

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE DE FAISABILITE DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR
OUED TAMESOULT COMMUNE D'OUED AOUF DANS LA
WILAYA DE BATNA**

PRESENTE PAR :

OULD AHMED FAOUZI

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
D.DJOUDAR	Maître de conférences (B)	Membre
A.ADDOU	Maître Assistant (A)	Membre
I. ZAIBAK	Maître Assistant (B)	Membre
M.BOUKHELIFA	Maître Assistant (A)	Promoteur

Session - 2016

Remerciement

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements

*A **Mr M.BOUKHELIFA.** (Mon promoteur) pour m'avoir guidé tout au long de ce travail de fin d'études.*

*Je tiens à remercier le **président et les membres du jury** qui me feront l'honneur de juger mon travail.*

*Je tiens à remercier aussi tous **mes enseignants** de la première année primaire jusqu'à la cinquième année universitaire.*

*Je remercie beaucoup **ma chère famille notamment, mère, père, frère (Nassim et yaakoub)** pour leurs sacrifices, amour et soutien, que dieu vous garde pour moi.*

*Je remercie également **mes amis** soit à l'hydraulique ou a Draa kebila avec qui j'ai passé des moments qui resteront graver en ma mémoire merci sincèrement, Que vous trouverez ici l'expression de ma reconnaissance.*

© / Faouzi

Dedicace

*Je dédie Ce Modeste Travail En Signe De Respect Et De
Reconnaissance :*

*A Mes Très Chers Parents Pour Tous Leurs Sacrifices Consentis A Mon
Egard Pour Que Je Réussisse.*

A Mes Frères : Nassim et yaakoub

A Mon Grand-Père Djeddi Rabia

A Mes Chers Oncles, Tantes, Leurs Epoux Et Epouses.

A Mes Copains De Chambres : Ilyes , Moh , Lhachimi .

*A Tous Mes Amies. Mahdi, Toufik , hachimi , ilyes , amel, nouria ,
, Fouad , Belkacem, Karim, Idir, Yacine, lyamine ,*

OU/ FAOUZI

ملخص:

قمنا من خلال هذا العمل بدراسة شاملة على مستوى واد تمسولت (ولاية باتنة) من أجل إنشاء حاجز مائي، الذي يعمل على توفير مياه من أجل سقي حوالي 55 هكتار من الأراضي الفلاحية للمنطقة المجاورة له.

بعد دراسة معمقة وشاملة لمختلف الجوانب الجيولوجية، الهيدرولوجية والطوبوغرافية قمنا باختيار الاقتراح المناسب حيث صممنا الحاجز المائي وتحققنا من ثباته، أما فيم يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح معمق ودقيق يضم مختلف أطوار الإنجاز.

Résume :

Dans ce travail, nous avons fait une étude sur Oued Tamesoult (Wilaya de Batna) pour réaliser une retenue collinaire, qui doit satisfaire l'irrigation des 55 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:

In this work, we made study on Oued Tamesoult (Wilaya de Batna) to carry out a small dam which must take the possibility of irrigating 55 ha of the neighbouring agricultural lands.

After a precise complete study of the various stages “geological, hydrological, topographic”, we chose the adopted alternative, then one established the dam and checked its stability. For the realisation we gave an explanation supplements containing the various stages of calculation.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction	01
I.1. SITUATION	01
I.2. Caractéristique morphologique	02
I.3. Recherche et choix du site	02
I.4. Choix de l'axe du barrage	02
I.5. Implantation de l'évacuateur de crue	03
I.6. Etude géologique	03
I.7. Sismicité da la région	03
Conclusion	04

Chapitre II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II-1 Etude géologique	
Introduction	05
II.1.1 Description du site de la retenue	05
II.1.2. Aperçu des reconnaissances	07
II.1.3. Description géologique d'ensemble	08
II.1.3.1. Régionale	08
II.1.3.2. Du site	11
II.1. 4 Sismicité	12
II.1. 5 Considération sur les ouvrages	13
II.1. 6 Zones d'emprunt des matériaux de construction	14
II.1. 7. Aperçu hydrogéologique	15
II-2- Etude Géotechnique	15
II-2-1- Le site de la retenue	15
II-2-1-1- Méthode d'investigation	15
II-2-1-2- Essais de perméabilité	16
II-2-1-3- Essais de laboratoire	16

II-2-1-4-Perméabilité	16
II-2-1-5-Capacité portante	17
II-2-1-6-Tassement	17
II-2-2- La zone d'emprunte	18
II-2-2-1 Localisation et prélèvement des matériaux	18
II-2-2-2-Essais de laboratoire	18
II-2-2-4-Caractéristiques géotechniques des matériaux pour calcul de stabilité	18
Conclusion	19

Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction	21
III.1. Bassin versant	21
III.1.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant	22
III.1.2. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant	29
III.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant	34
III.2.1 Température de l'air	35
III.2.2. Humidité relative de l'air_.....	36
III.2.3 Vitesse du vent	36
III.2.4. Evaporation	37
III.3. Etude des précipitations	38
III.3.1. Critique des séries d'observation des stations pluviométriques	39
III.3.1.1. Choix de la station de référence	39
III.3.1. 2. Homogénéité des séries pluviométriques	39
III.3.1. 3 Répartition des pluies annuelles et mensuelles sur l'ensemble du bassin versant	41
III.3.1. 4. Pluies annuelles fréquentielles	42
Conclusion	43
III.3.1.5. Pluies journalières maximales	44
III.3.1.6. Ajustement des pluies maximales journalières	44
III.3.1. 6. Choix de la loi d'ajustement	45
III.3.2.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	45
III.3.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale	47
III.3.2.3. Test de validité de l'ajustement (Test de Khi carrée)	49
III.4. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	49

III.5. Etude des apports	50
III.5.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A_0)	50
III.5.2. Caractéristiques de l'écoulement	50
III.5.3. Coefficient de variation	53
Conclusion	53
III.6. Estimation fréquentielle des apports	53
III.6.1. Estimation à partir de la distribution log normale (Body)	53
III.6.2. Estimation à partir de la distribution log normale (Binomiale)	54
III-7- Apport solides	55
III-7-1- Estimation de l'érosion spécifique	55
III-7-2- Calcul du volume mort	57
Conclusion	57
III.8. Etude des Crues	58
III.8.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue	58
III.8.2 Hydrogramme de crue (méthode de Sokolovski)	61
III.9. Estimation de la crue de projet	63
III-10- La régularisation	64
III-10-1- Répartition mensuelle de l'apport 80%	65
III-10-2 Répartition mensuelle des besoins	65
III-10-3- Courbes « Hauteurs-Capacités-Surfaces »	66
III-10-4- Calcul du volume utile	68
III-10-4-1- Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	69
III-10-4-2- Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	71
III-11- Laminage des crues	77
III-11.1 La méthode de Hildenblat	77
III-11.2 Méthode de Kotcherine	80
III-11.3 Method « step by step »	85
III-11.3.1 Données de base	85
III-11.3.2 Principe de la méthode	85
Conclusion	89
III-12- Etude d'optimisation	91
III-12-1- Calcul du coût de la digue	91
III-12-1-1- Calcul de la revanche	91
III-12-1-2- Calcul de la largeur en crête	93

III-12-1-3-Calcul du coût de la digue pour différentes largeurs déversantes	94
III-12-2-Calcul du coût de l'évacuateur de crue	95
III-12-2-1-Coût du déversoir	95
III-12-2-2-Coût du coursier	96
III-12-3-Le coût total	97
Conclusion	99

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUES

Introduction	100
IV-1- Généralités	100
IV-1-1-Avantages des digues en terre	100
IV-1-2- Inconvénients des digues en terre	100
IV-2-Le choix du site du barrage	101
IV-3-Le choix du type de barrage	101
IV-4-les variantes à choisir	101
IV-5-Définition du profil général de la retenue	103
IV-5-1- Hauteur de la digue	103
IV-5-2- La largeur en crête	103
IV.5.3. La longueur en crête	104
IV-5-4- Pentés des talus	104
IV-5-5- Les bermes	104
IV-5-6- Revêtement de la crête et des talus de la digue	105
Conclusion	107
IV-5-7- Etanchéité du barrage	107
IV-5-7-1- Le noyau	107
IV-5-7-2- Les drains	110
IV-5-7-3-Les Filtres	112
IV-5-8- Etanchéité de la fondation	113
IV-6- Calcul du volume des différents matériaux	113
IV-6-1-Barrage homogène en argile	113
IV-6-2-Barrages à zones	115

Chapitre V : ETUDE DE STABILITE DE LA DIGUE

Introduction	121
V-1- Etude de la variante retenue	121
V-1-1-Définition de profil général du barrage	121
V-1-2-Conception de la digue	121
V-2- Calcul des filtres	121
Conclusion	124
V-3- Etude des infiltrations	125
V-3-1-Objectif de calcul d'infiltration	125
V-3-2-Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre	125
V-3-3- Positionnement de la ligne de saturation	125
V-3-4- Calcul du débit de fuite par infiltration	127
V-3-5- Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	128
V-4-Etude de stabilité	129
V-4-1-Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	129
V-4-2- Méthode de FELLENIUS	130
V-4-3- Ordre de calcul (Méthode des tranches)	131
V-4-4- Les caractéristiques géotechniques des sols	132
V-4-5-Calcul des forces appliquées à chaque tranche	133
V-4-6-Classement des forces	134
V-4-7-Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	134
Conclusion	135

CHAPITRE VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Introduction	136
VI-1- L'évacuateur de crue	136
VI-1-1-Différents types d'évacuateurs de crue	136
VI-1-1-1-Evacuateur de crues en puits (tulipe)	136
VI-1-1-2-Evacuateur de crues latérales à entonnement latéral	137
VI-1-1-3-Evacuateur de crue latérale à entonnement frontal	137
VI-1-1-4-Evacuateur de crues en siphon	137
VI-1-2- Choix de l'évacuateur de crue	138

Conclusion	138
VI-1-3- Dimensionnement de l'évacuateur de crue	138
VI-1-3-1- Canal d'amené	139
VI-1-3-2- Déversoir et canal latéral	140
VI-1-3-3- Chenal d'écoulement	146
VI-1-3-4- Calcul de la courbe	150
VI-1-3-5- Coursier	151
VI-1-3-6- Calcul de divergent	156
VI-1-3-7- Bassin amortisseur	156
VI-1-3-8- Canal de restitution	159
VI-2- Ouvrage de vidange	161
VI.2 .1 Calcul hydraulique	163
VI.3. La prise d'eau	164
VI.4. Chambre de manœuvre	165
VI.5. Bassin d'amortissement	165
VI.6. Dérivation provisoire	166
Conclusion	166

CHAPITRE VII : ORGANISATION DU CHANTIER

Introduction	167
VII.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	167
VII.1.1. Installations destinées au personnel	167
VII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux	167
VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins	167
VII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication	168
VII.1.5. Les moyens de chantier	168
VII.2. Le devis estimatif	168
VII.3.1. Définition	171
VII.3.2. Techniques de la planification	171
VII.3.2.1. Méthodes basées sur le réseau	171
VII.3.2.1.1. Définition du réseau	171
VII.3.2.1.2. Construction du réseau	172
VII.3.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	172

VII.3.2.3. Les étapes de la planification	172
VII.3.2.3.1. Collection des informations	172
VII.3.2.3.2. Décomposition du projet	172
VII.3.2.3.3. Relations entre les tâches	173
VII.3.3. Les paramètres de la méthode C.P.M	173
VII.3.3.1. Chemin critique (C.C)	173
VII.3.3.2. Attribution des durées de chaque opération	173
VII.3.4. Les plannings	174
VII.3.4.1. Plan de travail au plus tôt	174
VII.3.4.2. Plan de travail au plus tard (PTPP)	174
VII.3.4.3. Plan de travail intermédiaire	174
VII.4. Délai de construction et programme des travaux	174
VII.4.1. Symboles des différentes opérations	175
VII.5. Détermination des chemins critiques	177
VII.6. Technologie des principaux travaux	179
VII.6.1. Exécution des voies d'accès	179
VII.6.2. Exécution des travaux de terrassement	179
Conclusion	179

Liste des Tableaux

Tableau I-1 : Plan de situation du site de la retenue collinaire d'oued Tamesoult	01
Tableau II-1 : Les Travaux de reconnaissance	15
Tableau III-1 : Coordonnées du site de la retenue collinaire	21
Tableau III-2 : Coordonnées de la courbe hypsométrique	25
Tableau III-3 : Détermination de l'altitude moyenne	26
Tableau III-4 : Détermination de L'indice de pente de M.ROCHE	27
Tableau III-5 : Classification du relief	28
Tableau III-6 : Pente moyenne de bassin versant	29
Tableau III-7 : Densité de drainage	30
Tableau III-8 : Calcul de la pente moyenne de l'oued	32
Tableau III-9 : Temps de concentration	33
Tableau III-10 : Résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant	34
Tableau III-11 : Distribution mensuelle de la température	35
Tableau III-12 : Distribution mensuelle de l'humidité relative	36
Tableau II-13 : Distribution mensuelle de la vitesse de vent	36
Tableau III-14 : L'évaporation moyenne de Penman et Turc	37
Tableau III-15 : Répartition mensuelle de l'évaporation	38
Tableau III-16 : Coordonnées Lambert des stations pluviométriques	39
Tableau III-17 : Résultat de test de Wilcoxon	40
Tableau III-18 : Résultat de test de Wilcoxon	40
Tableau III-19 : Répartition inter saisonnière de la pluviométrie	41
Tableau III-20 : Pluies annuelles fréquentielles	43
Tableau III-21 : Nouvelle répartition inter saisonnière de la pluviométrie	43
Tableau III-22 : Caractéristiques de la série pluviométrique	44
Tableau III-23 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel	46
Tableau III-24 : Comparaison des caractéristiques	46
Tableau III-25 : résultat de l'ajustement à la loi de Galton	48
Tableau III-26 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton	48
Tableau III-27 : Résultat du test du Khi^2	49
Tableau III-28 : Pluies fréquentielles en mm de durée	50
Tableau III-29 : Récapitulatif des résultats	51
Tableau III-30 : Résultat de calcul de l'apport fréquentiel d'Oued Tamesoult	55

Tableau III-31 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 %	55
Tableau III-32 : valeur de α en fonction de la perméabilité	56
Tableau III-33 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour	58
Tableau III-34 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour	59
Tableau III-35 : Débit de crues fréquentielles d'Oued Tamesoult	60
Tableau III-36 : Débit des crues fréquentielles d'Oued Tamesoult	60
Tableau III-37 : Débit des crues fréquentielles d'Oued Tamesoult	61
Tableau III-38 : Les volumes des crues maximales d'Oued Tamesoult	62
Tableau III-39 : Crue de projet recommandée	63
Tableau III-40 : Choix de la crue de projet	64
Tableau III-41 : Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel (80%)	65
Tableau III-42 : Répartition mensuelle des besoins en eau	66
Tableau III-43 : Courbe topographiques et volumétriques	67
Tableau III-44 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	70
Tableau III-45 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique	72
Tableau III-46 : Calcul des pertes dans la retenue	72
Tableau III-47 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	73
Tableau III-48 : Calcul des pertes dans la retenue (2 ^{ème} itération)	74
Tableau III-49 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	75
Tableau III-50 : Récapitulatif des résultats	76
Tableau III-51 : Récapitulatif des résultats	80
Tableau III-52 : Calcul de q (h_0) ; V_{ch} et q_l	82
Tableau III-53 : Résultats de l'étude du laminage	82
Tableau III-54 : Calcul de débit laminé pour $b=10m$	86
Tableau III-55 : Calcul de débit laminé pour $b=15m$	87
Tableau III-56 : Calcul de débit laminé pour $b=20m$	88
Tableau III-57 : Calcul de débit laminé pour $b=30m$	89
Tableau III-58 : les débits maximaux à évacuer calculés par la méthode de Kotcherine	90
Tableau III-59 : les débits maximaux à évacuer	90
Tableau III-60 : Les résultats trouvés par les trois méthodes	90
Tableau III-61 : Les résultats de calcul	93
Tableau III-62 : Exemple de calcul du volume de la digue pour ($b=20m$)	94
Tableau III- 63 : Coût de la digue pour différents largeurs déversantes	95
Tableau III-64 : Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes	96

Tableau III-65 : Coût du coursier pour les différentes largeurs déversante	97
Tableau III-66 : Coût Total de la retenue	97
Tableau IV-1 : Les résultats de calcul de la largeur en crête de la digue.....	103
Tableau IV-2 : valeurs indicatives des fruits de talus.....	104
Tableau IV-3 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_s	106
Tableau IV-4 : Epaisseur de l'encrochement et d_{50} minimal des pierres	106
Tableau IV-5 : classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	108
Tableau IV-6 : Valeur d' I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.....	109
Tableau IV-7 : Volume de recharge (Argile)	114
Tableau IV-8 : Volume du sable.....	114
Tableau IV-9 : Volume du gravier.....	115
Tableau IV-10 : Volume du rip rap.....	115
Tableau IV-11 : Volume de recharge.....	116
Tableau IV-12 : Volume du noyau.....	116
Tableau IV-13 : Volume du sable.....	117
Tableau IV-14 : Volume du gravier.....	117
Tableau IV-15 : Volume du rip rap.....	118
Tableau IV-16 : Volume de recharge encrochement.....	119
Tableau IV-17 : Volume du béton	118
Tableau IV-18 : Coûts des différentes variantes étudiées	120
Tableau V-1 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	127
Tableau V-2 : Classification des barrages	128
Tableau V-3 : Gradient admissible à travers le remblai terreux	129
Tableau V-4 : Coefficient de stabilité admissibles des talus.....	130
Tableau V-5 : différentes valeurs de K1 et K2	131
Tableau V-6 : Caractéristique géotechnique	132
Tableau V-7 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	135
Tableau VI.1 coordonnées du quadrant aval de déversoir type Creager	140
Tableau VI.2 : Détail quadrant amont de déversoir.....	141
Tableau VI.3 : hauteurs d'eau et pertes de charge.....	145
Tableau VI.4 Récapitulatif du calcul du canal latéral.....	145
Tableau IV.5 : Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement.....	148
Tableau VI.6 Paramètres et résultats de calcul de la ligne d'eau.....	149
Tableau VI.7 Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique.....	153

Tableau VI.8 Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.....	154
Tableau VI.6 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.....	155
Tableau VI.7 Vérification de phénomène d'aération dans le coursier	162
Tableau VII-1 : Devis estimatif et quantitatif de la retenue	169
Tableau VII-2 : Symboles des opérations.....	175
Tableau VII-3 : Détermination des chemins critiques.....	177
Tableau VII-4 : Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire	178

Liste des figures

Figure I-1 : Plan de situation du site de la retenue collinaire d'oued Tamesoult	01
Figure I-2 : Délimitation du bassin versant	03
Figure I-3 : Carte zonage sismique du territoire national	03
Figure II-1 : Extrait de la carte géologique de Constantine	09
FigureII-2 : Carte zonage sismique.....	13
Figure III-1 : Délimitation du bassin versant.....	22
Figure III-2 : Rectangle équivalent	24
Figure III-3 : Courbe hypsométrique du bassin de l'oued Tamesoult	25
Figure III-4 : Réseau hydrographique de bassin versant	29
Figure III-5 : Pente de talweg principal	31
Figure III-6 : Répartition mensuelle de la température	35
Figure III-7 : Distribution mensuelle de l'humidité relative	36
Figure III-8 : Distribution mensuelle de la vitesse de vent	37
Figure III-09 : Distribution mensuelle l'évaporation moyenne	38
Figure III-10 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle	41
Figure III-11 : Ajustement à une loi log Normal des pluies annuelle	42
Figure III-12 : Localisation du site sur la carte pluviométrique	43
Figure III.13 : Représentation graphique des résultats d'ajustement	47
Figure III.14 : représentation graphique de la loi de log-normale	48
Figure III.15 : Les hydrogrammes de crues d'Oued Tamesoult	62
Figure III.16 : Courbe Capacité – Hauteur	68
Figure III-17 : Courbe Surface hauteur	68
Figure III-18 : Courbe des débits déversants	80
Figure III-19 : Courbes $Q=f(H)$ et $ql=f(H)$	83
FigureIII-20 : Courbes $Q=f(Vch)$ et $ql=f(Vch)$	84
Figure III-21 : Principe de calcul du volume d'un barrage	91
Figure III-22 : Principe de calcul du volume d'un barrage	94
Figure III-23 : Optimisation de l'ouvrage.....	98
Figure IV-1 : Barrage homogène.....	102
Figure IV-2 : Barrage à noyau.....	102
Figure IV-3 : Barrage à masque en béton.....	102
Figure IV-4 : Coupe d'un prisme de drainage.....	110

Figure IV-5 : Coupe d'un tapis de drainage.....	111
Figure IV-6 : Schéma d'un drain vertical.....	111
Figure V-1 : Positionnement de la ligne de saturation.....	126
Figure V-2 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche	130
Figure V-3 : Zone du centre du cercle critique selon le principe de Fondeev.....	131
Figure VI.1 : description de l'évacuateur de crue latéral	139
Figure VI.2 : profil Creager du déversoir.....	141
Figure VI.3 détail du quadrant amont.....	141
Figure VI.4 : Déversoir à parement amont surplombant	142
Figure VI.5 : représentation des tranchées.....	144
Figure VI.6 : Profil en long du canal latéral.....	146
Figure VI.7 Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.....	154
Figure VI.8 Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation	158
Figure VI.9 : Le bassin de dissipation de type II	159
Figure VII-1 : Réseau à noeuds.....	176

Liste des planches

Planche 1/7 : Vue en plan de l'aménagement sur Oued Tamesoult

Planche 2/7 : Profil en long et coupe géologique suivant l'axe de Oued Tamesoult

Planche 3/7 : Les variantes de la digue de la retenue collinaire.

Planche 4/7 : Coupes en travers de la digue de la retenue collinaire.

Planche 5/7 : Profil en long de l'évacuateur de crues.

Planche 6/7 : Profil en long de vidange de fond de la retenue collinaire.

Planche 7/7 : Schéma de calcul de la stabilité.

Introduction générale

Avec une démographie galopante et une demande en eau croissante, l'Algérie et générale et particulièrement la wilaya de BATNA est contrainte de mobiliser au maximum ses ressources en eau superficielles par la réalisation d'un nombre assez important des retenues collinaires sur son territoire.

En vue d'une utilisation rationnelle et planifiée de ce facteur vital qui est "l'eau" pour l'exploitation des petits périmètres d'irrigation, la direction des ressources en eau de la Wilaya de Batna a programmé de réaliser une retenue collinaire sur oued *Tamesoult* commune d'*Oued Aouf* qui se trouve dans une région toujours gravement déficitaire en eau où les périodes de pénurie sont très courantes.

L'objet de ce mémoire est l'étude d'une retenue collinaire sur *Oued Aouf* A travers sept chapitres sachant que chacun de ces chapitres nous donne des informations et une idée sur la faisabilité de la retenue. Pour les deux premiers, qui sont l'étude topographique et l'étude géologique et géotechnique Ils permettent de localiser avec précision le site favorable de la retenue puis on détermine les caractéristiques morphologiques et climatologiques et analyser le comportement hydrologique d'un bassin versant qui se termine par une étude d'optimisation pour donner la largeur la plus économique de déversoirs à partir d'une étude hydrologique , ensuite on a un chapitre technico- économique pour choisir la variante la plus favorable pour la retenue et on va vérifier leur stabilité .

Puis on a la deuxième partie de ce mémoire qui est la conception et le dimensionnement des ouvrages annexes de cette retenue. En fin on termine par l'organisation de chantier afin de réaliser le projet dans des délais courts et à moindres coûts.

CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude

INTRODUCTION :

Pour la réalisation d'un barrage, 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.

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. SITUATION :

Géographiquement, la retenue collinaire sur l'oued TAMELSOULT est située dans la commune d'OUED AOUF dans les hautes plaines de la wilaya de BATNA, Le site de cette retenue collinaire est situé dans la commune d'Ouled Aouf, Daïra d'Ain-Touta, wilaya de Batna. Il est limité au Nord Est par Djebel Chouf, au Nord-Ouest par Djebel Afercha, à l'Est par Djebel el Beredaa, au Sud-Ouest par Djebel Timesaghit et au Sud-Est par Koudiat bir Legue'ouaa, d'après la carte d'état-major d'Ain Touta au 1/50.000e. (Figure n° 2.1).

Le site est situé sur Ouled Aouf aux points de coordonnées UTM :

X=751,86 Km et Y=3925,82 Km (carte d'état-major d'Ain Touta n° NI – 31 – XXIV – 6 EST au 1/50.000e).

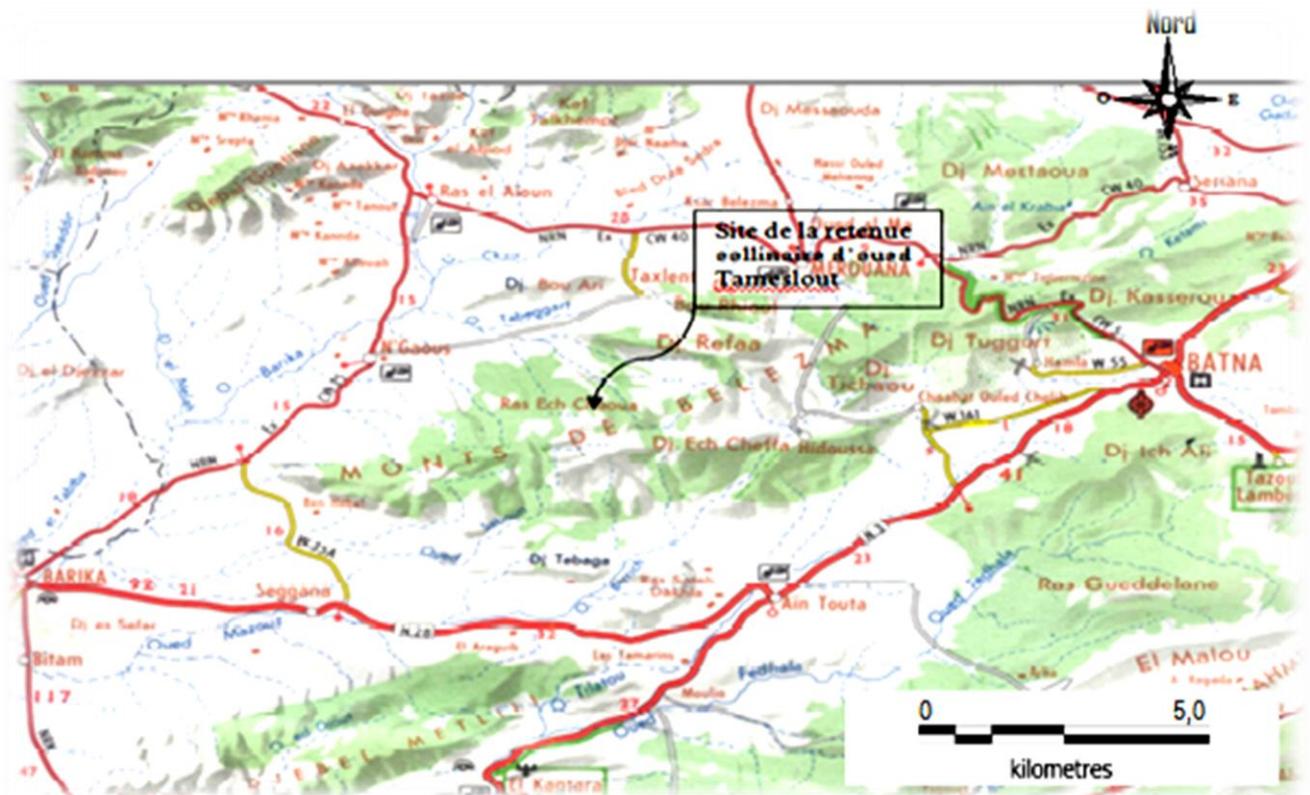


Figure I.1 : Plan de situation du site de la retenue collinaire d'oued Tamesoult commune d'Ouled Aouf Extrait de la carte touristique d'Algérie (nord-est)

I.2. Caractéristique morphologique :

L'aire d'étude se présente généralement comme une région au relief ondulé et à la pente très forte, La plus grande partie du bassin versant de l'oued Tamesoult se situe entre 1000m et 1600m

I.3. Recherche et choix du site :

Le choix du site est basé sur les conditions géologiques et hydrologiques et une surface suffisante qui permet le remplissage de la retenue, ainsi qu'un d'eau stocké dans la retenue garantissant les besoins demandés.

Un site a été prédestiné pour avoir donné un aspect favorable d'une éventuelle projection d'une retenue collinaire.

I.4. Choix de l'axe du barrage :

Pour le choix de l'axe du barrage pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques on c'est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

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

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

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologiques et des conditions topographiques, nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable.

Ses coordonnées *Lambert* sont :

$$X = 751,86 \text{ Km}$$

$$Y = 243,11 \text{ Km}$$

$$Z = 1094,86 \text{ Km}$$

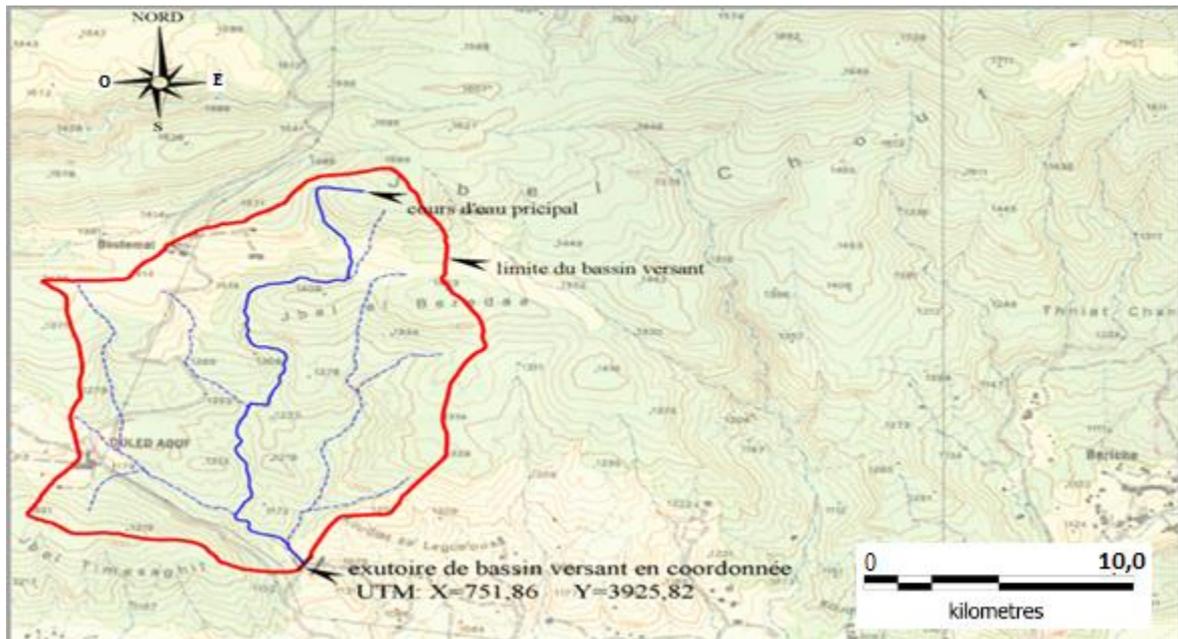


Figure I.2 Délimitation du bassin versant sur la carte d'état-major d'Ain Touta n° NI – 31 – XXIV – 6 EST au 1/50.000^e

I.5. Implantation de l'évacuateur de crue :

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

I.6. Etude géologique :

La géologie du site de la retenue collinaire de Oued Tamesoult est illustrée par l'extrait de la carte géologique.(voir le chapitre II)

I.7. Sismicité da la région :

La région d'oued Aouf se trouve dans la zone II-a ; déterminé par le ministère de l'Habitat et de l'urbanisme pour l'Algérie (Règles parasismiques Algériennes 1999).

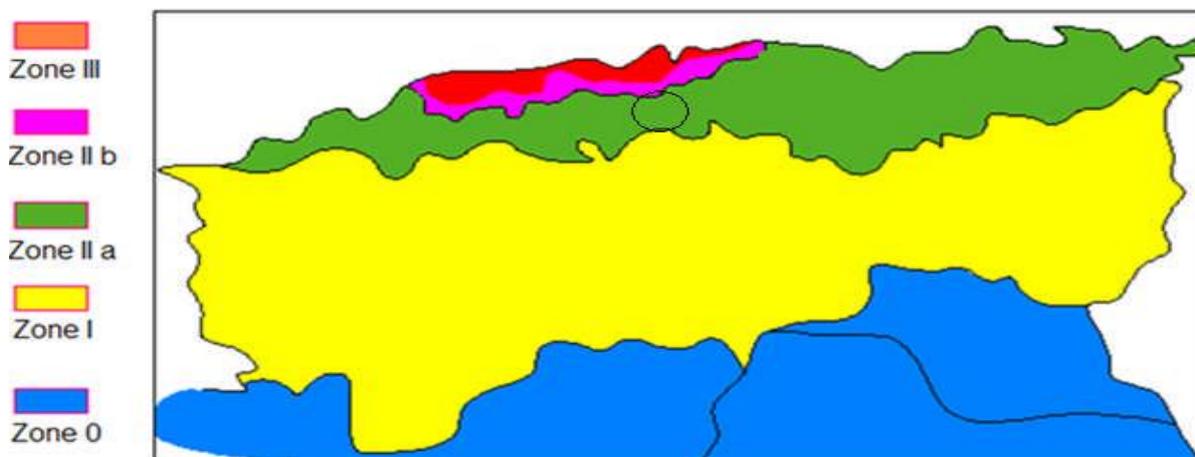


Figure I.3 : Carte zonage sismique du territoire national-RPA99

CONCLUSION

D'après les travaux exécutés sur le site de la future retenue de Oued *Tamesoult* commune d'*Ouled Aouf* représentés par un levé topographique de la cuvette à l'échelle : 1/50000 ;

On peut dire que les conditions topographiques sont bien réunies pour l'implantation définitive de la digue et ses ouvrages annexes.

Chapitre II

Etude géologique et géotechnique

II-1 Etude géologique

Introduction

Les visites de terrain ont permis d'avoir une première idée sur la nature géologique des affleurements du bassin versant, l'étanchéité du site et de la cuvette, la nature probable des fondations de la digue et la possibilité de trouver des matériaux d'emprunt.

Cet aperçu géologique doit être suivi par un aperçu hydrologique, ces deux aspects conditionnent le pré dimensionnement des ouvrages et les types de variantes.

Donc le présent rapport décrit sommairement la géologie et les conditions géotechniques du site, il s'appuie sur les explorations de terrain, les cartes géologiques et les monographies régionales.

II.1.1 Description du site de la retenue

La vallée de l'oued Tamesoult An Ouarioun, située entre djebel Timesaghit à l'Ouest, la localité de Beriche à l'Est, les djebels Tebayeg et Ketef Deba au Sud et les djebels Chouf et El Beredâa au Nord a une forme géométrique en V très peu ouverte et un relief relativement très accidenté au niveau des deux rives. La largeur du lit mineur de l'oued Tamesoult oscille généralement entre 10 et 20 m suivant l'endroit où on se trouve. Beaucoup plus en amont de l'axe proposé de la digue, la vallée s'élargit un peu plus pour laisser place à une cuvette pouvant recueillir les eaux superficielles provenant du bassin versant.

La pente des versants des deux rives est pratiquement la même au niveau de l'axe probable de la digue. La végétation est représentée par de la broussaille, des pins et des oliviers dans la vallée et plus particulièrement sur les versants à l'exception du lit mineur de l'oued où l'on aperçoit quelques broussailles pousser grâce probablement à la présence d'eau souterraine représentant l'inféro-flux de l'oued Tamesoult.

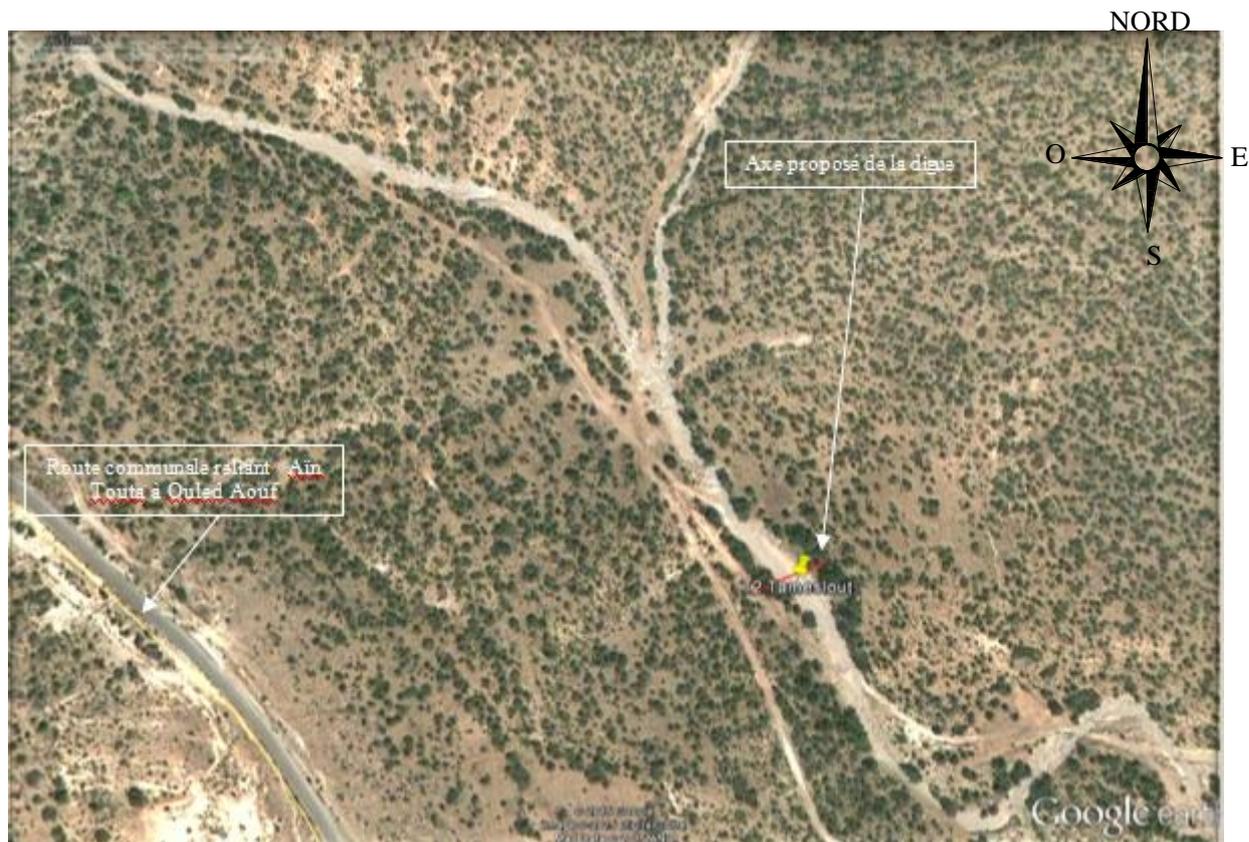


Photo satellite Google earth de la vallée d'oued Tamesoult An Ouarioun

L'oued a creusé son lit dans la roche mère qui est représentée en majeure partie par des calcaires en gros bancs, de teinte grise à marron et dans les argiles marneuses représentant les terrasses alluviales qu'il traverse. Les bancs calcaires sont très durs (bancs à pendage faible, presque horizontal). Les formations alluvionnaires sont peu développées dans les parties hautes de la vallée. Elle est suffisamment ouverte et large en amont pour accueillir une retenue collinaire. La présence d'affluents le long d'oued Tamesoult favoriserait les apports liquides.

L'oued présente un méandre très sinueux en aval de l'axe de la digue, comme nous pouvons le voir sur la photo satellite en page 6 du rapport. La force générée par les eaux de crue peut être la cause d'importants affouillements au pied des berges et peut engendrer ainsi un transport solide assez conséquent. Cependant, en amont de l'axe, le lit de l'oued est pratiquement linéaire et présente des berges suffisamment stables pour accueillir une retenue collinaire. Les arbres implantés sur les rives de l'oued pourraient d'une manière conséquente freiner l'érosion des berges et diminuer ainsi le transport solide qui envaserait en partie la retenue collinaire.

Les deux versants qui sont à pente douce, représentant les rives de l'oued Tamesoult, sont parsemés d'éboulis de pente, résultat de l'érosion des massifs environnants. Le site est accessible en tous endroits de l'oued. Les éboulis sont de nature calcaire puisqu'ils affleurent un peu partout en amont de l'axe, dans l'oued et sur les rives.



Une vue des rives et du lit de l'oued Tamesoult (Bureau d'Etudes HYDRO PROJET, 2015)

II.1.2. Aperçu des reconnaissances

➤ **Reconnaissances antérieures**

D'après les investigations faites par le bureau d'études HYDRO PROJET, 2015 au niveau des différentes structures ayant trait aux études d'hydrauliques, nous n'avons trouvé aucune étude antérieure pouvant nous informer sur les différentes formations géologiques présentes au niveau de la région et leurs caractéristiques.

Nous allons à partir de la carte géologique de Constantine Nord à l'échelle de 1/500.000^e et de la visite sur site, faire la description des différentes séries géologiques affleurant à la faveur des berges de l'oued et à l'aide de la notice explicative qui est bien explicite mais très générale.

➤ **Reconnaissance de terrain**

La reconnaissance de la zone du site et de la cuvette a été effectuée en deux campagnes bien distinctes :

La première par la réalisation de fouilles au nombre de quatre (04) le long de la cuvette, en rive droite, pour la recherche des matériaux de construction qui serviront à l'édification de la digue.

La deuxième par la réalisation de trois tranchées au niveau de l'axe supposé de la digue pour la reconnaissance géologique et estimer le degré d'étanchéité de la fondation.

La reconnaissance de terrain nous permettra de :

- Faire la description lithologique du sol de fondation de la digue et de la cuvette.
- Définir les caractéristiques hydrogéologiques dans le cas où le niveau de la nappe alluviale est atteint par les tranchées et les fouilles.
- Définir et délimiter les zones d'emprunt des matériaux de construction après leur analyse et essais en laboratoire.

II.1.3. Description géologique d'ensemble

II.1.3.1. Géologie Régionale

L'Algérie du Nord est subdivisée en trois parties distinctes du Nord au Sud, à savoir :

- L'Atlas tellien.
- Les hautes plaines steppiques.
- L'Atlas saharien représenté par une succession de chaînons et de bassins, de direction principale WSW-ENE.

La carte géologique d'Aïn-Touta au 1/50.000^e n'existant pas, nous avons dû nous reporter à la carte géologique de Constantine Nord au 1/500.000^e qui montre des terrains allant du Crétacé au Quaternaire

La lithologie de ces formations du côté des Aurès est constituée de calcaire, graviers calcaires, dolomie, marne, argile, limon, sables et sels.

Les formations existantes ont été affectées par des mouvements tectoniques suivis de phénomènes d'érosion suffisamment actifs.

Les reliefs sont typiques des régions arides. Les versants modèles dans le substratum géologique laissent apparaître très facilement leur structure en raison de la faible épaisseur des sols et la faible densité du couvert végétal.

En fonction de la lithologie, dureté et puissance des strates, on peut distinguer trois grands ensembles de modelés selon que l'on a :

➤ **Dominance de roches dures :**

Elles sont représentées par des calcaires plus ou moins dolomitiques et grès (Crétacé). Les points hauts du relief (Djebels), toujours modelés dans les roches dures, calcaires plus ou moins dolomitiques et grès. Elles sont généralement dénudées ou presque de toute végétation naturelle.

