

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 D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR OUED EL
KSOB (W. TEBESSA)**

PRESENTE PAR :

BOUAKAZ Zahia

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
D.DJOUJAR	Maître de Conférences (B)	Membre
M.D.BENSALAH	Maître Assistant (A)	Membre
I.ZAIBAK	Maître Assistant (A)	Membre
A.ADDOU	Maître Assistant (A)	Promotrice

Remerciement

« Nous remercions dieu de nous avoir donné le courage d'accomplir ce travail »

Je remercie ma promotrice : Mme ADDOU, enseignante à l'école nationale supérieure d'hydraulique, qui ma guidé dans mon travail.

Je voudrais aussi dire un grand merci aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce mémoire, de me faire part de leurs remarques pertinentes qui me permettront d'enrichir ce travail et m'ouvriront sans nul doute de nouvelles pistes.

Je tiens à remercier aussi :

Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH.

Enfin, j'adresse mes sincères remerciements à tous mes Proches et amis qui m'ont soutenu et encouragé avec leur générosité naturelle mais combien précieuse tout au long de nos belles années universitaires et particulièrement durant la réalisation de ce mémoire.

A toutes et à tous, je voudrais dire Merci.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A ma très chère Mère et mon très cher Père qui m'ont toujours encouragé pour que je réussisse dans mes études qui ont veillé pour mon bien être qui m'ont soutenu dans les moments les plus difficiles de ma vie.

A eux que j'aime et que je respecte infiniment, Le jour est venu

Pour leur dire Merci...

A mes chères sœurs Fatima, Zina, Bariza, Chahrazade , Kanza et mes frères Aissa et Mohamed.

A toute la famille Bouakaz.

Mes derniers remerciements, et ce ne sont pas les moindres, vont à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à

L'aboutissement de ce travail.

zahia

ملخص

تعزز قطاع الموارد المائية بالجزائر في السنوات الأخيرة بالعديد من المنشآت والمشاريع (سدود وحواجز مائية)، نظرا لأهميتها وتأثيرها الإيجابي على التنمية الزراعية والصناعة وإمدادات مياه الشرب. وفي هذا الإطار، تأتي هذه المذكرة لتنتظر من خلالها إلى دراسة حاجز مائي على مستوى واد القصب بولاية تبسة، بهدف زيادة قدرة التزويد بالمياه لسقي الأراضي الفلاحية بالمنطقة.

بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 14 متر و سعة تقدر ب 0,343 مليون متر مكعب و كذا تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الإنجاز.

مفتاح الكلمات : سدود , حواجز مائية , التنمية الزراعية , قدرة , الأراضي الفلاحية , الجيولوجية , الطبوغرافية , الهيدرولوجية

Résumé.

Au cours des dernières années, le secteur de l'eau en Algérie a été enrichi par plusieurs constructions et projets (barrages et retenues collinaires) vu leur importance et leur impact sur le développement de l'agriculture, industrie et alimentation en eau potable. Dans ce contexte, le présent mémoire est une étude d'une retenue collinaire sur l'oued d'EL KSOB dans la wilaya de Tébessa dans le but d'augmenter la capacité d'eau afin de satisfaire les besoins des périmètres d'irrigation dans la région.

Après avoir faire une étude géologique, suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné notre retenue ayant une hauteur 14 m, et une capacité de 0,343 million m³; ainsi une étude de vérification de stabilité ; et ce qui concerne la réalisation, nous avons fait une organisation de chantier.

Mots clés : barrages, retenues collinaires, développement de l'agriculture, besoins, périmètres d'irrigation, géologique, topographique, hydrologique.

Abstract

In recent years, the water sector in Algeria has been enriched by several constructions and projects (dams and reservoirs) because of their impact on the development of agriculture; industry and drinking water supply .In this context, the present work is a study about wadi EL KSOB wilaya of Tébessa in order to increase the capacity of water to meet the needs of irrigation perimeters in the region. After having to make a geological investigation, followed by a thorough hydrological study we have to dimension our work having a height 14 m, and a capacity of 0,343 million m³; thus a study of checking of stability; and what relates to the realization, we made an organization of building site.

