	6,5	0	0	17,034017	0,4	0,92	15,61	6,81	1,69	0,21	10,93	0,35
5	1,547	6,16	0	0	16,14300688	0,5	0,87	13,98	8,07	1,79	0,21	9,79	0,38
6	1,547	5,51	0	0	14,43960518	0,6	0,80	11,55	8,66	1,93	0,00	8,09	0,00
7	1,547	4,42	0	0	11,58313156	0,7	0,71	8,27	8,11	2,17	0,00	5,79	0,00
8	1,547	4	0	0	10,482472	0,8	0,60	6,29	8,39	2,58	0,00	4,40	0,00
9	1,2	2,26	0	0	4,5880296	0,9	0,44	2,00	4,13	2,75	0,00	1,40	0,00
					171,5213962			152,9724361	48,18			105,15	3,05
Fss=	2,97662426		> 1,5										
Fas=	1,78653261		> 1,1										

Tableau 5 : Calcul de stabilité en fin de construction talus amont R = 14,82

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	G=b(h1.g1+h2.g2+h3.g3)	sina	cosa	N=G.cosa	T=G.sina	l=b/cosa	Ce	N.tg _e	C.L
-5	0,74	1,47	0	0	1,8427332	-0,5	0,87	1,60	-0,92	0,85	0,00	0,00	0,00
-4	1,482	2,5	0,33	0	7,1272344	-0,4	0,92	6,53	-2,85	1,62	0,00	0,00	0,00
-3	1,482	3,15	0,93	0	10,3062726	-0,3	0,95	9,83	-3,09	1,55	0,21	6,81	0,33
-2	1,482	3,76	1,35	0	12,92072808	-0,2	0,98	12,66	-2,58	1,51	0,21	8,76	0,32
-1	1,482	4,37	1,61	0	15,12259476	-0,1	0,99	15,05	-1,51	1,49	0,21	10,41	0,31
0	1,482	4,99	1,71	0	16,93697772	0	1,00	16,94	0,00	1,48	0,21	11,73	0,31
1	1,482	5,6	1,69	0	18,416814	0,1	0,99	18,32	1,84	1,49	0,21	12,70	0,31
2	1,482	6,21	1,54	0	19,56142188	0,2	0,98	19,17	3,91	1,51	0,21	13,30	0,32
3	1,482	6,82	1,16	0	20,11293336	0,3	0,95	19,19	6,03	1,55	0,21	13,35	0,33
4	1,482	7,44	0,65	0	20,35432152	0,4	0,92	18,66	8,14	1,62	0,21	13,01	0,34
5	1,482	7,66	0	0	19,23049128	0,5	0,87	16,65	9,62	1,71	0,21	11,66	0,36
6	1,482	7,44	0	0	18,67817952	0,6	0,80	14,94	11,21	1,85	0,00	10,46	0,00
7	1,482	7,04	0	0	17,67397632	0,7	0,71	12,62	12,37	2,08	0,00	8,84	0,00
8	1,482	6	0	0	15,063048	0,8	0,60	9,04	12,05	2,47	0,00	6,33	0,00
9	1,06	4,22	0	0	7,5776008	0,9	0,44	3,30	6,82	2,43	0,00	2,31	0,00
					220,9253274			194,4945439	61,03			129,67	2,92
Fss=	3,03562426		> 1,5										
Fas=	1,80553261		> 1,1										