➤ **Dominance de roches tendres :**

- Les marnes.
- Les marno-calcaires



Figure II.1 Extrait de la carte géologique de Constantine Nord au 1/500.000°.

Notre zone d'étude qui est oued Tamesoult An Ouarioun, se situe, comme nous pouvons le voir sur l'extrait de carte géologique de Constantine-Nord au 1/500.000^e, sur des terrains d'âge *Crétacé supérieur* principalement. Les principales formations géologiques se succèdent comme suite du plus ancien au plus récent :

Le *Crétacé moyen* : est représenté par des faciès mixtes, où ils apparaissent en gros bancs métriques avec des grès, des argiles versicolores, des marno-calcaires à niveaux glauconieux. On note aussi la présence de roches quartziteuses sous forme de bancs de quartzites. L'importance des grès augmente vers le Sud où ils passent à des formations continentales.

Le *Crétacé supérieur* :(formation concernée) est représentée par des faciès méridionaux de faible profondeur, où l'abondance de fossiles a permis de distinguer le *Coniacien* généralement peu profond et marno-calcaire, le *Santonien*marno-calcaire, le *Campanien* assez argileux et le *Maestrichtien* où les calcaires dominent. Le *Sénonien* en général est marno-calcaire avec prédominance des calcaires de couleurs claires au Sud et des marnes schisteuses ou esquilleuses sombres au Nord.(bureau d'études HYDRO PROJET, 2015)

Le *Miocène inférieur* avec le *Cartennien* débute au-dessus de l'*Aquitainien* par des poudingues, des grès et des calcaires surmontés de marnes vertes gypseuses qui représentent déjà un faciès semi-lagunaire du *Cartennien supérieur*, (bureau d'études HYDRO PROJET, 2015)

II.1.3.2. Géologie locale

Les principales formations géologiques que nous avons rencontrées au niveau du site se trouvent concentrées dans une vallée plus ou moins encaissée mais qui s'ouvre plus en amont par l'existence de deux affluents qui alimentent l'oued Tamesoult, avec une pente relativement moyenne. Au niveau d'oued Tamesoult, nous avons principalement :

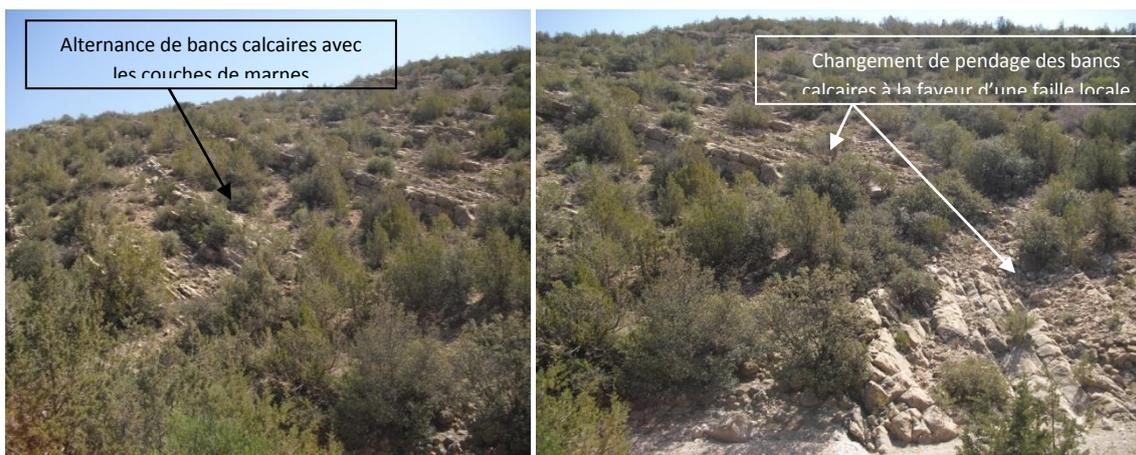
Des bancs calcaires de couleur claire jaunâtre à gris clair, alternant avec d'épaisses couches de marnes sombres schisteuses. Ces bancs sont de dimension variable, pouvant atteindre plusieurs mètres et un pendage variant entre quelques degrés à 30 à 40° vers l'Est, changeant parfois de pendage à la faveur de fractures ou de petites failles locales. Cette formation est probablement datée du *Sénonien* affleurant en rive gauche et droite de l'oued Tamesoult, dans la cuvette de la future retenue, que l'on voit bien sur les photos en page suivante. Les couches de marnes que l'on voit en amont de l'axe de l'axe supposé de la digue alternent avec des bancs plus ou moins épais de calcaires très durs, fissurés suivant un

maillage à 90° les unes des autres et ayant un pendage assez accentué. Ces bancs calcaires sont bien visibles sur la piste qui longe l'affluent gauche d'oued Tamesoult puisque cette piste a été creusée dans ces calcaires jaunâtres. Nous avons également remarqué que la cuvette était plus ou moins boisée avec des pins et des chênes lièges, laissant apparaître en certains endroits quelques clairières.



Dalles calcaires affleurant en amont de l'axe de la digue avec un pendage vers l'Est, dans le lit de l'oued, très fracturées. (Bureau d'Etudes HYDRO PROJET, 2015)

En amont du site, nous observons la présence de terrasses alluviales constituées de marnes brunes en surface, en contrebas de bancs calcaires présents en rive droite. Les éboulis de pente sont présents sur les deux rives de l'oued avec des calibres très variables allant du centimètre à plusieurs dizaines de centimètres, de nature calcaire et gréseuse. (Bureau d'études HYDRO PROJET, 2015).



La rive gauche de l'oued Tamesoult avec une vue des bancs calcaires fissurés (Bureau d'Etudes HYDRO PROJET, 2015)

Les alluvions existent également dans l'oued mais leur épaisseur ne devrait pas être importante. Il s'agit d'alluvions grossières, représentées par de gros blocs provenant de la

désintégration des bancs calcaires présents en amont, de gros galets et graviers, avec une multitude de formes, tantôt arrondis tantôt anguleux, de gros sable et enfin du sable fin et des limons qui constituent la matrice de ces gros éléments.

II.1. 4 Sismicité

La carte des zones sismiques du document officiel, édité par le Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, après le tremblement de terre qui a eu lieu à Boumerdes et Alger en 2003, intitulé « Règles Parasismiques Algériennes RPA 1999 / version 2003 », montre que notre site d'étude est classé en zone I d'où une activité sismique faible.

La retenue collinaire qui sera projetée dans cette zone I appartient au groupe d'usage 1B, comme défini dans le RPA 2003 et de ce fait, le coefficient d'accélération A sera de 0,12 pour le calcul de la force sismique totale. L'ouvrage devra être réalisé suivant les Règles Parasismiques Algériennes de façon à ce qu'il puisse résister aux plus fortes secousses telluriques.

Nous constatons donc que le site de la retenue d'oued Tamesoult se situe dans une zone historiquement non reconnue par des épïcêtres, cependant, des secousses importantes pourraient être moyennement ressenties du fait de la proximité de la wilaya de Batna avec celles du Nord de l'Algérie.(voir la figure II.2)

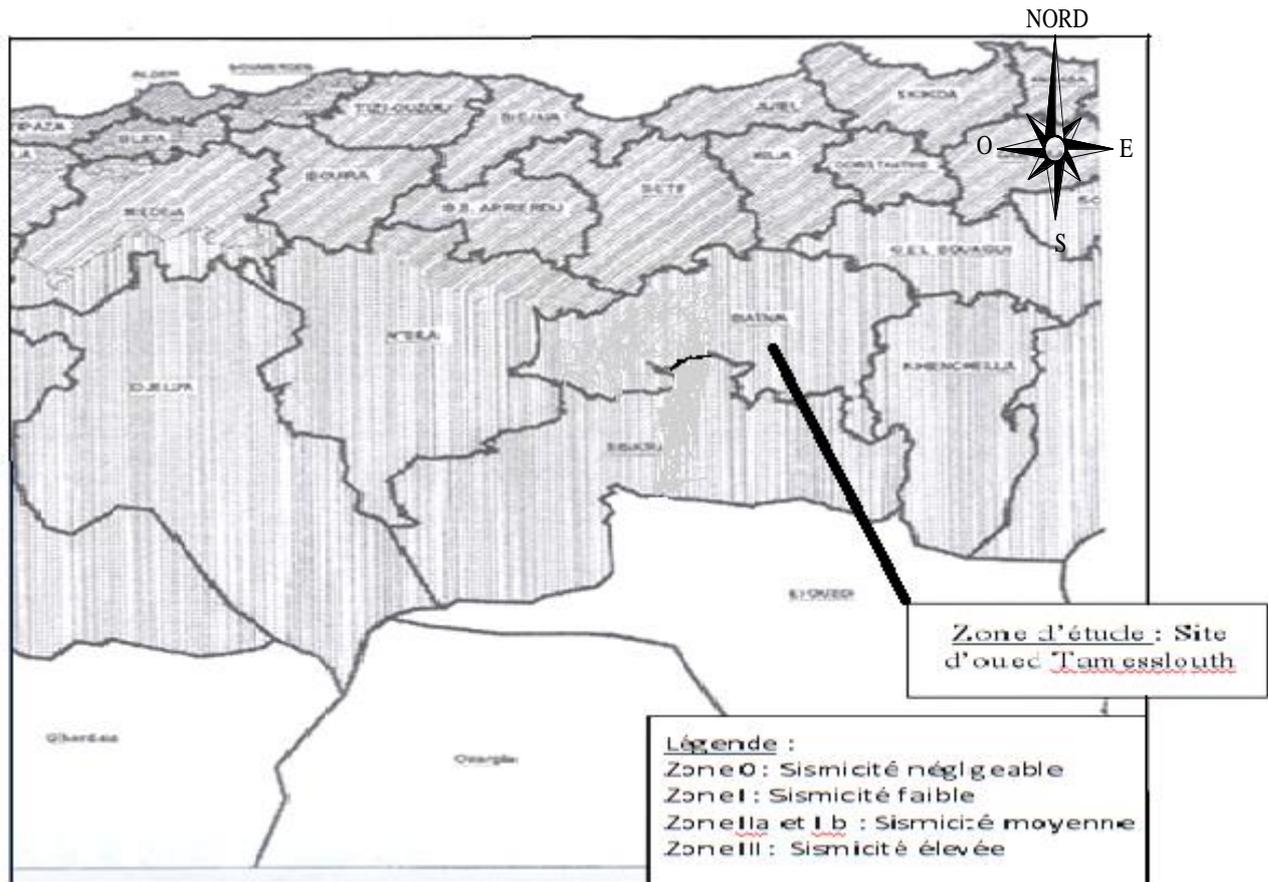


Figure II.2 : Carte zonage sismique du territoire national-RPA2003

II.1. 5 Considération sur les ouvrages

Prise d'eau et vidange de fond :

Ces deux ouvrages pourront être implantés dans le lit de l'oued. Ils seront ancrés dans les calcaires à environ 3 m de profondeur, mis en évidence sous les alluvions grossières de l'oued

Evacuateur de crues :

En étudiant de près le plan général de la retenue, le plan topographique et les données recueillies lors de la reconnaissance sur site, nous avons admis que les deux rives pouvaient recevoir l'évacuateur de crues. Il reposera sur les calcaires mis en évidence au niveau des tranchées T2 et T3 si l'excavation s'avère importante. Le prolongement de l'évacuateur de crues en aval de la digue sera facilité par la proximité du lit de l'oued Tamesoult qui va dans le même sens et par la faible pente de la rive. Pour la retenue collinaire d'oued Tamesoult, la

rive gauche offre de meilleures conditions topographiques (pente) pour l'implantation d'un évacuateur de crues de surface

II.1. 6 Zones d'emprunt des matériaux de construction

➤ Matériaux fins

Les fouilles à la pelle mécanique nous ont permis de mettre en évidence les argiles marneuses qui recouvrent les bancs calcaires du Sénonien avec une épaisseur variable d'un endroit à un autre. Effectivement, elle peut avoir 1,40 m d'épaisseur à l'exemple de F1 en rive droite de la cuvette. Plus on se rapproche du lit de l'oued et plus l'épaisseur augmente, Ces argiles marneuses sont très chargées en éléments de galets qu'ils soient émoussés ou anguleux, de graviers et de sable donc Ces argiles devront être débarrassées de tous les éléments grossiers lors de leur mise en place pour l'édification de la digue afin d'éviter des risques de fuites à travers ces gros éléments.

➤ Agrégats pour le filtre (gravier et sable) :

Les galets et graviers sont abondants. Le sable existe également dans le lit mineur de l'oued Tamesoult et au niveau de la tranchée T2 où la proportion en sable y est plus importante que les limons argileux.

Le sable limoneux constitue la matrice principale qui rassemble les galets et les graviers. Si la quantité brute de graviers et de sable ne suffit pas pour la confection des filtres de la digue, on pourrait les ramener d'une carrière environnante, du côté d'Aïn-Touta ou en y faisant le tri à l'aide d'un cribleur au diamètre voulu. Ces matériaux existent, suivant l'endroit où l'on se trouve, mais avec des puissances variables. Donc, il suffira de séparer les graviers du sable pour les alluvions grossières d'oued par la méthode de criblage pour obtenir le calibre voulu pour les besoins de la digue en sable et en graviers.

Matériaux pour le rip-rap

Pour la protection du talus amont contre les vagues, il sera préférable de prélever manuellement les gros éboulis de pente qui sont déjà disponibles sur les deux rives de l'oued Tamesoult, en amont ou en aval de la digue

II.1. 7. Aperçu hydrogéologique :

Selon le bureau d'études HYDRO PROJET, 2015 toutes les fouilles et tranchées réalisées le long de l'oued Tamesoult, que ce soit dans le lit mineur, majeur ou sur les rives, n'ont montré aucune présence d'eau souterraine, à l'exception de la tranche T2 dans le lit de l'oued où nous avons décelé que les alluvions étaient légèrement humides, ce qui est un peu logique en raison d'une couche alluvionnaire peu importante. Nous devons préciser que les fouilles et tranchées ont été faites en Mars 2015, en période printanière et qu'il n'y avait pas d'eau malgré le fait que nous ayons fait une tranchée dans le lit même de l'oued

II-2- Etude Géotechnique**II-2-1-Le site de la retenue****II-2-1-1-Méthode d'investigation**

Il a été prévu de réaliser à l'emplacement de l'axe supposé de la digue de la retenue collinaire trois (03) tranchées avec récupération d'échantillons remaniés et intacts, à des profondeurs différentes, suivant la possibilité d'excavation de la pelle hydraulique.

Ces tranchées ont été réalisées essentiellement pour la reconnaissance du sol d'ancrage de la digue mais également pour connaître sa capacité à retenir les eaux par l'intermédiaire d'essais de perméabilité sur les échantillons remaniés reconstitués.

Les fouilles F1, F2, F3 et F4 ont été exécutées dans la cuvette de la retenue, dans le but de sélectionner les matériaux de construction les plus adaptés qualitativement pour l'édification de la digue.

Tableau II.02.Les Travaux de reconnaissance

N°	Travaux de reconnaissance	Quantité de travaux	
		Sol de fondation	Cuvette
01	Tranchées	03	/
02	Fouilles	/	04

(Bureau d'études HYDRO PROJET, 2015)

II-2-1-2-Essais de perméabilité

Essai LEFRANC

L'essai LEFRANC est essentiellement destiné à évaluer la circulation de l'eau dans les sols meubles. Il consiste à injecter ou à pomper l'eau dans une cavité appelée lanterne aménagée dans le terrain dont on veut tester la perméabilité.

Essai LUGEON

L'essai LUGEON est destiné à la formation rocheuse ; il s'agit d'un essai d'eau. Les essais se feront sous une pression croissante allant jusqu'à 10 bars puis décroissante

II-2-1-3-Essais de laboratoire

Une série d'essais de laboratoire a été programmée sur des échantillons de sol représentatifs.

- **Analyses granulométriques.**
- **Limites d'Atterberg.**
- **Poids volumiques apparents.**
- **Teneurs en eau.**
- **Cisaillements directs UU.**
- **Teneurs en carbonates.**

Les résultats des différents essais réalisés sont représentés dans **Annexes A**.

II-2-1-4-Perméabilité

Les essais de perméabilité effectués sur le site, ont révélé des matériaux argileux pratiquement imperméables. Les valeurs du coefficient de perméabilité k sont :

$$10^{-8} \leq k \leq 10^{-11} \text{ m/s.}$$

Les sols en place sont moyennement à faiblement perméables.

La roche est peu poreuse et les fissures ou altérations quand elles existent sont colmatées ou remplis par des argiles.

II-2-1-5-Capacité portante

La capacité portante a été évaluée à partir des résultats des essais de cisaillement direct UU selon la formule suivante (la Formule de TERZAGHI) :

$$Q_{adm} = \gamma D + \frac{0.5 \gamma B N_{\gamma} + \gamma D (N_q - 1) + C N_c}{F_s} \dots\dots\dots II-1$$

Avec :

Q_{adm} : Capacité portante admissible.

γ : Poids volumique apparent.

φ : Angle de frottement $\varphi = 22^\circ$.

C : Cohésion, ($C = 0,1 \text{ Kg/cm}^2$)

B : Largeur ou diamètre de la semelle.

D : Profondeur d'encastrement de l'ouvrage dans la fondation

F_s : Coefficient de sécurité doit être pris à 3 pour mesure de sécurité

N_{γ} : terme de surface = 7,13
 N_q : terme de profondeur = 7,62
 N_c : terme de cohésion = 16,8.

} Coefficients de capacité portante dépende de φ (voir l'annexes C02)

$Q_{adm} = 2.50 \text{ Kg/cm}^2$

Pour le dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes nous préconisons de

Prendre une capacité portante admissible égale a 1.5 kg/cm^2 et pour la laquelle la stabilité est

Largement assurée.

II-2-1-6-Tassement

Les tassements ont été calculés d'après les résultats de l'essai de consolidation unidimensionnelle, selon la formule suivante :

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1+e_0} \text{Log} \left[1 + \frac{\Delta P}{P'_0} \right] \dots\dots\dots II-2$$

Avec :

ΔH : Tassement en cm.

C_c : Indice de compression. $C_c=12.1\%$

e_0 : Indice des vides initial. $e_0=0.871$

P'_0 : Pression des terres. $P'_0 = 0.51 \text{ kg/cm}^2$

ΔP : Accroissement des contraintes. $\Delta P = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

H : Hauteur de la couche compressible. $H=12 \text{ m}$.

$\Delta H = 2.35 \text{ cm}$
--

II-2-2- La zone d'emprunt

II-2-2-1 Localisation et prélèvement des matériaux

Toute la cuvette constituera la zone de prélèvement des matériaux fins au niveau de la cuvette. Il s'agit d'argiles sablo-graveleuses qui se situent au niveau des terrasses alluviales en bordure de l'oued Tamesoult. Cette formation se prolonge en amont et aval de l'axe de la retenue collinaire. Sachant que nous avons pu mettre en évidence ces argiles sableuses avec des épaisseurs différentes suivant les zones, nous aurons un volume disponible de plus de **55.370 m³** en matériaux fins

II-2-2-2-Essais de laboratoire

Une série d'essais de laboratoire ont été exécutés sur les matériaux choisis

Granulométrie ;

Proctor ;

Teneur en eau.....etc.

II-2-2-4- Caractéristiques géotechniques des matériaux pour calcul de stabilité

L'angle de frottement : $\varphi' = 25^\circ$

Cohésion du sol (Matériau) : $c' = 0.64 \text{ kg/cm}^2$

Coefficient de poisson : $\nu=0.3$

Poids volumique saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 1.99 \text{ t/m}^3$

Poids volumique sec : $\gamma_d = 1.735 \text{ t/m}^3$

La teneur en eau: $W_n = 14 \%$

Densité des grains solides $G_s = 2.38$

CONCLUSION

Le barrage projeté sera de type « en terre », homogène et compact en tenant compte de toutes les caractéristiques du sol de fondation.

La digue sera ancrée en rive droite (côté tranchée T1) dans les argiles brunes à 1,50 m de profondeur, dans les marnes schisteuses à 2,70 m de profondeur au niveau du lit de l'oued Tamesoult (côté tranchée T2) et dans les argiles jaunâtres sableuses à 1,50 m de profondeur en rive gauche (côté tranchée T3). Nous éviterons les bancs calcaires qui se trouvent plus profondément, à plus de 3,30 m de profondeur en rive droite, à moins de 3 m de profondeur dans le lit de l'oued, et à 2 m de profondeur en rive gauche

La couche alluvionnaire, qui n'est pas très épaisse, sera éliminée sur toute la largeur de base ainsi que sur tout le prolongement de l'axe de la digue.

Les berges au niveau du site sont pratiquement à l'état stable et ne demandent pas de traitement particulier puisque le sol au niveau de l'axe est en place.

Tous les échantillons prélevés ont montré de bonnes caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques et pourront être utilisés comme matériau fin pour la confection de la digue, à l'exception de la zone autour de la fouille F2 qui comporte beaucoup trop d'éléments grossiers, nous éviterons donc cette zone en la contournant.

La rive gauche, avec une pente relativement plus ou moins douce, conviendrait mieux à la construction de l'évacuateur de crues. Il pourrait reposer sur les bancs calcaires de la rive gauche si les travaux de terrassement dépassent les 2 m de profondeur. La prise d'eau et la vidange de fond pourront être édifiées dans le lit de l'oued. Elles seront ancrées dans les bancs calcaires si les travaux d'excavation pour leur mise en place dépassent les 3 m de profondeur.

En rive droite, la perméabilité mesurée dans l'échantillon de la tranchée T1 a été très faible (de l'ordre de 10^{-9} m/s) dans les argiles. Nous pourrions ancrer la clé à environ 1,50 m de profondeur en ayant pris soin de décaper la couche superficielle altérée.

En rive gauche, la perméabilité a été mesurée à 10^{-7} m/s, ce qui est quasiment imperméable pour un matériau de ce genre. Nous pourrions y ancrer la digue à environ 1,50 m de profondeur en ayant pris soin également de décaper la couche superficielle altérée.

Le choix de la digue s'est effectué sur la base des résultats de l'étude géologique et géotechnique (Phase II). En fonction de la disponibilité des matériaux grossiers (alluvion grossier) et des matériaux fins sur la cuvette du site d'oued Tamesoult, on aura la possibilité de choisir la variante de digue. Notre site peut recevoir plusieurs variantes de digue, à savoir ; digue homogène en matériaux fins, digue zonée en matériaux grossiers et noyau en argile étanche...

Le volume des matériaux fins (sables argileux) disponibles sur le site (114 000,00 m³) est supérieur à 1,5 fois le volume nécessaire à la confection de la digue (50 000,00) en matériaux fins. Cela nous a conduits à prévoir la digue homogène.

Le choix de la variante d'une digue homogène est renforcé par la facilité de son exécution et son délai de réalisation plus court, car elle nécessite la mise en place d'un seul matériau.

CHAPITRE III

Etude Hydrologique

Introduction:

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes. Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes

III.1. Bassin versant

Le bassin versant d'un oued au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant 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 Tameslout fait partie du grand bassin versant de Chott El Hodna code ANRH (5) et du sous bassin versant (14) dont la superficie est de 10,49 km², il culmine à une altitude de 1599m, avec un coefficient de compacité de 1,18. Les coordonnées du site de la retenue collinaire d'Oued Tameslout sont présentées dans le tableau III.1

Tableau III.01 Coordonnées du site de la retenue collinaire d'Oued Tameslout

Site	Lambert(Km)	Géographique	UTM (km)
Oued Tameslout	x = 779,16	Lat. 35°26'47,64	x = 751,86
	y = 243,11	Long. 5°46'29,15	y = 3925,82
	z = 1086,36m		

III.1.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

Les paramètres physiographiques ont été estimés en se basant sur les cartes d'état-major AIN TOUTA NI-31-XXIV-6 Est au 1/50.000^e, après avoir été scannées et numérisées.

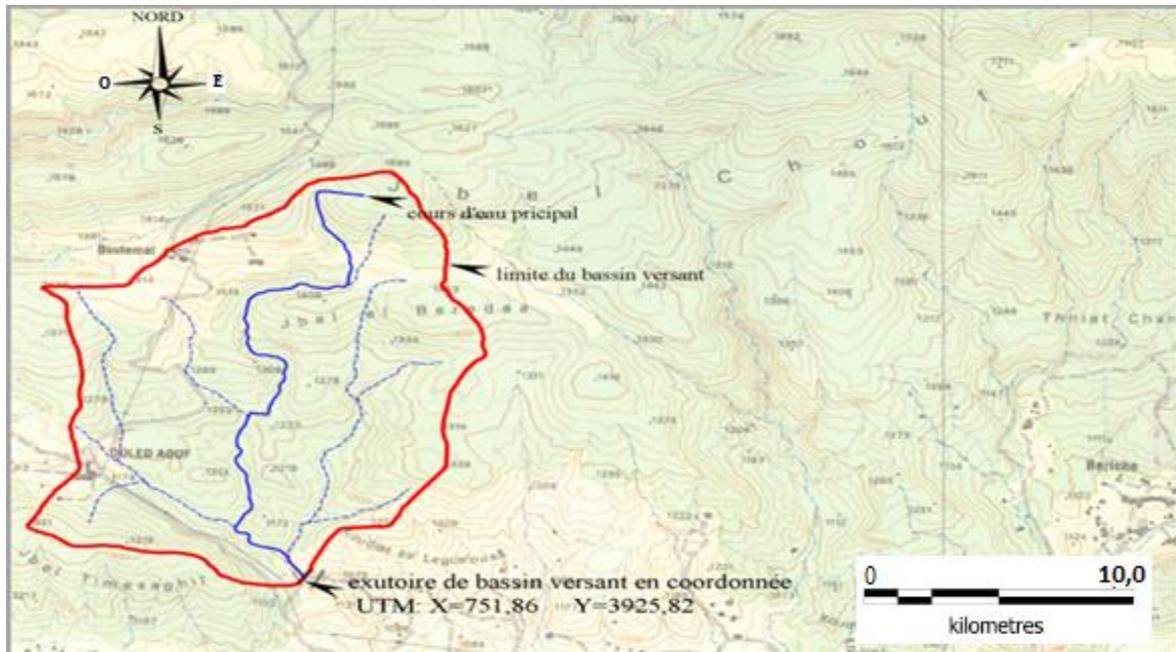


Figure III.1 Délimitation du bassin versant sur la carte d'état-major d'Ain Touta n° NI – 31 – XXIV – 6 EST au 1/50.000^e

a) Caractéristiques physiographiques du bassin versant

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

❖ Surface du bassin versant

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S = 10,49 \text{ Km}^2$$

❖ Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant mesuré est de :

$$P=13,71 \text{ km}$$

❖ Longueur du talweg principal

La longueur du thalweg principal a pour valeur :

$$L= 5,94 \text{ km}$$

b) Caractéristiques hydro-morphologiques :

c) Indice de compacité de Gravelius "Kc"

Cet indice caractérise la forme du bassin versant. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

$$Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.1)$$

P : périmètre du bassin versant (13,71 Km)

S : surface du bassin versant (10,49Km²)

KC : indice de Gravelius

KC=1,185

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

-si Kc = 1 => bassin parfaitement circularisé

-si KC = 1.128 => bassin ramassé

-si KC > 1.128 => bassin allongé

Le bassin est caractérisé par un coefficient de Gravelius de 1,185 > 1,128, donc notre bassin versant est de forme plus au moins allongée.

❖ Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = L^2/S \dots\dots\dots(III.2)$$

L : la longueur du talweg principal(Km)

S : la superficie du bassin versant.(Km²)

C_a=3,36

❖ Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est défini comme le rectangle de longueur (L) et de largeur (l) qui a la même surface (s), même périmètre (p), même indice de compacité (Kc) et même hypsométrie que le bassin versant étudié.

Ce périmètre permet la comparaison facile du bassin entre eux du point de vue de l'influence de leur caractéristique sur la courbe ; d'où les dimensions rectangles équivalent qui sont :

Longueur du rectangle équivalent

$$L_r = \frac{kc\sqrt{s}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(III.3)$$

$$L_r = 4,56 \text{ Km}$$

Largeur du rectangle équivalent

$$l_r = \frac{kc\sqrt{s}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(III.4)$$

$$l_r = 2,30 \text{ km}$$

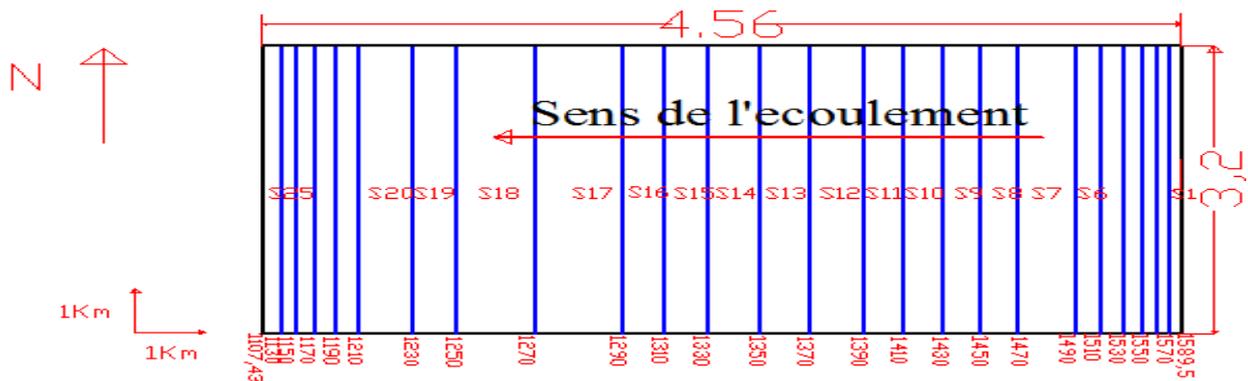


Figure III.02 : Rectangle équivalent

❖ Hypsométrie du bassin versant

- Le relief

Le relief est un facteur essentiel, il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation.

C'est un élément capital dans le comportement hydrologiques d'un bassin .le but cherché ici est la détermination de la classe de relief .la hauteur moyenne et le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau.

La courbe hypsométrique est tracée après avoir planimètre les surface partielles comprises entre les courbes de niveau successives.

On obtient les résultats suivants (voir tableau II.02).

Tableau III.02 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

courbes de niveau (m)	Altitude moyenne Hi (m)	surface partielle Si (km2)	surface partielle Si(%)	surfaces cumulée (%)	courbes de niveau (m)	Altitude moyenne Hi (m)	surface partielle Si (km2)	surface partielle Si(%)	surfaces cumulée (%)
1599-1580	1589,5	0,15	1,43	1,43	1340-1320	1330	0,56	5,36	47,91
1580-1560	1570	0,13	1,24	2,67	1320-1300	1310	0,6	5,72	53,63
1560-1540	1550	0,18	1,72	4,39	1300-1280	1290	0,5	4,73	58,36
1540-1520	1530	0,2	1,91	6,29	1280-1260	1270	0,46	4,42	62,78
1520-1500	1510	0,21	1,97	8,26	1260-1240	1250	1,02	9,71	72,49
1500-1480	1490	0,25	2,38	10,65	1240-1220	1230	0,89	8,51	81
1480-1460	1470	0,29	2,76	13,41	1220-1200	1210	0,51	4,83	85,83
1460-1440	1450	0,66	6,29	19,7	1200-1180	1190	0,6	5,76	91,6
1440-1420	1430	0,44	4,19	23,9	1180-1160	1170	0,27	2,55	94,14
1420-1400	1410	0,43	4,1	28	1160-1140	1150	0,23	2,15	96,29
1400-1380	1390	0,44	4,19	32,19	1140-1120	1130	0,21	1,96	98,25
1380-1360	1370	0,45	4,32	36,51	1120-1086,36	1107,43	0,18	1,75	100
1360-1340	1350	0,63	6,04	42,54	Total		10,49	100	

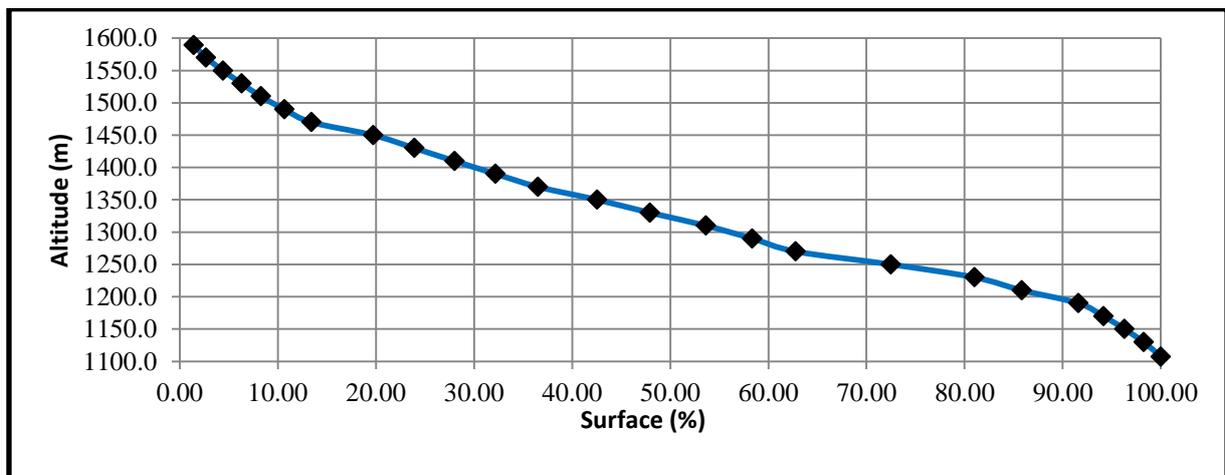


Figure III.03 : Courbe hypsométrique du bassin de l'oued Tamesoult

❖ Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à celle lue au 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 :

$$H_{\text{med}} = H_{50\%} = 1322,39 \text{ m.}$$

❖ Altitude moyenne

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

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum SiHi}{S} \dots\dots\dots(III.5)$$

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km²)

H_{moy}=1324,40 m.

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

courbes de niveau (m)	Altitude moyenne Hi (m)	surface partielle Si (km ²)	surface partielle Si(%)	surfaces cumulée (%)	Si*Hi
1599-1580	1589,5	0,15	1,43	1,43	238,43
1580-1560	1570	0,13	1,24	2,67	204,1
1560-1540	1550	0,18	1,72	4,39	279
1540-1520	1530	0,2	1,91	6,29	306
1520-1500	1510	0,21	1,97	8,26	312,21
1500-1480	1490	0,25	2,38	10,65	372,5
1480-1460	1470	0,29	2,76	13,41	426,3
1460-1440	1450	0,66	6,29	19,7	957
1440-1420	1430	0,44	4,19	23,9	629,2
1420-1400	1410	0,43	4,1	28	606,3
1400-1380	1390	0,44	4,19	32,19	611,6
1380-1360	1370	0,45	4,32	36,51	620,33
1360-1340	1350	0,63	6,04	42,54	854,96
1340-1320	1330	0,56	5,36	47,91	748,35
1320-1300	1310	0,6	5,72	53,63	786
1300-1280	1290	0,5	4,73	58,36	640,01
1280-1260	1270	0,46	4,42	62,78	589,23
1260-1240	1250	1,02	9,71	72,49	1273,4
1240-1220	1230	0,89	8,51	81	1097,85
1220-1200	1210	0,51	4,83	85,83	613,58
1200-1180	1190	0,6	5,76	91,6	719,26
1180-1160	1170	0,27	2,55	94,14	312,75
1160-1140	1150	0,23	2,15	96,29	258,89
1140-1120	1130	0,21	1,96	98,25	232,06
1120-1086,36	1107,43	0,18	1,75	100	203,18
Total		10,49	100		13892,48

❖ 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 de roche

L'indice de pente de ROCHE sert à déterminer la pente moyenne avec les données réelles du bassin versant. Il est déterminé par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{A_i D_i} \dots \dots \dots (III.6)$$

Où : 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.4 : Détermination de L'indice de pente de ROCHE

Altitude (m)	$D_i = H_i - H_{i-1}$ (m)	S_i (km ²)	$A_i = S_i / S$ (%)	$\sqrt{A_i \times D_i}$
1599-1580	19	0,15	1,43	5,21
1580-1560	20	0,13	1,24	4,98
1560-1540	20	0,18	1,72	5,87
1540-1520	20	0,2	1,91	6,18
1520-1500	20	0,21	1,97	6,28
1500-1480	20	0,25	2,38	6,90
1480-1460	20	0,29	2,76	7,43
1460-1440	20	0,66	6,29	11,22
1440-1420	20	0,44	4,19	9,15
1420-1400	20	0,43	4,1	9,06
1400-1380	20	0,44	4,19	9,15
1380-1360	20	0,45	4,32	9,30
1360-1340	20	0,63	6,04	10,99
1340-1320	20	0,56	5,36	10,35
1320-1300	20	0,6	5,72	10,70
1300-1280	20	0,5	4,73	9,73
1280-1260	20	0,46	4,42	9,40
1260-1240	20	1,02	9,71	13,94
1240-1220	20	0,89	8,51	13,05
1220-1200	20	0,51	4,83	9,83
1200-1180	20	0,6	5,76	10,73
1180-1160	20	0,27	2,55	7,14
1160-1140	20	0,23	2,15	6,56
1140-1120	20	0,21	1,96	6,26
1120-1086,36	25,14	0,18	1,75	6,63
somme		10,49	100	216,02

Donc L'indice de pente de ROCHE est de $I_p=3,20$

- Indice de pente globale I_g

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(II.7)$$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

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

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

Avec:

$$H5\% = 1542,61m$$

$$H95\% = 1161,67m$$

$$L = 4,56 Km$$

$$I_g = 0,083$$

Tableau III.05: Classification du relief

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

$$I_g = \frac{1542,61 - 1161,67}{4560} = 0.083 \text{ Donc notre relief est de pente Forte}$$

- Indice de pente moyenne I_{pm}

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

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots(III.8)$$

$$I_{pm} = 11\%$$

❖ Pente moyenne du bassin versant

Il est donné par la formule suivante :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots(III.9)$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

L_1, L_2, \dots, L_n : les longueurs des courbes de niveaux L en (Km).

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

Les résultats des mesures sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Pente moyenne de bassin versant

N°	Côte	DH	L (Km)	pente partielle
1	1563,5-1500	0.0635	3.37	0.019
2	1500-1400	0.1	1.08	0.093
3	1400-1300	0.1	1.23	0.081
4	1300-1200	0.1	1.02	0.098
5	1200-1100	0.1	2.14	0.047
6	1100-1086,36	0.05514	0.29	0.190
Im				0.088

La pente moyenne du bassin est : $I_{\text{moy}}=8,80\%$

III.1.2. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant

❖ Le réseau hydrographique

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

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

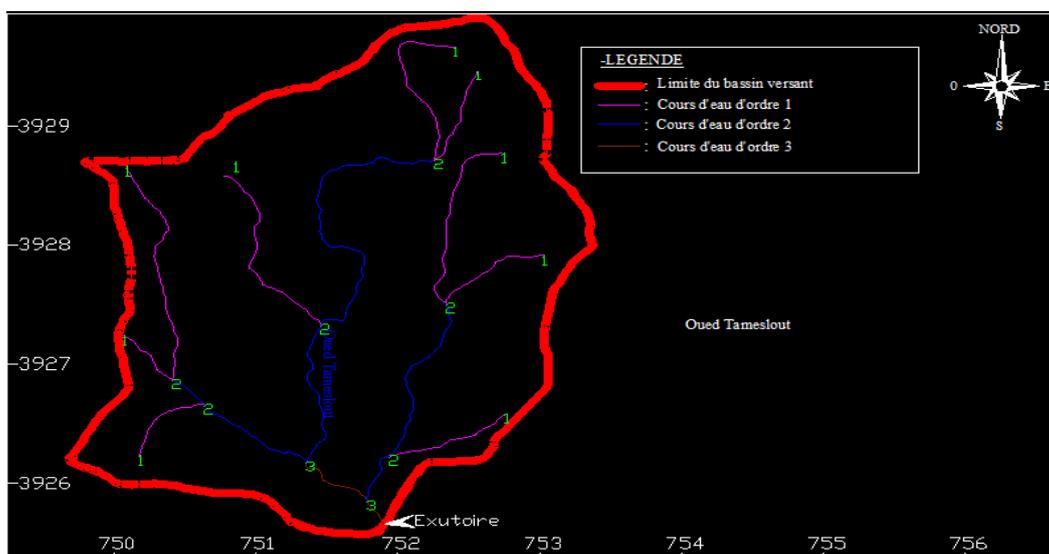


Figure III.4 Réseau hydrographique de bassin versant et classification du SCHUM

❖ Densité de drainage

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « L_i », du bassin versant, à la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface, elle est exprimée en Km/Km^2 .

$$Dd = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (III.10)$$

$\sum L_i$: Longueur totale des talwegs de tous les ordres (Km)=18.15km

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

Tableau III.7 : Densité de drainage

Ordre du cours d'eau	Nombre	Longueur (km)
1	9	10,39
2	3	6,92
3	1	0,84
total		18,15

La densité de drainage est estimée à $1,73 \text{ km}/\text{km}^2$

❖ Densité du thalweg élémentaire

$$F_i = \frac{N}{S} \dots\dots\dots (III.11)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=9$

S : Superficie du bassin versant.

$$F_i = 0.85$$

❖ Coefficient de torrentialité

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

$$C_t = Dd \cdot F_1 \dots\dots\dots (III.12)$$

$$C_t = 1,48$$

❖ La longueur moyenne des versants

$$L_v = \frac{L}{2Dd} \dots\dots\dots(III.13)$$

Dd : densité de drainage en Km/Km²

L : longueur de rectangle équivalent en Km

$$L_v = 1,32 \text{ km}$$

❖ La pente moyenne de cours d'eau principale

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

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots(III.14)$$

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

ΔL : La distance entre ces deux points.

$$I = 9,71\%$$

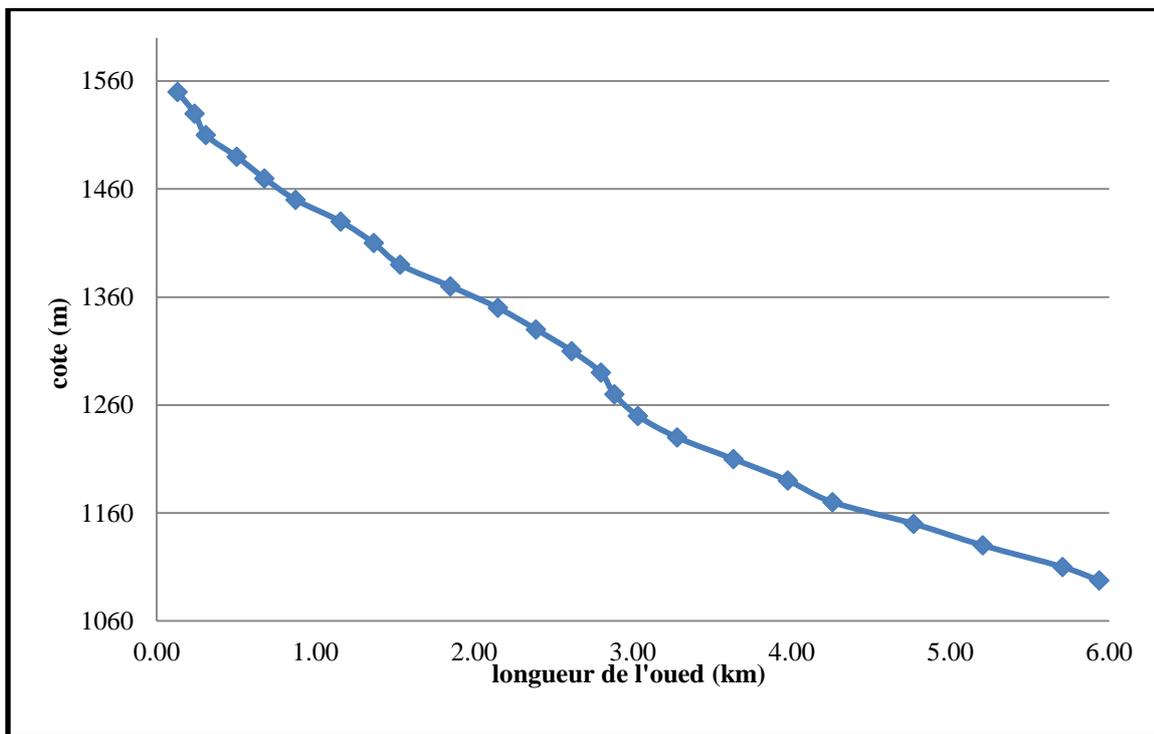


Figure III.5 : Pente de talweg principal

Le détail des calculs est donné dans le tableau III.8 :

Tableau III.8 : Calcul de la pente moyenne de l'oued.

n	cote (m)	dénivelée (m)	longueur li (km)	pente partielle	n	cote (m)	dénivelée (m)	longueur li (km)	pente partielle
1	1560-1540	8	0,13	0,0614	13	1320-1300	20	0,22	0,0889
2	1540-1520	20	0,11	0,1839	14	1300-1280	20	0,18	0,109
3	1520-1500	20	0,07	0,283	15	1280-1260	20	0,08	0,2372
4	1500-1480	20	0,19	0,1032	16	1260-1240	20	0,15	0,1346
5	1480-1460	20	0,18	0,1142	17	1240-1220	20	0,25	0,0807
6	1460-1440	20	0,2	0,1016	18	1220-1200	20	0,35	0,0566
7	1440-1420	20	0,28	0,0707	19	1200-1180	20	0,34	0,0581
8	1420-1400	20	0,21	0,0962	20	1180-1160	20	0,28	0,071
9	1400-1380	20	0,17	0,1205	21	1160-1140	20	0,51	0,0392
10	1380-1360	20	0,32	0,0632	22	1140-1120	20	0,44	0,046
11	1360-1340	20	0,3	0,0665	23	1120-1100	20	0,5	0,0398
12	1340-1320	20	0,24	0,0832	24	1100-1086,36	5,14	0,23	0,0221
Im (%)									9,71

❖ Temps de concentration du bassin versant t_c

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

➤ Formule de GIANDOTTI (1937)

Le temps de concentration est calculé comme suit :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{\min}}} \dots\dots\dots(III.15)$$

Avec :

- S : surface du bassin versant (Km²) ;
- Lcp : longueur de cours d'eau principal (Km) ;
- Lcp = 5,94 Km.
- Tc : temps de concentrations exprimé en heure
- Hmoy : altitude moyenne (1342,40m) ;

Hmin : altitude minimale (1094,86m) ;

➤ Formule de Sokolovsky

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

$$T_c = \frac{L}{3.6 * V}$$

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 $V \approx 0,7 - 1,2$ (m/s).