Key words: dams, reservoirs, development of agriculture, the needs, irrigation perimeters, geological, topographical, hydrological.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I : Etude topographique, géologique et géotechnique

Introduction	2
I.1. Etude topographique.....	2
I.1.1. Situation géographique.....	2
I.1.2. Topographie.....	3
I.2. Etude géologique et Géotechnique	3
I.2.1. contexte géologique	3
I.2.2. Travaux de reconnaissance.....	4
I.2.3. Résultats des travaux de reconnaissances	4
I.2.4. Sismicité régionale	5
I.2.5. Les résultats des essais géotechniques	6
I.2.6. Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue.....	8
Conclusion.....	10

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction	11
II.1. Etude du bassin versant.....	11
II.1.1. Délimitation du bassin versant	12
II.1.2. Caractéristiques du bassin versant.....	12
II.1.3. Paramètres du relief	14
II.1.3.1. Courbe hypsométrique.....	15
II.1.3.2. L'altitude caractéristique du bassin versant	16
II.1.3.3. Les indices de pente	17
II.1.4. Le réseau hydrographique et caractéristiques d'écoulement.....	19
II.1.4.1. La longueur du cours d'eau principal (L)	19
II.1.4.2. Le profil en long du cours d'eau	20
II.1.4.3. La pente moyenne d'un cours d'eau	21
II.1.4.4. La densité de drainage	21
II.1.4.5. Le temps de concentration T_c	21

II.2. Caractéristiques climatologiques de la région	25
II.2.1. Température	25
II.2.2. Précipitations	26
II.2.3. Evaporation	26
II.2.4. Le vent	28
II.2.6. Les crues	28
II.3. Etude des précipitations	29
II.3.1. Stations et données disponibles.....	29
II.4. Définition de l'analyse fréquentielle.....	31
II.4.1 : Etude des pluies maximales journalières	31
II.4.2.1. Ajustement des pluies maximales journalières	32
II.4.2.2. Test d'adéquation pour les trois lois	37
II.5. La pluie de courtes durées.....	37
II.6. Évaluation des apports liquides.....	40
II.6.1. Apport moyen annuel (A0)	40
II.6.2. Caractéristiques de l'écoulement	43
II.6.3. Estimation fréquentielle des apports	44
II.6.3.1. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	45
II.7. Etude de l'envasement de la retenue	46
II.7.1. Calcul du volume mort.....	47
II.8. Etude des crues.....	49
II.8.1. Construction des hydrogrammes des crues (SOKOLOVSKY)	52
II.8.2. Choix de la crue de projet	54
II.8.3. Choix de la crue de chantier	57
II.9. Détermination de la garantie de la restitution	59
II.9.1. La répartition des besoins en eau	59
II.9.2. Calcul du volume utile.....	59
II.9.3. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	59
II.9.4. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	61
II.10. Laminage des crues	64
II.11. Etude d'optimisation.....	71
II.11.1. La revanche.....	71
II.11.2. Largeur en crête	72

II.11.3.Calcul des coûts.....	73
Conclusion	77

Chapitre III : Etude des Variantes

Introduction	78
III.1. Le choix du site du barrage	78
III.2. Le choix du type de barrage	78
III.2.1. Les variantes à choisir	79
III.3. Définition du profil général	80
III.3.1. Hauteur de barrage	80
III.3.2. Calcul de la largeur en crête	81
III.3.3. La longueur en crête.....	81
III.3.4. Pentés des talus	81
III.3.4. Revêtement de la crête et des talus de la digue.....	82
III.3.4.2.Talus aval	82
III.3.4.1.Talus amont	83
III.3.5. La crête	85
III.4. Etanchéité du barrage	85
III.4.1. Dimensionnement du noyau.....	85
III.4.1. 1. La hauteur	85
III.4.1.2. La largeur en crête du noyau	86
III.4.1. 3. Les fruits des talus du noyau	86
III.4.1.4. La cote en crête du noyau	87
III.4.2. Les drains	87
III.4.3. Les filtre	89
III.4.4. Masque en béton	90
III.5. Fixation de choix définitif de barrage	90
III.5.1 Etude comparative	90
III.5.2. Calcul du volume des différents matériaux	91
III.6. Estimation du cout des variantes	92
Conclusion	93