Tableau 6 : Calcul de stabilité en fin de construction talus amont R = 17,782

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	G=b(h ₁ .γ ₁ +h ₂ .γ ₂ +h ₃ .γ ₃)	sinα	cosα	N=G.cosα	T=G.sinα	l=b/cosα	Ce	N.tgφ _e	C.L
-5	0,64	2,17	0,5	0	2,9094272	-0,5	0,87	2,52	-1,45	0,74	0,00	0,00	0,00
-4	1,778	2,81	0,35	0	9,547404748	-0,4	0,92	8,75	-3,82	1,94	0,00	0,00	0,00
-3	1,778	3,45	1,97	0	16,48764822	-0,3	0,95	15,73	-4,95	1,86	0,21	10,84	0,39
-2	1,778	4,76	2,61	0	22,41392649	-0,2	0,98	21,96	-4,48	1,81	0,21	15,14	0,38
-1	1,778	6,01	2,51	0	25,86985819	-0,1	0,99	25,74	-2,59	1,79	0,21	17,79	0,38
0	1,778	5,37	2,61	0	24,25141168	0	1,00	24,25	0,00	1,78	0,21	16,74	0,37
1	1,778	6,01	2,51	0	25,86985819	0,1	0,99	25,74	2,59	1,79	0,21	17,79	0,38
2	1,778	6,92	2,38	0	28,20879578	0,2	0,98	27,64	5,64	1,81	0,21	19,14	0,38
3	1,778	6,7	1,69	0	25,41118928	0,3	0,95	24,24	7,62	1,86	0,21	16,82	0,39
4	1,778	7,93	0,98	0	26,91949408	0,4	0,92	24,67	10,77	1,94	0,21	17,19	0,41
5	1,778	8,57	0	0	25,81516076	0,5	0,87	22,36	12,91	2,05	0,21	15,65	0,43
6	1,778	8,02	0	0	24,15841182	0,6	0,80	19,33	14,50	2,22	0,00	13,53	0,00
7	1,778	7,09	0	0	21,35699997	0,7	0,71	15,25	14,95	2,49	0,00	10,68	0,00
8	1,778	7,09	0	0	21,35699997	0,8	0,60	12,81	17,09	2,96	0,00	8,97	0,00
9	1,04	3,32	0	0	5,9615248	0,9	0,44	2,60	5,37	2,43	0,00	1,82	0,00
					306,5381112			273,5907929	74,13			182,09	3,51
F _{ss} =	3,17062426		> 1,5										
F _{as} =	1,80253261		> 1,1										

Tableau 7 : Calcul de stabilité en fonctionnement normal talus aval R=15,47

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	G=b(h ₁ .γ ₁ +h ₂ .γ ₂ +h ₃ .γ)	sinα	cosα	N=G.cosα	T=G.sinα	l=b/cosα	Ce	N.tgφ _e	C.L
-4	1,1	1,15	0	0	2,14291	-0,4	0,92	1,96	-0,86	1,20	0,00	0,00	0,00
-3	1,547	2,41	0	0	6,316505888	-0,3	0,95	6,03	-1,89	1,62	0,21	4,22	0,34
-2	1,547	2,11	1,54	0	9,676095968	-0,2	0,98	9,48	-1,94	1,58	0,21	6,52	0,33
-1	1,547	1,68	2,73	0	11,75271686	-0,1	0,99	11,69	-1,18	1,55	0,21	7,97	0,33
0	1,547	3,36	1,8	0	13,65224525	0	1,00	13,65	0,00	1,55	0,21	9,41	0,32
1	1,547	3,4	2,82	0	16,50305408	0,1	0,99	16,42	1,65	1,55	0,21	11,27	0,33
2	1,547	3,38	3,11	0	17,23135206	0,2	0,98	16,88	3,45	1,58	0,21	11,58	0,33
3	1,547	3,91	2,69	0	17,48976541	0,3	0,95	16,68	5,25	1,62	0,21	11,47	0,34
4	1,547	4,43	2,07	0	17,18354358	0,4	0,92	15,75	6,87	1,69	0,21	10,87	0,35
5	1,547	4,94	1,19	0	16,15115891	0,5	0,87	13,99	8,08	1,79	0,21	9,71	0,38
6	1,547	5,51	0	0	14,44147197	0,6	0,80	11,55	8,66	1,93	0,00	8,09	0,00
7	1,547	4,41	0	0	11,55841949	0,7	0,71	8,25	8,09	2,17	0,00	5,78	0,00
8	1,547	4,4	0	0	11,53220992	0,8	0,60	6,92	9,23	2,58	0,00	4,84	0,00
9	1,12	2,57	0	0	4,8760096	0,9	0,44	2,13	4,39	2,57	0,00	1,49	0,00
					170,507459			151,3924956	49,80			103,22	3,05
F _{ss} =	4,26862426		> 1,5										
F _{as} =	1,93553261		> 1,1										