➤ Formule de SOGREA - 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 :

$$T_c = 3 [S * L / (10 * I)^{1.5}]^{0.25}$$

S : Surface du bassin versant en km²

L : longueur du cours d'eau en km.

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

Tableau III.9 : Temps de concentration T_c

Formule	T_c (h)
Sokolovsky	1,38-2,36
SOGREA - ANRH	1,52
Giandotti	1,73

On remarque que la valeur donnée par les formules est assez proches. Pour cela, nous allons adapter la valeur du temps de concentration égale à 1,72 h

❖ Vitesse de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots \dots \dots (III.16) .$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

$V_r=3,45$ km/h

Tableau II.10 : Résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	10,49
Périmètre		P	Km	13,71
Longueur du thalweg		L	Km	5,94
Indice de compacité		K _C	-	1,185
Coefficient d'allongement		C _a	-	3,36
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	Km	4,56
	Largeur	l _r	Km	2,3
altitudes	Maximale	H _{max}	M	1599
	Moyenne	H _{moy}	M	1324,4
	Médiane	H _{med}	M	1322,39
	Minimale	H _{min}	M	1086,36
Indice de pente de Roche		I _p	%	3,2
Indice de pente globale		I _g	%	8,3
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	11
Densité de drainage		D _d	Km/km ²	1,73
Coefficient de torrentialité		C _t	-	0.091
Temps de concentration		T _c	H	1,48
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	3,45

III.2. Caractéristiques climatique du bassin versant

L'absence de station climatologique dans le bassin versant d'Oued Tamesoult nous a amené à retenir la station climatologique de Barika, 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).

L'étude des caractéristiques climatiques est basée sur les observations relevées à la station météorologique de Barika, elle est située à l'Ouest du bassin versant d'Oued

Tameslout. Les données mensuelles de la température, l'humidité de l'air, la vitesse du vent et l'évapotranspiration ont été recueillies au sein des services de l'Office National de la Météorologie.

III.2.1 Température de l'air

La distribution mensuelle de la température de l'air est présentée dans le tableau 2.1

Tableau III.11 : Distribution mensuelle de la température en °C

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	moyenne
Tmin (°C)	2,2	2,9	6,6	9,5	14,9	20,2	23,6	23,4	18,2	13,2	7,2	3,1	12,08
Tmoy (°C)	7,6	9,1	13,1	16,5	22,2	27,7	31,0	30,5	25,2	19,3	12,8	8,5	18,63
Tmax (°C)	13,8	15,7	19,6	23,0	28,9	34,6	37,6	37,6	31,8	25,7	18,8	14,3	25,12

D'après ce tableau, la valeur de la température moyenne est de 18,63°C. La valeur maximale est enregistrée pendant les mois de juillet et d'août avec une valeur de 37,6°C. La valeur minimale est de 2,2°C, enregistrée durant le mois de janvier.

Les températures moyennes mensuelles allant de novembre à avril sont inférieures à la moyenne annuelle, à comparer avec les températures des mois de mai à octobre qui sont supérieures à cette dernière.

Ceci permet de distinguer deux périodes de l'année : saison froide (de novembre à avril) et saison relativement chaude (de mai à octobre).

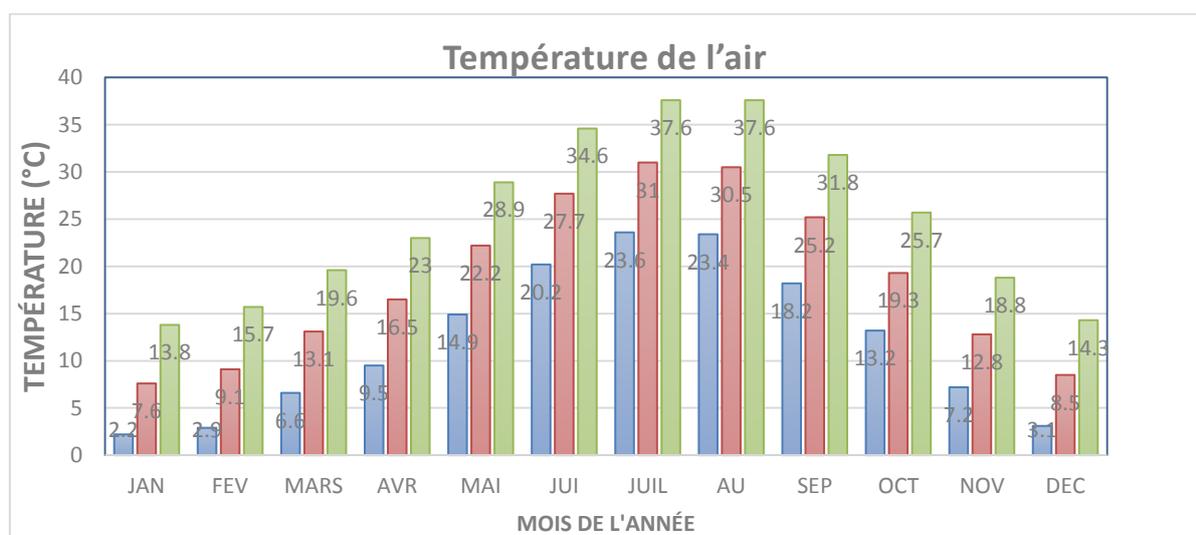


Figure III.06 : Répartition mensuelle de la température

III.2.2. Humidité relative de l'air :

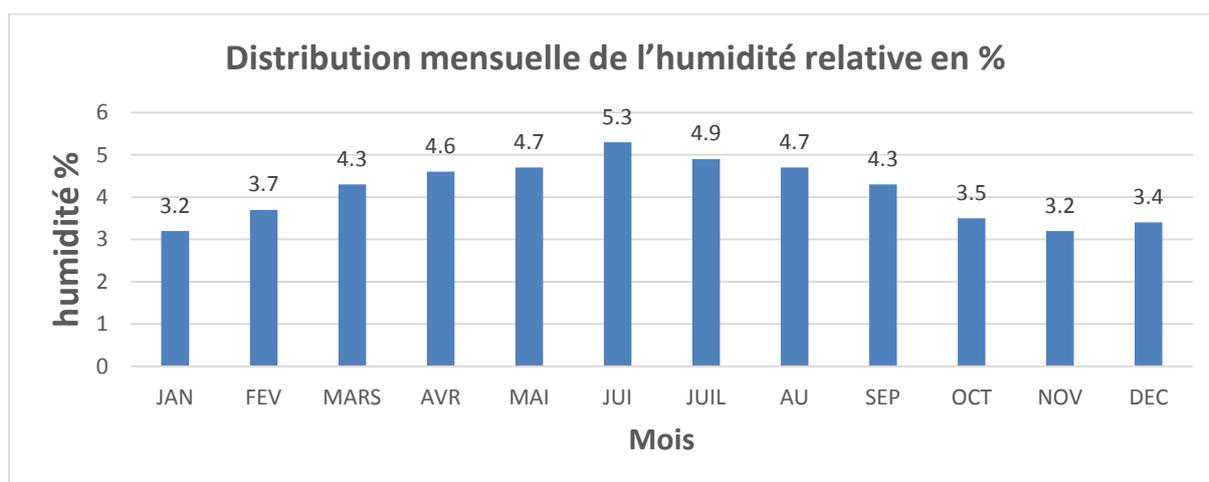
La distribution mensuelle de l'humidité de l'air est présentée dans le tableau II.13

Tableau III.12 : Distribution mensuelle de l'humidité relative en %

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Humidité(%)	68	63	54	47	41	34	30	31	44	54	66	71

L'examen de la répartition mensuelle, montre que l'humidité relative de l'air est généralement plus élevée en saison hivernale. Les valeurs maximales sont atteintes durant les mois d'hiver (54 - 71%), lorsque les températures sont minimales.

Les valeurs d'humidité les plus faibles sont enregistrées en été (30 - 47 %) ce qui prouve encore une fois l'aridité durant la période estivale.

**Figure III.07 :** Distribution mensuelle de l'humidité relative en %**III.2.3 Vitesse du vent**

Les valeurs de la vitesse du vent (valeurs mensuelles et annuelles en m/s) sont présentées dans le tableau III.14

Tableau II.13 : Distribution mensuelle de la vitesse de vent en m/s

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Vent (m/s)	3,2	3,7	4,3	4,6	4,7	5,3	4,9	4,7	4,3	3,5	3,2	3,4	4,15

D'après le tableau 2.3, la valeur moyenne annuelle de la vitesse du vent est de 4,15 m/s. Elle est maximale pendant le mois de Juin et minimale pendant le mois de Novembre et Janvier

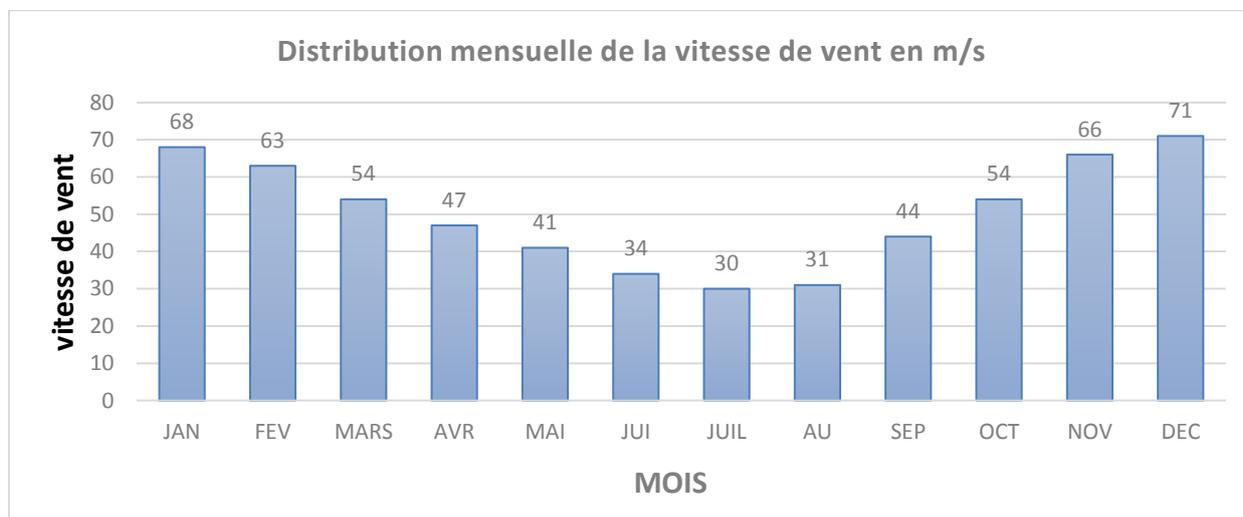


Figure III.08 : Distribution mensuelle de la vitesse de vent en m/s

III.2.4 .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.

Les valeurs de l'évaporation moyenne de Penman et Turc (valeurs mensuelles et annuelles en mm/mois) sont présentées dans le tableau II.14

Tableau III.14 :L'évaporation moyenne de Penman et Turc

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Penman	34	55	107	148	204	244	265	244	165	99	48	32	1645
Turc	40	51	90	121	171	208	235	217	132	94	57	40	1456

La carte des évapotranspirations de nord de l'Algérie, établie par l'ANRH sur la base de calcul de cette caractéristique hydrologique par la formule de Penman. L'évaporation annuelle dans la zone d'étude selon cette carte est de l'ordre de $E \approx 1500$ mm. (Voir annexe 4).

Pour la suite de l'étude nous retiendrons une évaporation moyenne de 1500mm.la répartition mensuelle de l'évaporation est représenté dans le tableau 2.5

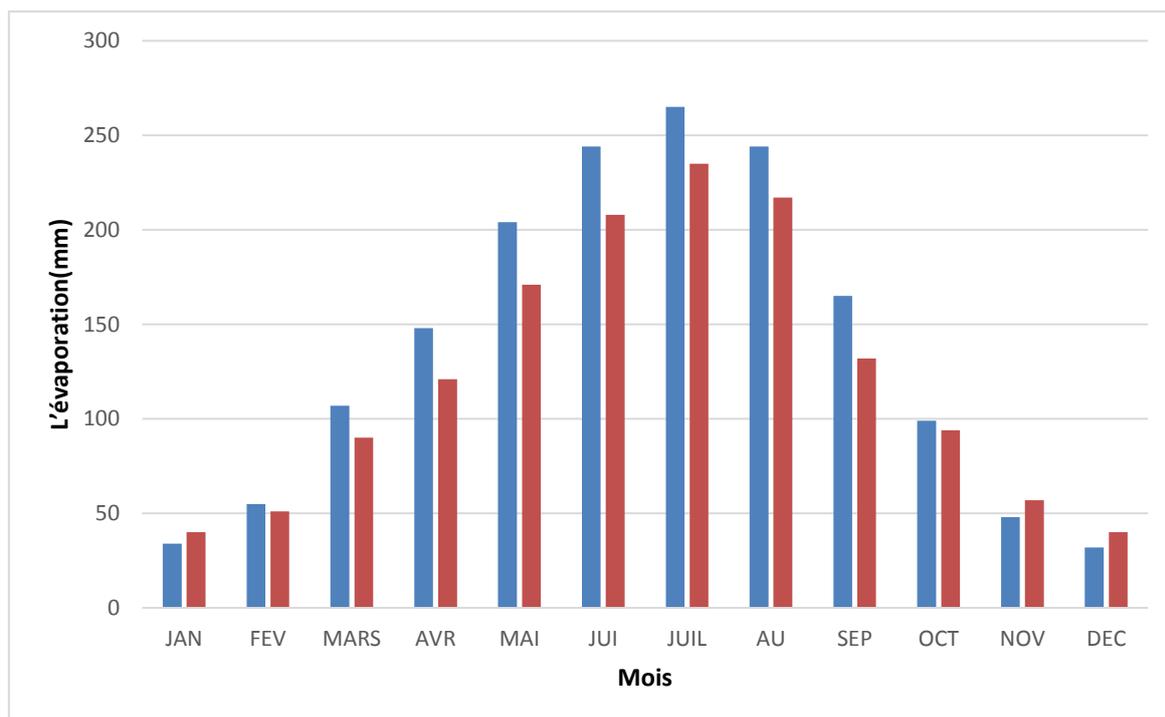


Figure III.09 : Distribution mensuelle l'évaporation moyenne de Penman et Turc

Tableau III.15 : Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
E (%)	2.1	3.3	6.5	9.0	12.4	14.8	16.1	14.8	10.0	6.0	2.9	1.9	100
E (mm)	31,0	50,2	97,6	135,0	186,0	222,5	241,6	222,5	150,5	90,3	43,8	29,2	1500

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 Tameslout (Voir annexe 01).

Ces données pluviométriques collectées au niveau de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H) se présentent sous forme de totaux mensuels et annuels ainsi que des pluies journalières maximales.

Le tableau III.17 ci-dessous montre les caractéristiques des stations pluviométriques prises en considération dans l'étude.

Tableau III.16 : Coordonnées Lambert des stations pluviométriques

Code	Nom	X (km)	Y (km)	Z (m)	Période de fonctionnement	N° d'années	Pmoy (mm)
051201	MEROUANA	790,75	263,65	1000	1972-1995 et 1998-2009	24	349.38
						12	
051306	NGAOUS	764,10	255,10	750	1967-1995 et 1998-2009	29	250.57
						12	
061211	OUED CHELIH	799,40	252,60	1180	1977-2009	33	311.15

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

III.3.1.1 .Choix de la station de référence

Le passage de la pluie ponctuelle à la pluie sur l'ensemble du bassin versant étudié se fait généralement par analyse de la pluie et de l'altitude. Il faut choisir une station proche du site avec une altitude correspondante ou proche à l'altitude moyenne du bassin versant ($H_{moy} = 1324,40$ m). Dans notre cas, l'altitude de la station pluviométrique proche de l'altitude moyenne du bassin versant est celle de OUED CHELIH (061211) avec une altitude $Z = 1180$ m. En analysant la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord établie par l'ANRH, on remarque que le bassin versant étudié est arrosé d'une quantité de pluie de 410 mm. Cette pluie est proche de la station de MEROUANA (051201) estimée à 349.98 mm et celle de OUED CHELIH (061211) estimée à 399 mm.

En conclusion, si l'on tient compte des deux altitudes $Z = 1180$ m (station 061211) et $H_{moy} = 1324,40$ m (bassin versant étudié) et l'effet de l'orographie locale sur les précipitations, on peut retenir la station de OUED CHELIH (061211) comme station de référence avec une pluie de 399 mm.

III.3.1. 2. Homogénéité des séries pluviométriques

Nous avons testé l'homogénéité des échantillons par l'utilisation du test non paramétrique de Wilcoxon pour l'identification des anomalies et les valeurs erronées.

Le test d'homogénéisation appliqué sur les données pluviométriques sert à détecter les valeurs erronées dans les séries étudiées. Le test de Wilcoxon est le plus puissant teste non paramétrique, souvent sollicité dans les études hydrologiques (études des pluies et des apports).

La série de donnée d'origine devra être divisée en deux sous séries X et Y telles que N_1 et N_2 représentant respectivement le nombre (taille) de ces deux séries, avec $N_1 \leq N_2$.

On constitue la série XUY après avoir classé la série d'origine par ordre croissant puis on attribue à chaque valeur son rang en précisant à quelle sous série elle appartient.

La vérification de l'homogénéité des séries se fait à un degré de probabilité de 95%.

$$W_{min} < W_x < W_{max}$$

Avec :

$W_x = \sum |rangx|$: Somme des rangs de l'échantillon x

$$W_{min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - 1,96 \left[\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right]^{0,5}$$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min}$$

Les résultats du test de Wilcoxon sont présentés dans le tableau 3.2.

Tableau III.17.Résultat de test de Wilcoxon

Station	N_1	N_2	W_{min}	W_x	W_{max}	Observation
061211	16	17	217,37	197	326,92	Non homogène

La condition du test ($W_{min} < W_x < W_{max}$) est non vérifiée. La série pluviométrique de la zone d'étude est donc non homogène à un intervalle de confiance de 95%. Donc la série d'Oued Chelih est rejetée. Le détail de calcul est donné en annexe 02.

Pour la suite de l'étude on optera pour la série de Merouana (051201). Pour cette dernière le test de Wilcoxon a donné les résultats suivants :

Tableau III.18.Résultat de test de Wilcoxon

Station	N_1	N_2	W_{min}	W_x	W_{max}	Observation
051201	16	17	252,15	318	376,85	homogène

La condition du test ($W_{min} < W_x < W_{max}$) est vérifiée. La série pluviométrique de la zone d'étude est donc homogène à un intervalle de confiance de 95%. Le détail de calcul est donné en annexe 03.

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 349 mm sur l'ensemble du bassin versant. Cette valeur est déterminée sur la base des données de la station pluviométrique de Merouana 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.10

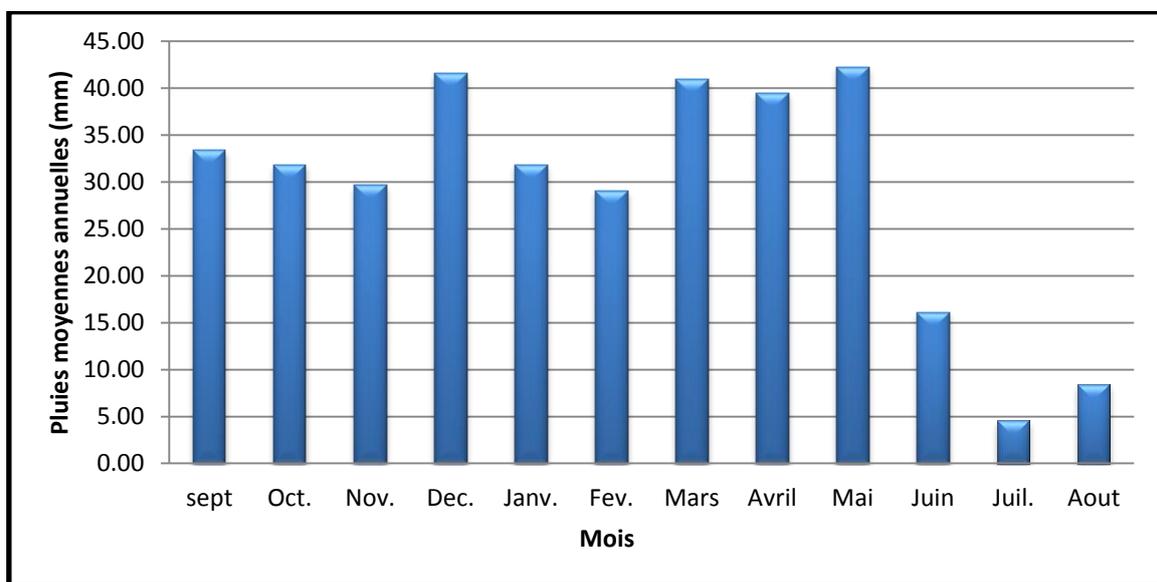


Figure III.10. Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle sur le bassin versant d'Oued Tameslout

La répartition inter-saisonnière de la pluviométrie sur l'ensemble du bassin versant est donnée dans le Tableau III.20

Tableau III.19. Répartition inter saisonnière de la pluviométrie sur l'ensemble du bassin versant

Mois	sept	Oct.	Nov.	Dec.	Janv.	Fev.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	annuel
P (mm)	33,39	31,83	29,69	41,57	31,83	29,10	40,99	39,51	42,27	16,15	4,61	8,44	349,38
P (%)	9,56	9,11	8,50	11,90	9,11	8,33	11,73	11,31	12,10	4,62	1,32	2,42	100,00

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 Tameslout 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.11

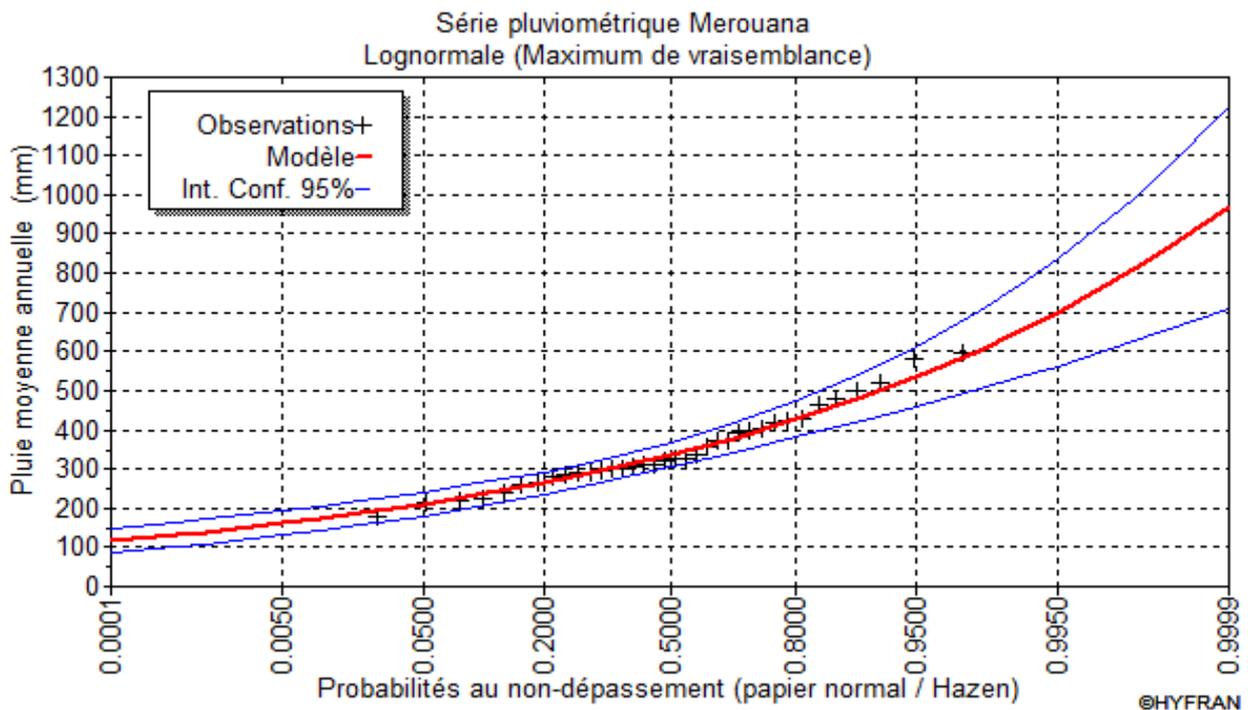


Figure III.11: Ajustement à une loi log Normal des pluies annuelle sur le bassin versant d'Oued Tameslout

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

- 1 – Moyenne $P_{\text{moy}} = 349$ mm
- 2 – Ecart type $\sigma = 101$ mm
- 3 – Coefficient de Variation $C_v = 0,29$.

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

$$P_{f\%} = 349 + 101 * \mu$$

Le résultat de calcul des pluies annuelles fréquentielles est récapitulé dans le tableau III.21

Tableau II.20. Pluies annuelles fréquentielles sur le bassin versant d'Oued Tameslout

Fréquences (%)	80	50	20	10	5	1
Pluie (mm)	434	349	264	219	182	114

- Teste d'adéquation : (Teste de Pearson)

$$X^2_{calculée} = 5,78 < X^2_{théorique} = 11.07$$

($X^2_{théorique}$: Tiré de la table de Gauss avec un nombre de degré de liberté $\gamma=5$)

Alors l'adéquation de l'ajustement est vérifiée.

Conclusion :

La carte pluviométrique de l'Algérie Nord établie par l'ANRH donne une valeur de la pluie moyenne comprise entre 400mm et 420mm pour le bassin versant de la retenue collinaire d'Oued Tameslout, l'ajustement de la série pluviométrique de Merouana a donné une pluie moyenne de 349mm. Pour la suite de calcul on prendra une pluie moyenne annuelle de 410 mm. La nouvelle répartition de la pluie moyenne annuelle de la pluie est donnée dans le tableau suivant :

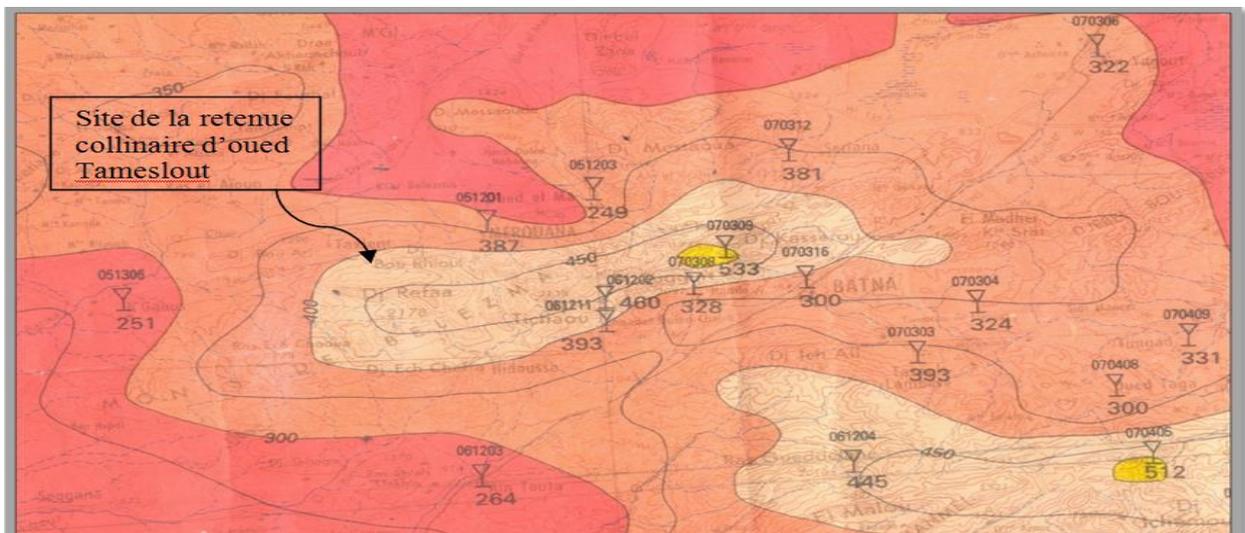


Figure III.12. Localisation du site sur la carte pluviométrique

Tableau III.21. Nouvelle répartition inter saisonnière de la pluviométrie sur l'ensemble du bassin versant

Mois	sept	Oct.	Nov.	Dec.	Janv.	Fev.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	annuel
P (mm)	39,19	37,36	34,85	48,78	37,35	34,15	48,10	46,36	49,60	18,95	5,40	9,91	410
P (%)	9,56	9,11	8,50	11,90	9,11	8,33	11,73	11,31	12,10	4,62	1,32	2,42	100

III.3.1.5. Pluies journalières maximales :

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage. L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales a pour but l'estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous ramène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

III.3.1.6. 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

Tableau III.22: Caractéristiques de la série pluviométrique (36ans)

Caractéristique	Formules	Valeurs
La somme des $p_{\max j}$ (mm)	$\sum_{i=1}^{N=36} X_i$	1541,53mm
La moyenne des $p_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=36} X_i}{N}$	42,82mm
L'écart type σ_x , pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=36} (X_i - \bar{X})^2}{N - 1}} \right]$	19,70mm
Coefficient de variation C_v	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,463
Coefficient d'asymétrie C_s	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{N=36} (X_i - \bar{X})^3}{(N - 1) \sigma^3}$	0,695

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.263$) est donné par l'ANRH de Alger.

(La série des pluies maximales journalières dans l'annexe 4)

III.3.1. 6. 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 :

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (III.17)$$

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} \dots\dots\dots (III.18)$$

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 (41)

- ✓ 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.23 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel

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

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

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

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

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	18
Maximum	Aucun	98
Moyenne	42,5	42,5
Ecart –type	19,7	19,7
Médiane	39	42
Coefficient de variation(C_v)	0.466	0.463
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.14	0.7'45
Coefficient d'aplatissement(C_k)	2.40	2,78

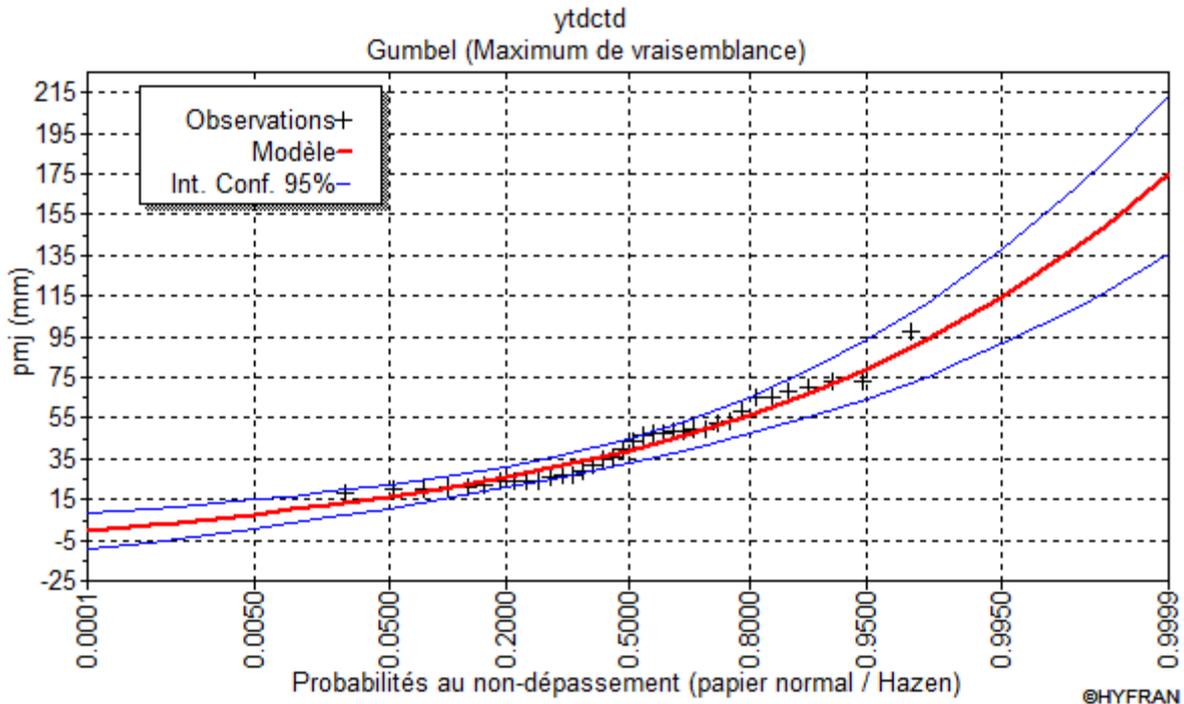


Figure III.13 : Représentation graphique des résultats d’ajustement à la loi de Gumbel

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 :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-(1/2)u} du \dots\dots\dots(II.19)$$

Ou :

$$U = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \text{ (variable réduite de GAUSS)}$$

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

$$\text{Log } x(p \%) = \text{Log } \bar{x} + \sigma_x \cdot \text{Log } u(p\%) \dots\dots\dots(II.20)$$

$$\text{Log } \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{41} \text{log } x_i}{N} \dots\dots\dots(II.21)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de log-normal (Galton) sont résumés dans le tableau III.25.

Tableau III.25: résultat de l'ajustement à la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	217	47.9	123-311
1000	0.9990	162	30.5	102-222
100	0.9900	113	17.1	79,7-147
50	0.9800	99.8	13.8	72,7-127
20	0.9500	82.4	9.90	63-102
10	0.9000	69.6	7.34	55,2-84
5	0.8000	56.7	5.14	46,6-66.8

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

Tableau III.26. Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	18
Maximum	Aucun	98
Moyenne	42,7	42,5
Ecart –type	21	19,7
Médiane	38,30	42
Coefficient de variation(C_v)	0.493	0.463
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.6	0.745
Coefficient d'aplatissement (C_k)	7,85	2,78

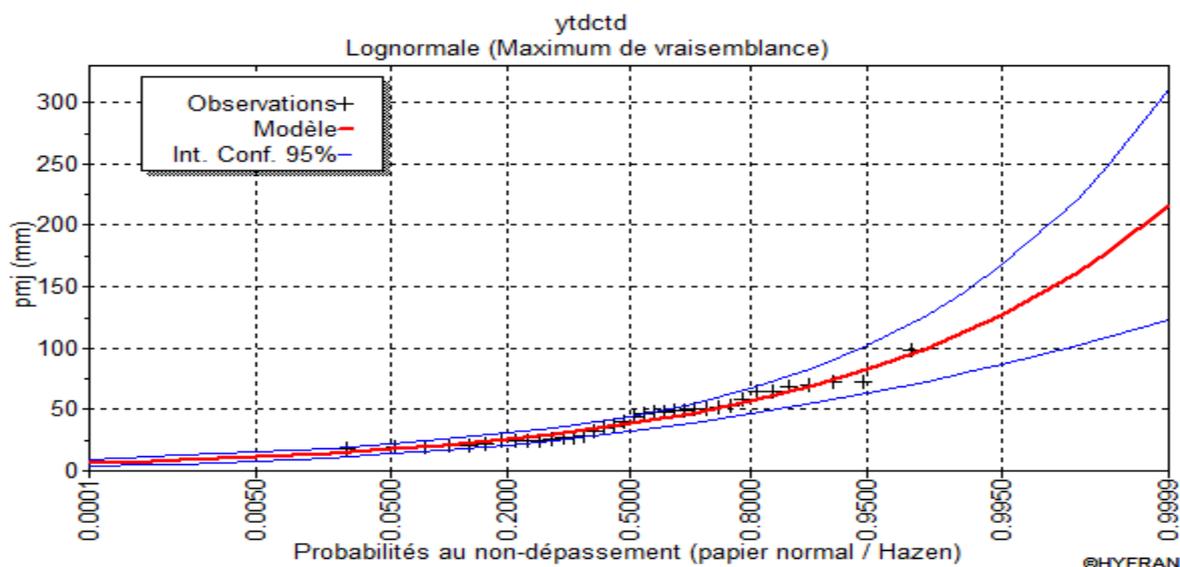


Figure III.14 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton)

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 (voir tableau dans l’annexe B)

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 15 suivant :

Tableau III.27: Résultat du test du Khi²

Distribution statistique	Nombre de classe	Degré de liberté	Khi ² calculé	Khi ² théorique ($\alpha=5\%$)	H0
Gumbel	8	5	11,56	11,07	N’est pas Vérifiée
Log-normale	8	5	8,89	11,07	Vérifiée

Conclusion :

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

III.4.La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

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

$$P_{max,p\%} = P_{max,j} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (II.22)$$

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

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

t: temps [heure]

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0.34

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

$$I_0 = \left(\frac{P_{\max, p\%}}{t} \right) \dots \dots \dots (III.23)$$

Les valeurs des pluies de courtes durées (inférieur à 24 heures) sur le bassin versant d’Oued Tameslout sont présentées dans le l’annexe 5

Et valeurs des pluies fréquentielles de courte durée correspondant au temps de concentration (tc) du bassin versant d’Oued Tameslout sont présentées dans le Tableau III.27

Tableau III.28 Pluies fréquentielles en mm de durée (tc)

Période de retour (ans)	Valeurs (mm)
5	28,39
10	34,85
20	41,26
50	49,97
100	56,58
1000	81,12

III.5.Etude des apports

L’absence d’une station hydrométrique contrôlant Oued Tameslout 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.

III.5.1.Estimation de l’apport moyen annuel (A0)

L’étude des apports doit être faite en fonction de l’utilisation de la retenue et du rôle qu’on lui assigne. La plupart des petites retenues sont destinées à assure 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.

Formule de l’A.N.R.H

$$A = 0.915 \times P_{\text{moy}}^{2.684} \times S^{0.842} \dots \dots \dots (III-24)$$

Avec :

- A : Apport liquide annuel (hm³) ;
- P_{moy} : Précipitations moyennes annuelle en m ;
- S : Surface du bassin versant en Km².
- A.N : A=0.605 Hm³
- ⇒Le=57,7mm

B) Formule de SAMIE

$$L_e = P_{moy}^2 \times (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III-25)$$

Avec :

- L_e : lame d'eau ruisselée interannuelle en mm ;
- P_{moy} : Précipitations moyenne annuelle en m ;
- S: Surface du bassin versant en Km².

$L_e=48,10\text{mm}$

Et $A_0 = L_e \times S$

$A_0 = 0,504 \text{ Hm}^3$

C) Formule de DerieII

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{moy}^{2,684} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III-26)$$

- P : Pluie moyenne annuelle (mm)
- S : Superficie du bassin versant (Km²).
- D_d : Densité de drainage (Km/Km²)
- AN : $A_0 = 0,504 \text{ Hm}^3$

Tableau III-29 : Récapitulatif des résultats

Formules	A0 (Hm ³)
A.N.R.H	0,605
SAMIE	0,504
Derie II	0.446

On remarque d'après les résultats obtenus suite à l'utilisation des différentes estimations données dans le tableau ci-dessus que les valeurs des apports se rapprochent entre elles. Pour cela on retiendra la valeur moyenne donné par les trois formules empirique

Donc on prend $A=0,518 \text{ hm}^3$

III.5.2 .Caractéristiques de l'écoulement

A) Module de l'écoulement :

Il est donné par : $M_e = A / T$ III-27

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

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536.107 \text{ s}$.

A.N : $M_e=16.43 \text{ l/s}$

B) Module de l'écoulement relatif :

Il est donné par: $M_0 = M_e / S$(III-28)

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

S : Superficie du bassin (Km^2).

A.N : $M_0=1.57 \text{ l/s/Km}^2$

C) Lame d'eau écoulée :

$L_e = A/S$(III-29)

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

S : Superficie du bassin (Km^2).

Tiré précédemment par la formule de SAMIE : $L_e= 49,40 \text{ mm}$

D) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{\text{moy}}$(III-30)

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

P_{moy} : pluie moyenne annuelle en mm.

$C_e=0.12=12 \%$

III.5.3. Coefficient de variation :

Pour le calcul du coefficient de variation C_v , et en absence d'une série d'observation, on

Doit utiliser les formules empiriques.

A) *Formule de SOKOLOVSKY :*

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log q - 0,063 \log (S + 1) \dots\dots\dots (III.31)$$

Avec : q : Module de l'écoulement relatif ;

S : Superficie du bassin (Km²).

AN:

$C_v = 0,72$

B) *Formule Ukgiprovdkhoz*

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

$$C_v = 0.70 / M_0^{0.125} \dots\dots\dots (III-32)$$

M_0 : Module spécifique de l'apport moyen annuel en l/s.km².

A.N :

$C_v = 0.66$

C) *Formule de KRISTEKLY MENKEL :*

$$C_v = 0,83 / (S^{0.06} \cdot q^{0.27}) \dots\dots\dots (III-33)$$

Avec q : module de l'écoulement relatif

AN :

$C_v = 0,66$

Conclusion :

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc :

$$C_v = 0,68, \text{ Vu que les 3 formules donnent des valeurs proches}$$

III.6. Estimation fréquentielle des apports :**III.6.1. Estimation à partir de la distribution log normale (Body)**

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)

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

$$A_{80\%} = \frac{A}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{-u \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \dots\dots\dots (III-34)$$

Avec :

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

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

A : Apport moyen annuel en m^3 ;

C_v : Coefficient de variation des apports.