Chapitre IV : Etude de la Variante choisie

Introduction	94
IV.1. La coupe type de barrage	94
IV.2.Calcul des filtres	94
IV.2.1 Règles générales de dimensionnement des filtres.....	95
IV.2.2. Détermination du fuseau granulométrique du filtre	95
IV.3. La clé d'ancrage	99
IV.4.Protection de la Crête	99
IV.5.Etude des infiltrations	99
IV.5.1.Objectif de calcul d'infiltration	99

IV.5.2.Détermination de la ligne de saturation.....	99
IV.5.3 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite).....	101
IV.5.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	102
IV.6. Calcul de stabilité	103
IV.6.1.Généralité sur la stabilité des barrages	104
IV.6.2. Conséquences de l'instabilité des talus.....	104
IV.6.3 Ordre de calcul (Méthode de Fandeev)	105
IV.6.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche	106
IV.6.5 Calcul du coefficient de sécurité par FELLENIUS pour les différents types de fonctionnent.....	107
Conclusion	109

Chapitre V : Etude des ouvrages annexes

Introduction	110
V.1.Ouvrage d'évacuateur de crues	110
V.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue	110
V.1.2. Différents types des évacuateurs de crues.....	110
V.1.3. Choix de la variante.....	112
V.1.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crues.....	112
V.1.4.1. Le canal d'approche.....	112
V.1.4.2.Le déversoir	114
V.1.4.3.Transition (convergent)	114
V.1.4.4.Le coursier	114
V.1.4.5.Le dissipateur d'énergie	116
V.1.4.6.Dimensionnement des blocs de chute	117
V.1.4.7.Canal de restitution	118
V.1.4.8.Calcul des hauteurs des murs bajoyers	119
V.1.4.9Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier	120
V.2.Ouvrage de Prise d'eau	120
V.2.1.type de Prise d'eau	121
V.2.2.Dimensionnement de la prise d'eau	121
V.2.3. Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau	122
V.3.Ouvrage de vidange	122
V.3.1.Choix de la variante	123
V.3.2. Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange	123
V.3.3.Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	124
V.3.3.1. Calcul de temps de vidange	124
V.3.3.2. Calcul du débit de vidange	125
Conclusion	127

Chapitre VI: Organisation de chantier

Introduction.....	128
VI.1. Installation de chantier.....	128

VI.1.1.Définition d'un chantier.....	128
VI.1.2.Rôle de l'installation de chantier.....	128
VI.1. 3.Type de chantier.....	128
VI.1.4. Les participants à l'acte de construire.....	128
VI.2.Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	129
VI.3.Ordre d'exécution des travaux	129
VI.4.Successions des opérations du chantier.....	129
VI.5. Besoins mécaniques des principaux travaux	130
VI.6.Rendement des différents engins	131
VI.7 Le devis estimatif.....	131
VI.8 Planification	131
VI.8. 1. Définition	132
VI.8.2. Techniques de la planification	132
VI.8.2.1 Méthodes basées sur le réseau	132
VI.8.2.2.Méthodes basées sur le graphique	133
VI.8.2.3.Les étapes de la planification	135
VI.8.2.4. Choix de la méthode de calcul	135
VI.8.2.5.Chemin critique (CC)	135
VI.8.2.6.Attribution des durées de chaque opération	136
VI.9.Les plannings	136
VI.9.1 Plan de travail au plus tot	136
VI.9.2 Plan de travail au plus tard (ptpp)	136
VI.9.3 Plan de Travail Intermédiaire	136
VI.10 .Délai de construction et programme des travaux	136
VI.11.Symboles des différentes opérations	139
VI.12.Détermination des chemins critiques.....	140
Conclusion	140
Conclusion générale.....	141

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Etude topographique, géologique et géotechnique

Figure I.01 : Situation de la région d'étude.....	2
Figure I.02: Carte de micro zonage sismique du territoire national-(RPA99/version2003).....	6