Tableau 8 : Calcul de stabilité en fonctionnement normal talus aval R = 14,82

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	G=b(h ₁ .γ ₁ +h ₂ .γ ₂ +h ₃ .γ ₃)	sinα	cosα	N=G.cosα	T=G.sinα	l=b/cosα	Ce	N.tgφ _e	C.L
-5	1,1	1,47	0	0	2,739198	-0,5	0,87	2,37	-1,37	1,27	0,00	0,00	0,00
-4	1,482	2,54	0	0	4,733036	-0,4	0,92	4,34	-1,89	1,20	0,00	0,00	0,00
-3	1,482	3,15	0,33	0	8,76024666	-0,3	0,95	8,36	-2,63	1,55	0,21	5,83	0,33
-2	1,482	2,04	0,93	1,37	11,05389187	-0,2	0,98	10,83	-2,21	1,51	0,18	7,41	0,27
-1	1,482	1,7	1,72	1,61	12,8566028	-0,1	0,99	12,79	-1,29	1,49	0,17	8,70	0,26
0	1,482	2,07	2,67	1,69	16,44201496	0	1,00	16,44	0,00	1,48	0,18	11,17	0,27
1	1,482	2,3	3,53	1,6	19,00536128	0,1	0,99	18,91	1,90	1,49	0,19	12,85	0,28
2	1,482	1,51	3,6	1,51	16,97021175	0,2	0,98	16,63	3,39	1,51	0,18	11,25	0,28
3	1,482	3,68	3,17	1,67	21,72241174	0,3	0,95	20,72	6,52	1,55	0,19	14,15	0,29
4	1,482	4,14	3,37	0,65	20,76259831	0,4	0,92	19,03	8,31	1,62	0,20	13,04	0,33
5	1,482	4,7	0	3,85	21,73023776	0,5	0,87	18,82	10,87	1,71	0,16	12,92	0,27
6	1,482	5,21	0	2,98	20,76701527	0,6	0,80	16,61	12,46	1,85	0,00	11,45	0,00
7	1,482	5	0	1,83	17,27385524	0,7	0,71	12,34	12,09	2,08	0,00	8,54	0,00
8	1,482	4,99	0	0	12,52912553	0,8	0,60	7,52	10,02	2,47	0,00	5,26	0,00
9	1,12	4,22	0	0	8,0065216	0,9	0,44	3,49	7,21	2,57	0,00	2,44	0,00
Fss=	3,05362426		> 1,5										
Fas=	1,78253261		> 1,1										

Tableau 9 : Calcul de stabilité en fonctionnement normal talus aval R = 17,79

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	G=b(h ₁ .γ ₁ +h ₂ .γ ₂ +h ₃ .γ ₃)	sinα	cosα	N=G.cosα	T=G.sinα	l=b/cosα	Ce	N.tgφ _e	C.L
-5	1,1	0,59	0	0	1,099406	-0,5	0,87	0,95	-0,55	1,27	0,00	0,00	0,00
-4	1,1	1,39	0,97	0	4,446706	-0,4	0,92	4,08	-1,78	1,20	0,00	0,00	0,00
-3	1,779	2,02	1,71	0	11,38076112	-0,3	0,95	10,86	-3,41	1,86	0,21	7,45	0,39
-2	1,779	2,52	2,44	1,37	19,38804012	-0,2	0,98	19,00	-3,88	1,82	0,19	12,95	0,34
-1	1,779	3,18	2,84	1,61	23,35812768	-0,1	0,99	23,24	-2,34	1,79	0,19	15,86	0,33
0	1,779	1,93	2,98	1,98	21,16977978	0	1,00	21,17	0,00	1,78	0,18	14,36	0,32
1	1,779	2,3	3,53	1,6	22,8110496	0,1	0,99	22,70	2,28	1,79	0,19	15,42	0,33
2	1,779	1,92	2,71	3,46	24,88515012	0,2	0,98	24,38	4,98	1,82	0,16	16,51	0,30
3	1,779	2,48	2,3	3,6	25,73700648	0,3	0,95	24,55	7,72	1,86	0,16	16,67	0,30
4	1,779	3,19	1,75	3,71	26,51467854	0,4	0,92	24,30	10,61	1,94	0,16	16,55	0,32
5	1,779	3,81	0,83	3,85	25,96866786	0,5	0,87	22,49	12,98	2,05	0,16	15,37	0,33
6	1,779	4,4	0	3,62	24,4655196	0,6	0,80	19,57	14,68	2,22	0,00	13,44	0,00
7	1,779	5,01	0	2,26	22,09400586	0,7	0,71	15,78	15,47	2,49	0,00	10,90	0,00
8	1,779	5,66	0	0,38	18,23339796	0,8	0,60	10,94	14,59	2,97	0,00	7,64	0,00
9	1,12	3,9	0	0	7,399392	0,9	0,44	3,23	6,66	2,57	0,00	2,26	0,00
					278,9516887			247,2285829	78,00			165,37	2,96
Fss=	3,18462426		> 1,5										
Fas=	1,73253261		> 1,1										