A.N : $A_{80\%}=0,310 \text{ hm}^3$

III.6.2. Estimation à partir de la distribution log normale (Binomiale)

L'apport moyen fréquentiel dans cette formule est lié à l'apport moyen, au coefficient de variation et au coefficient d'écoulement souterrain:

$$A_{80\%} = A_{moy} * (1 - (\mu * c_v * K)) \dots\dots\dots (III-35)$$

Avec:

$A_{80\%}$: apport moyen de fréquence 80% d'Oued Tameslout en hm^3 ;

A_{moy} : Apport moyen de l'oued en hm^3 ;

μ : Variable réduite de Gauss. Pour une fréquence au non dépassement $F = 80\%$, la variable réduite de Gauss est égale à $U = 0,841$;

C_v : Coefficient de variation.

K : Coefficient, fonction du pourcentage de l'écoulement souterrain. Pour les oueds temporaires $K = 1$

AN : $A_{80\%} = 0,230 \text{ hm}^3$

Le résultat de calcul de l'apport moyen fréquentiel est récapitulé dans le Tableau III-25

Tableau III-30 Résultat de calcul de l'apport fréquentiel d'Oued Tameslout

Méthode	Apport fréquentiel (80%) en hm ³
Formule de Body	0,310
Distribution Binomiale	0,230

Les deux formules fournissent des valeurs très proches entre elles. La valeur de l'apport fréquentiel au site de la retenue collinaire sur Oued Tameslout est de l'ordre de :

$$A_{80\%} = 0,270 \text{ hm}^3$$

La répartition est déduite de celle de la pluie moyenne de même probabilité déterminée à partir de l'ajustement de la série des pluies moyennes pour une loi log normale. A cet effet nous avons pris en compte la répartition de l'année 1991 qui compte une pluie de 401,9mm.

Tableau III-31 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % du bassin versant d'Oued Tameslout

Mois	sept	Oct.	Nov.	Dec.	Janv.	Fev.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	annuel
P (%)	3,91	16,1	4,38	4,83	12,96	8,83	14,71	4,95	22,37	0	6,96	0	100
A80% (Mm3)	0,011	0,043	0,012	0,013	0,035	0,024	0,040	0,013	0,060	0,000	0,019	0,000	0,270

III-7-Apport solides

III-7-1-Estimation de l'érosion spécifique

L'écoulement de sédiments est le composant solide du torrent qui coule par la voie. Le transport des solides est entamé avec les processus d'érosion qui se produisent dans les cours d'eau du bassin versant vers le courant hydrique. Du point de vue hydrologique, ce qui nous intéresse c'est l'écoulement qui afflue au réseau de drainage; lequel comprend à son tour, par rapport à la rivière et à la vallée d'inondation, l'érosion des berges, le transport par le courant et la déposition du matériau dans différents tronçons.

Pour la détermination du transport solide, nous avons utilisé les formules empiriques appliquées aux bassins versants de l'Algérie du Nord.

A) Formule de TIXERONT

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

$$E_s = \alpha L_e^{0.15} \dots\dots\dots (III-36)$$

Avec :

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

L_e : la lame écoulée en mm ;

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=350$ (pour les bassins de moyenne à faible perméabilité). Voir tableau N°20.

Tableau III-32: valeur de α en fonction de la perméabilité

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

A.N : $E_s=575$ t/Km².an

B) Formule de Fournier

$$E_s = \frac{1}{36} \times \left(\frac{P^2}{P_a}\right)^{2.65} \times \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46} \dots\dots\dots (III-37)$$

Avec :

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

P_a : Pluie moyenne annuelle en mm ;

P : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux ; ($P = 42,27$ mm)

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

S : Surface du bassin versant en Km² ;

$$\text{A.N : } E_s = 337,65 \text{ t/Km}^2 \cdot \text{an}$$

III-7-2- Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits, il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

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

$$V_m = m \frac{E_s \times S \times T}{\gamma_s} \dots \dots \dots \text{(III-38)}$$

Avec :

E_s : 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 (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).

$$\text{A.N : } V_m = 22137,20 \text{ m}^3$$

B) Formule de TIXERONT(1960)

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 \div 1,1) \frac{Q_s \times T}{\gamma_s} \dots \dots \dots \text{(III-39)}$$

Avec :

Q_s : Le débit solide en t/an.

$Q_s = E_s \times S$.

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

S : Superficie du bassin versant en Km².

$$\text{A.N : } V_m = 37698 \text{ m}^3$$

Conclusion :

En opte pour la formule de TIXERONT comme volume mort de notre retenue c'est la relation la plus adaptée en Algérie donc le volume mort est de $V_m = 37698 \text{ (m}^3\text{)}$

III.8. Etude des Crues

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

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

Les paramètres définissant une crue sont :

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

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

III.8.1 .Formules empiriques pour la détermination de la crue

A) Formule de Maillet et Gauthier

$$Q_{max,p\%} = 2 \times K \times \log(1 + A \times P) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots \dots \dots (III-40)$$

Avec :

T : Période de retour en année,

K et A : Coefficients topographiques 1 et 20,

S : Superficie du bassin versant en Km²;

L : Longueur du thalweg principale en Km;

P : Précipitations moyennes annuelles en mm

Le Tableau III-33 nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau III-33: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)

T (années)	5	10	20	50	100	1000
Q (m ³ /s)	27,64	33,10	37,78	43,19	46,87	57,43

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.

$$Q_{\max, p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots (III-41)$$

F : Coefficient de forme de la crue : $F = 12 / (4+3.\gamma) \dots\dots\dots (III.42)$

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

Pour $1 < S < 50$ Km² ----- $\gamma = 2$.

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

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

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

S : Superficie du bassin (Km²).

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

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{Xp} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{Xp} + \sqrt{H_0}} \text{ Avec :}$$

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

H_0 : perte d'eau initiale

0,28 coefficient de changement d'unité

P_{tc} : pluies de courte durée.

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

Tableau III.34 Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY)

T (années)	5	10	20	50	100	1000
α %	-	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
P_{tc} f %	28,39	34,85	41,26	49,97	56,58	81,12
Q (m ³ /s)	-	21,30	29,42	40,72	51,87	82,64

C) 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) :

$$Q_{pt} = e^{0,95u} \cdot Q_p \left(m^3 / s \right) \dots\dots\dots (III-41)$$

Q_{pt} : Débit de pointe fréquentiel (m^3/s).

u : Variable réduite de Gauss.

Q_p : Débit de pointe annuel (m^3/s).

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

$$Q_p = 0,000781 * S^{0,688} * P^{1,275} \dots\dots\dots (III-42)$$

Pour Oued Tameslout, Le débit de crue moyen annuel est égal à :

$$Q_p = 0.000781 \cdot S^{0.688} \cdot P_{an}^{1.275} = 0.000781 * (10,49)^{0.688} * (410)^{1.275} = 8,05 m^3/s$$

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

S : Surface du bassin versant en Km^2

Tableau III.35 Débit de crues fréquentielles d'Oued Tameslout (Fréquentielle) (Taïbi)

T ans	5	10	20	50	100	1000
u	0,84	1,28	1,64	2,05	2,32	3,09
$Q_{f\%}$	17,88	27,16	38,24	56,44	72,95	151,60

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

Tableau III.36 Débit des crues fréquentielles d'Oued Tameslout pour les différentes formules

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Mallet-Gautier	27,64	33,10	37,78	43,19	46,87	57,43
Sokolovsky	-	21,30	29,42	40,72	51,87	82,64
TAIBI-ANRH	17,88	27,16	38,24	56,44	72,95	151,60

Vu le caractère empirique des formules utilisées et par mesure de sécurité nous adopterons la moyenne des trois formules pour la suite de notre étude comme le montre le tableau 5.5

Tableau III.37 Débit des crues fréquentielles d’Oued Tameslout

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
débit (m3/s)	22,76	27,19	35,15	46,78	57,23	97,22

III.8. 2.Hydrogramme de crue (méthode de Sokolovsky)

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:

$$Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots (III-42)$$

$T_m=t_c = 1,73$ h : Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$$Q_{déc.} = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots (III-42)$$

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

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 — 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin ,on prend $\delta=3$.

Donc : $T_d = 2 * 1,73 = 3,46$ h

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour

(1000; 50 ; 20 ; 10) Ans, sont donnés dans l'annexe 6

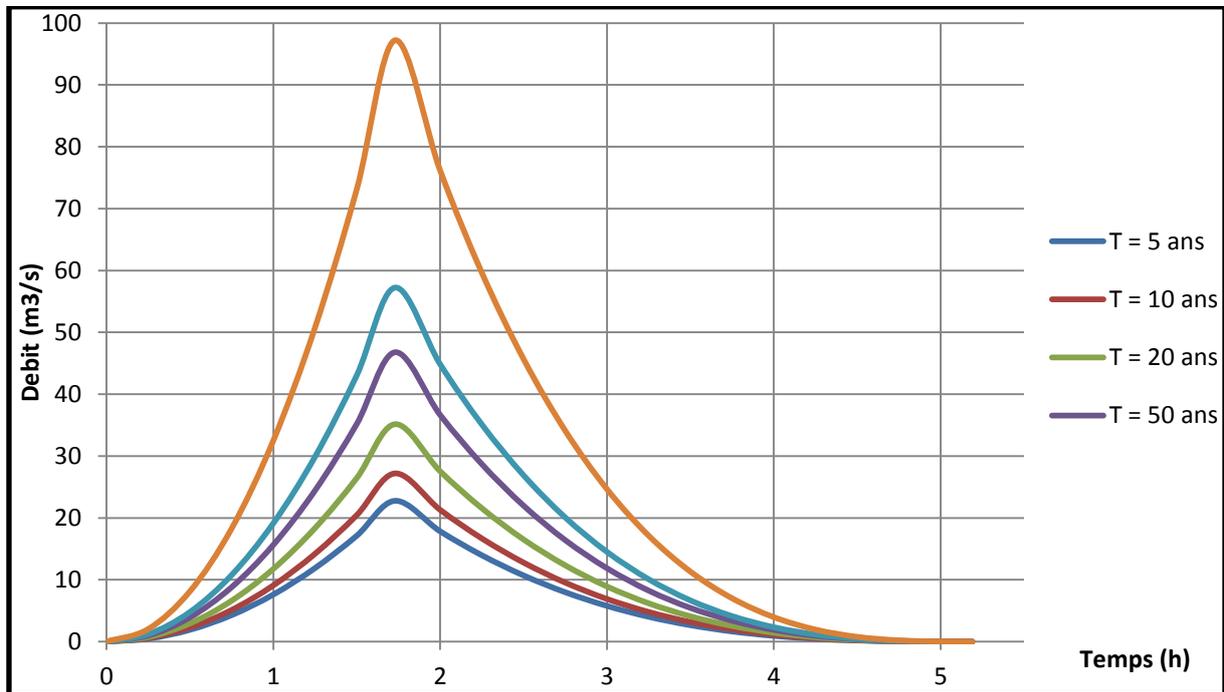


Figure III.15: Les hydrogrammes de crues d'Oued Tameslout

Les volumes de crues maximales propres aux différentes périodes de retour ont été calculés à partir de la relation suivante :

$$V_{max} = \frac{Q_{max} (\%) \times Tc}{f} \quad (m^3) \dots\dots\dots (III-43)$$

Où ;

Qmax(%) : Débit de crue max pour une fréquence donnée (m³/s)

Tc : Temps de concentration (s)

f : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue ; f=1,2

Les volumes des crues maximales sont représentés dans le Tableau III.32

Tableau III.38 Les volumes des crues maximales d'Oued Tameslout

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
débit (m3/s)	22,76	27,19	35,15	46,78	57,23	97,22
volumes des crues	118 124,4	141 116,1	182 428,5	242 788,2	297 023,7	504 571,8

III.9. Estimation de la crue de projet :

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer. Le passage de cette crue doit se faire sans causer à l'ouvrage de dommage qui pourrait avoir des conséquences graves pour l'aval. En outre le laminage de la crue par la retenue ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l'amont.

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

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

Recommandations du comité national Australien des grands barrages

Tableau III-39 : 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 superficielle 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).

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

I_r: représente les risques.

Lorsque :

- Le risque est faible (I_g = 1), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

- Le risqué est moyen ($I_g = 2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification ave la crue cinq centennale et parfois millénaire.
- Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau III-40 : Choix de la crue de projet selon ANCOLD, 1986(RIBEIRO, 2009)

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance 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 $Q_{\max(0.1\%)}$ et $Q_{\max(0.2\%)}$	$Q_{\max(0.1\%)}$

Pour notre cas, 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 $Q_{1\%} = 57,23 \text{ m}^3/\text{s}$

III-10-La régularisation

La régularisation est l'élaboration et l'exécution d'un programme d'exploitation des ressources en eau, d'un système donné, ou bien d'un ensemble de systèmes fluviaux.

Cette mesure comprend le dimensionnement des ouvrages de mobilisation des ressources superficielles et de leurs exploitations.

L'étude de régularisation de la retenue projetée sur Oued Tameslout a pour objectif de la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ✓ La régularisation saisonnière :

Elle est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

- ✓ La régularisation interannuelle :

Elle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Pour procéder à ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

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

III-10-1-Répartition mensuelle de l'apport 80%

Tableau III-41: Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel (80%)

Mois	sept	Oct.	Nov.	Dec.	Janv.	Fev.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	annuel
P (%)	3,91	16,1	4,38	4,83	12,96	8,83	14,71	4,95	22,37	0	6,96	0	100
A80% (Mm3)	0,011	0,043	0,012	0,013	0,035	0,024	0,040	0,013	0,060	0,000	0,019	0,000	0,270

III-10-2 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 39ha, figurent dans le tableau suivant :

Tableau III-42 : Répartition mensuelle des besoins en eau

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
Bi%	10,5	5	0	0	0	0	7	2,5	15	20	25	15	100%
U _{80%} (m ³)	19425	9250	0	0	0	0	12950	4625	27750	37000	46250	27750	185000

Source : D.H.W Batna

III-10-3-Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»

Les courbes de niveau ont été établies avec une équidistance de 1m.

Pour le tracé de la courbe $S=f(h)$, nous avons calculé à l'aide du logiciel AutoCad 2008 les surfaces délimitées par les lignes de niveau et l'axe de la digue allant de la côte 1086,36 m au fond jusqu'à la côte 1103 m.

Après l'établissement du levé topographique du site et de la cuvette, le volume est calculé par la surface planimétrie multipliée par l'équidistance de la hauteur (1,00 m) .

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (III-44)$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m²

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+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-43: Courbe topographiques et volumétriques

cote (m)	surface (m ²)	H(m)	Smoy(m ²)	ΔH (m)	ΔV (m ³)	Vcumilé (m ³)
1086,36	0	0				
			91,36325	0,64	58,47248	58,47248
1087	182,7265	0,64				
			481,3905	1	481,3905	539,86298
1088	780,0545	1,64				
			1039,0687	1	1039,0687	1578,93163
1089	1298,0828	2,64				
			2049,0414	1	2049,0414	3627,97303
1090	2800	3,64				
			3291,1829	1	3291,1829	6919,15593
1091	3782,3658	4,64				
			4587,4003	1	4587,4003	11506,5562
1092	5392,4347	5,64				
			6311,9489	1	6311,9489	17818,505
1093	7231,463	6,64				
			8189,0918	1	8189,0918	26007,5968
1094	9146,7205	7,64				
			10597,657	1	10597,657	36605,2536
1095	12048,5932	8,64				
			13621,805	1	13621,805	50227,0589
1096	15195,0174	9,64				
			17116,607	1	17116,607	67343,6655
1097	19038,1957	10,64				
			20912,596	1	20912,596	88256,2614
1098	22786,9961	11,64				
			24956,614	1	24956,614	113212,875
1099	27126,2311	12,64				
			29406,598	1	29406,598	142619,473
1100	31686,9657	13,64				
			34098,847	1	34098,847	176718,32
1101	36510,7281	14,64				
			38944,834	1	38944,834	215663,154
1102	41378,9389	15,64				
			44754,548	1	44754,548	260417,701
1103	48130,1561	16,64				

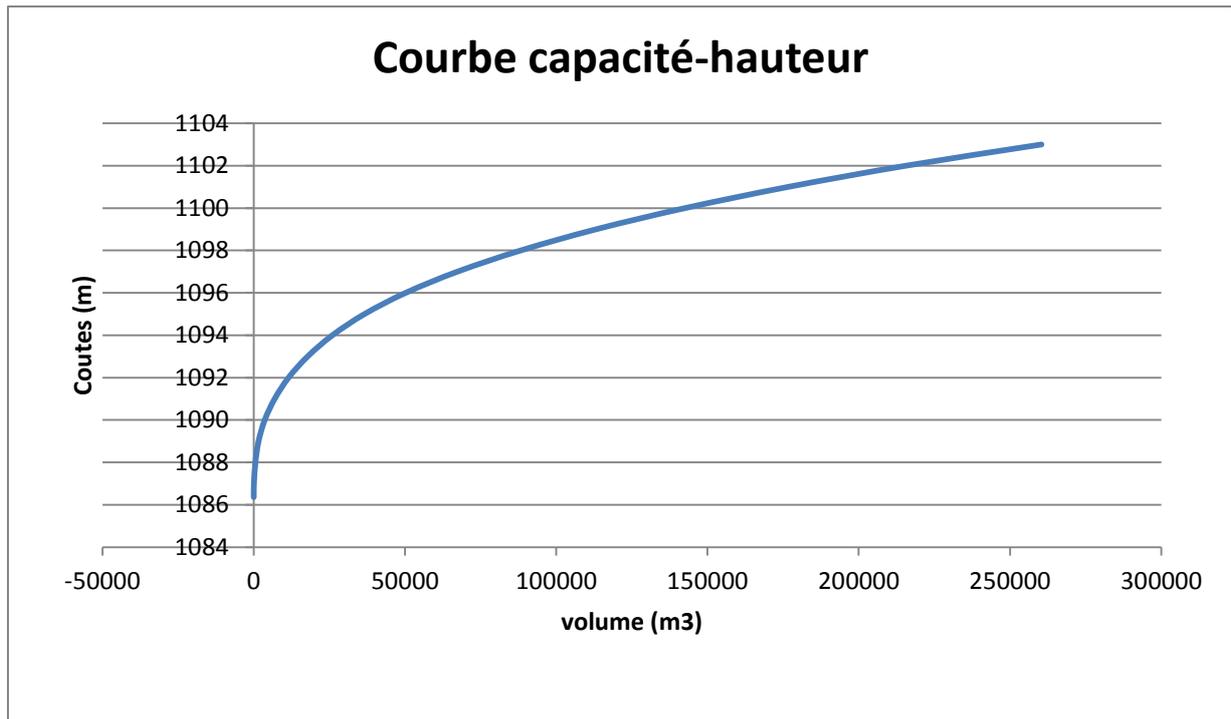


Figure III.16 : Courbe Capacité - Hauteur

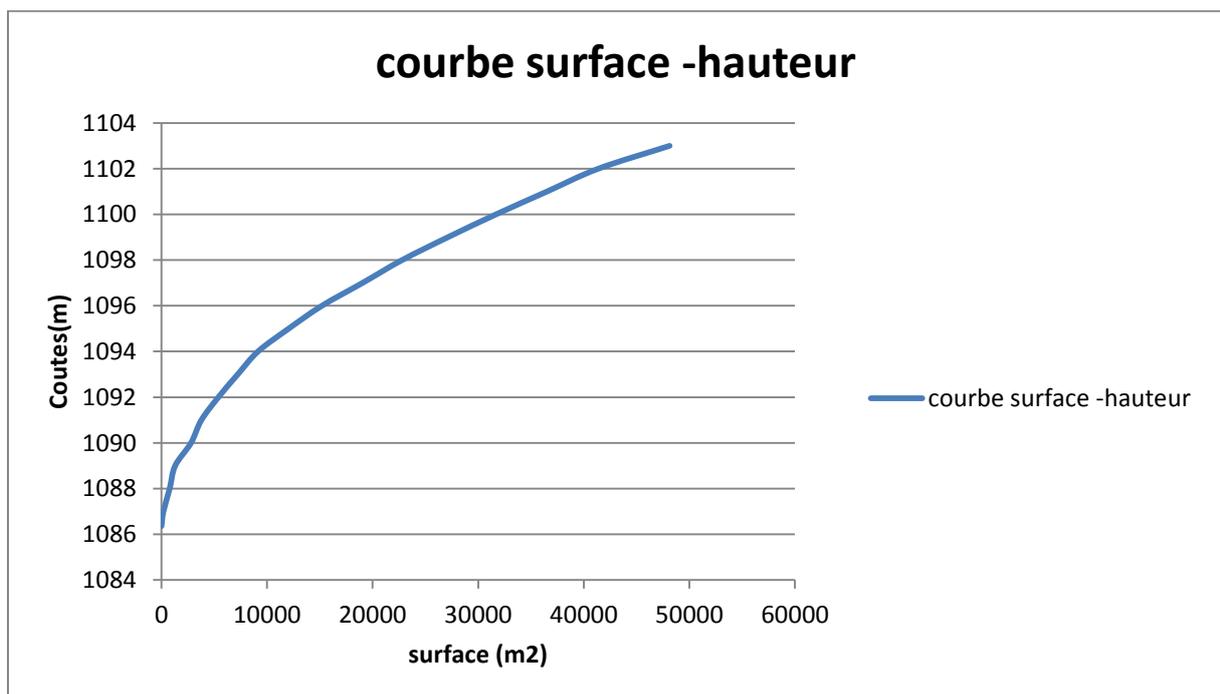


Figure III.17: Courbe Surface hauteur

III-10-4-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 : 1^{ère} et 2^{ème} consigne.

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

✓ 1^{ère} 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.

✓ 2^{ème} Consigne d'exploitation :

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond.

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.

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-10-4-1- Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau (III-31).

Tableau III-44: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A80%(m3)	U80%(m3)	A80%- U80%(m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf(m3)	Vri(m3)	S(m3)	Vrf(m3)	Vri(m3)	S(m3)
Sep	43000	9250	33750	71448	37698	0,00	-47302	37698	8500
Oct	12000	0	12000		71448				
Nov	13000	0	13000	83448	83448	0	-13552	-13552	0
Dec	35000	0	35000	96448	96448	0	-1552	-1552	0
Jan	24000	0	24000	131448	131448	0	11448	11448	0
Fev	40000	12950	27050	155448	138123	17325	46448	46448	0
Mars	13000	4625	8375	165173	138123	27050	70448	70448	0
Avril	60000	27750	32250	146498	138123	8375	97498	97498	0
Mai	0	37000	-37000	170373	138123	32250	105873	105873	0
Juin	19000	46250	-27250	101123	101123	0	138123	138123	0
Juil	11000	27750	-16750	73873	73873	0	101123	101123	0
Oaut	0	19425	-19425	57123	57123	0	73873	73873	0
Total	270000	185000	85000	37698	37698	0	57123	57123	0
						85000	37698	37698	85000

Du Tableau (III-31) on a :

$$V_s = 185425 \text{ m}^3.$$

$$V_d = 100425 \text{ m}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

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

$$V_u = 100425 \text{ m}^3.$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m \dots\dots\dots \text{ (III-45)}$$

Alors :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 100425 + 37698 = 138123 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{NNR}} = 0,138 \text{ Mm}^3.$$

III-10-4-2-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 :

$$V_{\text{ep}} = E_v \cdot S_{\text{moy}} \dots\dots\dots \text{ (III-46)}$$

Avec:

E_v : 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 :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots (III-47)$$

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

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \dots\dots\dots (III-47)$$

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

Tableau III-45 : 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).

Tableau III-46 : Calcul des pertes dans la retenue

Mois	$V_{\text{moy}}(\text{m}^3)$	$S_{\text{moy}}(\text{m}^2)$	$E_v(\text{mm})$	$V_{\text{ep}}(\text{m}^3)$	$V_{\text{inf}}(\text{m}^3)$	$\pi = V_{\text{ep}} + V_{\text{inf}}$
						(m^3)
Oct	54573	16170	90,3	1460,151	545,73	2005,88
Nov	77448	20850	43,8	913,23	774,48	1687,71
Dec	89948	23080	29,2	673,936	899,48	1573,42
Jan	113948	27240	31	844,44	1139,48	1983,92
Fev	143448	31800	50,2	1596,36	1434,48	3030,84
Mars	160310,5	34080	97,6	3326,208	1603,105	4929,31
Avril	155835,5	33550	135	4529,25	1558,355	6087,61
Mai	158435,5	33910	186	6307,26	1584,355	7891,62
Juin	135748	30520	222,5	6790,7	1357,48	8148,18
Juil	87498	22660	241,6	5474,656	874,98	6349,64
Aout	65498	18630	222,5	4145,175	654,98	4800,16
Sep	47410,5	14560	150,5	2191,28	474,105	2665,39

Tableau III-47: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A _{80%} (m ³)	U _{80%} (m ³)	π(m ³)	A-(U+π) (m ³)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
					V _{ri} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S(m ³)	V _{ri} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S(m ³)
Sep	43000	9250	2005,881	32214,119	69912,119	37698	0,00	3851,686	37698	33846,344
Oct	12000	0	1687,71	10138,29		69912,119				
Nov	13000	0	1573,416	11467,584	80050,409	80050,409	0	36065,775	36065,775	0
Dec	35000	0	1983,92	33008,08	91517,993	91517,993	0	46204,065	46204,065	0
Jan	24000	0	3030,84	20810,16	124526,073	124526,073	0	57671,649	57671,649	0
Fev	40000	12950	4929,313	21837,687	145336,233	145336,233	0	90679,729	90679,729	0
Mars	13000	4625	6087,605	2652,395	167173,92	160737,356	6436,564	111489,889	111489,889	0
Avril	60000	27750	7891,615	24757,385	163389,751	160737,356	2652,395	133327,576	133327,576	0
Mai	0	37000	8148,18	-45148,18	185494,741	160737,356	24757,385	135979,971	135979,971	0
Juin	19000	46250	6349,636	-33807,636	115589,176	115589,176	0	160737,356	160737,356	0
Juil	11000	27750	4800,155	-32550,155	81781,54	81781,54	0	115589,176	116939,49	0
Oaut	0	19425	2665,385	-11533,385	49231,385	49231,385	0	81781,54	81781,54	0
Total	270000	185000	51153,656	33846,344	37698	37698	0	49231,385	49231,385	0
							33846,344	37698	37698	33846,344

Du Tableau (III-34) on a :

$$V'_s = 156885,7m^3.$$

$$V'_d = 123039,356 m^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V'_s > V'_d \text{ D'ou : } V'_u = V'_d \text{ Alors :}$$

$$V'_u = 123039,356 m^3.$$

Le volume normalde la retenue sera :

$$V'_{NNR} = V'_u + V_m = 123039,356 + 37698 = 160737,356 m^3.$$

$$V'_{NNR} = 0,160 Mm^3.$$

➤ Estimation de l'erreur :

Il faut vérifier la condition suivante $\epsilon < 1\%$ à 2%

Avec :

$$\epsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \dots\dots\dots (III-48)$$

A.N : $\epsilon = 18.38\%$

La condition n'est pas vérifiée donc on doit refaire le calcul par des approximations jusqu'à ce qu'on trouve $\epsilon < 2\%$

Tableau III-48 : Calcul des pertes dans la retenue (2^{eme} itération)

Mois	V _{moy} (m ³)	S _{moy} (m ²)	Ev(mm)	V _{ep} (m ³)	V _{inf} (m ³)	$\pi = V_{ep} + V_{inf}$
						(m ³)
Oct	53805,0595	16000	90,3	1444,8	538,050595	1982,85
Nov	74981,264	20410	43,8	893,958	749,81264	1643,77
Dec	85784,201	22340	29,2	652,328	857,84201	1510,17
Jan	108022,033	26220	31	812,82	1080,22033	1893,04
Fev	134931,153	30490	50,2	1530,598	1349,31153	2879,91
Mars	156255,077	33620	97,6	3281,312	1562,55077	4843,86
Avril	165281,836	34890	135	4710,15	1652,81836	6362,97
Mai	174442,246	36190	186	6731,34	1744,42246	8475,76
Juin	150541,959	32180	222,5	7160,05	1505,41959	8665,47
Juil	98685,358	24600	241,6	5943,36	986,85358	6930,21
Aout	65506,4625	18630	222,5	4145,175	655,064625	4800,24
Sep	43464,6925	13660	150,5	2055,83	434,646925	2490,48

Tableau III-49: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2^{ème} itération)

Mois	A _{80%} (m ³)	U _{80%} (m ³)	π(m ³)	A-(U+π) (m ³)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne			
					Vrf(m ³)	Vri(m ³)	S(m ³)	Vrf(m ³)	Vri(m ³)	S(m ³)	
Sep	43000	9250	1982,8506	31767,1494	69456,1494	37698	0,00	5930,85	37698	31767,1494	
Oct	12000	0	1643,77064	10356,2294		69456,1494					79821,3788
Nov	13000	0	1510,17001	11489,83	91311,2088	91311,2088	0	47300,1132	47300,1132	0	
Dec	35000	0	1893,04033	33106,9597	124418,168	124418,168	0	58789,9432	58789,9432	0	
Jan	24000	0	2879,90953	21120,0905	145538,259	145538,259	0	91896,9028	91896,9028	0	
Fev	40000	12950	4843,86277	22206,1372	167744,396	161009,4	6734,99642	113016,993	113016,993	0	
Mars	13000	4625	6362,96836	2012,03165	163021,431	161009,4	2012,03165	135223,131	135223,131	0	
Avril	60000	27750	8475,76246	23774,2375	184783,637	161009,4	23774,2375	137235,162	137235,162	0	
Mai	0	37000	8665,46959	-45665,4696	115343,93	115343,93	0	161009,4	161009,4	0	
Juin	19000	46250	6930,21358	-34180,2136	81163,7166	81163,7166	0	115343,93	116939,49	0	
Juil	11000	27750	4800,23963	-21550,2396	59613,4769	59613,4769	0	81163,7166	81163,7166	0	
Oaut	0	19425	2490,47693	-21915,4769	37698	37698	0	59613,4769	59613,4769	0	
Total	270000	185000	52478,7344	32521,2656				32521,2656	37698	37698	32521,2656

Du Tableau (III-36) on a :

$$V''_s = 155832,665 \text{ m}^3.$$

$$V''_d = 123311,4 \text{ m}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V''_s > V''_d \text{ D'ou : } V''_u = V''_d \text{ Alors :}$$

$$V''_u = 123311,4 \text{ m}^3.$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V''_{NNR} = V''_u + V_m = 123311,4 + 37698 = 161009,4 \text{ m}^3.$$

$$V''_{NNR} = 0,161 \text{ Mm}^3.$$

➤ Estimation de l'erreur :

Il faut vérifier la condition suivante $\varepsilon < 1\%$ à 2%

Avec :

$$\varepsilon = \frac{V''_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \dots\dots\dots (III-49)$$

A.N: $\varepsilon = 0,22\%$

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

$V_{NNR} = 161009,4 \text{ m}^3$

Tableau III-50: Récapitulatif des résultats

Désignation	Unité	Quantité
Volume mort	m ³	37698
Volume utile	m ³	123311,4
Volume total	m ³	161009,4
Quantité d'eau pour l'irrigation	m ³	112706,58
Cote V _M	m	1095,08
Côte NNR	m	1100,55
Norme d'irrigation	m ³ /ha	5000.00
Surface à irriguer	ha	22,54

III-11-Laminage des crues

L'étude de laminage consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue (le 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.

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

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

$$Q_{dt} = q_{dt} + Sdh \dots\dots\dots (III-50)$$

Avec :

Q : Le débit entrant de la crue;

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

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

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III-51)$$

D'où :

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

Il existe plusieurs procédés de laminage des crues entre autres : Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, step by step,...Nous traitons dans ce travail les méthodes de Hildenblat, Kotchérine, Blackmore et step by step.

III-11.1 : La méthode de Hildenblat

Pour faire le laminage des crues par cette méthode, on doit avoir les données suivantes :

- Hydrogramme de crue fréquentiel : $Q_{p\%}=f(t)$.

- Courbe des volumes d'eau dans la retenue : $V=f(H), \mu$
- Courbe des variations d'eau dans la retenue au dessus du niveau normal de la retenue.

Le débit maximum déversé (q) peut être donné par la formule de Kotchérine améliorée par Sokolovsky pour les hydrogrammes à une pointe ou triangulaire :

$$q_{\max p\%} = 0.85 Q_{p\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_{cp\%}}\right) \dots\dots\dots (III-52)$$

$V_{cp\%}$: Volume de la crue de probabilité P%.

V_f : Volume déversant de sécurité ou volume forcé.

D'après Kotcherine, le volume forcé est donné par la formule :

$$V_f = (0.05 \div 0.2)V_{cp\%} \dots\dots\dots (III-53)$$

Le volume de la crue est égal au produit de chaque débit Q par l'intervalle de temps $1h=3600s$:

$$V_{cp\%} = (82,50) \times 3600 = 297024 \text{ m}^3$$

D'où : $V_{cp\%} = 297024 \text{ m}^3$

Donc le volume forcé sera :

$$V_f = 0.2 \times 297024 = 59404,8 \text{ m}^3$$

$V_f = 59404,8 \text{ m}^3$

Maintenant on a les valeurs des paramètres V_f , $V_{cp\%}$, et $Q_{p\%}$, on peut calculer le débit maximum à évacuer $q_{\max p\%}$.

$$\text{AN : } q_{\max p\%} = 0.85 \times 57,23 \times \left(1 - \frac{59404,8}{297024}\right) = 38,92 \text{ m}^3/\text{s}$$

$q_{\max p\%} = 38,92 \text{ m}^3/\text{s}$

Le volume au dessous de la cote NPHE est :

$$V_{NPHE} = V_{NVM} + V_{NNR} + V_f$$

Application numérique :

$$V_{NPHE} = 37698 + 123311,4 + 59404,8 = 220414,2 \text{ m}^3$$

$$\boxed{V_{NPHE} = 220414,2 \text{ m}^3}$$

Le niveau des plus hautes eaux est tiré à partir de la courbe capacité hauteur :

$$NPHE = 1102,11 \text{ m.}$$

La charge maximale déversant h_d

$$h_d = NPHE - NNR = 1102,11 - 1100,54 = 1,57 \text{ m}$$

$$\boxed{h_d = 1,57 \text{ m}}$$

La largeur du déversoir de l'évacuateur de crue de surface est calculée par la formule suivante :

$$q = m b h_d^{3/2} \sqrt{2g} \dots\dots\dots (III-54)$$

m : Coefficient de débit dépendant du type de déversoir

b : Largeur du déversoir

h_d : Charge sur le déversoir.

$$D'où : b = \frac{q_{max p\%}}{m h_d^{3/2} \sqrt{2g}} \dots\dots\dots (III-55)$$

$$AN: b = \frac{38,92}{0,49 \times 1,57^{3/2} \times \sqrt{2 \times 9,81}} = 9,12 \text{ m} \qquad \text{On prend : } \boxed{h_d = 1,57 \text{ m}}$$

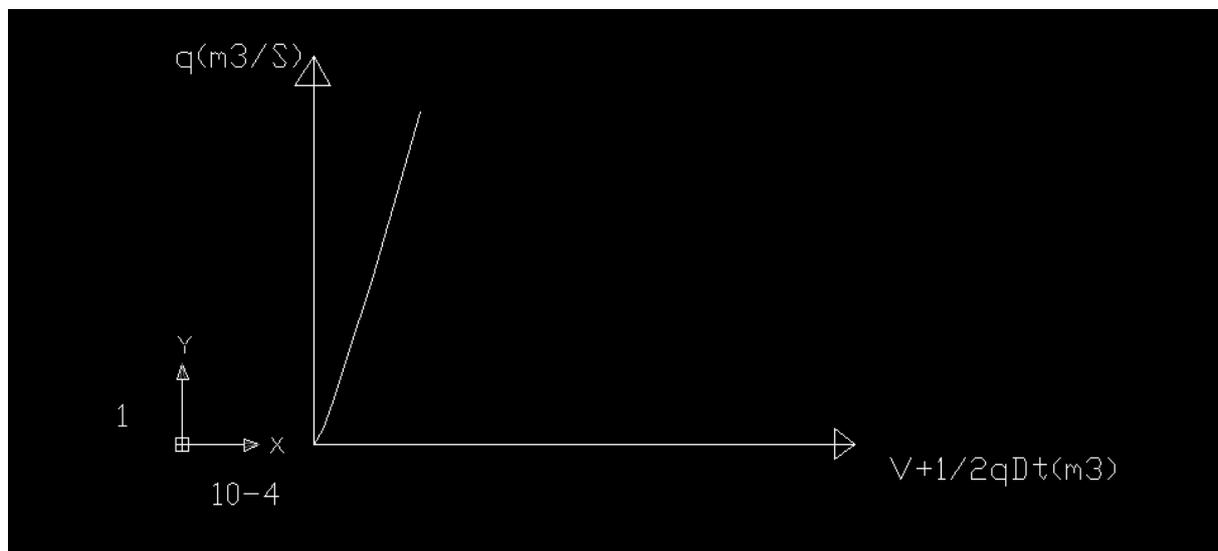
Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessous du déversoir est calculée et tracée :

$$q = f(V + \frac{1}{2} q \Delta t) \dots\dots\dots (III-56)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-51: Volumes et débits déversant

Cote (m)	h_d (m)	q (m^3/s)	$\frac{1}{2}q \Delta t$ (m^3)	V (m^3)	$V + \frac{1}{2}q \Delta t$ (m^3)
1100,54	0.0	0,00	0,00	13,34	13,34
1100,74	0.2	7,74	13931,87	13,4	13,41
1100,94	0.4	21,89	39405,27	13,45	13,49
1101,14	0.6	40,22	72392,10	13,5	13,57
1101,34	0.8	61,92	111454,93	13,55	13,66
1101,54	1.0	86,54	155763,01	13,6	13,76
1101,74	1.2	113,75	204755,79	13,8	14,00
1101,94	1.4	143,35	258021,79	14	14,26
1102,11	1.57	175,13	315242,16	14,5	14,82

**Figure III.18:** Courbe des débits déversants**III-11.2 : Méthode de Kotcherine**

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

- ✓ L'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze ;
- ✓ Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire ;

- ✓ Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- ✓ Les pertes par infiltration et évaporation sont concéderait comme nulles au moment de la crue.

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante:

$$Q = mb\sqrt{2gH_0}^{3/2} \dots\dots\dots (III-57)$$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.49 ;

b: largeur du déversoir (m) ;

H₀: charge globale d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (III-58)$$

H:charge d'eau sur le déversoir.

V₀:vitesse d'écoulement dans le canal d'approche déterminée d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{avec} \quad S = b \times (H + P)$$

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe Q_{lam}= f (h) déterminée par la formule:

$$Q_{lam} = 0.85Q_{1\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots (III-59)$$

Q_{1%}: débit maximum de crue considérée en m³/s.

V_{ch}: volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr}: volume de la crue correspondant au Q_{1%}.

$$V_{cr} = \frac{1}{2} Q_{1\%} \times t_b \dots\dots\dots (III-60)$$

t_b: temps global de la crue.