Chapitre II : Etude hydrologique

Figure II.01 : délimitation du bassin versant.....	12
Figure II.02:rectangle équivalent	14
Figure II.03 : courbe hypsométrique.....	15
Figure II.04: Le bassin versant de l'oud d'EL KSOB	16
Figure II.05 : profil en long du cours d'eau principal.....	20
Figure II.06 : Le bassin versant avec réseau hydrographique de l'Oued d' EL Ksob	20
Figure II.07:Répartition mensuelles de températures moyennes maximales et minimales.....	25
Figure II.8:Variation de précipitation moyenne mensuelle de la station d'EL KOUIF.....	26
Figure II.09:Variation de l'évaporation moyenne mensuelle de la station d'EL KOUIF.....	27
Figure II.10:Les pluies pour les périodes de retour étudiées.....	28
Figure II.11:Graphique d'ajustement a la loi de Galton (log normale).....	33
Figure II.12:Ajustement à la loi de Gumbel.....	34
Figure II.13:Ajustement à la loi de GEV.....	36
Figure II 14: les précipitations des pluies de courtes durées pour différentes périodes de retour	39
Figure II.15:Relation- $C_e=f(P_o)$ -Bassins Versants d'Algérie $20 < S < 200(\text{km}^2)$	41
Figure II.16:Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	42
Figure II.17:Répartition des Apports mensuels de fréquence 80%.....	46
Figure II.18:Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour.....	54
Figure II.19:L'hydrogramme de la crue de projet.....	57
Figure II.20:Courbe volumétrique $s=f(v)$	57
Figure II.21:Courbe surface-hauteur.....	57
Figure II.22:Courbe capacité-hauteur.....	58
Figure II.23:Courbe caractéristique du barrage.....	67
Figure II.24: Hydrogramme des crues.....	70
Figure II.25: Optimisation de la largeur d'évacuateur de crue.....	76

Chapitre III : Etude des variantes

Figure III.01:Coupe d'un prisme de drainage.....	88
Figure III.02:Coupe d'un tapis de drainage.....	88
Figure III.03:Coupe d'un drain vertical.....	89

Chapitre IV : Etude de la variante choisie

Figure IV.01: Principe graphique de détermination de fuseau granulométrique d'un filtre.....	96
--	----

Figure IV.02:Correction de la ligne de saturation avec le parement aval:	101
Figure IV.03: Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius	108

Chapitre V : Etude des ouvrages annexes

Figure V.01 : Profil du déversoir du type Creager.....	114
Figure V.02 : Schéma descriptif des blocs de chute.....	116
Figure V.03 : Ligne d'eau dans le coursier	118
Figure V.04 : courbe de tendance de la courbe surface-hauteur.....	124

Chapitre VI : Organisation de chantier

Figure VI.01: Réseau à nœud.....	139
----------------------------------	-----

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Etude topographique, géologique et géotechnique

Tableau I.01: Caractéristiques topographique de l'axe de la digue	3
Tableau I.02: Coefficients d'accélération du séisme (RPA99/version2003)	6
Tableau I.03 : Résultats des essais géotechniques de laboratoire.....	7
Tableau I.04 : Caractéristiques géotechniques de la fondation	8
Tableau I.05 : Caractéristiques géotechniques du remblai	9

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.01:Classification de bassin selon l'indice de compacité de GRAVELUS.....	13
Tableau II.02:Résultats de calcul de rectangle équivalent.....	14
Tableau II.03:Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.....	15
Tableau II.04:Détermination des altitudes.....	17
Tableau II.05:Classification de relief.....	18
Tableau II.06:Résultats de calcul de rectangle équivalent.....	17
Tableau II.07:Evaluation de la pente moyenne.....	18
Tableau II.08:Les caractéristiques du bassin versant EL KSOB.....	24
Tableau II.09:Variation des températures moyennes maximales et minimales (1976-2010)...	25
Tableau II.10:Variation de précipitations moyennes mensuelles de la station d'EL KOUIF....	26
Tableau II.11:Evaporation sur le bac COLORADO.....	27
Tableau II.12 : L'évaporation au niveau de la retenue.....	27
Tableau II.13: Répartition mensuelle de l'évaporation.....	27
Tableau II.14: les pluies pour les périodes de retour étudiées.....	28
Tableau II.15.Les principales caractéristique des stations d'enregistrement.....	29
Tableau II.16:Calcul des paramètres du test de la médiane de la station EL KOUIF.....	30
Tableau II.17: Résultats de test de la médiane.....	31
Tableau II.18: Les caractéristiques empiriques de la série.....	31
Tableau II.19: Les résultats d'ajustement à la loi de Galton.....	33
Tableau II.20: Comparaison entre les résultats de la loi de Galton et de l'échantillon.....	33
Tableau II.21: Les résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL.....	35
Tableau II.22: Comparaison entre les résultats de la loi de Gumbel et de l'échantillon.....	35
Tableau II.23: Les résultats d'ajustement à la loi de GEV.....	36
Tableau II.24:Comparaison entre les résultats de la loi de GEV et de l'échantillon.....	36
Tableau II.25: Paramètre de test de χ^2	37
Tableau II.26:Les pluies de courte durée et l'intensité de différentes fréquences.....	38
Tableau II.27: Description des courbes pluies-écoulement.....	42
Tableau II.28:Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.....	42
Tableau II.29: Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.....	44
Tableau II.30: Les apports de différentes fréquences.....	45
Tableau II.31 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	45