Tableau 10 : Calcul de stabilité en vidange rapide R = 16,33

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	G=b(h ₁ .γ ₁ +h ₂ .γ ₂ +h ₃ .γ ₃)	sinα	cosα	N=G.cosα	T=G.sinα	l=b/cosα	Ce	N.tgφ _e	C.L
-5	1,52	1,5	0	0	3,86232	-0,5	0,87	3,34	-1,93	1,76	0,00	0,00	0,00
-4	1,633	2,1	0,76	0	7,99637642	-0,4	0,92	7,33	-3,20	1,78	0,00	0,00	0,00
-3	1,633	2,7	1,33	0	11,22044098	-0,3	0,95	10,70	-3,37	1,71	0,21	7,39	0,36
-2	1,633	3,3	1,7	0	13,90388456	-0,2	0,98	13,62	-2,78	1,67	0,21	9,40	0,35
-1	1,633	3,9	1,91	0	16,13270094	-0,1	0,99	16,05	-1,61	1,64	0,21	11,08	0,34
0	1,633	4,5	1,95	0	17,87847592	0	1,00	17,88	0,00	1,63	0,21	12,35	0,34
1	1,633	5,1	1,82	0	19,1412095	0,1	0,99	19,05	1,91	1,64	0,21	13,18	0,34
2	1,633	5,6	1,53	0	19,92165286	0,2	0,98	19,52	3,98	1,67	0,21	13,54	0,35
3	1,633	6,2	1,06	0	20,21830364	0,3	0,95	19,29	6,07	1,71	0,21	13,42	0,36
4	1,633	6,8	0,41	0	20,00349882	0,4	0,92	18,33	8,00	1,78	0,21	12,80	0,37
5	1,633	6,9	0	0	19,19813588	0,5	0,87	16,63	9,60	1,89	0,21	11,64	0,40
6	1,633	6,4	0	0	17,73199582	0,6	0,80	14,19	10,64	2,04	0,00	9,93	0,00
7	1,633	5,6	0	0	15,3529761	0,7	0,71	10,96	10,75	2,29	0,00	7,67	0,00
8	1,633	3,6	0	0,62	10,4683465	0,8	0,60	6,28	8,37	2,72	0,00	4,37	0,00
9	0,82	2,1	0	0	2,917068	0,9	0,44	1,27	2,63	1,88	0,00	0,89	0,00
					215,9473859			194,4439406	49,06			127,65	3,22
F _{ss} =	4,12062426		> 1,5										
F _{as} =	1,93553261		> 1,1										