Tableau III-52 : Calcul de q (h₀) ; Vch et ql

$Q(H) = mb\sqrt{2g} H^{3/2}$																	
$V_0 = \frac{Q(H)}{bH}$																	
$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}$																	
$Q(H_0) = mb\sqrt{2g} H_0^{3/2}$																	
$ql = Q\left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right)$																	
m= 0,49 Q(1%)= 57,23 m ³ /s Vcr= 297024 m ³ g= 9,81 m/s ²																	
H [m]	b [m]	Q(H) [m ³ /s]	v ₀ [m/s]	H ₀ [m]	Q(H ₀) [m ³ /s]											Vch [m ³]	ql [m ³]
					b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18m	b=20m	b=22m	b=24m	b=26m	b=28m	b=30m		
0,5	10	7,67	1,53	0,62	10,60	12,72	14,84	16,96	19,07	21,19	23,31	25,43	27,55	29,67	31,79	22291	52,93
0,6	12	12,10	1,68	0,74	13,93	16,72	19,50	22,29	25,07	27,86	30,65	33,43	36,22	39,00	41,79	26866	52,05
0,7	14	17,80	1,82	0,87	17,55	21,06	24,58	28,09	31,60	35,11	38,62	42,13	45,64	49,15	52,66	31906	51,08
0,8	16	24,85	1,94	0,99	21,45	25,74	30,03	34,32	38,60	42,89	47,18	51,47	55,76	60,05	64,34	36626	50,17
0,9	18	33,36	2,06	1,12	25,59	30,71	35,83	40,95	46,06	51,18	56,30	61,42	66,54	71,66	76,77	41798	49,18
1,0	20	43,41	2,17	1,24	29,97	35,97	41,96	47,96	53,95	59,95	65,94	71,94	77,93	83,92	89,92	46614	48,25
1,1	22	55,09	2,28	1,36	34,58	41,50	48,41	55,33	62,24	69,16	76,08	82,99	89,91	96,82	103,74	51457	47,32
1,2	24	68,47	2,38	1,49	39,40	47,28	55,16	63,04	70,92	78,80	86,68	94,56	102,44	110,32	118,20	56718	46,30
1,3	26	83,64	2,47	1,61	44,43	53,31	62,20	71,08	79,97	88,85	97,74	106,62	115,51	124,40	133,28	61575	45,37
1,4	28	100,67	2,57	1,74	49,65	59,58	69,51	79,44	89,37	99,30	109,23	119,16	129,09	139,02	148,95	66837	44,35
1,5	30	119,62	2,66	1,86	55,06	66,08	77,09	88,10	99,12	110,13	121,14	132,15	143,17	154,18	165,19	71694	43,42

Tableau III-53 Résultats de l'étude du laminage

b [m]	ql [m ³ /s]	Vch [m ³]	H ₀ [m]	Côte [m]
10	45,03	62384	1,63	1102,16
12	46,18	55908	1,47	1102,00
14	47,01	51053	1,35	1101,88
16	47,95	46614	1,24	1101,77
18	48,57	43400	1,16	1101,69
20	49,04	40599	1,09	1101,62
22	49,50	38211	1,03	1101,56
24	50,06	36230	0,98	1101,51
26	50,65	34258	0,93	1101,46
28	50,92	32688,5	0,89	1101,42
30	51,23	31125,5	0,85	1101,38

Figure III-19
 Courbes $Q=f(H)$ et $q_l=f(H)$

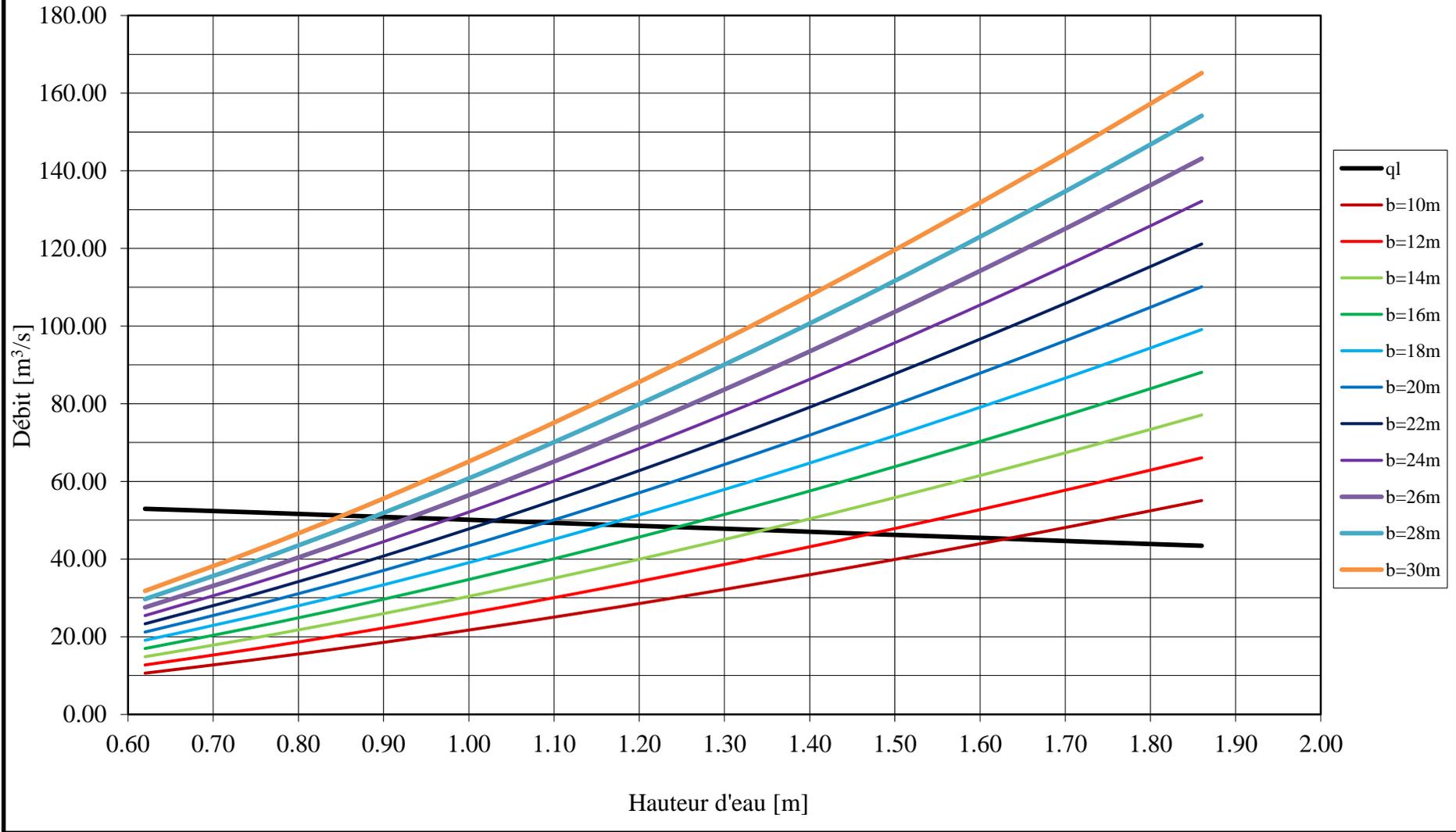
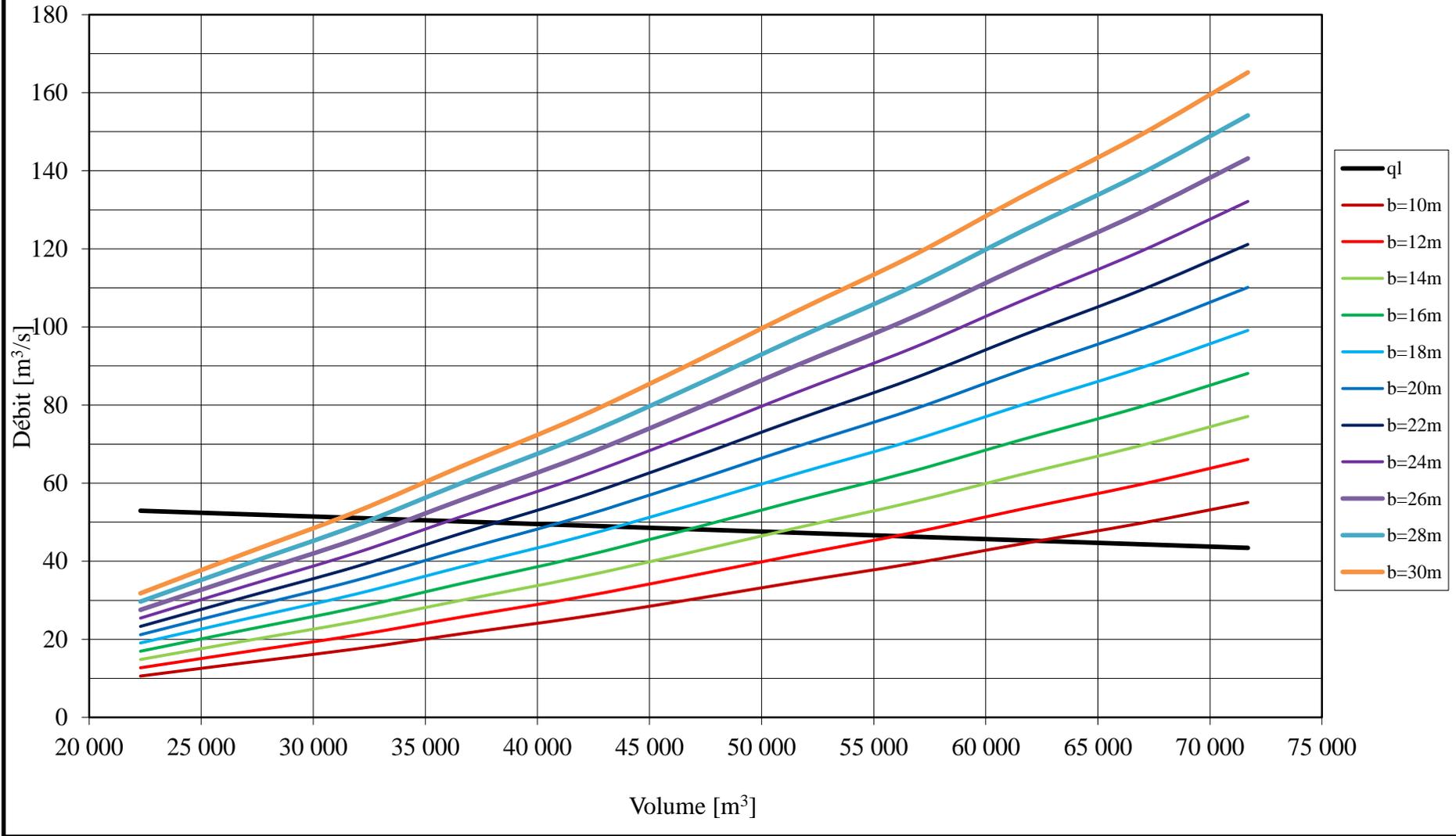


Figure III-20
 Courbes $Q=f(Vch)$ et $ql=f(Vch)$



III-11.3: Méthode « step by step »:**III-11.3.1: Données de base:**

Le principe de calcul du laminage des crues par cette méthode est basé sur la connaissance de :

- Le niveau normal de retenue ;
- L'hydrogramme des crues (entrant) ;
- La courbe des volumes d'eau dans la retenue (courbe hauteur-capacité) ;

III-11.3.2: Principe de la méthode

Le temps de base est divisé en une série de pas de temps Δt à chaque instant (t), on détermine les paramètres suivant :

- Débit de crue à partir de l'hydrogramme de crue;
- Volume d'eau entrant pendant le temps Δt :

$$V_{ent} = \frac{Q_{e1} + Q_{e2}}{2} \times \Delta t \dots\dots\dots (III-60)$$

Avec :

Q_{e1} : Débit initial en m^3/s ;

Q_{e2} : Débit après l'intervalle de temps (t) en m^3/s ;

Δt : Intervalle de temps.

- La cote du plan d'eau;
- La charge sur le déversoir : La différence entre les côtes du plan d'eau à l'instant (t) et

le niveau normale de la retenue (NNR).

- Le débit sortant qui est donné par la formule suivante :

$$Q_{sortie} = m \times b \times \sqrt{2 \times g} \times h^{3/2}$$

Avec :

m : Coefficient de débit;

b : Largeur de déversoir en m ;

h : Hauteur d'eau sur le déversoir en m.

Le volume sortant :

$$V_{sortant} = q_{0.1\%} \times \Delta t \dots\dots\dots (III-61)$$

Avec :

$q_{0.1\%}$: Débit à évacuer en m^3/s ;

Δt : le pas de temps en heures.

Le volume dans la retenue :

$$(V_{retenue})_i = (V_{retenue})_{i-1} + (V_{ent})_i - (V_{sort})_{i-t} \dots\dots\dots (III.62)$$

Les tableaux suivants représentent les différents débits laminés pour des différentes largeurs du déversoir.

Tableau III-54: Calcul de débit laminé pour b=10m

Q	Q _{moy}	V _{ent}	V _{Tot}	Cote	H	q	V _{déve}
(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³)	(m ³)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(m ³)
0							
4,78	2,39	4302	165311,4	1100,67	0,12	0,9	1624,01
19,12	11,95	21510	182519,4	1101,15	0,6	10,08	18157,03
43,02	31,07	55926	216935,4	1102,03	1,48	39,07	70341,34
44,85	43,935	79083	240092,4	1102,55	2	61,39	110500,204
26,89	35,87	64566	225575,4	1102,22	1,67	46,84	84312,66
14,51	20,7	37260	198269,4	1101,56	1,01	22,03	212764,91
6,67	10,59	19062	180071,4	1101,09	0,54	8,61	15502,75
2,33	4,5	8100	169109,4	1100,78	0,23	2,39	4309,33
0,45	1,39	2502	163511,4	1100,61	0,06	0,32	574,18
0,01	0,23	414	161423,4	1100,57	0,02	0,061	110,5
0	0,005	9	161018,4	1100,56	0,01	0,021	39,06

Tableau III-55: Calcul de débit laminé pour $b=15\text{m}$

Temps (heurs)	Q (m^3/s)	Q_{moy} (m^3/s)	V_{ent} (m^3)	V_{Tot} (m^3)	Cote (m)	H (m)	q (m^3/s)	$V_{\text{déve}}$ (m^3)
0	0							
0,5	4,78	2,39	4302	165311,4	1100,67	0,12	1,35	2430
1	19,12	11,95	21510	182519,4	1101,15	0,6	15,13	27234
1,5	43,02	31,07	55926	216935,4	1102,03	1,48	58,62	105516
2	44,85	43,935	79083	240092,4	1102,55	2	92,08	165744
2,5	26,89	35,87	64566	225575,4	1102,22	1,67	70,26	126468
3	14,51	20,7	37260	198269,4	1101,56	1,01	33,05	59490
3,5	6,67	10,59	19062	180071,4	1101,09	0,54	12,91	23238
4	2,33	4,5	8100	169109,4	1100,78	0,23	3,59	6462
4,5	0,45	1,39	2502	163511,4	1100,61	0,06	0,48	864
5	0,01	0,23	414	161423,4	1100,57	0,02	0,09	162
5,19	0	0,005	9	161018,4	1100,56	0,01	0,03	54

Tableau III-56: Calcul de débit laminé pour $b=20m$

Temps (heurs)	Q (m^3/s)	Q_{moy} (m^3/s)	V_{ent} (m^3)	V_{Tot} (m^3)	Cote (m)	H (m)	q (m^3/s)	$V_{d\acute{e}ve}$ (m^3)
0	0							
0,5	4,78	2,39	4302	165311,4	1100,67	0,12	1,8	3240
1	19,12	11,95	21510	182519,4	1101,15	0,6	20,17	36306
1,5	43,02	31,07	55926	216935,4	1102,03	1,48	78,16	140688
2	44,85	43,935	79083	240092,4	1102,55	2	122,78	221004
2,5	26,89	35,87	64566	225575,4	1102,22	1,67	93,68	168624
3	14,51	20,7	37260	198269,4	1101,56	1,01	44,06	79308
3,5	6,67	10,59	19062	180071,4	1101,09	0,54	17,23	31014
4	2,33	4,5	8100	169109,4	1100,78	0,23	4,79	8622
4,5	0,45	1,39	2502	163511,4	1100,61	0,06	0,64	1152
5	0,01	0,23	414	161423,4	1100,57	0,02	0,12	216
5,19	0	0,005	9	161018,4	1100,56	0,01	0,043	77,4

Tableau III-57: Calcul de débit laminé pour $b=30m$

Temps (heurs)	Q (m^3/s)	Q_{moy} (m^3/s)	V_{ent} (m^3)	V_{Tot} (m^3)	Cote (m)	H (m)	q (m^3/s)	$V_{déve}$ (m^3)
0	0			165311, 4	1100,6 7			
0,5	4,78	2,39	4302	182519, 4	1101,1 5	0,12	2,71	4878
1	19,12	11,95	21510	216935, 4	1102,0 3	0,6	30,26	54468
1,5	43,02	31,07	55926	240092, 4	1102,5 5	1,48	117,2 3	211014
2	44,85	43,935	79083	225575, 4	1102,2 2	2	184,1 7	331506
2,5	26,89	35,87	64566	198269, 4	1101,5 6	1,67	140,5 2	252936
3	14,51	20,7	37260	180071, 4	1101,0 9	1,01	66,09	118962
3,5	6,67	10,59	19062	169109, 4	1100,7 8	0,54	25,84	46512
4	2,33	4,5	8100	163511, 4	1100,6 1	0,23	7,18	12924
4,5	0,45	1,39	2502	161423, 4	1100,5 7	0,06	0,95	1710
5	0,01	0,23	414	161018, 4	1100,5 6	0,02	0,18	324
5,19	0	0,005	9			0,01	0,065	117

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 déverser par l'évacuateur de surface pour des différents largeur du déversoir.

Nous avons suivi trois méthodes qui sont les suivant :

- La méthode grapho-analytique de Hildenblat ;
- La méthode de Kotcherine ;
- La méthode pas à pas ou Step By Step.

Pour la méthode de Hildenblat, on a trouvé comme résultat une largeur d'évacuateur de crue de 10 m, un débit maximal de 38,92 m³/s et une charge d'eau au dessus de la cote normale de retenue de 1.57m.

Pour la méthode de Kotcherine, les débits maximaux à évacuer et les charges pour des différentes largeurs de l'évacuateur de crue sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III-58: les débits maximaux à évacuer calculés par la méthode de Kotcherine

b	10	16	20	24	30
h _d	1,63	1,24	1,09	0,98	0,85
q _{max 0.1%}	45,03	47,95	49,04	50,65	51,23

En fin, les résultats trouvés par la méthode Step by Step sont représenté aussi dans le tableau suivant :

Tableau III-59: les débits maximaux à évacuer calculés par la méthode de Step by Step

b	10	15	20	30
h _d	1,67	1,48	1,07	0,805
q _{max 0.1%}	46,84	58,62	48,05	51,45

Les résultats trouvés par les trois méthodes sont plus ou moins proche entre eux, prenant un exemple pour une largeur de l'évacuateur des crues de b=10m :

Tableau III-60: Les résultats trouvés par les trois méthodes

	Hildenblat	Kotcherine	Step by Step
b	10	10	10
h _d	1,57	1,63	1,67
q _{max 0.1%}	38,92	45,03	46,84

Les résultats qu'on va utilisés pour les calculs du dimensionnement de l'évacuateur des crues sont celle de la méthode de Kotcherine parce qu'elle est la plus utilisée en Algérie sur tous pour les petits bassins versant.

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-12- Etude d’optimisation

III-12-1-Calcul du coût de la digue

On calcule en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût .Le volume de la digue est donné par :

$$V_{digue} = \sum V_i \text{ avec } V_i = \left(\frac{W_i+W_{i+1}}{2}\right) \dots\dots\dots(III.63)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i ;

W_i : Section transversale correspondante à la coupe i ;

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

Avec:

$$W_i =$$

$$\frac{b_{cr}+B_i}{2} H_i \dots\dots\dots(III.64)$$

B_i : Largeur de base donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr}$ en m;

m_1, m_2 : Les fruits des talus (Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.5 et 2.5 mètre);

b_{cr} : Largeur en crête en m ;

H_i : Hauteur de la tranche au point i en m.

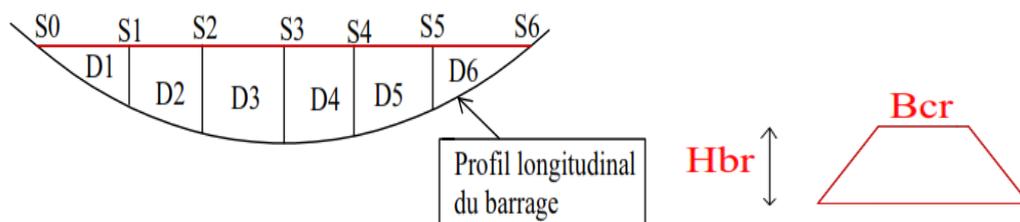


Figure III-21 : Principe de calcul du volume d’un barrage

III-12-1-1- 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 Paquant :

$$R = h + \frac{v^2}{2g} + S \dots \dots \dots (III.65)$$

$$\text{Avec : } h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \quad \text{et} \quad V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h \dots \dots \dots (III.66)$$

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=0.389 Km) ;

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

A.N : R=1.67m.

B) Formule de Stevenson- Gaillard :

$$R = 0.75H + \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (III.67)$$

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

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{L} - 0,26\sqrt[4]{L}$$

Pour un fetch de L = 389,61 m, on obtient une hauteur des vagues de H=0,76 m. La vitesse des vagues est donnée par la relation de GAILLARD :

$$V = 1.5 + 2H$$

$$H = 0,76 \text{ m} \quad \text{d'où} \quad v = 3,01 \text{ m/s}$$

D'où R = 1,03 m (revanche minimum)

C) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots \dots \dots (III.68)$$

A.N : R=1.19 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.

Pour des mesures pratiques on prendra une revanche de R = 1,08 m.

III-12-1-2- Calcul de la largeur en crête

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

A) Formule de Knapen

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.69)$$

B) Formule de E- F-Preece

$$b_{cr} = 1.1\sqrt{H_b} + 1 \dots\dots\dots(III.70)$$

C) Formule Anonyme (simplifiée)

$$b_{cr} = 3.6^3\sqrt{H_b} - 3 \dots\dots\dots(III.71)$$

H_b : Hauteur de la digue avec :

$$H_b = NNR-C_f + R + H_{dév} + T_1 + T_2 ;$$

T₁ : tassements affectant les sols de fondation en fin de construction (T₁=2.25cm).

T₂ : tassements affectant le corps de la digue après fin de construction (T₂ = 3 cm).

Tableau III-61 : Les résultats de calcul

b (m)	H _d (m)	H _b (m)	Largeur en crête de la digue (m)			
			Formule de	Formule de	Formule	b _{cr}
			KNAPEN	PREECE	simplifiée	
12	1,47	16,79	6,76	5,51	6,22	6,16
14	1,35	16,67	6,74	5,49	6,20	6,14
16	1,24	16,56	6,71	5,48	6,18	6,12
18	1,16	16,48	6,70	5,47	6,16	6,11
20	1,06	16,39	6,68	5,45	6,14	6,09
22	1,03	16,34	6,67	5,45	6,14	6,08
24	0,98	16,3	6,66	5,44	6,13	6,08
26	0,93	16,25	6,65	5,43	6,12	6,07
28	0,89	16,21	6,64	5,43	6,11	6,06
30	0,85	16,17	6,63	5,42	6,10	6,05

On opte pour une largeur en crête de $b_{cr}=6$ m

III-12-1-3-Calcul du coût de la digue pour différentes largeurs déversantes

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

Procédé de calcul :

- ✓ Tracer le profil longitudinal du barrage et on va choisir des sections à travers le barrage ;
- ✓ On détermine la hauteur de la digue H_i connaissant la cote de crête et celle au pied du barrage ;
- ✓ Calcul de la largeur au pied du barrage B_i au droit de la section ;
- ✓ Calcul de la section W_i et W_{i+1} ;
- ✓ Calcul du volume total du barrage V_{digue} .

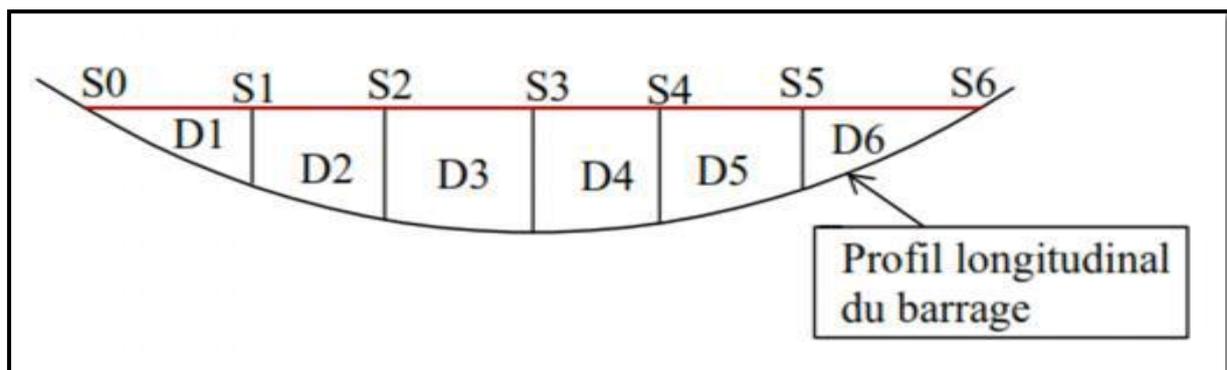


Figure III-22 : Principe de calcul du volume d'un barrage

Tableau III-62 : Exemple de calcul du volume de la digue pour ($b=20$ m)

Digue ($b=20$ m et $h_d=1,06$ m)						
Coupe	H_i	B_i	W_i	W_{i+1}	L_i	V_i
1	0	6	0	89,43	18,6	831,65
2	4,9	30,5	89,43	451,35	26,7	7219,35
3	12,29	67,45	451,35	769,92	18,15	11083,03
4	16,39	87,95	769,92	321,30	24,55	13394,73
5	10,2	57	321,30	102,025	16,2	3428,93
6	5,3	32,5	102,025	0	17,8	908,02
7	0	6	0		122	36865,715

Le prix du mètre cube de remblai est estimé 500 DA.

Tableau III- 63 : Coût de la digue pour différents largeurs déversantes

Largeur déversant (m)	volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (DA)
10	40 920,58	20 460 289,07
12	39 689,84	19 844 919,24
14	38 782,71	19 391 355,03
16	37 963,08	18 981 538,25
18	37 374,08	18 687 039,88
20	36 865,71	18 432 855,00
22	36 429,64	18 214 819,37
24	36 070,55	18 035 272,65
26	35 713,75	17 856 876,21
28	35 429,97	17 714 983,86
30	35 147,65	17 573 822,67

III-12-2-Calcul du coût de l'évacuateur de crue

Pour ce calcul, on tient compte des coûts du déversoir et du coursier, vu que le chenal d'écoulement et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

III-12-2-1-Coût du déversoir

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par.

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H} \right)^n \dots\dots\dots(III.72)$$

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 m^2 ;

b : largeur déversante en m.

Tableau III-64 : Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

b(m)	H _{dev} (m)	S (m ²)	V déversoir (m ³)	Coût déversoir (DA)
10	1,62	1,59	15,95	446578,79
12	1,46	2,74	32,86	920123,57
14	1,34	3,41	47,70	1335644,65
16	1,23	3,87	61,87	1732489,61
18	1,15	4,14	74,59	2088502,09
20	1,06	4,41	88,22	2470036,94
22	1,02	4,49	98,73	2764370,33
24	0,97	4,58	109,80	3074405,00
26	0,92	4,65	120,96	3386907,90
28	0,88	4,71	131,89	3693019,56
30	0,84	4,76	142,89	4000888,84

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 28.000(DA). (Source : D.H.W Batna

III-12-2-2-Coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est de 57 mètres (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{beton}} = S_{\text{beton}} \times L_{\text{cou}} \dots \dots \dots (III.73)$$

L'épaisseur du radier et celle des murs bajoyers est égale à 0,5 mètre.

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = Q_{\text{lam}}^{0.4} \dots\dots\dots(\text{III.74})$$

Tableau III-65: Coût du coursier pour les différentes largeurs déversante

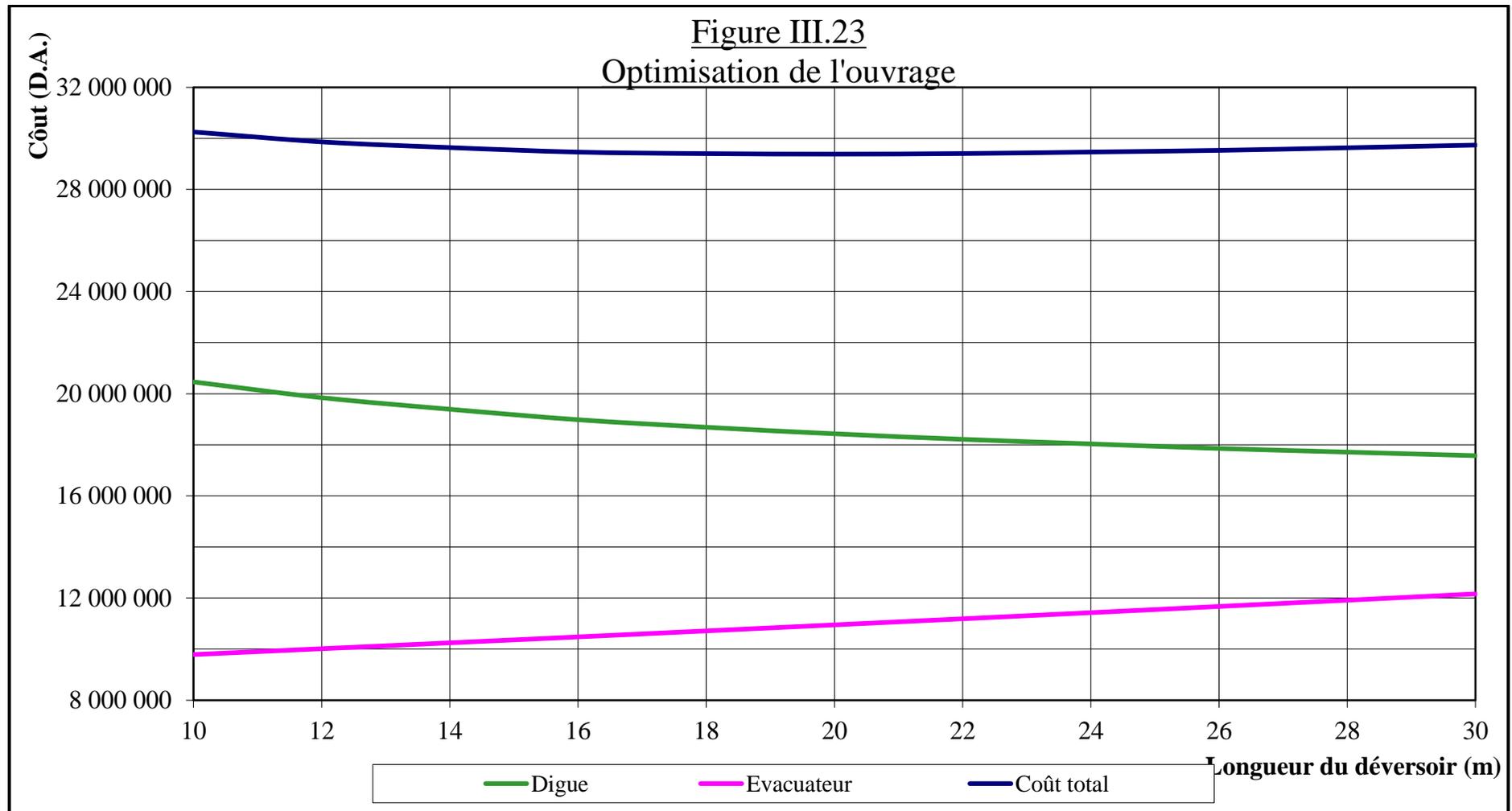
b	H _d	Q _{lam} (m ³ /s)	b coursier	S radier	H mur baj	S mur baj	S tot	V(m ³)	Cout (DA)
(m)	(m)								
10	1,62	45,03	4,59	2,29	2,42	2,92	5,21	333,62	9341381,2
12	1,46	46,18	4,63	2,32	2,26	2,76	5,08	324,87	9096316,4
14	1,34	47,01	4,67	2,33	2,14	2,64	4,97	318,25	8910955,3
16	1,23	47,95	4,70	2,35	2,03	2,53	4,88	312,40	8747070,4
18	1,15	48,57	4,73	2,36	1,95	2,45	4,81	308,05	8625417,9
20	1,06	49,04	4,74	2,37	1,86	2,36	4,73	302,87	8480483,1
22	1,02	49,5	4,76	2,38	1,82	2,32	4,70	300,88	8424709,7
24	0,97	50,06	4,78	2,39	1,77	2,27	4,66	298,37	8354355
26	0,92	50,65	4,81	2,40	1,72	2,22	4,62	295,89	8284892,1
28	0,88	50,92	4,82	2,41	1,68	2,18	4,59	293,66	8222380,4
30	0,84	51,23	4,83	2,41	1,64	2,14	4,55	291,47	8161191,2

III-12-3-Le coût total

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

Tableau III-66: Coût Total de la retenue.

b (m)	H _d (m)	Coût digue (DA)	Coût évacuateur (déversoir+coursier)(DA)	Coût total(DA)
10	1,62	20 460 289,07	9 788 016,00	30 248 305,07
12	1,46	19 844 919,24	10 016 384,00	29 861 303,24
14	1,34	19 391 355,03	10 246 700,80	29 638 055,83
16	1,23	18 981 538,25	10 479 548,80	29 461 087,05
18	1,15	18 687 039,88	10 713 920,00	29 400 959,88
20	1,06	18 432 855,00	10 950 520,00	29 382 315,38
22	1,02	18 214 819,37	11 188 962,40	29 403 781,77
24	0,97	18 035 272,65	11 428 659,20	29 463 931,85
26	0,92	17 856 876,21	11 671 760,80	29 528 637,01
28	0,88	17 714 983,86	11 915 444,80	29 630 428,66
30	0,84	17 573 822,67	12 162 080,00	29 735 902,67



D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure III-24 La longueur optimale du déversoir est de 20 m pour un débit laminé ; $q_l = 49,04 \text{ m}^3/\text{s}$, un volume en charge ; $V_{ch} = 40\,599 \text{ m}^3$ et une charge d'eau sur le seuil déversant ; $H_0 = 1,06 \text{ m}$.

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 de rentabilité tel que :

$$R = \frac{V_{\text{total de la retenue}}}{V_{\text{remblai}}} = 4,36$$

Ce coefficient permet de nous donner une idée sur la rentabilité de l'ouvrage, ce coefficient doit avoir une valeur supérieure ou égale 3. pour avoir une bonne rentabilité de la retenue

Paramètre	Valeur
Site de la retenue	Tamesoult
Destination de la retenue	Irrigation
Bassin versant S_{bv}	10,49 km ²
Périmètre du bassin versant P	13,70 km
Longueur du thalweg principal L	5,94 km
Apport moyen annuel A	0,518 Mm ³
Apport fréquentiel $A_{80\%}$	0,270 Mm ³
Débit max Q_{\max} (pour une période de 100 ans)	57,23 m ³ /s
Côte du thalweg	1086,36 m
Côte du niveau mort NVM	1095,08 m
Côte du niveau normal de la retenue NNR	1100,55m
La charge déversante H_d	1,06 m
Côte du niveau des plus hautes eaux NPHE	1101,61 m
Côte Crête Digue	1102,75 m
La revanche R	1.14 m
Volume mort V_{mort}	37698 m ³
Volume utile V_U	123311,4 m ³
Volume total de la retenue V_t	161009,4 m ³
Hauteur du barrage à partir du thalweg H_b	16.39 m
Largeur en crête bcr	6 m
Capacité d'évacuation du déversoir Q_e	49,04 m ³ /s
Volume du remblai de la digue	36863,59m ³
Le coefficient économique C_e	4,36

Chapitre IV
ETUDE DES
VARIANTES DE LA
DIGUE

INTRODUCTION

La digue en terre et la digue à enrochement sont les deux types de variantes les plus largement employées dans la construction des retenues collinaires.

Afin de dégager la variante la plus appropriée, on se base 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 restent 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 remblais) présente certains avantages et inconvénients :

IV-1-1-Avantages des digues en terre

- ✓ Utilisation du sol comme matériau local pour la construction de la digue.
- ✓ Possibilité d'utiliser une gamme variée de la terre de la cuvette ou des rives.
- ✓ Possibilité de construire des digues pratiquement dans toutes les régions géographiques.
- ✓ Possibilité de construire la digue pour large gamme de hauteur des barrages.
- ✓ Tous les procédés de construction sont mécanisés.

IV-1-2- Inconvénients des digues en terre

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

IV-2-Le choix du site du barrage

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

- ✓ L'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau ;
- ✓ Tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement ;
- ✓ L'axe choisi doit avoir la longueur la plus courte possible.

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 morphologie de la vallée ;
- ✓ Les conditions géologiques et géotechniques ;
- ✓ Les matériaux de construction.

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

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 barrage en matériaux locaux, ce qui donne le choix entre les trois variantes :

- ✓ Barrage en terre homogène en argile.
- ✓ Barrage en enrochement zonée à noyau d'argile.
- ✓ Barrage en enrochement avec masque en béton

A) Barrage homogène

Le barrage homogène est un barrage en remblai construit avec un matériau suffisamment étanche (argile, limon). C'est la technique la plus ancienne de barrages en remblais. La pente du talus sera différente selon la résistance du matériau choisi.

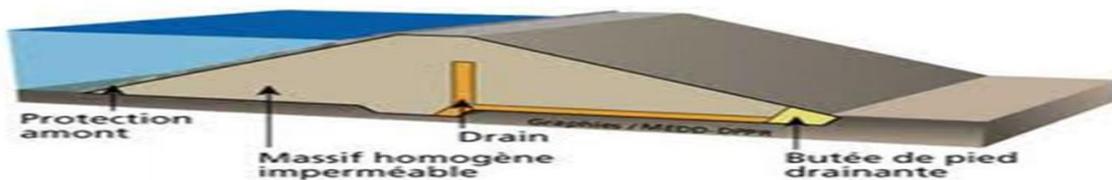


Figure IV-1 : Barrage homogène [3]

B) Barrage à noyau

Le barrage à noyau argileux sépare les fonctions d'étanchéité et de résistance. Un matériau le plus étanche possible (argileux) compose le noyau et est entouré par des matériaux plus résistants mais moins étanches (enrochements ou alluvions). En plus de pouvoir construire une pente plus raide et donc d'économiser du matériau, un meilleur contrôle des écoulements qui percent le barrage.

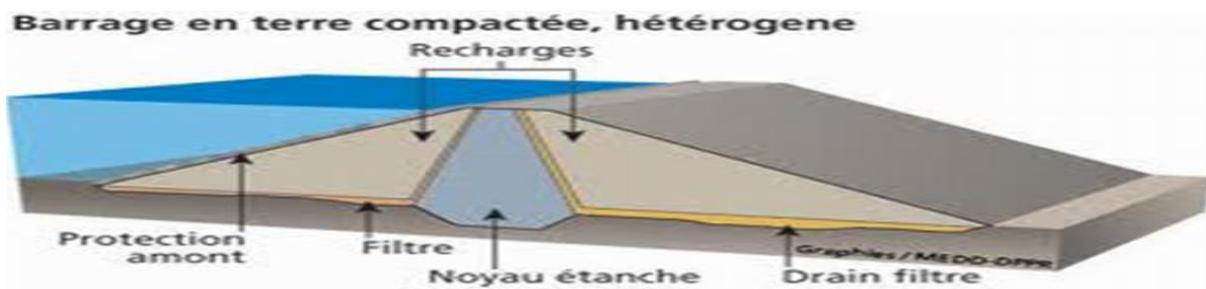


Figure IV-2 : Barrage à noyau [3]

C) Barrage en enrochement avec masque en béton

Le barrage à masque est une technique plus récente consistant à placer un "masque" de béton ou d'un matériau plus souple (PVC) sur une base très solide d'enrochements, côté amont. Ce type de barrage se rencontre sur des sites où il n'y a pas de terre mais seulement de la roche.



Figure IV-3 : Barrage à masque en béton [3]

IV-5-Définition du profil général de la retenue**IV-5-1- Hauteur de la digue**

La hauteur totale de la digue $H_b=16.39\text{m}$ est définie précédemment dans le chapitre hydrologie et donnée par la relation suivante :

$$H_b = \text{NNR} - C_f + R + H_{\text{dév}} + T_1 + T_2 \dots\dots\dots (IV-1)$$

Avec :

NNR : Côte du niveau normal de la retenue (NNR=1100,55m) ;

C_f : Côte du thalweg ($C_f=1086,36\text{m}$) ;

R : la revanche ($R=1,08\text{ m}$) ;

$H_{\text{dév}}$: La charge déversante ($H_d=1,06\text{m}$) ;

T_1 : tassements affectant les sols de fondation en fin de construction ($T_1=2.25\text{cm}$) ;

T_2 : tassements affectant le corps de la digue après fin de construction ($T_2 = 3\text{ cm}$).

Donc la côte en crête : **1102,75 mNGA.**

IV-5-2- La largeur en crête

La largeur en crête a été déjà définie dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.01 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête

Formule	b_{cr}
KNAPPEN	6,68
E- F-PREECE	5,45
Anonyme	6,14

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

IV.5.3. La longueur en crête

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L = 122 \text{ m.}$$

IV-5-4- Pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, comme montre le tableau ci-après :

Tableau IV-2 : valeurs indicatives des fruits de talus [2]

Hauteur du barrage	Type du barrage	Pentes des talus	
		Amont	Aval
10 à 20 m	- Homogène, granulométrie étendue.	1/2,5	1/2,5
	- Homogène, à fort pourcentage d'argile.	1/3,5	1/2,5
	- A zones.	1/3	1/3

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage. On opte pour :

- Parement amont $m_1=3$ m.
- Parement aval $m_2=2,5$ m.

Ce qui va être vérifié après avec le calcul de la stabilité.

IV-5-5- Les bermes

Pour des hauteurs dépassant les dix mètres de la digue on prévoit des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus. Les bermes sont de (2 – 4) mètres de largeur et de pente (2 à 3) %.

A) Talus amont

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposé une berme de largeur 3m à la côte 1095,50m NGA.

B) Talus aval

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons une berme de largeur 3m à la côte 1096,75m NGA.

IV-5-6- Revêtement de la crête et des talus de la digue**A) Protection de la crête :**

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 40 cm d'épaisseur, afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage (en principe exceptionnel) d'un véhicule.

B) Le talus aval

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur à mesure des travaux de terrassement. On fait un enrochement de pierre d'épaisseur (0,4m).

C) Le talus amont

Il sera protégé par un parement en Rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la méthode de « T. V.A. ».

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le rip-rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace.

1) Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority)

Cette méthode déterminée par la formule suivante :

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (IV-2)$$

Avec :

e : Epaisseur de l'enrochement en m ;

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard en m/s; sachant que $V = 3,01$ m/s ;

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique γ_s du matériau d'enrochement.

La valeur de C est donnée par le tableau suivant :

Tableau IV-3 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_s [2]

Pentes des talus	Valeurs de «c» pour différents poids spécifiques		
	$\gamma_s=2.5$	$\gamma_s=2.65$	$\gamma_s=2.8$
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 / 2.5	0.036	0.032	0.030
1 / 1	0.047	0.041	0.038

D'après le tableau $C=0.032$, donc nous obtenons une épaisseur d'encrochement $e=0.30m$

Mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,4m

2) Deuxième méthode :

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

Tableau IV-4 : Epaisseur de l'encrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague. [2]

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'encrochement(m)	$D_{min}(m)$
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,70	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,80	0,45

Pour notre cas, $0.6 < H < 1.2$ m, $e = 0,40$ m, $D = 0,30$ m.

Conclusion :

En analysant les résultats obtenus que ce soit par la formule de T.V.A, ou avec l'abaque de l'US Army on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour le dimensionnement de la digue est **e= 40 cm** avec un diamètre moyen de **d_m = 30 cm**.

IV-5-7- Etanchéité du barrage**IV-5-7-1- Le noyau**

Le noyau en matériaux argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité.

a) Dimensionnement du noyau**➤ La hauteur du noyau**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots \dots \dots (IV-3)$$

Avec :

H_b : hauteur du barrage

H_n : hauteur du noyau

A.N: $H_n = 15,39m$

➤ La largeur en crête du noyau

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

$$L_{c,n} = \frac{1}{6} H_b \dots \dots \dots (IV-4)$$

A.N: $L_c, n = 2.8m$

➤ Classification de l'ouvrage :

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

Tableau IV.5 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation [2]

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs du barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sablonneux, pierreux, argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

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

➤ **Les fruits des talus**

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante :

$$\frac{\Delta H}{b_{\text{noy}}} \leq I_{\text{adm}} \dots\dots\dots (IV-5)$$

Avec :

ΔH: Différence de charge entre l'amont et l'aval; $\Delta H = H_1 - H_2$

H₂ : Hauteur d'eau à l'aval, $H_2 = 0$.

H₁ : Hauteur d'eau à l'amont, **H₁ = 14,19 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 [2]

Type des ol	Classe de '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 IIIème classe alors, on prend $I_{adm}=1,80$

- Largeur moyenne en base du noyau

$$b_{moy} \geq \frac{\Delta H}{I_{adm}} = \frac{H_1}{I_{adm}} \dots\dots\dots (IV-6)$$

A.N : $b_{moy}=8m$.

- Largeur en base du noyau

$$L_b=2*b_{moy} -L_{c,n} \dots\dots\dots (IV-7)$$

A.N : $L_b=13.2m$.

- Détermination des fruits des talus :

$$L_b=2*m*H_n+L_{c,n} \dots\dots\dots (IV-8)$$

$$\text{Alors, } m = \frac{L_b-L_{c,n}}{2H_n}$$

On aura : $m=0.34$

- La côte en crête du noyau

$$NC_n=C_{fond}+H_n \dots\dots\dots (IV-9)$$

A.N : $NC_n=1101,75 \text{ mNGA}$.

IV-5-7-2- Les drains

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 :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots \dots \dots (IV-10)$$

Avec :

H_b : Hauteur de la retenue ($H_b = 16,39m$)

On prend $H_p = 0,12 H_b$, donc on aura : **$H_p = 3.28 m$** .

➤ **Fruit des talus :**

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

Donc, on prend : **$m_1 = 1,5 ; m_2 = 1.5$**

➤ **Largeur au sommet :**

La largeur (b_p) est calculée comme suit :

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots \dots \dots (IV-11)$$

On prend $b_p = 1/3 H_p$; Ce qui donne : **$b_p = 1.1m$** .