Tableau II.32 : Récapitulatif des résultats du transport solides.....	47
Tableau II.33: Calcul du volume mort pour la retenue.....	48
Tableau II.34 : Les apports de différentes fréquences.....	50
Tableau II.35: Valeur de α en fonction de la fréquence.....	50
Tableau II.36: Valeur de γ en fonction de bassin versant.....	50
Tableau II.37: Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.....	51
Tableau II.38: Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.....	51
Tableau II.39: Récapitulatif des résultats de la formule Turazza	51
Tableau II.40: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	52
Tableau II.41: Les crues pour différentes périodes de retour.....	53
Tableau II.42 :.Recommandations pour le choix de la crue de projet.....	55
Tableau II.43 : Récapitulation pour le choix de la crue de projet.....	56
Tableau II.44 : Hydrogramme de la crue de chantier.....	58
Tableau II.45 : La répartition mensuelle de besoins en eau.....	59
Tableau II.46 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	60
Tableau II.47: Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.....	61
Tableau II.48 : Volumes des pertes dans la retenue.....	62
Tableau II.49 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	63
Tableau II.50: Calcule des volumes et surfaces pour chaque hd.....	65
Tableau II.51: Calcul de la courbe caractéristique du barrage	67
Tableau II.52 : Calcul du débit laminé.....	68
Tableau II.53: Hydrogrammes d'entrée et hydrogrammes sortie.....	69
Tableau II.54: Détermination de H, $Q_{\text{laminé}}$ et $V_{\text{forcé}}$ en fonction de b.....	71
Tableau II.55: Hauteurs des vagues.....	72
Tableau II.56: Calcul du volume coût de la digue.....	73
Tableau II.58: Coût du déversoir.....	74
Tableau II.59 : Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes.....	75
Tableau II.60 : Récapitulatif du coût total de barrage (digue+évacuateur de crue).....	75

Chapitre III : Etude des variantes

Tableau III.01 : Récapitulatif de l'ensemble des résultats obtenus	81
Tableau III.02 : Valeurs indicatives des fruits de talus.....	82
Tableau III.03 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.....	83
Tableau III.04 : Le coefficient K en fonction de type de l'ouvrage	84
Tableau III.05 : Le gradient admissible en fonction de la Classe de l'ouvrage et de type de fondation	86
Tableau III.06 : Le volume des recharges nécessaires pour la digue.....	91
Tableau III.07: Le volume des recharges nécessaires pour la digue.....	92
Tableau III.08 : Le volume des recharges nécessaires pour la digue.....	92
Tableau III.09 : Les couts des différentes variantes étudiées.....	92

Chapitre IV : Etude de la variante choisie

Tableau IV.01:Les valeurs de la courbe granulométriques de F_1	97
Tableau IV.02 : La valeur de la courbe granulométriques de F_2	98
Tableau IV.03 : Coordonnées de la parabole de Kozeny.....	100