Tableau 11 : Calcul de stabilité en vidange rapide R = 12,36

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	G=b(h ₁ .γ ₁ +h ₂ .γ ₂ +h ₃ .γ ₃)	sinα	cosα	N=G.cosα	T=G.sinα	l=b/cosα	Ce	N.tgφ _e	C.L
-5	1,236	1,4	0	0	2,91035976	-0,5	0,87	2,52	-1,46	1,43	0,00	0,00	0,00
-4	1,236	2,4	0	0	5,08789512	-0,4	0,92	4,66	-2,04	1,35	0,00	0,00	0,00
-3	1,236	3,3	0	0	6,9094872	-0,3	0,95	6,59	-2,07	1,30	0,21	4,61	0,27
-2	1,236	4	0	0	8,43794952	-0,2	0,98	8,27	-1,69	1,26	0,21	5,79	0,26
-1	1,236	4,6	0	0	9,69421992	-0,1	0,99	9,65	-0,97	1,24	0,21	6,75	0,26
0	1,236	5,1	0	0	10,69923624	0	1,00	10,70	0,00	1,24	0,21	7,49	0,26
1	1,236	5,5	0	0	11,43206064	0,1	0,99	11,37	1,14	1,24	0,21	7,96	0,26
2	1,236	5,7	0	0	11,89269312	0,2	0,98	11,65	2,38	1,26	0,21	8,16	0,26
3	1,236	5,8	0	0	12,10207152	0,3	0,95	11,54	3,63	1,30	0,21	8,08	0,27
4	1,236	5,7	0	0	11,97644448	0,4	0,92	10,98	4,79	1,35	0,21	7,68	0,28
5	1,236	5,5	0	0	11,53674984	0,5	0,87	9,99	5,77	1,43	0,21	6,99	0,30
6	1,236	5,1	0	0	10,69923624	0,6	0,80	8,56	6,42	1,55	0,00	5,99	0,00
7	1,236	4,5	0	0	9,33827664	0,7	0,71	6,67	6,54	1,73	0,00	4,67	0,00
8	1,236	3,3	0	0	6,99323856	0,8	0,60	4,20	5,59	2,06	0,00	2,94	0,00
9	1,12	0,7	0	1,84	2,647008	0,9	0,44	1,15	2,38	2,57	0,00	0,78	0,00
					132,3569268			118,5046605	30,42			77,90	2,44
F _{ss} =	4,12311426		> 1,5										
F _{as} =	1,99753261		> 1,1										

Tableau 12 : Calcul de stabilité en vidange rapide R = 17,79

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	G=b(h ₁ .γ ₁ +h ₂ .γ ₂ +h ₃ .γ ₃)	sinα	cosα	N=G.cosα	T=G.sinα	l=b/cosα	Ce	N.tgφ _e	C.L
-5	1,779	2,17	0,5	0	8,08729842	-0,5	0,87	7,00	-4,04	2,05	0,00	0,00	0,00
-4	1,779	2,81	0,35	0	9,55170006	-0,4	0,92	8,75	-3,82	1,94	0,00	0,00	0,00
-3	1,779	3,45	1,97	0	16,4950659	-0,3	0,95	15,74	-4,95	1,86	0,21	10,84	0,39
-2	1,779	4,76	2,61	0	22,42401036	-0,2	0,98	21,97	-4,48	1,82	0,21	15,15	0,38
-1	1,779	6,01	2,51	0	25,88149686	-0,1	0,99	25,75	-2,59	1,79	0,21	17,80	0,38
0	1,779	5,37	2,61	0	24,26232222	0	1,00	24,26	0,00	1,78	0,21	16,75	0,37
1	1,779	6,01	2,51	0	25,88149686	0,1	0,99	25,75	2,59	1,79	0,21	17,80	0,38
2	1,779	6,92	2,38	0	28,22148672	0,2	0,98	27,65	5,64	1,82	0,21	19,14	0,38
3	1,779	6,7	1,69	0	25,4226216	0,3	0,95	24,25	7,63	1,86	0,21	16,83	0,39
4	1,779	7,93	0,98	0	26,93160498	0,4	0,92	24,68	10,77	1,94	0,21	17,20	0,41
5	1,779	8,57	0	0	25,82677482	0,5	0,87	22,37	12,91	2,05	0,21	15,66	0,43
6	1,779	0,78	0	7,24	10,59380268	0,6	0,80	8,48	6,36	2,22	0,00	5,70	0,00
7	1,779	2,49	0	4,7	12,85516074	0,7	0,71	9,18	9,00	2,49	0,00	6,25	0,00
8	1,779	4,37	0	1,27	14,61551682	0,8	0,60	8,77	11,69	2,97	0,00	6,08	0,00
9	1,2	3,32	0	0	6,748896	0,9	0,44	2,94	6,07	2,75	0,00	2,06	0,00
					283,799255			257,5495255	52,78			167,25	3,51
F _{ss} =	3,235194104		> 1,5										
F _{as} =	1,957708004		> 1,1										