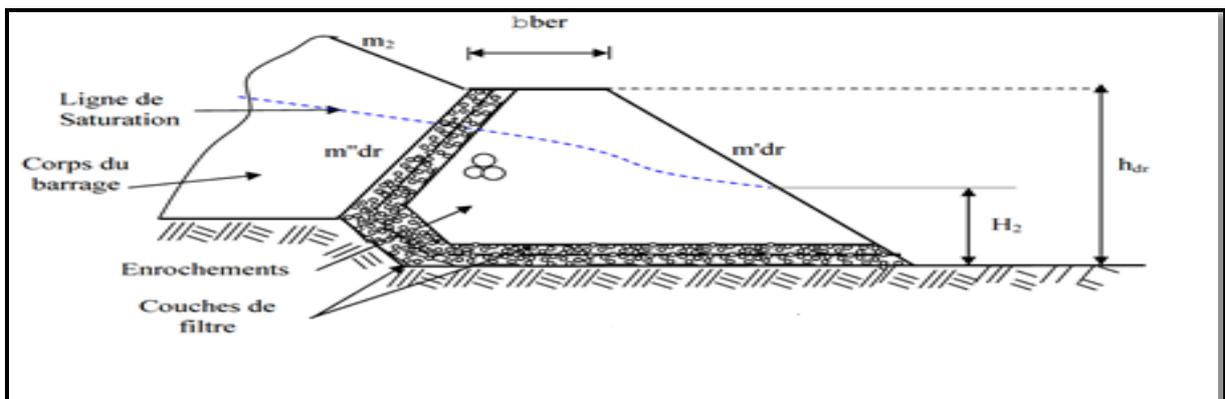


Figure IV-4 : Coupe d'un prisme de drainage. [1]

B) Dimensionnement du drain tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, on dispose habituellement dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

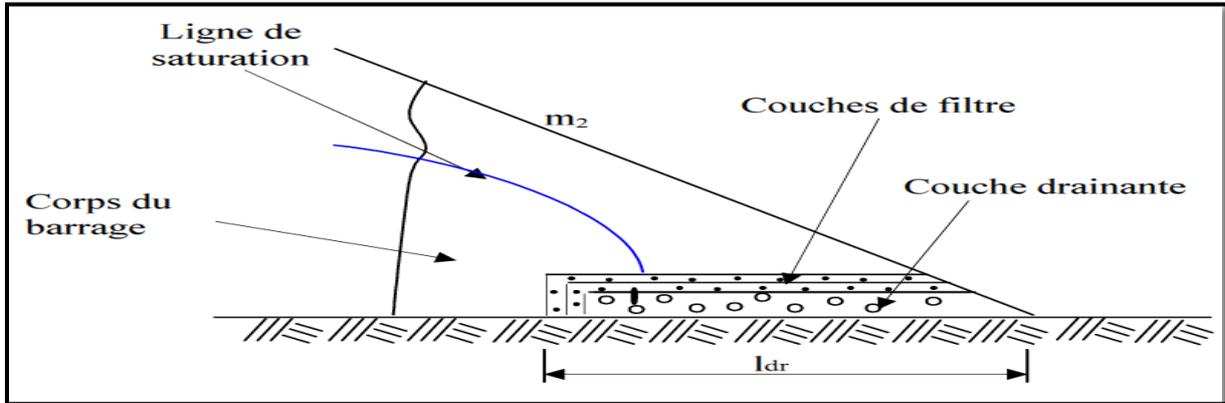


Figure IV-5 : Coupe d'un tapis de drainage. [1]

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage, on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales d' $e=1$ m.

➤ **La longueur du drain tapis**

$$L_d = L_b / 3 \dots\dots\dots (IV-12)$$

L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b=94.96m$).

A.N : $L_d=31.65m$.

C) Dimensionnement du drain vertical

Lorsqu'il y a de grands risques d'anisotropie, la seule solution valable est la projection d'un drainage vertical sous forme de bandes d'enrochements ou de graviers protégées de part et d'autre par des filtres de transition. L'eau d'infiltration est acheminée vers l'aval du barrage par un réseau de tuyaux parallèles ou par un drain tapis filtrant s'il faut drainer la fondation.

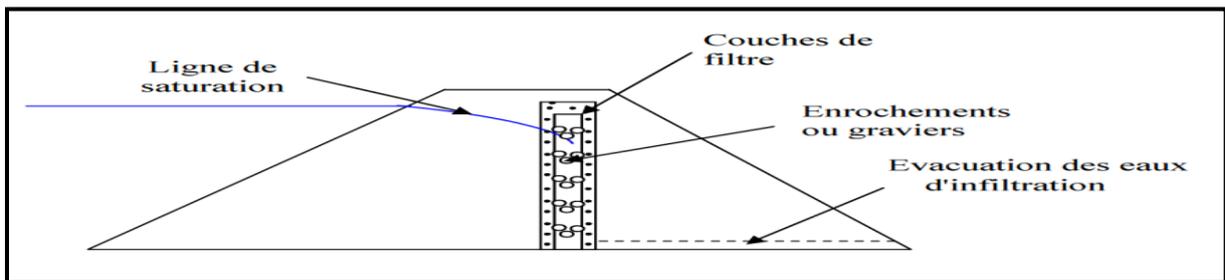


Figure IV-6 : Schéma d'un drain vertical. [1]

La largeur minimale d'un tel drainage est de 1.00 mètre et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage, sa hauteur doit être supérieure à la hauteur normale de la retenue (NNR).

IV-5-7-3-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).

➤ Critères de conception

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

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

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

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

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

$$K=0.35(D_{15})^2$$

Ou : D_{15} en mm

K : obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables.....0,15 m.
- Couches horizontales de graviers.....0,30 m.
- Couches verticales ou inclinées 0,50 m.

IV-5-8- Etanchéité de la fondation

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité du noyau en argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau imperméable. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2,6m (au niveau du lit de l'oued) et la pente des talus est $m = 1$.

IV-6- Calcul du volume des différents matériaux

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.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \text{ Avec } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L_i \dots\dots\dots (IV-13)$$

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

IV-6-1-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).

A) Recharge (argile)

Tableau IV-7 : Volume de recharge (Argile)

Coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	44,715	18,6	831,699
2	89,43			
3	451,35	270,39	26,7	7219,413
		610,635	18,15	11083,025
4	769,92	545,61	24,55	13394,726
		211,6625	16,2	3428,9325
6	102,025	51,0125	17,8	908,0225
		0		
122				36865,8178

B) Filtres et drains

Tableau IV-8 : Volume du sable

Coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	5,135	18,6	95,511
2	10,27			
3	22,75	16,51	26,7	440,817
		27,27	18,15	494,9505
4	31,79	25,94	24,55	636,827
		16,845	16,2	272,889
6	13,6	6,8	17,8	121,04
		0		
				1966,5235

Tableau IV-9 : Volume du gravier

Coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	6,9	18,6	128,34
2	13,8			
3	32,2	23	26,7	614,1
4	41,4	36,8	18,15	667,92
5	25,6	33,5	24,55	822,425
6	16,4	21	16,2	340,2
7	0	8,2	17,8	145,96
				2590,605

C) Protection en Rip– Rap (enrochement)**Tableau IV-10 : Volume du rip rap**

Coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	5,6	18,6	104,16
2	11,2			
3	31,12	21,16	26,7	564,972
4	41,76	36,44	18,15	661,386
5	22,94	32,35	24,55	794,1925
6	12,86	17,9	16,2	289,98
7	0	6,43	17,8	114,454
				2424,9845

IV-6-2-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

Coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	36,28	18,6	674,808
2	72,56			
3	369,82	221,19	26,7	5905,773
4	643,22	506,52	18,15	9193,338
5	264,93	454,075	24,55	11147,541
6	82,835			
7	0	173,8825	16,2	2816,8965
		41,4175	17,8	737,2315
				30475,5883

B) Noyau

Tableau IV-12 : Volume du noyau

Coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	8,435	18,6	156,891
2	16,87			
3	81,53	49,2	26,7	1313,64
4	126,7	104,115	18,15	1889,6873
5	56,37	91,535	24,55	2247,1843
6	19,19			
7	0	37,78	16,2	612,036
		9,595	17,8	170,791
				6390,2295

C) Filtres et drains

Tableau IV-13 : Volume du sable

Coupe	$S_i (m^2)$	$S_{moy}(m^2)$	$L_i (m)$	$V_i (m^3)$
1	0	5,65	18,6	105,09
2	11,3			
3	24,8	18,05	26,7	481,935
4	29,6	27,2	18,15	493,68
5	22,72	26,16	24,55	642,228
6	10,96	16,84	16,2	272,808
7	0	5,48	17,8	97,544
				2093,285

Tableau IV-14 : Volume du gravier

Coupe	$S_i (m^2)$	$S_{moy}(m^2)$	$L_i (m)$	$V_i (m^3)$
1	0	6,445	18,6	119,877
2	12,89			
3	29,84	21,365	26,7	570,4455
4	37,9	33,87	18,15	614,7405
5	24,4	31,15	24,55	764,7325
6	13,77	19,085	16,2	309,177
7	0	6,885	17,8	122,553
				2501,5255

D) Protection en Rip – Rap (enrochement)**Tableau IV-15 : Volume du rip rap**

Coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	6,07	18,6	112,902
2	12,14			
3	31,26	21,7	26,7	579,39
4	40,6			
5	25,26	35,93	18,15	652,1295
6	12,74			
7	0	32,93	24,55	808,4315
		19	16,2	307,8
		6,37	17,8	113,386
				2461,137

IV-6-3-Barrage en enrochement avec masque en béton

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle (type 3). Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivante :

$$e = 0.3 + 0.001 * H \dots\dots\dots (IV-14)$$

H : la hauteur de barrage

A.N : $e = 0.32$ m pour plus de sécurité on prend une épaisseur de 0.4m.

A) Recharge (enrochement)

Tableau IV-16 : Volume de recharge

Coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	47,165	18,6	877,269
2	94,33			
3	464,04	279,185	26,7	7454,2395
4	786,31			
5	331,5	625,175	18,15	11346,926
6	107,325			
7	0	558,905	24,55	13721,118
		219,4125	16,2	3554,4825
		53,6625	17,8	955,1925
				37909,2275

B) Protection avec masque en béton

Tableau IV-17 : Volume du béton

Coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	3,095	18,6	57,567
2	6,19			
3	16,04	11,115	26,7	296,7705
4	20,71			
5	12,89	18,375	18,15	333,50625
6	6,7			
7	0	16,8	24,55	412,44
		9,795	16,2	158,679
		3,35	17,8	59,63
				1261,02575

IV-7- L'estimation du coût des variantes

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV - 18 : Coûts des différentes variantes étudiées

Variante	Matériaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Coût (DA)	Totale (DA)
Homogène	Recharge	m ³	36865,818	500	18432909	25900018,9
	Rip rap	m ³	2424,9845	1200	2909981,4	
	Sable	m ³	1966,5235	1000	1966523,5	
	Gravier	m ³	2590,605	1000	2590605	
zonée	Recharge	m ³	30475,588	500	15237794	25981083,65
	Noyau	m ³	6390,2295	500	3195114,8	
	Rip rap	m ³	2461,137	1200	2953364,4	
	Sable	m ³	2093,285	1000	2093285	
	Gravier	m ³	2501,5255	1000	2501525,5	
En enrochement	Recharge	m ³	37909,228	1000	37909228	90872312,00
	Béton	m ³	1261,0258	42000	52963084	

IV-8- Comparaison financière des trois variantes

D'après le tableau IV-17, il apparaît clairement que nous ne pouvons nous orienter que vers la 1ère variante car c'est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement en plus la disponibilité des matériaux de construction (principalement l'argile) en quantité et qualité, sur le gîte d'emprunt qui est situé à proximité de la cuvette

CONCLUSION

Les trois variantes sont faisables mais on s'est penché vers la première variante (digue homogène) car on a les matériaux qu'il faut à moindre coût avec facilité de réalisation. Ce dernier remplit les conditions suivantes :

- Une imperméabilité suffisante ;
- Insoluble dans l'eau ;
- Une faible teneur en matière organique ;
- Ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- Une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche ;
- L'utilisation optimale des matériaux de la zone d'emprunt

CHAPITRE V
ETUDE DE
STABILITE DE LA
DIGUE

INTRODUCTION

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

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

Le choix de 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, les problèmes de transport et de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que les conditions économiques.

V-1- Etude de la variante retenue

La variante la plus adéquate est la digue homogène avec un drain vertical, les résultats de calcul de son dimensionnement sont représentés dans le chapitre précédent de l'étude des variantes.

V-1-1-Définition de profil général du barrage

La digue de la retenue sur Oued Tamesoult constituée de remblai homogène, avec une hauteur totale de 16,39 m. La largeur en crête est de 7m et les fruits des talus amont et aval sont données successivement de (3 ; 2,5).

V-1-2-Conception de la digue

La digue de la retenue collinaire sur Oued Tamesoult est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles limoneuses.

La composition constructive sera comme suit :

- ✓ Fondation ancrée à 2,6 mètres pour éviter le niveau alluvionnaire ;
- ✓ Filtre horizontal (tapis drainant) avec un prisme aval ;
- ✓ Recharges argileuses mélangées avec des alluvions ;
- ✓ Revêtements sur les talus amont et aval de la digue.

Le niveau de la crête a été arrêté à la cote 1102,75m.NGA.

V-2- Calcul des filtres

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entrainement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction, principale est de retenir ces particules du sol drainé 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.

• Règles des filtres

L'exigence primordiale aux sols des filtres est qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du phénomène de Renard.

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0.05\eta) \cdot \frac{n}{1-n} \dots \dots \dots (V.1)$$

D'où :

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$.

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \log \eta$.

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux.

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2 :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots \dots \dots (V.2)$$

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 :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots (V.3)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (V.4)$$

Avec :

D_{50} : diamètre de filtre

D_{15} : diamètre du sol à protéger.

• **Granulométrie de sol a protégé**

$$d_{15} = 0.0007 \text{ mm}$$

$$d_{50} = 0.008 \text{ mm}$$

$$d_{85} = 0.06 \text{ mm}$$

- ❖ La première couche de filtre est entre le Corps du barrage et la première couche de drain à des limites suivantes :

- $0.008 \text{ mm} < D_{15} < 0.028 \text{ mm}$

- $0.096 \text{ mm} < D_{50} < 0.464 \text{ mm}$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.018 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 0.280 \text{ mm}$$

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

$$dR_{15R} = 0,0004 \text{ mm.}$$

$$dR_{50R} = 0,005 \text{ mm.}$$

$$dR_{85R} = 0,03 \text{ mm.}$$

- $0.0048 \text{ mm} < D_{15} < 0.016 \text{ mm}$

- $0.06 \text{ mm} < D_{50} < 0.29 \text{ mm}$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$$D_{50} = 0.18 \text{ mm}$$

$$D_{15} = 0.010 \text{ mm}$$

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 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0.05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.5)$$

D'après la courbe granulométriques de F_1 :

$$d_5 = 0.0011 \text{ mm} ; \quad d_{10} = 0.0010 \text{ mm}$$

$$d_{17} = 0.0018 \text{ mm} ; \quad d_{60} = 0.013 \text{ mm}$$

$$\text{AN : } \eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 8.125 \text{ coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n = 0,4 - 0,1 \cdot \log \eta = 0.30 ;$$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.61 > 0.23$$

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

- **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.021}{0.06} < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Filtre N° 02 :

- **Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres :**

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

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0.05\eta) \frac{n}{1-n}$$

Avec :

$$D_5 / D_{17} = 0.54 > 0.47 \text{ pour } n = 0.36 \text{ et } \eta = 13.76$$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD inexistant.

- **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0.36 < 4$$

La condition est vérifiée.

L'épaisseur minimale des couche du filtres inversés est donnée par :

$$t_{\min} \geq (5-7) D_{85}$$

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 : $t_{\min} \geq 10 \text{ cm}$

Pour les filtres édifiés à la machine : $t_{\min} \geq 20 \text{ cm}$

Pour les filtres édifiés par remblayage à eau : $t_{\min} \geq 75 \text{ cm}$

Conclusion

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur 15 cm.

- La deuxième couche en gravier d'épaisseur 30 cm.
- L'enrochement (rip-rap) d'épaisseur = 50 cm.

V-3- Etude des infiltrations

V-3-1-Objectif de calcul d'infiltration

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- La zone submergée du corps de la digue.
- Les pressions interstitielles.
- Le tracé de la ligne de saturation.
- Le débit de fuite à travers le corps de la digue et la fondation.

V-3-2-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.

V-3-3- 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 :

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \dots \dots \dots (V-6)$$

Tel que :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots \dots \dots (V-7)$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b (d =28,50m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b=42.57m (Déterminée graphiquement).

$b = m_b \cdot h = 3 \cdot 14,19 = 42,57 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{b = 42.57 \text{ m}}$

L'emprise de la digue : $L_b = 94,96 \text{ m}$

$\mathbf{L_b = 94,96 \text{ m}}$

$d = L_b - 0,7 \cdot b = 28.50 \text{ m}$

$\mathbf{d = 28.50 \text{ m}}$

h : La hauteur d'eau en amont (h=14.19m).

On trouve $y_0 = 3,34 \text{ m}$.

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

$y^2 = 2xy_0 + y_0^2$ on aura $y^2 = 6,68x + 11,15$

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.

$A = \frac{y_0}{2} = \frac{1}{2}(\sqrt{h^2 + d^2} - d) \dots\dots\dots (V-8)$

On trouve $A = 1.67$

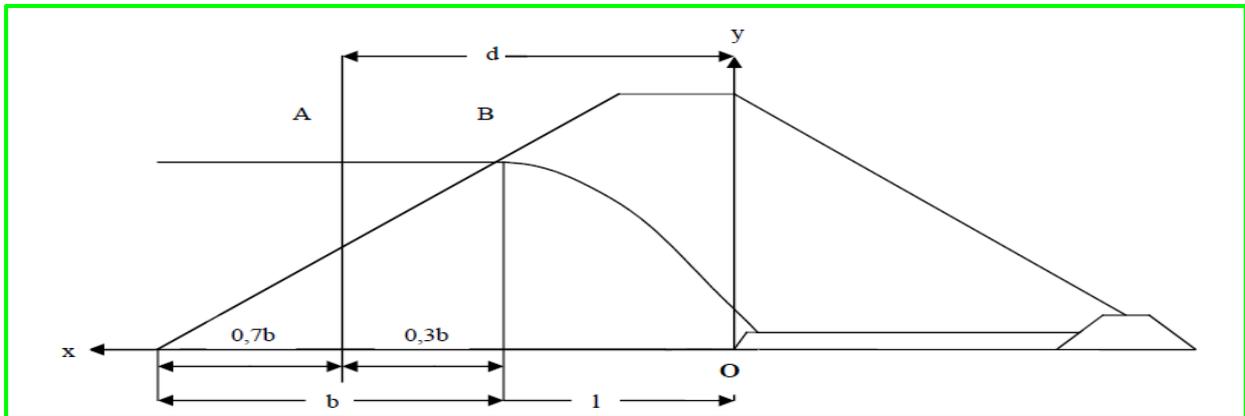


Figure V-1 : Positionnement de la ligne de saturation

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

Tableau V-1 : Coordonnées de la parabole de KOZENY :

Y(m)	0	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	14,19
X(m)	-1,5	-1,12	0,03	1,94	4,62	8,06	12,27	17,24	22,98	31,3

La ligne de saturation de la parabole de KOZENY est représentée dans la planche N° 07.

V-3-4- Calcul du débit de fuite par infiltration

a) Digue :

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le corps de la digue.

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (V-9)$$

Avec :

q : débit d'infiltration (m³ /s/ml);

I : gradient hydraulique ;

K : Coefficient de perméabilité de la digue. (K=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 :

$$q = K.y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (V-10)$$

Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$; (y₀=3,34m)

D'où: q =K.y₀ (m³/s/ml)

Le débit total à travers le barrage sera : Q= q.L

A.N: q=10⁻⁸*3,34=3,34*10⁻⁸m³/s/ml

Donc Q_I = q.L=3,34*10⁻⁸*122,50=4,09*10⁻⁶m³/s

$Q_I = 4,09 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$

a) Fondation :

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

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (V-11)$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité de la fondation. (K=3.10⁻⁹m/s)

$$I = H_e/L_b \dots\dots\dots (V-12)$$

(H_e= charge de la retenue=14.19 mce, L_b= 103.15m L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A=T.1$ (T=3m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q = K.I.T$

$$A.N q = 3.10^{-9} * \frac{14.19}{103.15} * 3 = 1,24. 10^{-9} m^3/s/ml$$

Donc $Q_F = q.L = 1,2. 10^{-9}.122,5 = 1.47 10^{-7} m^3/s$

$Q_F = 1.47 10^{-7} m^3/s$

b) Débit total d'infiltration

$$Q = Q_F + Q_I = 4,09 * 10^{-6} + 1.47 * 10^{-7} = 4,2.10^{-6} m^3/s$$

$Q = 4,2.10^{-6} m^3/s$

Le volume total perdu sur une année est de $V_{perdue} = 139m^3$

Et en comparant ce volume au volume régularisé on trouve

$V_{perdu} / V_{régularisé} = 0.11 \%$ donc le volume perdu est trop faible par conséquent notre retenue est rentable du point de vue stockage

V-3-5- Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots \dots \dots (V-13)$$

Avec :

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau suivant :

Tableau V-2 : Classification des barrages [2] :

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, terrain argileux	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

Notre barrage appartient à la classe III

Tableau V-3 : Gradient admissible à travers le remblai terreux [2]

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

$I_{adm} = 1,8$

Donc : $\Delta H = 14.19 \text{ m}$; $\delta n = 54.87 \text{ m}$; $I = 0, 25 \leq I_{adm}$

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

V-4-Etude de stabilité

V-4-1-Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols, les plus courantes sont celles de FELLENIUS, BISHOPB, SPENCER, JANBU. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai.
- En conséquence des variations des contraintes résultantes de la construction d'une vidange rapide ou bien de séismes.

Plusieurs configurations doivent être analysées à savoir :

a) Fonctionnement normal (talus aval)

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

b) Fin de construction (talus aval et amont)

Pas encore d'action de la retenue mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées.

c) Vidange rapide (talus amont)

Après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont.

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont groupés dans le Tableau V-4.

Tableau V-4 : Coefficient de stabilité admissible des talus. [2]

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
(sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
(avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la classe III, les coefficients admissibles seront donc :

- Sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,1$
- Avec séisme : $K_{as,adm} = 1,1 - 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus. La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de la digue par la méthode grapho-analytique consiste à la détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité et le moment des efforts de basculement (forces motrices) par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être inférieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} ».

V-4-2- Méthode de FELLENIUS

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC (voir Figure IV.) est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur, l , et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables.

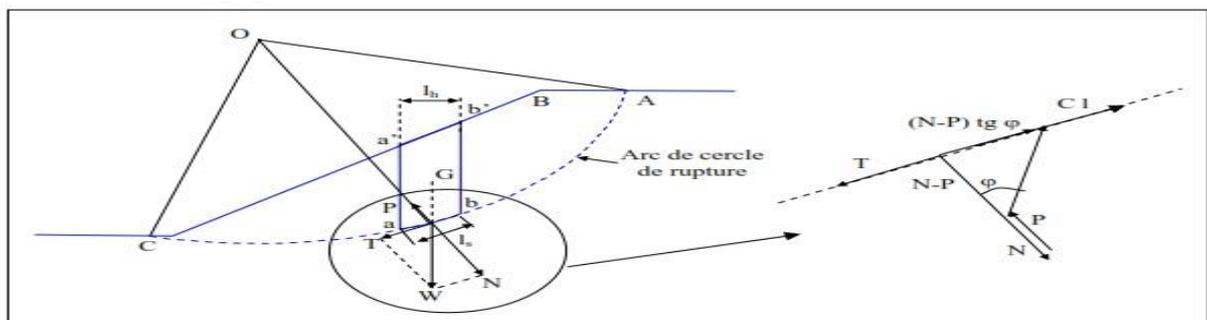


Figure V-2 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

V-4-3- Ordre de calcul (Méthode des tranches)

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

Avec :

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

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 16,39$ m).

($K_1 - K_2$) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau V-5

Tableau V-5 : Les différentes valeurs de K_1 et K_2 [2]

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

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	17.11	39.35
Aval	2,5	0,875	2,025	14.97	34.65

- ✓ Le centre des rayons étant le point « B »
- ✓ L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

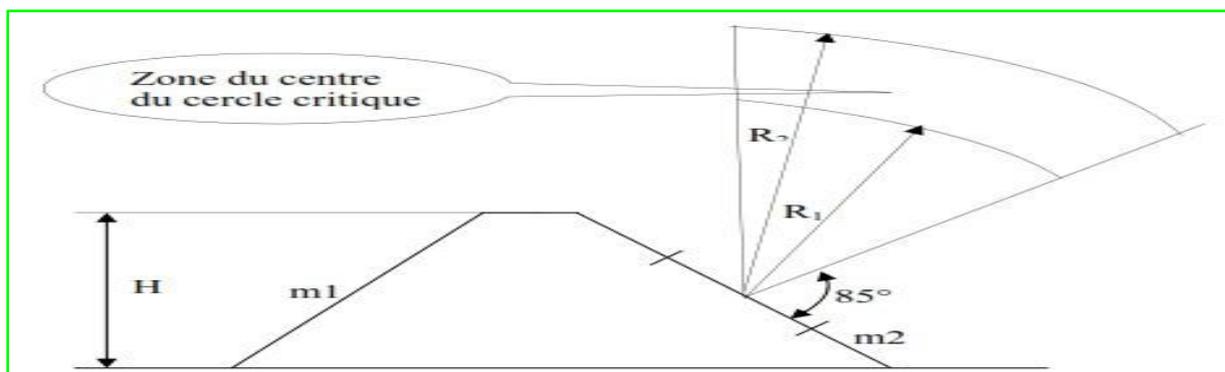


Figure V-3: Zone du centre du cercle critique selon le principe de Fondeev

✓ 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) :

$$N = G_n \cos \alpha \dots\dots\dots (V-14)$$

2. Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G_n \sin \alpha \dots\dots\dots (V-15)$$

Avec :

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

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

V- 4-4- Les caractéristiques géotechniques des sols

Elles sont représentées dans le tableau V-6 suivant

Tableau V-6 : Caractéristique géotechnique

Paramètres	Unité	Digue	fondation
φ°	degré	25	33
C	t/m3	1,12	0,65
γ_{sat}	t/m3	1.97	-
γ_d	t/m3	1.85	1.8

La densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$.

V-4-5-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 :

$$G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3) \dots\dots\dots (V-16)$$

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 ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U . dl = \gamma_w . h . dl \dots\dots\dots(V-17)$$

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

$$F_c = c . dl \dots\dots\dots (V-18)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d)-Forces dues au séisme

$$T = a . G_n \dots\dots\dots (V-19)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V-4-6-Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices****a. Force de frottement**

$$F_1 = N \text{tg}\varphi - U \text{dl} \text{tg}\varphi \dots\dots\dots (V-21)$$

Avec :

φ : Angle de frottement.

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

b. Force de cohésion

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

Avec : $dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement.

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

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

$$M_s = [(N_n - U \, dl) \, \text{tg} \phi + c \, dl] \, R \dots\dots\dots (V-23)$$

➤ **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 :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V-24)$$

V-4-7-Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

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

a) Retenue pleine

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_n - P_i) \text{tg} \phi_i + \sum C_i \, dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V-25)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_n - P_i) \text{tg} \phi_i + \sum C_i \, dl}{(1/R) \sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V-26)$$

Avec:

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction)

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum C \, dL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V-27)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum C \, dL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (V-28)$$

c) Vidange rapide

$$K_{SS} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i d l}{\sum T_{ni}} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (V-29)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i d l}{\sum T_{ni} + (1/R) \sum G_{nan_i} d n_i} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (V-30)$$

Les coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement. Sont représenté dans l'Annexe B

Tableau V-7 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		K _{SS}	K _{as}
Fin de construction	Talus aval		
	R1=31.23	3.3	1.87
	R2=27.08	1.78	1.10
	R3=26.80	2.43	1.38
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R1=31.23	3.32	1.88
	R2=27.08	1.78	1.10
	R3=26.80	2.43	1.38
Vidange rapide	Talus amont		
	R1=40.38	2.66	1.87
	R2=35.21	2.90	1.90
	R3=33.93	3.33	1.63

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 sans séisme et avec séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

CHAPITRE VI
ETUDE DES
OUVRAGES
ANNEXES

INTRODUCTION

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres. Les ouvrages annexes prévus pour la retenue sont :

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VI-1- L'évacuateur de crue

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux. Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue

VI-1-1-Différents types d'évacuateurs de crue

VI-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.

VI-1-1-2-Evacuateur de crues latérales à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

VI-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.

VI-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.

VI-1-2- Choix de l'évacuateur de crue

Le choix du type de l'évacuateur de crues repose sur la topographie et la géologie du site, ainsi que sur le débit à évacuer. Pour notre retenue, on opte pour un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral placé sur la rive gauche en partant de l'amont, vue les rives de notre retenue collinaire qui sont très abruptes et le débit à évacuer qui n'est pas considérable donc le problème de saturation ne se pose guère

Conclusion

Le type d'évacuateur choisi est un évacuateur latéral à entonnement latéral

VI-1-3- Dimensionnement de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue latéral constitue des éléments suivants :

- Canal d'amenée
- Un déversoir.
- Auge de réception (boite).
- Chenal d'écoulement.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Canal de fuite (canal de restitution).

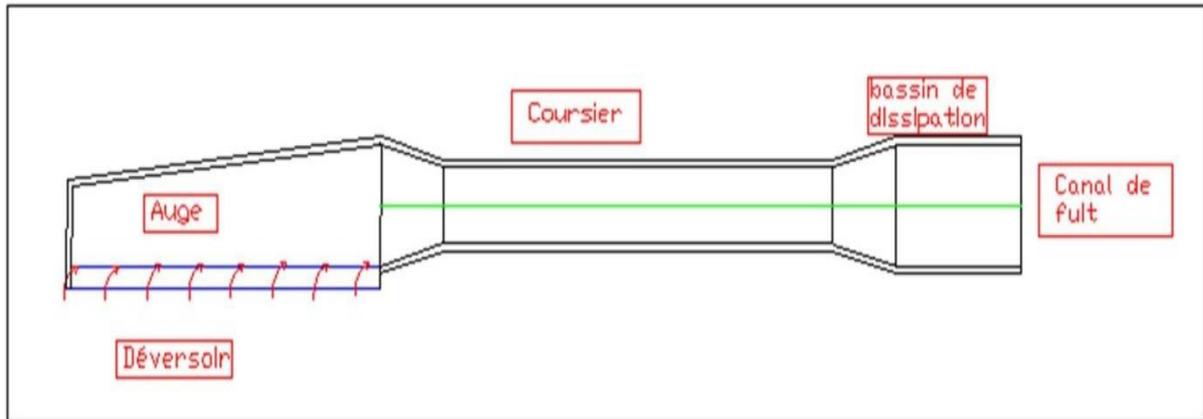


Figure VI.1: description de l'évacuateur de crue latéral.

Données de départ :

- Longueur déversant : $L = 20 \text{ m}$
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 49,04 \text{ m}^3/\text{s}$
- Charge hydraulique : $H_o = 1,06 \text{ m}$
- Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 1100,55 \text{ m}$

VI-1-3-1- Canal d'aménagé

Vitesse d'approche

La vitesse dans le canal d'approche est donnée par la formule suivante :

$$V = Q/S \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec : Q : Débit à évacuer (m^3/s).

S : section mouillée (section rectangulaire en m^2).

$$S = (P + H) * B \dots\dots\dots (VI.2)$$

H : Charge déversant.

B : Largeur de déversoir.

P : Hauteur de pelle. $0.4 < P \leq 1.6$

On va prendre : $P/H = 0,75$ et $H = 1,06 \text{ m}$. donc $P = 0,8 \text{ m}$

$$V = 1,32 \text{ m/s}$$

$V \leq V_{\text{adm}}$ ($4.4 - 10$) m/s (Donc pas de risque de l'érosion.)

VI-1-3-2- Déversoir et canal latéral

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir sont dépendant de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir à paroi mince de profil Creager pour éviter le phénomène de cavitation

a. Quadrant aval

Les coordonnées du profil déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression suivante :

$$Y/H = 0.47 * (x/H)^{1.85} \dots\dots\dots (VI.3)$$

Tableau VI.1 coordonnées du quadrant aval de déversoir type Creager

x [m]	b=20m		
	Profil du Déversoir	Profil de	
		Surface Extérieure	La nappe Surface Intérieure
H=	1,08	m	
0,0	0,136	-0,897	0,136
0,1	0,039	-0,867	0,039
0,2	0,008	-0,834	0,008
0,3	0,000	-0,799	0,000
0,4	0,008	-0,758	0,008
0,6	0,065	-0,670	0,068
0,8	0,159	-0,552	0,165
1,0	0,276	-0,410	0,288
1,2	0,424	-0,237	0,443
1,4	0,610	-0,032	0,637
1,7	0,943	0,329	0,994
2,0	1,334	0,748	1,415
2,5	2,117	1,620	2,268
3,0	3,050	2,700	3,359
3,5	4,123	3,953	4,601
4,0	5,324	5,400	6,059
4,5	6,718	7,063	7,722

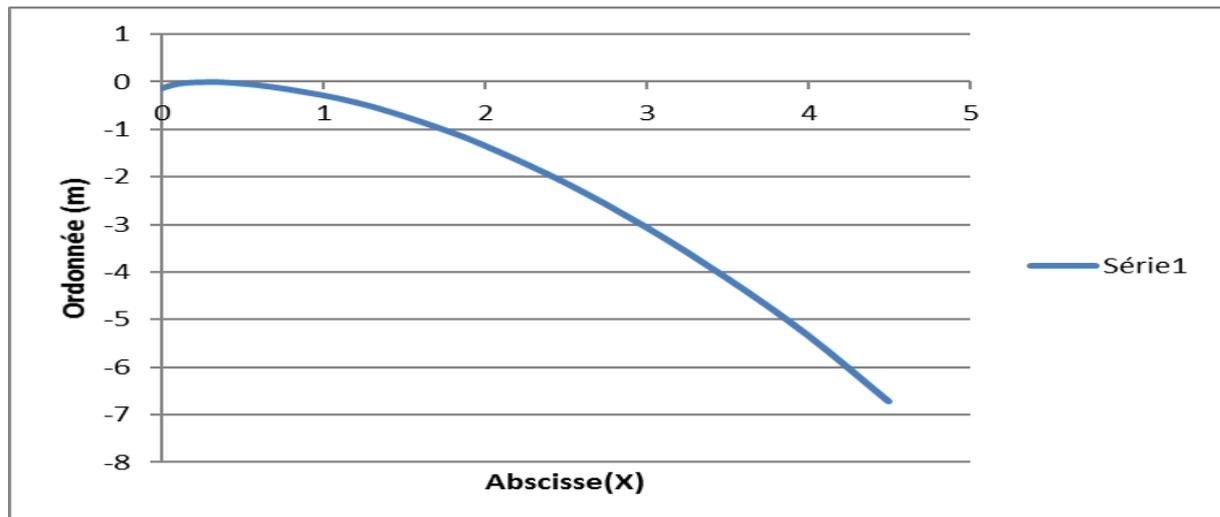


Figure VI.2 : profil Creager du déversoir

b. Quadrant amont

La figure suivante présente la proposition pour le parement amont du l'USCE (United States Army, Corps of Engineers), 1958. La courbe de la crête se compose de trois arcs circulaires.

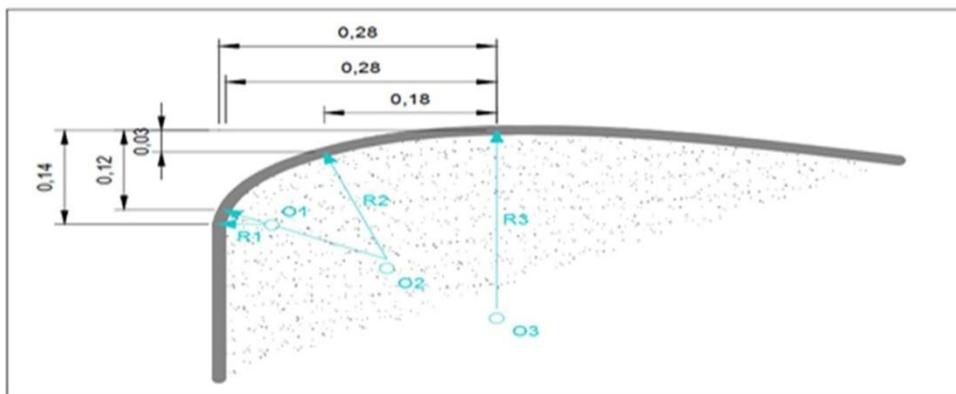


Figure VI.3 Détail du quadrant amont. ($H_d=1$ m.)

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

Tableau VI.2 : Détail quadrant amont de déversoir (Les origines O , rayons de courbure R)

i	O_i	R_i
1	(-0.5682/-0.3196)	0,094
2	(-0.2467/-0.5146)	0,47
3	(0/-1,175)	1.175

Le parement amont peut être modifié en ménageant une saillie, c.-à-d. 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 :

$$\frac{M}{N} \geq 0,5 \text{ et } \frac{M}{Hd} \geq 0,6$$

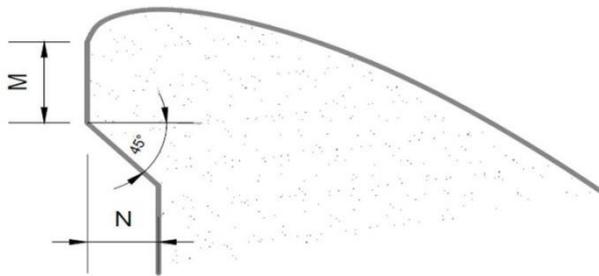


Figure VI.4 : Déversoir à parement amont surplombant

On prend : $M = 1.5\text{m}$, et $N = 1\text{m}$.

Alors $\frac{M}{Hd} \geq 0,6$

c. Rayon de raccordement du déversoir

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

On a : $P = 0,8\text{ m} < 10\text{ m}$.

D'où : $R = 0.5 * 0,8\text{ m}$ ce qui donne : $R = 0,4\text{ m}$.

d. Calcul hydraulique

Au point de vue hydraulique des auges prismatiques sont préférables, mais pour des raisons

Économiques on a choisi de dimensionner une auge divergente en direction de l'écoulement.

Étapes du calcul :

- On divise la largeur déversante en 10 tronçons et on établit les distances partielles de

L'origine jusqu'à chaque site x_i .

- On fixe la vitesse moyenne de l'eau au bout de la tranchée et celle de la fin, en suit-en
- Détermine les vitesses moyennes aux différents sites x_i .

Débits spécifiques :

$$q = \frac{Q}{B} \dots\dots\dots (VI.3)$$

$$q = \frac{49,04}{20} = 2,45 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Le débit de chaque site est déterminé par :

$$Q_i = q * x_i \dots\dots\dots (VI.4)$$

La vitesse de chaque site x_i :

$$V_i = V_{in} + a(x_i - 1) \dots\dots\dots (VI.5)$$

$$a = \frac{V_f - V_{in}}{L - 1} \dots\dots\dots (III.6)$$

a : Coefficient de proportionnalité.

$$V_{in} = (3 \div 5) \text{ m/s}$$

$$V_f = (8 \div 10) \text{ m/s}$$

Nous prenons: $V_{in} = 3.5 \text{ m/s}$; $V_f = 8,5 \text{ m/s}$ donc : $a = 0.25$

Calcul des sections mouillées aux sites :

Cette section donnée par :

$$S_i = Q_i / V_i \quad (\text{m}^2)$$

Calcul de largeur aux sites :

Cette largeur est donnée par la formule suivante :

$$b_i = L_1 + \frac{x_i \times (L_0 - L_1)}{L} \dots\dots\dots (VI.7)$$

Largeur du coursier :

$L_c = Q0.4 = 49,04^{0.4} = 4,75$ m. Pour éviter le phénomène de cavitation on opte pour $L_c = 6$ m.

Selon la topographie on prend les rapports suivants :

On a : selon la topographe on prend : $L_0 = L_c$ et $\frac{L_1}{L_0} = 0.75$

Donc : $L_0 = 6$ m et $L_1 = 5$ m

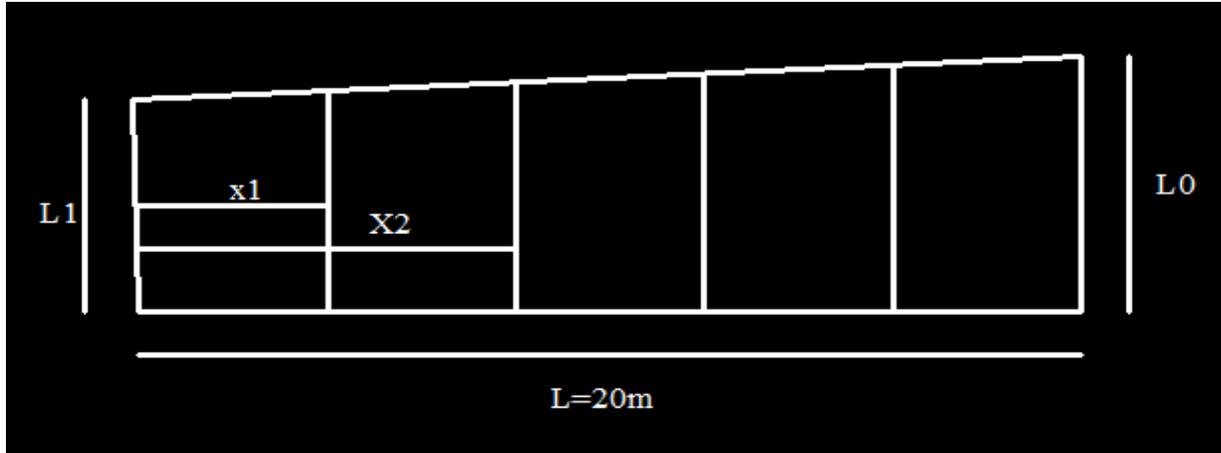


Figure VI.5 : représentation des tranchées

Calcul de la profondeur d'eau aux sites :

Cette profondeur est donnée par :

$$h_i = \frac{(-b_i + \sqrt{b_i^2 + 4mS_i})}{2m} \dots\dots\dots (VI.8)$$

Avec m : pente du profile déversoir (m=1/3).

Pente du fond de chaque site :

Calcul de la pente de fond pour chaque site :

Cette pente est donnée par :

$$Li = \frac{Vi^2}{Ri \times Ci^2} \dots\dots\dots (VI.9)$$

Vi : Vitesse moyenne aux sites xi.

Ri : Rayon hydraulique à chaque site xi.

Ci : Coefficient de Chézy à chaque site xi.

$$C_i = 1/n \times R_{si}^{\frac{1}{3}} \dots \dots \dots (VI.10)$$

n: Coefficient de Manning en (s/m^{1/2}). Pour le béton on prend n=0.013 s/m^{1/2}.

Pertes de charge de chaque site :

$$\Delta h_i = I_i \cdot \Delta X_i \quad (m) \dots \dots \dots (VI.11)$$

Avec $\Delta X_i = X_i - X_{i-1} \quad (m)$

Une fois que nous avons déterminé les hauteurs d'eau h_i et les pertes de charge de chaque Tronçon, on détermine les côtes de la surface libre et les côtes du Fond de la tranchée.

Tableau VI.3: hauteurs d'eau et pertes de charge

N	Xi (m)	Qi (m ³ /s)	Vi (m ²)	Wi (m)	bi (m)	hi (m)	Ri	Ci	Ii	Δh
1	4	9,8	4,25	2,31	5,2	0,4305	0,38	65,39	0,011	0,045
2	8	19,6	5,25	3,73	5,4	0,6625	0,55	69,61	0,011	0,046
3	12	29,4	6,25	4,70	5,6	0,7998	0,65	71,51	0,012	0,047
4	16	39,2	7,25	5,41	5,8	0,8849	0,71	72,57	0,014	0,057
5	20	49	8,25	5,94	6	0,9385	0,74	73,23	0,017	0,068

Tableau VI.4 Récapitulatif du calcul du canal latéral..

N	Δh	Hi (m)	cote P.E	cote Fond
0	0	0	1100,55	1100,55
1	0,045	0,430	1100,505	1100,120
2	0,046	0,663	1100,504	1099,887
3	0,047	0,800	1100,503	1099,750
4	0,057	0,885	1100,493	1099,665
5	0,068	0,938	1100,482	1099,612

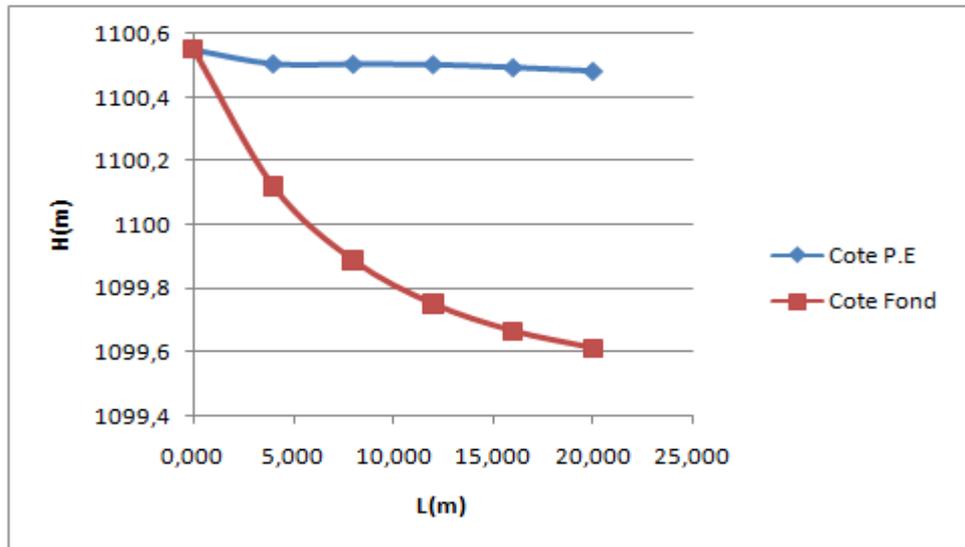


Figure VI.6 : Profil en long du canal latéral. (P.E : Plan d'eau)

e. Hauteurs des murs bajoyers

Pour le canal latéral la hauteur des murs bajoyers doit être au même niveau que celle de la Crête de la digue (1102,75m).

VI-1-3-3- Chenal d'écoulement

Les conditions topographiques du site nécessitent de projeter un chenal d'écoulement qui Suit directement l'auge de déversoir, ce dernier il est de forme prismatique de longueur de 36m, largeur 6m, et une pente de 0.1%. Le régime d'écoulement doit être fluvial où la pente du fond est inférieure à la pente critique. (Courbe de remous type M1)

a. Profondeur critique

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \times \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots (IV.12)$$

Q: débit à évacuer (Q=49m3/s).

b: largeur du canal (b=6 m).

g: Accélération de pesanteur (g=9,81m2/s).

Application numérique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \times \left(\frac{49}{6}\right)^2} = 1.89 \text{ m}$$

b. Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning suivante :

$$Q = K \times S \times R_H^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots(\text{IV.13})$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en m ;

I : pente en m/m ;

S : section mouillée en m^2 ;

K : coefficient de Manning – Strickler : ce coefficient dépend de la nature des parois.

$K = 20$ à 40 Pour des canaux rocheux en mauvais état.

$K = 80$ à 100 Pour le béton lisse et fonte revêtue. ⁽¹⁾

On prend : $K = 80 \text{ m}^{1/3}/s$

Pour une section rectangulaire :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \times (b + (2 \times h_c)^{2/3})^{2/3}}{K \times (b \times h_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(\text{IV.14})$$

Application numérique :

$$I_{cr} = \left[\frac{49 \times (6 + 2 \times 1.89)^{2/3}}{80 \times (6 \times 1.89)^{5/3}} \right]^2 = 0.0024 \text{ m/m} \quad \boxed{I_{cr} = 0.0024 \text{ m/m}}$$

$I = 0.001 \text{ m/m} < I_{cr} = 0.0024 \text{ m/m} \Rightarrow$ La condition de la pente pour le chenal d'écoulement est vérifiée.

b-La profondeur normale (h_n):

La profondeur normale h_n est la profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

(1) Hydrologie de surface (Eléments d'hydraulique générale), 2003. Par : J.P.Laborde. Page : 30.

$$Q = S \times C \times \sqrt{R \times I} \dots\dots\dots (IV.15)$$

S : Section du chenal d'écoulement en m².

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en $\frac{m^{1/2}}{s}$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \dots\dots\dots (IV.16)$$

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

Le tableau représenté en annexe N°IV.03 donne quelques valeurs de n en fonction du type du canal. On prend : $n = 0.013 \text{ s/m}^{0.5}$ (béton).

R : Rayon hydraulique en m.

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2 h_n + b} \dots\dots\dots (IV.17)$$

P : Le périmètre mouillé en m.

b : La largeur du chenal d'écoulement en m.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \times I^{1/2} (b \times h_n)^{5/3} (2h_n + b)^{-2/3} \dots\dots\dots (IV.18)$$

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau IV.5: Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement.

Q (m ³ /s)	h _n (m)
32,92	2,00
42,39	2,4
47,28	2,6
49,04	2,67
49,76	2,7

Par itération on trouve : hn=2,67m.

c-Control du ressaut hydraulique :

La détermination de la hauteur contractée est donnée par :

$$hct = \frac{q}{\varphi \times \sqrt{2g(E0 - hct)}} \dots\dots\dots (IV.19)$$

Q : débit spécifique : $q = Q/b$;

b : largeur du déversoir (m)

φ : Coefficient de vitesse égal à 0.9 pour les déversoirs

$E0$: énergie spécifique de l'écoulement : $E0 = P + H + d + \frac{\alpha \times V0^2}{2 \times g}$

D : marge de sécurité (0.5-1) m.

V0 : vitesse d'approche.

AN : par approximations successives on a trouvé :

hct ; $l = 2,01$ m .

Avec : $F = \frac{v}{\sqrt{g \times h}}$

AN : Fr = 1.12 ; hct = 2,01 m

Etant donné que nous avons projeté un déversoir de type Creager donc on a des seuils Normal, donc :

- la hauteur h avale = p = 1 m.
- Il faut vérifier la condition $Y2 < \sigma h$ avale pour que l'écoulement soit noyé :

$\sigma = (1 - 1.05)$: on prend $\sigma = 1.05$ et on a $Y2 = 2$ m

$Y2 > \sigma h$ aval la condition n'est pas vérifiée donc l'écoulement est dénoyé. Il faut que

L'écoulement soit noyé à l'aval du déversoir pour que le régime devienne fluvial.

La solution qu'il faut proposer est de met un lit de profondeur $y = 1$ m.

h aval = 2,05 m $> Y2$: l'écoulement est noyé donc le régime est fluvial.

d. Calcul de la ligne d'eau par le logiciel CANAL21

Les paramètres et les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.6 Paramètres et résultats de calcul de la ligne d'eau.

X (m)	Y (m)	J (mm/m)	Hs (m)	Fr
0.00	2.164	0.0021	2.890	0.819
7.20	2.138	0.0022	2.882	0.834
14.40	2.109	0.0022	2.873	0.852
21.60	2.072	0.0023	2.864	0.874
28.80	2.023	0.0025	2.854	0.906
36.00	1.895	0.0030	2.842	1.000

e. Hauteur des murs bajoyers

A l'amont du chenal d'écoulement la hauteur des murs bajoyers va atteindre le niveau de la Crête de la digue ($N_{cr}=1100,55\text{m}$) qui correspond à une hauteur de 9.5m.

A l'aval la hauteur est déterminée par :

$$H_m = Y_{av} + R$$

Avec

$$R = 0,6 + 0,05V_{av} \sqrt{Y_{av}} \dots \dots \dots (IV.20)$$

$$Y_{av} = 1,895 \text{ m et } V_{av} = 4,31 \text{ m/s}$$

$$R = 0,9 \text{ m}$$

$$\text{Donc } H_{baj} = 1,895 + 0,90 = 2,79 \text{ m.}$$

$$H_{baj} = 2,80 \text{ m.}$$

VI-1-3-4- Calcul de la courbe

La conception de l'évacuateur a nécessité une courbe au niveau du chenal de raccordement pour provoquer un changement de direction à l'écoulement. Cette courbe provoque une surélévation sur le bord extérieur gauche du canal.

Caractéristiques de l'écoulement à l'amont de la courbe :

$$h = 1,60 \text{ m (tirée du tableau VI.4)}$$

$$V = \frac{Q}{bh} = \frac{49}{6 \times 1,6} = 4,97 \text{ m/s}$$

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} = \frac{4,97}{\sqrt{9,81 \times 1,6}} = 1,26 \text{ (Nombre de Froude)}$$

Le nombre de Froude est supérieur à 1, la surélévation se calculera ainsi :

$$h_{\max} = h \cdot Fr^2 \sin^2 \left(\beta + \frac{\theta}{2} \right) \dots \dots \dots (IV.21)$$

$$h_{\min} = h \cdot Fr^2 \sin^2 \left(\beta - \frac{\emptyset}{2} \right) \dots \dots \dots (IV.22)$$

Avec ; $\beta = \arcsin \frac{1}{Fr}$ et $\emptyset = \arctg \left(\frac{b}{\left(R + \frac{b}{2} \right) \operatorname{tg} \beta} \right)$

R = 30 m (rayon de courbure) et $\alpha = 26^\circ$

On trouve $h_{\max} = 1,76$ m et $h_{\min} = 1,43$ m.

$$\Delta Z_1 = h_{\max} - h = 1,76 - 1,60 = 0,16 \text{ m. (Surélévation)}$$

$$\Delta Z_2 = h - h_{\min} = 1,60 - 1,43 = 0,17 \text{ m. (Abaissement)}$$

La hauteur d'eau totale au niveau du code est : $h_{\text{code}} = h_{\max} + \Delta Z' = 2.01$ m. Avec $\Delta Z' = \frac{bV^2}{2Rg}$

VI-1-3-5- Coursier

Le passage de chenal d'écoulement au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assuré de passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier.

La pente du coursier est de 24%, avec une longueur de 64m et largeur de 6m

a. Profondeur critique

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \times \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \dots \dots \dots (IV.23)$$

b. Pente critique

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \times (b + (2 \times h_c)^{2/3})}{K \times (b \times h_c)^{5/3}} \right]^2 \dots \dots \dots (IV.24)$$

Donc

$$I_{cr} = \left[\frac{49 \times (6 + 2 \times 1.89)^{2/3}}{80 \times (6 \times 1.89)^{5/3}} \right]^2 = 0.0024 \text{ m/m} \quad \boxed{I_{cr} = 0.0024 \text{ m/m}}$$

c. Profondeur normal

Pour un écoulement uniforme la hauteur normale est déduite par la formule de Chézy :

$$Q = S * C * R * I \dots\dots\dots (VI.25)$$

Par itération on trouve : $h_n=0,43$ m.

On a : $h_n < h_c$ et $I_c < I_n$ alors le régime d'écoulement est torrentiel. (Type de courbe de remous S2).

d. Calcul de la ligne d'eau

- **Méthode indirecte d'intégration numérique**

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux Prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant $Dq/dx=0$, est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2} \dots\dots\dots (VI.26)$$

Avec : S_0 : 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 S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning.

L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - \frac{n^2 * Q^2}{A^2 * R^{4/3}}}{1 - (Q^2 * B) / g A^3} \dots\dots\dots (VI.27)$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux Profondeurs y_i , et on calcul la profondeur moyenne :

$$y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \dots\dots\dots (VI.28)$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à chaque valeur de y_i , utilisant y_{moy} , et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L , et on continue avec une valeur de $y_i < y_i$ Jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours $y_i < y_0$ (courbe de remous type S2).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique

Y (m)	Smoy (m ²)	Rmoy(m)	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{n^2 * Q^2}{A^2 * R^4/3}$	$S_0 - \frac{n^2 * Q^2}{A^2 * R^4/3}$	Δx (m)	L (m)
Yc=1,89								
1,8	10,8	1,13	1,17	-0,17	0,003	0,24	-0,06	-0,06
1,75	10,5	1,11	1,27	-0,27	0,003	0,24	-0,06	-0,12
1,7	10,2	1,09	1,38	-0,38	0,003	0,24	-0,08	-0,20
1,65	9,9	1,06	1,51	-0,51	0,004	0,24	-0,11	-0,31
1,6	9,6	1,04	1,66	-0,66	0,004	0,24	-0,14	-0,45
1,55	9,3	1,02	1,83	-0,83	0,004	0,24	-0,18	-0,62
1,5	9	1,00	2,01	-1,01	0,005	0,24	-0,22	-0,84
1,45	8,7	0,98	2,23	-1,23	0,005	0,23	-0,26	-1,10
1,4	8,4	0,95	2,48	-1,48	0,006	0,23	-0,32	-1,42
1,35	8,1	0,93	2,76	-1,76	0,007	0,23	-0,38	-1,80
1,3	7,8	0,91	3,09	-2,09	0,007	0,23	-0,45	-2,25
1,25	7,5	0,88	3,48	-2,48	0,008	0,23	-0,54	-2,78
1,2	7,2	0,86	3,93	-2,93	0,009	0,23	-0,64	-3,42
1,15	6,9	0,83	4,47	-3,47	0,011	0,23	-0,76	-4,18
1,1	6,6	0,80	5,11	-4,11	0,012	0,23	-0,90	-5,08
1	6	0,75	6,80	-5,80	0,016	0,22	-2,59	-7,67
0,95	5,7	0,7	7,93	-6,93	0,019	0,22	-1,57	-9,17
0,9	5,4	0,7	9,33	-8,33	0,022	0,22	-1,91	-11,03
0,85	5,1	0,7	11,07	-10,07	0,027	0,21	-2,36	-13,31
0,8	4,8	0,6	13,28	-12,28	0,032	0,21	-2,95	-16,15
0,75	4,5	0,6	16,11	-15,11	0,039	0,20	-3,76	-19,77
0,7	4,2	0,6	19,82	-18,82	0,048	0,19	-4,91	-24,51
0,65	3,9	0,5	24,75	-23,75	0,061	0,18	-6,62	-30,91
0,62	3,72	0,5	28,52	-27,52	0,070	0,17	-4,86	-35,51
0,6	3,6	0,5	31,47	-30,47	0,078	0,16	-3,76	-38,96
0,55	3,3	0,46	40,86	-39,86	0,102	0,14	-14,44	-53,02
0,521	3,126	0,44	48,07	-47,07	0,121	0,12	-11,46	-64,03

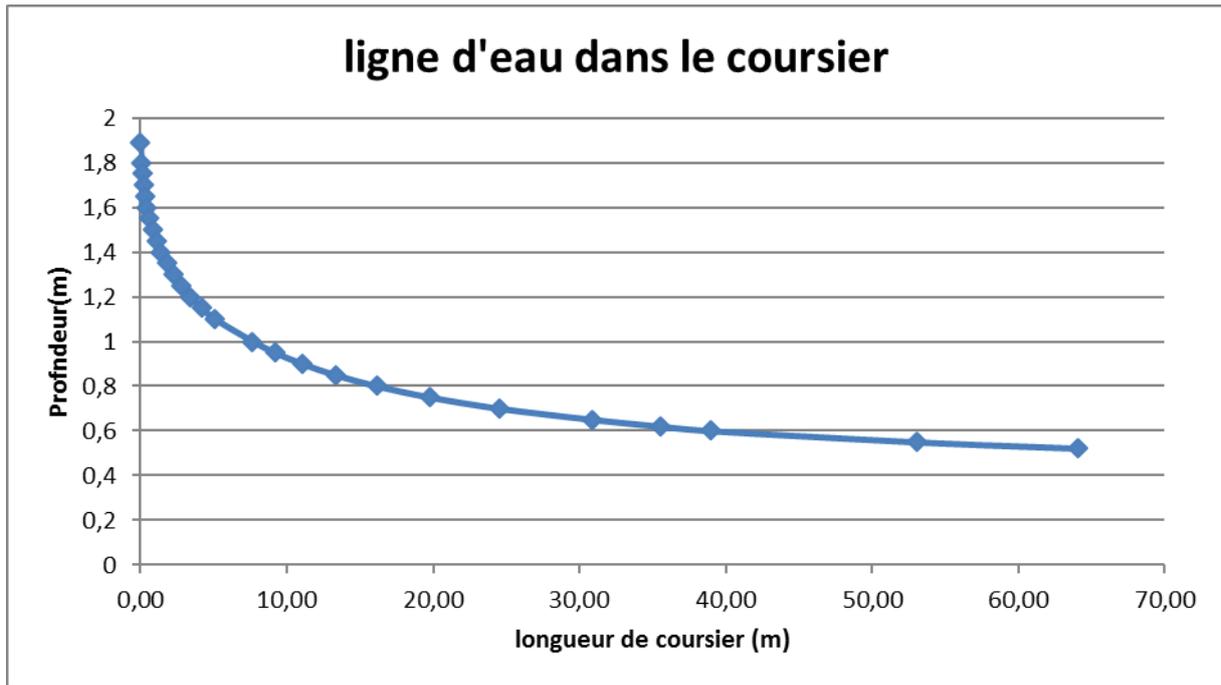


Figure VI.7 Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

e. Hauteur des murs bajoyers

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{baj} = H + R \dots\dots\dots (VI.29)$$

Avec : R : Revanche (m).

$$R = 0.06 \times 0.05 \times V * H^{(1/3)}$$

Et d'après la ligne d'eau les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	H (m)	V(m/s)	R (m)	H _{baj}
0	1,89	4,32	0,33	2,22
12	0,88	9,27	0,50	1,38
25	0,721	11,32	0,57	1,29
30	0,638	12,79	0,61	1,25
38	0,587	13,90	0,64	1,23
51	0,54	15,11	0,68	1,22
64	0,521	15,66	0,69	1,21

f. Aération de coursier

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présent un risque élevé de dégâts liés à L'érosion du fond suite à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section ou $V > V_{cr}$.

V_{cr} est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY :

$$V_{cri} = 6,63 \times \sqrt{g \times R \times \cos \theta} \times \sqrt{1 + 0,001/R^2} \times \left(\frac{8,71 \times n}{R^{1/6}} + 1 \right) \dots\dots\dots (VI.30)$$

Avec : V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.

R : Rayon hydraulique.

N : Coefficient de rugosité. (n=0.013).

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.

Section	Y	R	V_{cr}	V	$V_{cr} > V$
0	1,89	1,16	24,78	4,32	Vérifié
1	0,88	0,68	19,15	9,27	Vérifié
2	0,721	0,58	17,75	11,32	Vérifié
3	0,638	0,53	16,92	12,79	Vérifié
4	0,587	0,49	16,36	13,90	Vérifié
5	0,54	0,46	15,82	15,11	Vérifié
6	0,521	0,44	15,59	15,66	Non vérifié

La condition d'écoulement non aéré à la fin coursier est non vérifié donc on doit chercher à Augmenter la rugosité de ce dernier pour avoir une vitesse d'écoulement inférieure à la vitesse Admissible.

g. Vagues roulantes

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé. Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\begin{cases} \frac{b}{h} < (10 \div 12) \\ F^2 < 40 \end{cases}$$

Avec :

b : Largeur du coursier,

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

F : Nombre de Froude.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{6}{0,521} = 11,5 < 10 \\ F^2 = 6,93^2 = 48,07 < 40 \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il existe un risque d'apparition des vagues roulantes, donc on doit chercher à Augmenter la rugosité de coursier

h. Rugosité artificielle de coursier

Elle permet de réduire les vitesses d'écoulement dans le coursier et la possibilité de passage de régime torrentiel au régime fluvial, plusieurs types de rugosité artificielle existent : rugosité en mono zigzag ou en double zigzag, rugosité en redans le long de coursier, rugosité de bord sous forme de poutres normales...etc.

Coefficient de rugosité

$$K = \frac{1}{C} \quad \text{et} \quad C = \frac{1}{n} \times R^{1/6}$$

$$K = \frac{n}{R^{1/6}} = \frac{\sqrt{Ri}}{V_{adm}}$$

Alors le coefficient C doit être supérieur à 0.02 pour éviter l'écoulement airé et non apparition de phénomène des vagues roulantes.

VI-1-3-6- Calcul de divergent

Pour éviter l'écoulement à grande vitesse, on prévoit un divergent au niveau du coursier d'une longueur L :

$$L = 2,5*(L_2-L_1) = 2,5*(9,0 - 6,0) = 7,5 \text{ m}$$

Avec ; L_1 et L_2 : Largeurs initial et final du divergent.

VI-1-3-7- Bassin amortisseur

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 du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation».

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

- **Détermination de type de bassin :**

Pour notre cas on a :

$$v_1 = \frac{Q}{bh_1} = \frac{49}{9 \times 0,521} = 10,45 \text{ m/s; vitesse d'entrée dans le bassin.}$$

Avec ; $h_1 = 0,521 \text{ m}$; première profondeur conjuguée.

$$F_r = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}} = \frac{10,45}{\sqrt{9,81 * 0,521}} = 5,62$$

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

On a $V_1 < 15 \text{ m/s}$ et $Fr > 4,5$; l'U.S.B.R (United States Bureau Of Réclamation) recommande le bassin de type II (voir figure VI.9)

Calcul de la deuxième profondeur conjuguée

:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1 \right) = 3,15 \text{ m}$$

- **Calcul de la longueur de bassin amortisseur :**

La longueur de bassin amortisseur est déterminée à l'aide de l'abaque de la figure n°7.1

$$Fr = 5,62 \quad \Longrightarrow \quad L/h_2 = 2,37 \quad \text{d'où} \quad L = 7,47 \text{ m}$$

Nous adopterons une longueur de bassin de 8 m

- **Dimensionnement des blocs Chicanes**

La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0.52\text{m}$

La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0.52\text{m}$

Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0.52\text{m}$

Hauteur du seuil denté : $h_2 = 1,5 Y_1 = 1.05\text{m}$

La largeur d'une dent : $l_2 = 0,75 h_2 = 2,36 \text{ m}$

Espacement entre deux dents : $e_2 = 0.75 h_2 = 2,36\text{m}$

Hauteur du seuil terminal : $h_4 = 1,3 Y_1 = 1.05\text{m}$

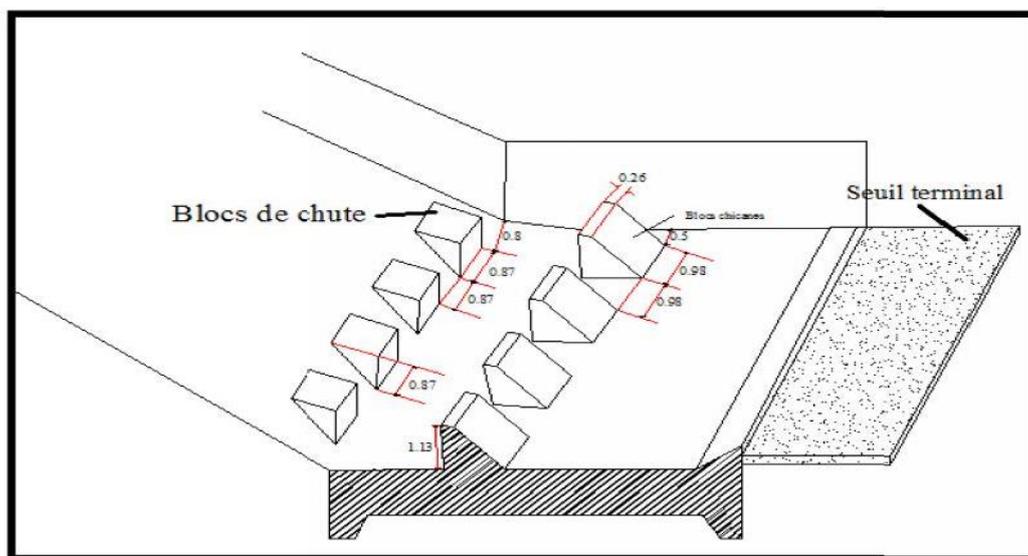


Figure VI.9 Le bassin de dissipation de type II

VI-1-3-8- Canal de restitution

A la sortie du bassin d'amortissement, un canal de fuite a été projeté pour restituer les eaux de crues au cours d'eau original. C'est un canal en enrochement grillagé (gabion métallique) de forme trapézoïdale avec les caractéristiques suivantes :

Largeur de base : $b = 10 \text{ m}$

Coefficient d'écartement des talus : $m = 1,5$

Pente du canal : $i = 0,003$

Coefficient de MANNING STRICKLER: $K = 1/n = 40 \text{ m}^{1/3/s}$

a-Profondeur critique

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2\right) \times K \quad \dots\dots\dots (IV.31)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \quad \dots\dots\dots (IV.32) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{K \times m}{b} \quad \dots\dots\dots (IV.33) \end{array} \right.$$

Application numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \sqrt[3]{\frac{49^2}{9.81 \times 10^2}} = 1,35 \\ \sigma = \frac{1,35 \times 1,5}{10} = 0,20 \end{array} \right.$$

D'où : $h_{cr} = \left(1 - \frac{0,20}{3} + 0.015 \times 0,20^2\right) \times 1,35 = 1,26 \text{ m}$

$h_{cr} = 1,26 \text{ m}$

b. Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \quad \dots\dots\dots (IV.34)$$

Avec :

$$S_{cr} = m \times h_{cr}^2 + b \times h_c$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \times \sqrt{1 + m^2}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \times R_{cr}^{1/6}$$

Application numérique :

$$S_{cr} = 1,5 \times 1,26^2 + 10 \times 1,26 = 14,98 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = 10 + 1,26 \times \sqrt{1 + 1,5^2} = 12,27 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{14,98}{12,27} = 1,22 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0.025} \times 1,22^{1/6} = 41,35$$

$$D'où : I_{cr} = \frac{49^2}{14,98^2 \times 41,35^2 \times 1,22} = 0.0051 \text{ m/m}$$

$$I_{cr} = 0.0051 \text{ m/m}$$

c-Profondeur normal

La profondeur normal est de : $h_n=1.55\text{m}$.

Vitesse dans le canal

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} = \frac{49}{1,5 \times 1,55^2 + 10 \times 1,55} = 2,56 \text{ m/s} .$$

$$V = 2,56 \text{ m/s}$$

VI-2- Ouvrage de vidange

C'est un ouvrage primordial pour une retenue; il a pour rôle:

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages;
- Vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides) et des parties amont du collinaire (prise, vidange, parement amont de la digue);
- Evacuer les crues pendant les travaux (crues de fréquence 2 à 20ans).
- Actuellement, on préfère équiper les pertuis de fond avec des vannes à ouverture totale.

Pour notre cas, l'ouvrage de vidange est une conduite en acier enrobée de béton dosé à 250 Kg/m³, passant sous la digue avec une pente de 0,0336. Des redans anti renards au nombre de douze (12) sont prévus le long du tracé de la conduite à des intervalles réguliers de 6 m, pour prolonger le chemin d'infiltration et réduire le gradient de sortie évitant ainsi le risque de renard, Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \dots \dots \dots \text{ (VI.15)}$$

Où:

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V: volume utile (V=123311,4 Mm³).

T: temps de vidange

Tableau VI.10 : Le temps de vidange

N°	Côte du plan (m)	H (m)	V retenue (m ³)	H moy (m)	V tranchées (m ³)	Q moy (m ³ /s)	T partiel (s)	T cumulé (s)	T vidange (jours)
1	1 100,55	5,47	160 712,00						
2	1 100,00	4,92	143 100,00	5,20	17 612,00	0,46	38558,33	38558,33	0,45
3	1 099,00	3,92	113 700,00	4,42	29 400,00	0,42	69781,21	108339,53	1,25
4	1 098,00	2,92	88 750,00	3,42	24 950,00	0,37	67322,43	175661,96	2,03
5	1 097,00	1,92	67 850,00	2,42	20 900,00	0,31	67041,06	242703,03	2,81
6	1 096,00	0,92	50 600,00	1,42	17 250,00	0,24	72234,92	314937,95	3,65
7	1 095,08	0,00	37 698,00	0,46	12 902,00	0,14	94924,96	409862,90	4,74

La vidange de la retenue collinaire d'oued Tamesoult du niveau normal (NNR = 1 100,55 m) au niveau mort (NVM = 1 095,08 m) se fera en quatre jours, dix-sept heures et quarante-six minutes.

Donc :

$$Q_{vf} = \frac{0,123 * 10^6}{409536} + \frac{0,518 * 10^6}{31,56 * 10^6} = 0,318 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0,318 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la digue provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

VI.2 .1 Calcul hydraulique

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots (VI.35)$$

Q_{vf} : débit de vidange (en m³/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m³).

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (en m).

Alors que:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \dots\dots\dots (VI.36)$$

Avec: $Z = 14,65$ m

Préalablement on prend: $\mu = 0,80$.

On trouve : $S = 0.023\text{m}^2$

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (VI.37)$$

D'où: $d = 0,173$ m.

Pour des raisons pratiques et pour éviter le colmatage rapide de la vidange de fond nous adopterons une conduite $d = 400$ mm

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots (VI.38)$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

ε_{vanne} : Coefficient de résistance d'une vanne, $\varepsilon_{vanne} = 0,5$

$\varepsilon_{\text{entrée}}$: Coefficient de la résistance à l'entrée, $\xi_{\text{ent}} = 0,1$

$\varepsilon_{\text{sortie}}$: Coefficient de résistance à la sortie, $\varepsilon_{\text{sortie}} = 1$

ξ_{grille} : Coefficient de résistance de la grille $\xi_{\text{grille}} = 0,25$

Donc: $\sum \xi_s = 1,85$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots (VI.39)$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 105,60 m.

d: diamètre de la conduite de vidange 400 mm.

λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{87n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots (VI.40)$$

n: rugosité de la conduite en acier (n=0,013).

On trouve: $\lambda = 0.019 \Rightarrow \sum \xi_L = 5,26$

Ce qui nous donne: $\mu = 0.35$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à d=400 mm

La conduite étant en acier d'un diamètre de 300mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes: $V_s = Q_{vt} / S_{con}$

Ça donne $V_s = 2.53$ m/s

VI.3. La prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est calculé pour le besoin mensuel maximal correspondant au mois de juillet, avec un volume des besoins de 50 091,00 m³/mois pour une

durée d'irrigation de 20h/jours, on obtient un débit de 0,02319 m³/s (23,19 l/s) avec une vitesse d'écoulement dans la conduite de 2 m/s on obtient un diamètre de la conduite égale à 0,1215 m, on opte pour une conduite de diamètre 200 mm et pour la réduction du débit de sortie, on utilise une vanne de sectionnement diamètre 200 mm.

La conduite de prise diamètre 200 mm commencera au niveau de la chambre des vannes, elle sera raccordée à la conduite de vidange de diamètre 400 mm.

Le raccordement se fera entre deux vannes diamètre 400 mm à l'aide d'un T 400/200, la conduite de prise sera munie d'une vanne de régulation de débit de diamètre 200 mm.

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{50091}{31 * 3600 * 20} = 0,023 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

μ : coefficient de débit $\mu=0,35$.

S : section de la conduite en m².

H : Charge d'eau correspondante à la prise la plus basse H=1,50 m.

On trouve : S=0,0120m² le diamètre de la prise d'eau sera égal à d=121,5 mm

Donc On prend :d=200 mm

Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a: V=Q/S

V= 2 m/s.

VI.4. Chambre de manœuvre

C'est un ouvrage en béton muni d'une trappe d'accès (0,85×0,85 m²) et dans lequel sont disposées les 3 vannes de manœuvre (2 vannes de sectionnement et 1 vanne de régulation).

La conduite de prise de diamètre DN 200 sera disposée sur la conduite de vidange entre les deux vannes DN 400. (Vanne de sectionnement et vanne de régulation de la vidange de fond).

VI.5. Bassin d'amortissement

Le bassin d'amortissement permet de tranquilliser l'écoulement à sa sortie de la conduite de vidange avant sa restitution au cours d'eau original. Sa longueur est de 6m et sa largeur est de 2m

VI.6. Dérivation provisoire

Durant la période de réalisation des travaux, la conduite de vidange sera utilisée comme conduite de dérivation des eaux de crue de chantier. à l'entrée de la conduite un canal d'approche d'une pente de 0,001 est projeté afin d'acheminer les eaux de la crue de chantier vers la conduite de vidange. Ce dernier est protégé par une couche d'enrochement à sa partie finale, à proximité de l'emplacement de la tour de prise. du côté aval, la fouille sera protégée par le prisme de drainage aval calé à la côte 1 090,00 m. L'autre variante de dérivation des eaux de chantier est la réalisation de la tour de prise d'eau jusqu'à la cote du terrain naturel qui sera utilisée pour l'évacuation des eaux de la crue de chantier (la tour sera muni de barres d'attente qui serviront à la surélévation de la tour jusqu'à la cote du niveau mort). Cette variante nous évitera la construction du bassin provisoire à l'entrée de la conduite.

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 cas, on doit éviter tout sous-dimensionnement de chaque ouvrage.

Dans ce chapitre, et après avoir analysé la topographie du site, nous avons opté pour un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral. Vu les rives de notre retenue collinaire qui sont très abruptes

Pour le dimensionnement de cet évacuateur, la vitesse d'approche est de 1,32 m/s. Pour ce qui est du déversoir, il a été dimensionné selon un profil de type Craeger 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 8 m avec des blocs de chute.

Etant donné la capacité de la retenue (inférieure à un million m³), la vidange de fond (confondue avec la prise de fond) a été dimensionnée pour un diamètre de 400 mm

Chapitre VII

**ORGANISATION
DE CHANTIER**

Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VII.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, postes fixes de travail.

- On peut distinguer les installations suivantes :

VII.1.1. Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour le ciment nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.1.5. les moyens de chantier :

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci après :

- a) les compacteurs à pneus ;
- b) les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;
- c) les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- a) la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
- b) la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou a un relief très marqué.

VII.2. Le devis estimatif :

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans les tableaux suivants :

Tableau VII.01 Devis estimatif et quantitatif de la retenue collinaire d'oued Tamesoult

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	P.U(DA)	montant
1	<u>DIGUE</u>				
1.1	Décapage de la terre végétale	m ³	2 780 ,00	250	695 000,00
1.2	Excavation parafouille	m ³	313,00	350	109 550,00
1.3	Déblai	m ³	141	300	42 300,00
1.4	Remblai de la digue en matériaux grossiers	m ³	28 055,00	500	14 0275 00,00
1.5	RIP -RAP (protection talus amont)	m ³	1 040,00	1 800,00	1 872 000,00
1.6	Gravier (filtre talus amont)	m ³	634	1 000,00	634 000,00
1.7	Filtre gravier	m ³	927	1 000,00	927 000,00
1.8	Filtre sable	m ³	896	1 000,00	896 000,00
1.9	Enrochement (prisme de drainage)	m ³	1 622,00	1 300,00	2 108 600,00
1.10	Tapis drainant (gravier)	m ²	236.00	1 400,00	330 400,00
1.11	Transition en gravier prisme	m ³	612	1 000,00	612 000,00
1.12	Protection talus aval (TVO ou couche végétale)	m ³	740	1 400,00	1 036 000,00
1.13	Gravier bitume	m ³	66	1 400,00	92 400,00
1.14	Sable (protection crête)	m ³	66	1 000,00	66 000,00
TOTAL DIGUE(H.T)					23 448 750,00
2	<u>EVACUATEUR DE CRUES</u>				
2.1	Excavation en terrain meuble	m ³	5 198,00	350	1 819 300,00
2.2	Béton dosé à 350 Kg/m ³	m ³	579,00	42 000,00	24318 000,00
2.3	Béton de propreté dosé à 150 Kg/m ³	m ³	50,00	7 000,00	350 000,00
2.4	Graviers (couche drainante)	m ³	93,00	1 400,00	130 200,00
2.5	Enrochement	m ³	157,00	6 000,00	942 000,00
2.6	Remblai	m ³	1 204,00	450	541 800,00
2.7	Tube de drainage en PVC perforé φ150	ml	72,00	2 000,00	144 000,00
2.8	Joint bitumineux	ml	118,00	1 000,00	118 000,00
TOTAL EVACUATEUR DE CRUES (H.T)					28 363 300,00
3	<u>VIDANGE DE FOND ET DERIVATION PROVISOIRE</u>				
3.1	Déblai en terrain meuble	m ³	317,00	350,00	110 950,00
3.2	Remblai	m ³	47,00	750,00	35 250,00
3.3	Béton dosé à 350 Kg/m ³	m ³	39,00	42 000,00	1638 000,00
3.4	Béton de propreté dosé à 150 Kg/m ³	m ³	10,00	7 000,00	70 000,00
3.5	Béton d'enrobage 250 Kg/m ³	m ³	53,00	40000,00	2120 000,00
3.6	Enrochements	m ³	31,00	6 000,00	186 000,00
3.7	Conduite en acier DN300	ml	86,00	10 000,00	860 000,00
3.8	Conduite en acier DN150	ml	3,00	6 000,00	18 000,00
3.9	Robinet vanne DN300 à cage méplatePN2,5	U	2,00	180 000,00	360 000,00
3.10	Robinet vanne DN150 à cage méplate PN4	U	1,00	85 000,00	85 000,00
3.11	Grille métallique galvanisé	U	1,00	18 000,00	18 000,00
3.12	Isolation hydrofuge pour béton	m ²	41,00	500,00	20 500,00
3.13	Dalle en béton de 0.95 × 0.95 m ²	U	1,00	5 000,00	5 000,00
3.14	Echelons métalliques galvanisés intérieures pour tour de prise	U	19,00	400,00	7 600,00
3.15	Echelons métalliques galvanisés extérieur pour tour de prise	U	21,00	400,00	8 400,00
3.15	Echelons métalliques galvanisés exétr pour chambre des vannes	U	5,00	400,00	2 000,00
3.16	Echelons métalliques galvanisés intér pour chambre des vannes	U	7,00	400,00	2 800,00
TOTAL VIDANGE DE FOND (H.T)					5547500,00
TOTAL GENERAL (H.T)					57 359 550,00
T.V.A. (17%)					97511233,50
T.T.C.					67110673,50

Donc le montant totale de la retenue collinaire est de : **67110673,50 DA**.

Donc le montant totale de la retenue collinaire est de : 67110673,50 DA. Afin de pouvoir évaluer les conditions topographiques et économiques du site, nous avons élaboré les indices suivants :

- $I_1 = \text{Volume utile (m}^3\text{)} / \text{Volume de la digue (m}^3\text{)}$
- $I_2 = \text{Capacité totale (m}^3\text{)} / \text{Volume de la digue (m}^3\text{)}$
- $I_3 = \text{Coût estimé du projet (D.A)} / (\text{Volume utile (m}^3\text{)} \times 10)$
- $I_4 = \text{Coût estimé du projet (D.A)} / (\text{Capacité totale (m}^3\text{)} \times 10)$.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Indice	Valeur
I_1	3,34
I_2	4,37
$I_3 \text{ (D.A/m}^3\text{)}$	54,42
$I_4 \text{ (D.A/m}^3\text{)}$	41,68

Au vu des résultats obtenus pour les différents indices, on peut dire que

- Le coefficient d'efficacité est supérieur à 3. Pour les retenues collinaires, I_1 est compris entre 3 et 10, généralement il est inférieur à 5.
- Le prix du m^3 d'eau est 42 D.A

Le coefficient de rentabilité du projet est de **4** ce paramètre est appréciable, pour les retenues collinaire ce coefficient est compris entre 3 et 10, mais généralement il est inférieur à 5.

D'autre part, le prix du m^3 d'eau est de **42 D.A /m³**, ce prix est considéré **moyen** pour une durée de vie de dix (10) ans de l'ouvrage.

Si on se réfère au prix du m^3 d'eau et à la durée de vie de l'ouvrage, on peut dire que le site d'oued Tamesoult a une rentabilité **bonne**, avec un impact positif pour la région et sa population du fait de la disponibilité de l'eau que va engendrer cet ouvrage pour l'agriculture et le cheptel et pour pallier l'insuffisance des ressources en eau pour la zone d'oued Tamesoult.

Le site est techniquement faisable et moyennement rentable économiquement.

VII.3.1. Définition :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VII.3.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.3.2.1. méthodes basées sur le réseau :**VII.3.2.1.1. Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

• Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

• Réseau à noeuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

VII.3.2.1.2. Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

◆ Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

◆ détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

◆ Construction des graphes partiels ;**◆ Regroupement des graphes partiels ;****◆ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;****◆ Construction du réseau ;****VII.3.2.2. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.3.2.3. les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VII.3.2.3.1. collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VII.3.2.3.2. décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII.3.2.3.3. relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.3.3. les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR** : temps de réalisation ;
- DCP** : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP** : date de commencement au plus tard ;
- DFP** : date de finition au plus tôt ;
- DFPP** : date de finition au plus tard ;
- MT** : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP} = \mathbf{DCP} + \mathbf{TR} \\ \mathbf{DCPP} = \mathbf{DFPP} - \mathbf{TR} \end{cases}$$

VII.3.3.1. Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT} = 0 \\ \sum \mathbf{TR}_{\mathbf{C.C}} = \mathbf{D.T.P} \end{cases}$$

VII.3.3.2. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{array} \right.$$

VII.3.4. les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

VII.3.4.1. plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.3.4.2. plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VII.3.4.3. plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.4. délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne économie la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.4.1.Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.02 : symboles des opérations

Phases des Travaux	opérations	Durée (mois)
Phase01: Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier);	A	1
Phase02: Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage;	B	2
Phase03: Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange;	C	1
Phase04: Excavations de l'évacuateur de crues;	D	1
Phase05: Préparation des zones d'emprunt;	E	2
Phase06: Réalisation (coffrage+coulage) de l'évacuateur de crues;	F	2
Phase07: Déboisement de la cuvette;	G	3
Phase08: Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations;	H	1
Phase09: Approvisionnement du filter ;	I	2
Phase10: Mise en place D'un système de drainage;	J	1
Phase11: Remblai compacté;	K	4
Phase12: Revêtements de talus ;	L	3
Phase13: Equipements hydraulique;	M	1
Phase14: Travaux des finitions;	N	2

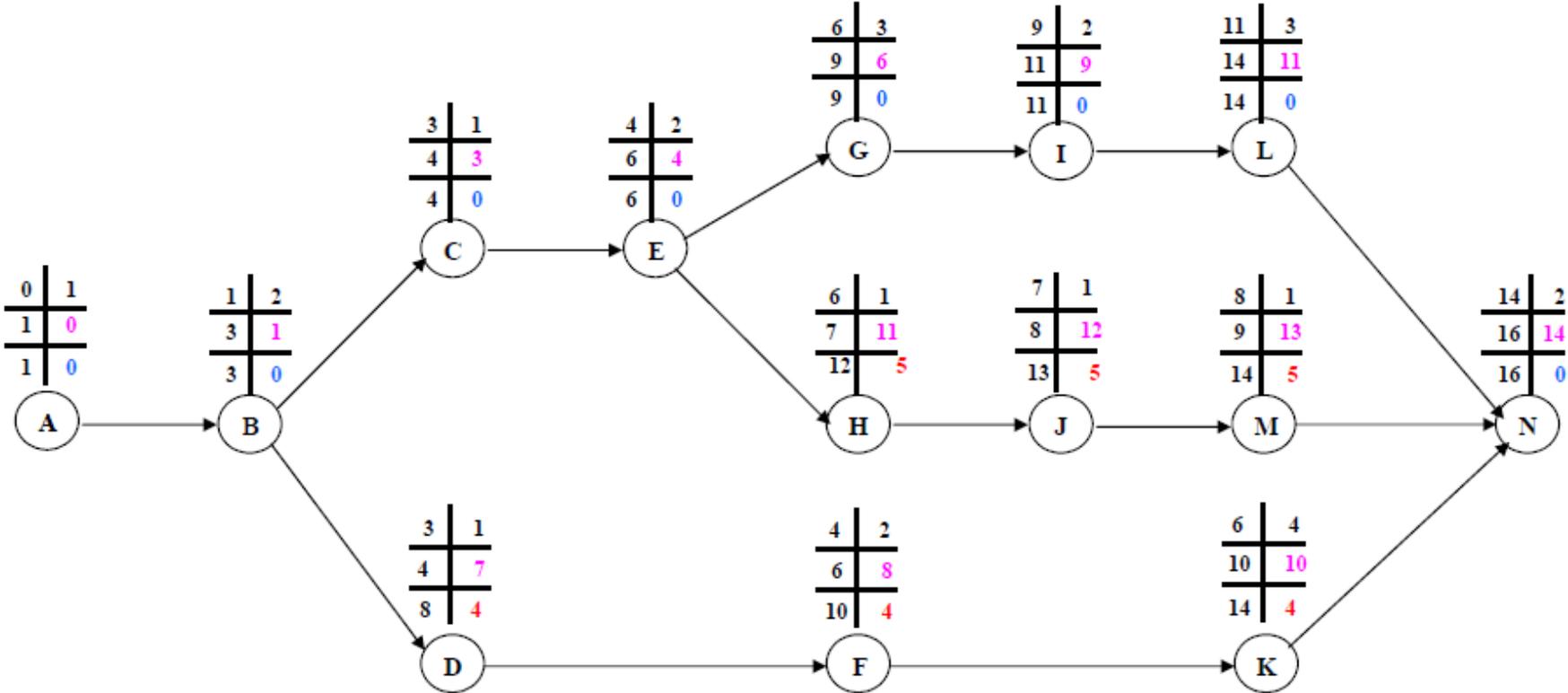


Figure VII.1 : Réseau à nœuds

VII.5. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.03: Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	2	1	3	1	3	0
C	1	3	4	3	4	0
D	1	3	4	7	8	4
E	2	4	6	4	6	0
F	2	4	6	8	10	4
G	3	6	9	6	9	0
H	1	6	7	11	12	5
I	2	9	11	9	11	0
J	1	7	8	12	13	5
K	4	6	10	10	14	4
L	3	11	14	11	14	0
M	1	8	9	13	14	5
N	2	14	16	14	16	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire sur oued Tamesoult est égal à 16 mois.

Tableau VII.04 : programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire sur oued Tameslout

Phase de réalisation	Mois01	Mois02	Mois03	Mois04	Mois05	Mois06	Mois07	Mois08	Mois09	Mois10	Mois11	Mois12	Mois13	Mois14	Mois15	Mois16
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier);	1															
Phase02 :Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage;		2														
Phase 03 : Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange;				1												
Phase 04 : Excavations de l'évacuateur de crues;				1												
Phase 05 : Préparation des zones d'emprunt;					2											
Phase 06 :Réalisation (coffrage +coulage) de l'évacuateur de crues;					2											
Phase 07 :Déboisement de la cuvette ;							3									
Phase08 :Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations ;							1									
Phase 09 :Approvisionnement du filtre ;										2						
Phase 10 : Mise en place un système de drainage;								1								
Phase 11 :Remblai compacté;						4										
Phase 12 :Revêtements de talus;												3				
Phase 13 :Equipements hydraulique ;									1							
Phase 14 :Travaux des finitions;																2

VII.6. Technologie des principaux travaux :**VII.6.1. Exécution des voies d'accès :**

Pour l'accès à tous les ouvrages pendant la période de construction et d'exploitation, on prévoit une piste d'accès.

VII.6.2. Exécution des travaux de terrassement :

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès.

- 1) Creusage et déplacement des terres à l'aide de bulldozer.
- 2) Humectage des matériaux, à l'aide d'un camion citerne ou par un asperseur, elle est effectuée dans le cas où les matériaux sont trop secs.
- 3) Compactage des matériaux, dans notre cas on utilise un rouleau à pied, car notre sol est argileux.

Nivellement des talus, pour le canal de restitution le nivellement de talus se fait à l'aide d'une pelle niveleuse.

CONCLUSION

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.

Nous pouvons dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire sur l'oued Tamesoult est estimé à 16 mois.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter et d'étudier la faisabilité de la retenue collinaire sur oued Tamesoult commune d'Oued Aouf dans la wilaya de BATNA qui est destiné à l'irrigation.

On a fait une étude géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction ensuite on a étudié l'hydrologie de la région pour voir si le réservoir se remplira ou pas en se basant sur les données hydrologiques de plusieurs années d'observation

Le choix de la variante a été fait, en fonction de l'étude technico-économique, et des sols avoisinant, et on a opté pour une digue homogène vu la disponibilité des matériaux de constructions et vu sa simplicité de réalisation.

La conduite de prise d'eau et de vidange de fond sera une conduite en acier enterrée de **400mm** de diamètre et de pente de 3.36% et de **99,11 m** de long. Elle servira de dérivation provisoire lors de la réalisation de l'ouvrage.

L'ouvrage d'évacuation est implanté en rive gauche, ce choix a été dicté par la topographie du site. C'est un évacuateur de surface à entonnement latéral, la longueur du seuil Creager est de **20m**, la longueur total de l'ouvrage est de **130,50 m**.

La capacité totale de la cuvette de l'ouvrage projeté est de **161009,4 m³** dont **123311,4 m³** de volume utile et **37698 m³** de volume mort.

Le coefficient de rentabilité du projet est de **4** ce paramètre est appréciable, pour les retenues collinaire, pour les retenues collinaire ce coefficient est compris entre 3 et 10, mais généralement il est inférieur à 5.

D'autre part, le prix du m³ d'eau est de **34 D.A**, ce prix est considéré **élevé** pour une durée de vie de dix (10) ans de l'ouvrage.

Si on se réfère au prix du m³ d'eau et à la durée de vie de l'ouvrage, on peut dire que le site d'oued Tamesoult a une rentabilité **faible**, mais un impact positif pour la région et sa population du fait de la disponibilité de l'eau que va engendrer cet ouvrage pour l'agriculture et le cheptel et pour pallier l'insuffisance des ressources en eau pour la zone d'oued Tamesoult.

Références bibliographique

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

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 [2] .

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.

CARLIER.M, (1972) Hydraulique générale et appliquée.

CIGB, Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82. 1984. [4]

Degoutte.G (2002), Petits barrages : Recommandation pour la conception. CEMAGREF Editions.

HASSANE.M, Les ouvrages annexes de barrage (extrait du cours d'ouvrages hydrotechniques) .

HYDRO PROJET, (2015)

Hydrologie de surface (Eléments d'hydraulique générale), 2003. Par : J.P.Laborde. Page : 30.

Maalel, K. et Hafsia, Z (2012).Ouvrages hydrauliques, Polycopié du cours, Département de GénieCivil de l'ENIT. Tunisie [1] .

MIHOUBI M.K (2013), Ouvrages Hydrotechniques, Polycopie de cours, ENSH, Blida.

Portail de l'institut de risque Majeur RT4.Rupture de barrage. **février 2014** [3]

ROLLEY. R (1977), Techniques des barrages en aménagement rural.

Schéma d'aménagement des ressources en eau dans la région d'Alger - Sebaou. Reconnaissance des terrains hydrographiques. Etude générale des terrains. Binnie-Atkins International 1983 ANB-Alger

SCHLEISS.A.J. (2011), Les barrages du projet à la mise en service. Presses polytechniques et universitaires Romandes

TOUAIBIA. B (2004), Manuel pratique d'hydrologie, ENSH Blida.

TOUAIBIA.B ; BENLAOUKLI.B (2004), Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

TOUAIBIA.B (2001), Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues.
ENSH. Blida.

Touat M. 1988 Etudes hydrologiques de retenues collinaires. Etude de faisabilité.
« Eaux et sols d'Algérie » n° 1. 1988. ANRH. Alger.

ANNEXES A

ANNEXE A 01

Pluies moyennes mensuelles et annuelles de la station de référence (051201)

années	sept	Oct.	Nov.	Dec.	Janv.	Fev.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	annuel
1972	111,9	60,50	0,00	56,80	29,90	46,00	84,00	46,00	4,20	22,20	1,20	14,70	477,40
1973	36,70	0,00	19,50	57,90	0,00	34,80	65,70	66,40	6,00	24,80	1,60	0,00	313,40
1974	7,00	33,00	24,50	3,00	29,00	65,10	45,00	44,20	38,00	0,00	0,00	0,00	288,80
1975	27,00	0,00	24,00	7,00	31,00	82,00	29,50	44,00	76,50	56,50	13,00	0,00	390,50
1976	73,00	43,00	32,00	27,00	54,20	3,00	16,70	30,70	78,60	0,00	0,00	14,30	372,50
1977	1,00	0,00	36,00	0,00	21,00	7,00	37,00	43,70	17,00	0,00	0,00	16,00	178,70
1978	3,10	38,20	11,30	6,30	33,10	69,20	37,90	83,10	24,00	13,50	0,00	0,00	319,70
1979	29,80	22,00	5,40	5,20	8,80	49,60	70,10	29,00	73,10	8,20	0,00	3,00	304,20
1980	17,50	0,00	66,50	73,70	0,00	21,90	39,00	38,10	5,00	34,10	0,00	17,40	313,20
1981	15,10	32,10	3,50	22,80	39,40	32,30	38,00	89,20	24,30	27,20	0,00	0,00	323,90
1982	19,90	73,60	123,4	10,90	0,00	18,70	40,99	7,50	6,40	0,40	0,00	0,00	301,79
1983	0,00	26,80	29,69	41,57	18,20	33,00	40,99	13,70	42,27	9,00	0,00	8,44	263,66
1984	32,31	66,30	15,80	49,30	37,10	14,90	92,50	26,90	94,80	0,00	0,00	0,00	429,91
1985	31,70	52,60	85,60	49,90	37,80	10,30	83,10	27,20	21,30	0,00	0,00	0,00	399,50
1986	71,00	31,50	21,90	58,80	19,00	53,70	13,70	0,00	30,90	0,00	0,00	0,00	300,50
1987	0,00	31,83	28,70	82,90	14,10	6,10	19,80	20,40	21,20	32,50	0,00	0,00	257,53
1988	4,50	15,00	18,90	119,1	8,50	24,80	13,30	33,60	46,40	30,10	3,00	7,80	325,00
1989	39,90	0,00	0,00	21,10	68,40	0,00	53,40	39,60	104,2	2,50	0,00	25,90	355,00
1990	26,10	0,00	24,10	30,00	0,00	30,40	81,40	23,70	29,20	16,70	5,70	12,00	279,30
1991	15,70	64,70	17,60	19,40	52,10	35,50	59,10	19,90	89,90	0,00	28,00	0,00	401,90
1992	40,90	0,80	51,10	68,30	14,80	15,90	15,60	12,90	56,60	5,20	5,30	0,00	287,40
1993	3,80	5,00	33,90	48,90	21,80	38,50	22,80	11,60	12,50	2,80	1,30	12,50	215,40
1994	57,30	77,70	6,60	15,20	13,90	20,00	31,70	31,70	0,00	37,70	3,40	1,50	296,70
1995	57,10	24,10	2,50	18,90	103,2	86,00	62,50	51,80	69,00	24,20	3,40	15,10	517,80
1998	25,00	12,50	37,70	18,70	43,50	13,60	4,80	21,00	7,80	9,50	37,40	6,80	238,30
1999	65,90	23,60	48,80	79,40	6,30	2,10	2,30	6,50	95,60	4,20	0,00	1,00	335,70
2000	30,70	29,10	12,40	46,90	40,80	7,20	2,90	17,40	29,00	0,00	0,00	5,00	221,40
2001	67,20	8,80	29,30	8,90	15,20	12,50	6,50	22,90	8,30	13,80	6,20	22,70	222,30
2002	1,70	33,50	88,10	45,10	103,9	22,20	25,90	96,10	34,70	26,00	9,50	15,20	501,90
2003	15,30	144,0	22,90	35,50	37,00	17,30	75,40	72,20	80,60	42,20	1,00	39,20	582,60
2004	8,00	38,70	69,30	160,9	10,50	24,60	19,50	14,60	3,70	10,50	9,60	1,80	371,70
2005	15,00	11,70	23,00	46,40	63,10	49,20	8,00	127,4	51,00	11,30	6,10	7,30	419,50
2006	33,80	6,10	23,00	44,70	28,10	9,20	77,60	37,80	27,70	2,80	0,00	1,30	292,10
2007	79,60	37,30	5,20	49,80	9,60	4,10	39,90	2,50	105,8	47,00	11,00	29,00	420,80
2008	66,40	67,40	12,80	45,20	111,2	43,90	55,10	113,3	63,80	0,00	4,40	12,50	596,00
2009	71,20	34,60	14,00	20,90	21,40	43,10	63,80	55,60	42,27	66,50	14,70	13,50	461,57
moy	33,39	31,83	29,69	41,57	31,83	29,10	40,99	39,51	42,27	16,15	4,61	8,44	349,38

ANNEXE A 02**Détail de calcul d'homogénéité de la série pluviométrique à la station de référence
(061211)**

X	Y	XUY classé	rang	origine	XUY classé	rang	origine
219,9	268,1	510,5	1	Y	301,9	Y	18
273,6	252,6	482,2	2	X	299,6	Y	19
330,2	192,5	456,7	3	X	294,9	X	20
421,7	118,0	445,3	4	X	294,4	X	21
310,9	279,9	440,1	5	X	279,9	Y	22
352,7	93,3	433,8	6	X	273,6	X	23
326,7	151,8	421,7	7	X	268,1	Y	24
445,3	148,7	420,7	8	X	252,6	Y	25
482,2	151,2	409,2	9	Y	219,9	X	26
433,8	391,9	391,9	10	Y	193,6	Y	27
294,9	376,0	376,0	11	Y	192,5	Y	28
456,7	319,6	352,7	12	X	151,8	Y	29
420,7	299,6	330,2	13	X	151,2	Y	30
294,4	193,6	326,7	14	X	148,7	Y	31
440,1	301,9	319,6	15	Y	118,0	Y	32
305,9	510,5	310,9	16	X	93,3	Y	33
	409,2	305,9	17	X			

ANNEXE A 03**Détail de calcul d'homogénéité de la série pluviométrique à la station de référence
(051201)**

X	Y	XUY classé	rang	origine	XUY classé	rang	origine
477,4	355,0	596.0	1	Y	313.4	18	X
313,4	279,3	582.6	2	Y	313.2	19	X
288,8	401,9	517.8	3	Y	304.2	20	X
390,5	287,4	501.9	4	Y	301.8	21	X
372,5	215,4	477.4	5	X	300.5	22	X
178,7	296,7	461.6	6	Y	296.7	23	Y
319,7	517,8	429.9	7	X	292.1	24	Y
304,2	238,3	420.8	8	Y	288.8	25	X
313,2	335,7	419.5	9	Y	287.4	26	Y
323,9	221,4	401.9	10	Y	279.3	27	Y
301,8	222,3	399.5	11	X	263.7	28	X
263,7	501,9	390.5	12	X	257.5	29	X
429,9	582,6	372.5	13	X	238.3	30	Y
399,5	371,7	371.7	14	Y	222.3	31	Y
300,5	419,5	355.0	15	Y	221.4	32	Y
257,5	292,1	335.7	16	Y	215.4	33	Y
325,0	420,8	325.0	17	X	178.7	34	X
	596,0	323.9	18	X			
	461,6	319.7	19	X			

ANNEXEA 04**Pluies maximales journaliers de la station de références (051201)**

années	sept	Oct.	Nov.	Dec.	Janv.	Fev.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	annuel
1972	98,00	55,00	0,00	26,80	9,10	14,80	17,70	24,00	2,70	19,50	1,20	11,00	98,00
1973	35,00	0,00	18,50	17,60	0,00	11,00	50,90	16,70	4,30	13,00	1,60	0,00	50,90
1974	7,00	24,00	18,00	2,00	15,00	18,00	12,00	24,00	18,00	0,00	0,00	0,00	24,00
1975	15,00	0,00	14,00	4,00	18,00	24,00	8,00	16,00	21,00	22,00	13,00	0,00	24,00
1976	37,00	16,00	18,00	12,00	12,60	2,40	11,00	15,50	65,80	0,00	0,00	7,10	65,80
1977	1,00	0,00	24,00	0,00	8,00	4,00	8,00	11,70	8,00	0,00	0,00	7,00	24,00
1978	2,10	19,00	7,00	3,20	9,50	11,40	6,20	32,00	13,40	9,60	0,00	0,00	32,00
1979	8,20	8,20	4,00	3,50	4,00	17,70	48,70	7,10	37,00	8,20	0,00	3,00	48,70
1980	13,50	0,00	17,50	16,00	0,00	4,30	20,80	20,30	5,00	20,00	0,00	12,50	20,80
1981	9,70	20,90	3,50	8,00	15,90	12,00	27,50	17,30	8,00	27,20	0,00	0,00	27,50
1982	12,20	30,00	70,50	5,00	0,00	12,50	16,91	7,50	2,70	0,40	0,00	0,00	70,50
1983	0,00	18,00	14,81	16,12	5,70	8,00	16,91	6,00	21,23	9,00	0,00	4,30	21,23
1984	17,65	15,00	11,40	11,50	9,00	6,50	27,00	10,50	52,00	0,00	0,00	0,00	52,00
1985	18,80	20,00	58,00	15,00	15,50	4,60	32,50	11,70	12,80	0,00	0,00	0,00	58,00
1986	50,20	8,50	8,00	17,00	8,50	12,80	9,00	0,00	14,00	0,00	0,00	0,00	50,20
1987	0,00	15,48	10,00	27,50	9,50	3,60	6,90	15,20	8,00	18,00	0,00	0,00	27,50
1988	4,50	6,80	11,70	73,00	7,00	18,00	9,20	24,00	19,00	13,50	3,00	4,30	73,00
1989	21,30	0,00	0,00	9,00	37,30	0,00	31,40	14,00	40,00	2,50	0,00	11,30	40,00
1990	7,60	0,00	10,20	12,00	0,00	16,00	29,30	10,20	15,70	10,70	4,70	9,00	29,30
1991	7,20	22,70	10,00	10,20	34,00	27,00	12,00	9,60	49,00	0,00	16,00	0,00	49,00
1992	17,20	0,80	26,50	25,00	12,50	7,20	12,00	8,00	21,50	5,20	3,70	0,00	26,50
1993	3,80	5,00	12,40	19,50	8,00	13,10	21,70	8,60	10,00	2,80	0,70	10,50	21,70
1994	20,00	47,50	6,60	6,00	5,00	10,20	7,30	28,50	0,00	21,40	3,40	1,00	47,50
1995	14,00	16,00	2,50	8,70	32,00	25,40	25,00	17,00	36,00	15,20	1,80	6,60	36,00
1998	11,00	9,00	12,00	11,30	15,00	4,50	1,50	21,00	3,90	4,30	24,50	1,60	24,50
1999	46,70	7,70	11,50	24,00	3,30	2,10	1,60	6,00	73,40	2,70	0,00	1,00	73,40
2000	16,30	22,20	4,10	13,50	9,50	3,80	1,90	14,30	22,00	0,00	0,00	1,90	22,20
2001	18,40	6,30	14,20	4,30	11,00	7,50	4,90	7,00	3,50	9,50	3,20	10,10	18,40
2002	1,20	28,00	26,50	12,80	36,80	9,00	16,00	49,70	14,30	15,50	9,30	5,80	49,70
2003	6,10	39,00	10,40	7,10	14,80	7,30	34,40	48,60	25,10	17,20	1,00	11,70	48,60
2004	4,40	19,00	37,20	65,00	3,70	6,70	6,90	9,60	3,50	3,20	7,40	1,80	65,00
2005	9,30	4,20	7,70	14,70	17,70	32,50	5,10	68,00	20,90	11,30	2,90	7,00	68,00
2006	17,80	5,80	20,70	12,00	14,70	3,90	14,00	10,50	8,40	1,50	0,00	1,30	20,70
2007	22,00	17,00	1,80	35,70	5,80	3,00	14,80	2,00	29,90	34,00	11,00	13,80	35,70
2008	23,20	23,30	5,50	25,00	46,10	15,80	18,10	45,50	53,00	0,00	3,00	5,20	53,00
2009	38,00	27,00	4,50	6,40	11,00	11,30	21,60	27,50	21,23	44,20	14,30	6,00	44,20
moyenne	17,65	15,48	14,81	16,12	12,93	10,89	16,91	18,48	21,23	10,04	3,49	4,30	42,82

ANNEXEA05 Pluie fréquentielles de courte durée en mm sur le bassin versant d'Oued
Tameslout

Durée de l'averse (h)	Période de retour (ans)											
	5		10		20		50		100		1000	
	p% (mm)	Intensité (mm/h)	p% (mm)	Intensité (mm/h)	p% (mm)	Intensité (mm/h)	p% (mm)	Intensité (mm/h)	p% (mm)	Intensité (mm/h)	p% (mm)	Intensité (mm/h)
0	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-
0,5	20,48	40,97	25,14	50,29	29,77	59,54	36,05	72,11	40,82	81,65	58,53	117,05
1	24,58	24,58	30,17	30,17	35,72	35,72	43,26	43,26	48,99	48,99	70,23	70,23
1,73	28,39	16,41	34,85	20,15	41,26	23,85	49,97	28,89	56,58	32,71	81,12	46,89
2	29,50	14,75	36,21	18,10	42,86	21,43	51,92	25,96	58,78	29,39	84,27	42,14
4	35,39	8,85	43,45	10,86	51,44	12,86	62,30	15,57	70,54	17,63	101,13	25,28
6	39,38	6,56	48,34	8,06	57,22	9,54	69,31	11,55	78,48	13,08	112,51	18,75
12	47,25	3,94	58,00	4,83	68,67	5,72	83,17	6,93	94,17	7,85	135,00	11,25
24	56,70	2,36	69,60	2,90	82,40	3,43	99,80	4,16	113,00	4,71	162,00	6,75

ANNEXEA06

Calcul des hydrogrammes de crues d'Oued Tameslout

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
débit (m3/s)	22,76	27,19	35,15	46,78	57,23	97,22
Temps (h)						
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	0,48	0,57	0,73	0,98	1,20	2,03
0,5	1,90	2,27	2,94	3,91	4,78	8,12
0,75	4,28	5,11	6,61	8,79	10,76	18,27
1	7,60	9,08	11,74	15,63	19,12	32,48
1,25	11,88	14,20	18,35	24,42	29,88	50,76
1,5	17,11	20,44	26,43	35,17	43,02	73,09
1,73	22,76	27,19	35,15	46,78	57,23	97,22
2	17,84	21,31	27,55	36,66	44,85	76,19
2,25	13,96	16,68	21,56	28,70	35,11	59,64
2,5	10,70	12,78	16,52	21,98	26,89	45,69
2,75	7,98	9,54	12,33	16,41	20,07	34,10
3	5,77	6,89	8,91	11,86	14,51	24,65
3,25	4,01	4,79	6,20	8,25	10,09	17,14
3,5	2,65	3,17	4,10	5,45	6,67	11,33
3,75	1,64	1,96	2,53	3,37	4,13	7,01
4	0,93	1,11	1,43	1,90	2,33	3,96
4,25	0,46	0,55	0,70	0,94	1,15	1,95
4,5	0,18	0,22	0,28	0,37	0,45	0,77
4,75	0,05	0,06	0,07	0,10	0,12	0,20
5	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,02
5,19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Annexes A

ANNEXES B

Stabilité pour le cas de fin de construction

R=31,23

bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
3,123	0,91	0	0	-0,1	0,995	4,945	-0,494	4,920	3,139	10,672	0,27	1,328	30,770	38,039
3,123	2,22	0	0	0	1,000	12,064	0,000	12,064	3,123	10,618	0,27	3,257	30,120	90,838
3,123	3,21	0	0	0,1	0,995	17,443	1,744	17,356	3,139	10,672	0,27	4,686	29,650	129,298
3,123	3,87	0	0	0,2	0,980	21,030	4,206	20,605	3,187	10,837	0,27	5,563	29,280	153,937
3,123	4,19	0	0	0,3	0,954	22,769	6,831	21,720	3,274	11,131	0,27	5,864	29,410	167,406
3,123	4,12	0	0	0,4	0,917	22,388	8,955	20,519	3,407	11,585	0,27	5,540	29,740	166,456
3,123	3,61	0	0	0,5	0,866	19,617	9,808	16,989	3,606	12,261	0,27	4,587	30,270	148,450
3,123	2,57	0	0	0,6	0,800	13,965	8,379	11,172	3,904	13,273	0,27	3,017	23,040	80,441
3,123	0,78	0	0	0,7	0,714	4,239	2,967	3,027	4,373	14,868	0,27	0,817	30,970	32,817
							42,396				105,917	34,660	1007,682	

Kss	3,32
Kas	1,88

Stabilité pour le cas de fin de construction

R=26,8

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,68	2,13	0	0	-0,30	0,954	9,933	-2,980	9,475	-3,145	-10,693	0,270	2,558	25,770	63,991
-2	2,68	3,8	0	0	-0,20	0,980	17,720	-3,544	17,362	-2,041	-6,940	0,270	4,688	24,930	110,441
-1	2,68	5,18	0	0	-0,10	0,995	24,155	-2,416	24,034	-1,005	-3,417	0,270	6,489	24,220	146,261
0	2,68	6,3	0	0	0,00	1,000	29,378	0,000	29,378	0,000	0,000	0,270	7,932	23,660	173,772
1	2,68	7,15	0	0	0,10	0,995	33,342	3,334	33,175	1,005	3,417	0,270	8,957	23,280	194,050
2	2,68	7,72	0	0	0,20	0,980	36,000	7,200	35,273	2,041	6,940	0,270	9,524	23,090	207,809
3	2,68	7,99	0	0	0,30	0,954	37,259	11,178	35,543	3,145	10,693	0,270	9,597	23,100	215,171
4	2,68	7,93	0	0	0,40	0,917	36,979	14,792	33,892	4,364	14,839	0,270	9,151	23,330	215,681
5	2,68	7,5	0	0	0,50	0,866	34,974	17,487	30,288	5,774	19,630	0,270	8,178	23,760	207,746
6	2,68	6,6	0	0	0,60	0,800	30,777	18,466	24,622	7,500	25,500	0,270	6,648	24,390	187,663
7	2,68	5,07	0	0	0,70	0,714	23,642	16,550	16,884	9,802	33,327	0,270	4,559	25,200	148,947
8	2,68	2,56	0	0	0,80	0,600	11,938	9,550	7,163	13,333	45,333	0,270	1,934	26,160	78,073
somme								92,597			149,321		75,722		1885,614

Kss	2,43
Kas	1,38

Stabilité pour le cas de fin de construction

R=27,08

\N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2,708	0,46	0	0	-0,40	0,917	2,167	-0,867	1,987	-4,364	-14,839	0,270	0,536	26,880	14,565
-3	2,708	2,19	0	0,59	-0,30	0,954	12,955	-3,887	12,359	-3,145	-10,693	0,270	3,337	25,790	83,530
-2	2,708	3,27	0	1,44	-0,20	0,980	21,842	-4,368	21,401	-2,041	-6,940	0,270	5,778	24,790	135,367
-1	2,708	4,44	0	1,99	-0,10	0,995	29,813	-2,981	29,663	-1,005	-3,417	0,270	8,009	23,910	178,205
0	2,708	5,57	0	2,26	0,00	1,000	36,344	0,000	36,344	0,000	0,000	0,270	9,813	23,170	210,520
1	2,708	6,7	0	2,26	0,10	0,995	41,668	4,167	41,459	1,005	3,417	0,270	11,194	22,630	235,737
2	2,708	7,83	0	1,99	0,20	0,980	45,786	9,157	44,861	2,041	6,940	0,270	12,112	22,240	254,570
3	2,708	9,8	0	1,44	0,30	0,954	52,611	15,783	50,188	3,145	10,693	0,270	13,551	22,090	290,544
4	2,708	10,08	0	0,59	0,40	0,917	50,132	20,053	45,947	4,364	14,839	0,270	12,406	22,170	277,859
5	2,708	10,61	0	0	0,50	0,866	49,993	24,997	43,296	5,774	19,630	0,270	11,690	22,470	280,838
6	2,708	10,18	0	0	0,60	0,800	47,967	28,780	38,374	7,500	25,500	0,270	10,361	23,010	275,932
7	2,708	9,27	0	0	0,70	0,714	43,679	30,576	31,193	9,802	33,327	0,270	8,422	23,760	259,456
8	2,708	7,73	0	0	0,80	0,600	36,423	29,139	21,854	13,333	45,333	0,270	5,901	24,700	224,913
9	2,708	5,21	0	0	0,90	0,436	24,549	22,094	10,701	20,647	70,201	0,270	2,889	25,810	158,403
somme								172,642			193,991		113,110		2880,440

Kss	1,78
Kas	1,10

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

R=31,23

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*tangø	dn	a*Gn*dn
-1	3,1	0,91	0	0	-0,1	0,99	4,94	-0,49	4,92	3,14	10,67	0,27	1,33	0	0	0,000	30,770	38,04
0	3,1	2,22	0	0	0	1,00	12,06	0,00	12,06	3,12	10,62	0,27	3,26	0	0	0,000	30,120	90,84
1	3,1	3,21	0	0	0,1	0,99	17,44	1,74	17,36	3,14	10,67	0,27	4,69	0	0	0,000	29,650	129,30
2	3,1	3,87	0	0	0,2	0,98	21,03	4,21	20,60	3,19	10,84	0,27	5,56	0	0	0,000	29,280	153,94
3	3,1	4,19	0	0	0,3	0,95	22,77	6,83	21,72	3,27	11,13	0,27	5,86	0	0	0,000	29,410	167,41
4	3,1	4,12	0	0	0,4	0,92	22,39	8,96	20,52	3,41	11,59	0,27	5,54	0	0	0,000	29,740	166,46
5	3,1	3,61	0	0	0,5	0,87	19,62	9,81	16,99	3,61	12,26	0,27	4,59	0	0	0,000	30,270	148,45
6	3,1	2,57	0	0	0,6	0,80	13,97	8,38	11,17	3,90	13,27	0,27	3,02	0	0	0,000	23,040	80,44
7	3,1	0,78	0	0	0,7	0,71	4,24	2,97	3,03	4,37	14,87	0,27	0,82	0	0	0,000	30,970	32,82
somme								42,396			105,917		34,660			0,000		1007,682

Kss	3,32
Kas	1,88

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

R=26.8

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,68	2,13	0	0	-0,3	0,95	9,93	-2,98	9,48	2,81	9,55	0,27	2,56	0	0	0,000	25,770	63,99
-2	2,68	3,8	0	0	-0,2	0,98	17,72	-3,54	17,36	2,74	9,30	0,27	4,69	0	0	0,000	24,930	110,44
-1	2,68	5,18	0	0	-0,1	0,99	24,16	-2,42	24,03	2,69	9,16	0,27	6,49	0	0	0,000	24,220	146,26
0	2,68	6,3	0	0	0	1,00	29,38	0,00	29,38	2,68	9,11	0,27	7,93	0	0	0,000	23,660	173,77
1	2,68	7,15	0	0	0,1	0,99	33,34	3,33	33,17	2,69	9,16	0,27	8,96	0	0	0,000	23,280	194,05
2	2,68	7,72	0	0	0,2	0,98	36,00	7,20	35,27	2,74	9,30	0,27	9,52	0	0	0,000	23,090	207,81
3	2,68	7,99	0	0	0,3	0,95	37,26	11,18	35,54	2,81	9,55	0,27	9,60	0	0	0,000	23,100	215,17
4	2,68	7,93	0	0	0,4	0,92	36,98	14,79	33,89	2,92	9,94	0,27	9,15	0	0	0,000	23,330	215,68
5	2,68	7,5	0	0	0,5	0,87	34,97	17,49	30,29	3,09	10,52	0,27	8,18	0	0	0,000	23,760	207,75
6	2,68	6,6	0	0	0,6	0,80	30,78	18,47	24,62	3,35	11,39	0,27	6,65	0	0	0,000	24,390	187,66
7	2,68	5,07	0	0	0,7	0,71	23,64	16,55	16,88	3,75	12,76	0,27	4,56	0	0	0,000	25,200	148,95
8	2,68	2,56	0	0	0,8	0,60	11,94	9,55	7,16	4,47	15,19	0,27	1,93	0	0	0,000	26,160	78,07
somme								89,617			124,931		80,214			0,000		1949,605

Kss	2,43
Kas	1,38

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

R=27.08

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4	2,71	0,46	0	0	-0,4	0,92	2,17	-0,87	1,99	2,95	10,05	0,27	0,54	0	0	0,000	26,880	11,65	
-3	2,71	2,19	0	0,59	-0,3	0,95	12,96	-3,89	12,36	2,84	9,65	0,27	3,34	0	0	0,000	25,790	66,82	
-2	2,71	3,27	0	1,44	-0,2	0,98	21,84	-4,37	21,40	2,76	9,40	0,27	5,78	0	0	0,000	24,790	108,29	
-1	2,71	4,44	0	1,99	-0,1	0,99	29,81	-2,98	29,66	2,72	9,25	0,27	8,01	0	0	0,000	23,910	142,56	
0	2,71	5,57	0	2,26	0	1,00	36,34	0,00	36,34	2,71	9,21	0,27	9,81	0	0	0,000	23,170	168,42	
1	2,71	6,70	0	2,26	0,1	0,99	41,67	4,17	41,46	2,72	9,25	0,27	11,19	0	0	0,000	22,630	188,59	
2	2,71	7,83	0	1,99	0,2	0,98	45,79	9,16	44,86	2,76	9,40	0,27	12,11	0	0	0,000	22,240	203,66	
3	2,71	9,8	0	1,44	0,3	0,95	52,61	15,78	50,19	2,84	9,65	0,27	13,55	0	0	0,000	22,090	232,44	
4	2,71	10,08	0	0,59	0,4	0,92	50,13	20,05	45,95	2,95	10,05	0,27	12,41	0	0	0,000	22,170	222,29	
5	2,71	10,61	0	0	0,5	0,87	49,99	25,00	43,30	3,13	10,63	0,27	11,69	0	0	0,000	22,470	224,67	
6	2,71	10,18	0	0	0,6	0,80	47,97	28,78	38,37	3,39	11,51	0,27	10,36	0	0	0,000	23,010	220,75	
7	2,71	9,27	0	0	0,7	0,71	43,68	30,58	31,19	3,79	12,89	0,27	8,42	0	0	0,000	23,760	207,56	
8	2,71	7,73	0	0	0,8	0,60	36,42	29,14	21,85	4,51	15,35	0,27	5,90	0	0	0,000	24,700	179,93	
9	2,71	5,21	0	0	0,9	0,44	24,55	22,09	10,70	6,21	21,12	0,27	2,89	0	0	0,000	25,810	126,72	
								172,642				157,405			115,999			0,000	2304,352

Kss	1,78
Kas	1,10

Stabilité pour le cas de la vidange rapide

R=40.38

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-2	4,0	0	0,880	0	-0,20	0,980	3,518	-0,704	3,447	4,121	14,012	0,27	0,931	23,950	21,063
-1	4,0	0	2,970	0	-0,10	0,995	11,873	-1,187	11,813	4,058	13,798	0,27	3,190	23,288	69,124
0	4,0	0	4,640	0	0,00	1,000	18,549	0,000	18,549	4,038	13,729	0,27	5,008	22,774	105,608
1	4,0	0	5,910	0	0,10	0,995	23,626	2,363	23,508	4,058	13,798	0,27	6,347	22,427	132,465
2	4,0	0	6,780	0	0,20	0,980	27,104	5,421	26,556	4,121	14,012	0,27	7,170	22,261	150,840
3	4,0	0,000	7,210	0	0,30	0,954	28,823	8,647	27,495	4,233	14,392	0,27	7,424	22,285	160,579
4	4,0	0,000	7,240	0	0,40	0,917	28,943	11,577	26,526	4,406	14,980	0,27	7,162	22,503	162,825
5	4,0	1,650	6,760	0	0,50	0,866	38,617	19,309	33,443	4,663	15,853	0,27	9,030	22,911	221,189
6	4,0	3,980	4,070	0	0,60	0,800	44,234	26,541	35,387	5,048	17,162	0,27	9,555	23,499	259,865
7	4,0	1,330	0	0	0,70	0,714	9,345	6,541	6,673	5,654	19,225	0,27	1,802	24,310	56,793
somme								78,507			150,962		57,618		1340,351

Kss	2,66
Kas	1,87

Stabilité pour le cas de la vidange rapide

R=33.93

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-4	3,393	0,00	2,020	0	-0,40	0,917	6,785	-2,714	6,219	3,702	12,587	0,27	1,679	32,990	55,962
-3	3,393	0,00	4,230	0	-0,30	0,954	14,209	-4,263	13,554	3,557	12,093	0,27	3,660	31,890	113,280
-2	3,393	0,00	6,060	0	-0,20	0,980	20,356	-4,071	19,945	3,463	11,774	0,27	5,385	30,940	157,453
-1	3,393	0,00	7,540	0	-0,10	0,995	25,327	-2,533	25,200	3,410	11,594	0,27	6,804	30,170	191,032
0	3,393	0,00	8,670	0	0,00	1,000	29,123	0,000	29,123	3,393	11,536	0,27	7,863	29,600	215,511
1	3,393	0,00	9,150	0	0,10	0,995	30,735	3,074	30,581	3,410	11,594	0,27	8,257	29,500	226,674
2	3,393	0,00	9,360	0	0,20	0,980	31,441	6,288	30,806	3,463	11,774	0,27	8,318	29,420	231,248
3	3,393	0,00	9,360	0	0,30	0,954	31,441	9,432	29,993	3,557	12,093	0,27	8,098	29,590	232,584
4	3,393	0,00	8,950	0	0,40	0,917	30,064	12,025	27,554	3,702	12,587	0,27	7,440	30,000	225,478
5	3,393	2,19	5,860	0	0,50	0,866	32,614	16,307	28,244	3,918	13,321	0,27	7,626	30,650	249,901
6	3,393	4,21	2,360	0	0,60	0,800	32,782	19,669	26,226	4,241	14,420	0,27	7,081	62,510	512,308
7	3,393	4,29	0,000	0	0,70	0,714	25,327	17,729	18,087	4,751	16,154	0,27	4,884	32,550	206,102
8	3,393	0,77	0	0	0,80	0,600	4,546	3,637	2,728	5,655	19,227	0,27	0,736	21,687	24,647
somme								74,5809			170,756		77,8302		2642,1801

Kss	3,33
Kas	1,63

Stabilité pour le cas de la vidange rapide

R=35.21

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	3,52	0,00	2,92	0,81	-0,40	0,92	14,88	-5,95	13,64	3,84	13,06	0,27	3,68	17,64	65,62
-3	3,52	0,00	4,09	1,91	-0,30	0,95	25,35	-7,61	24,19	3,69	12,55	0,27	6,53	17,20	109,02
-2	3,52	0,00	5,14	2,63	-0,20	0,98	33,20	-6,64	32,53	3,59	12,22	0,27	8,78	16,66	138,24
-1	3,52	0,00	6,25	2,99	-0,10	0,99	39,16	-3,92	38,96	3,54	12,03	0,27	10,52	16,20	158,60
0	3,52	0,00	7,36	2,99	0,00	1,00	43,03	0,00	43,03	3,52	11,97	0,27	11,62	15,85	170,44
1	3,52	0,00	8,48	2,64	0,10	0,99	44,90	4,49	44,67	3,54	12,03	0,27	12,06	15,60	175,14
2	3,52	0,00	9,59	1,92	0,20	0,98	44,58	8,92	43,68	3,59	12,22	0,27	11,79	15,49	172,63
3	3,52	0,00	10,70	0,81	0,30	0,95	42,00	12,60	40,07	3,69	12,55	0,27	10,82	15,50	162,79
4	3,52	0,00	11,08	0,00	0,40	0,92	38,62	15,45	35,40	3,84	13,06	0,27	9,56	15,65	151,10
5	3,52	1,62	8,53	0,00	0,50	0,87	39,66	19,83	34,35	4,07	13,82	0,27	9,27	15,93	157,90
6	3,52	3,67	4,95	0,00	0,60	0,80	39,74	23,84	31,79	4,40	14,96	0,27	8,58	16,33	162,21
7	3,52	5,85	0,42	0,00	0,70	0,71	37,30	26,11	26,64	4,93	16,76	0,27	7,19	16,84	157,05
8	3,52	2,63	0,00	0,00	0,80	0,60	16,11	12,89	9,67	5,87	19,95	0,27	2,61	17,44	70,27
somme								100,02			177,20		113,02		1851,01

Kss	2,90
Kas	1,90

ANNEXES B

ANNEXES C

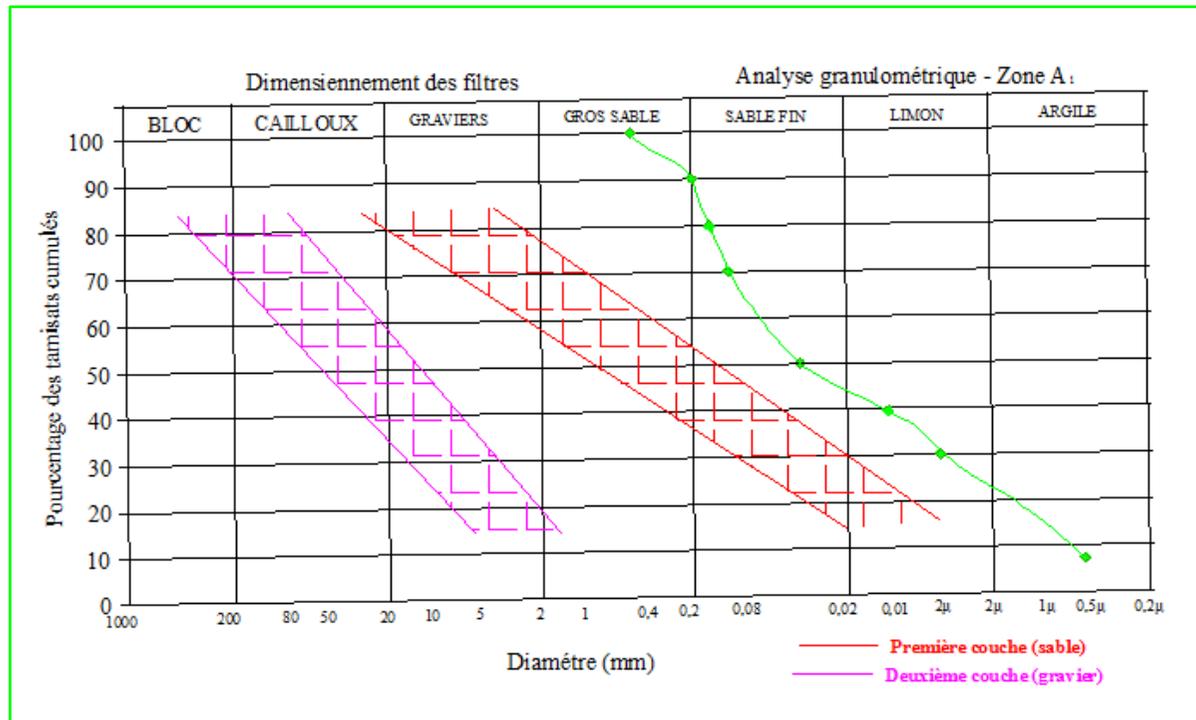


Figure annexes C02 : Fuseau granulométrique des filtres et drains

Annexe C03 : tableau des Valeurs des facteurs de portance selon les recommandations de l'eurocode 7

ϕ	N_c	N_q	N_v	N_v (EC7)	ϕ	N_c	N_q	N_v	N_v (EC7)
0	5.14	1.00	0.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88	9.01
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	6.49	1.57	0.45	0.10	30	30.14	18.40	22.40	20.09
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	38.37
10	8.34	2.47	1.22	0.52	35	46.12	33.30	48.03	45.23
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	10.98	3.94	2.65	1.58	40	75.31	64.20	109.41	106.05
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	14.83	6.40	5.39	3.93	45	133.87	134.87	271.75	267.75
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.36
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	496.00	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54
					50	266.88	319.06	762.86	758.09

ANNEXES C