Tableau IV.04 : Le débit d'infiltration à travers la fondation.....	103
Tableau IV.05 : Le gradient d'infiltration critique.....	103
Tableau IV.06 : Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage.....	103
Tableau IV.07: Coefficient de stabilité admissible des talus.....	105
Tableau IV.08: Valeurs de K1 et K2.....	105
Tableau IV.09: Valeurs de K1 et K2 choisis.....	105
Tableau IV.10 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	109

Chapitre V : Etude des ouvrages annexes

Tableau V.01 : Profil de déversoir Creager	113
Tableau V.02 : Calcul de profondeur normale.....	115
Tableau V.03 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier.....	116
Tableau V.04: Type de vidange de fond en fonction de H^2	123
Tableau V.05 : Temps de vidange pour plusieurs diamètres.....	125

Chapitre VI : Organisation de chantier

Tableau VI. 01 : Types de chantier.....	128
Tableau VI.02. Calcule de devis estimatif	132
Tableau VI.03. Les paramètres de la méthode C.P.M.....	135
Tableau VI.04 : Symboles des opérations.....	138
Tableau VI.05 : Détermination des chemins critiques	140

Liste des planches

Planche 01 : Vue en plan d'aménagement sur oued El KSOB.

Planche 02 : Profil en long de la digue de l'oued El KSOB.

Planche03 : Coupe en travers des trois variantes.

Planche 04 : Coupe en travers de variante choisie.

Planche 05 : Profil en long de l'évacuateur de crue de la retenue collinaire d'El KSOB (w.Tébessa).

Planche06 : Schéma de calcul de la stabilité de la retenue d'EL KSOB (w.Tébessa).

Introduction générale

L'eau constitue un élément décisif pour le développement socio-économique.

L'accès durable aux ressources en eau est une préoccupation majeure qui concerne tous les pays du bassin méditerranéen. Le changement climatique et la croissance urbaine et démographique attendus dans la région, risquent d'aggraver la situation de stress hydrique qui frappe déjà la plupart des pays du Sud de la Méditerranée.

C'est dans ce contexte que l'Algérie a lancé dans le cadre de la PMH (Petite et Moyenne Hydraulique) un programme de retenues collinaires visant la réalisation de plus de 300 retenues dans le Nord de l'Algérie. Ce programme ambitieux aura un impact positif sur l'agriculture, puisqu'il vise en premier lieu l'irrigation des terres agricoles dans les zones reculées.

La wilaya de Tébessa est reconnue pour ses terres agricoles très riches, cependant, par manque d'ouvrages de mobilisation, l'irrigation n'est pas pratiquée dans ces régions. Dans ce cas, la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Tébessa a bénéficié d'un nombre de projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels la réalisation des retenues collinaires destinées à l'irrigation.

L'objectif principal de ce mémoire est de faire une étude de la Retenue collinaire sur oued EL KSOB (wilaya de Tébessa), en se basant sur les résultats de l'étude de faisabilité menée par le bureau d'étude Hydro Projets Est –Constantine-, afin de créer une conception réelle de cette retenue.

Le contenu comprendra six chapitres. Il sera fait une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable. Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, d'estimation de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, enfin un calcul d'optimisation sera fait dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue. On consacrera un chapitre pour le choix de la variante technico-économique. Une fois la variante choisie on effectuera une étude détaillée pour sa conception. Ensuite, on fera une étude des ouvrages annexes à savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, les ouvrages de vidanges et de prise d'eau. Enfin, un chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

CHAPITRE I

Etude topographique,
géologique et
géotechnique

Introduction

Ce chapitre porte sur l'étude préliminaire de la retenue collinaire sur oued EL KSOB dans la wilaya de TEBESSA.

L'étude a été élaborée conformément à la convention établie entre la direction de l'hydraulique de la wilaya de Tébessa et le bureau d'études HYDRO-PROJET-EST (HPE) Constantine, dans le but de la mobilisation des eaux de surface et leur utilisation à des fins d'irrigation des terres.

Les travaux principaux à réaliser dans le cadre de ce chapitre ,le dépouillement et l'analyse des données de base(carte d'état-major, levé topographique, carte géologique) la reconnaissance détaillée de la zone d'étude y compris le site de la digue projetée ainsi que la réalisation d'autres travaux nécessaires permettant de créer une base de données concernant la réalisation de la retenue .

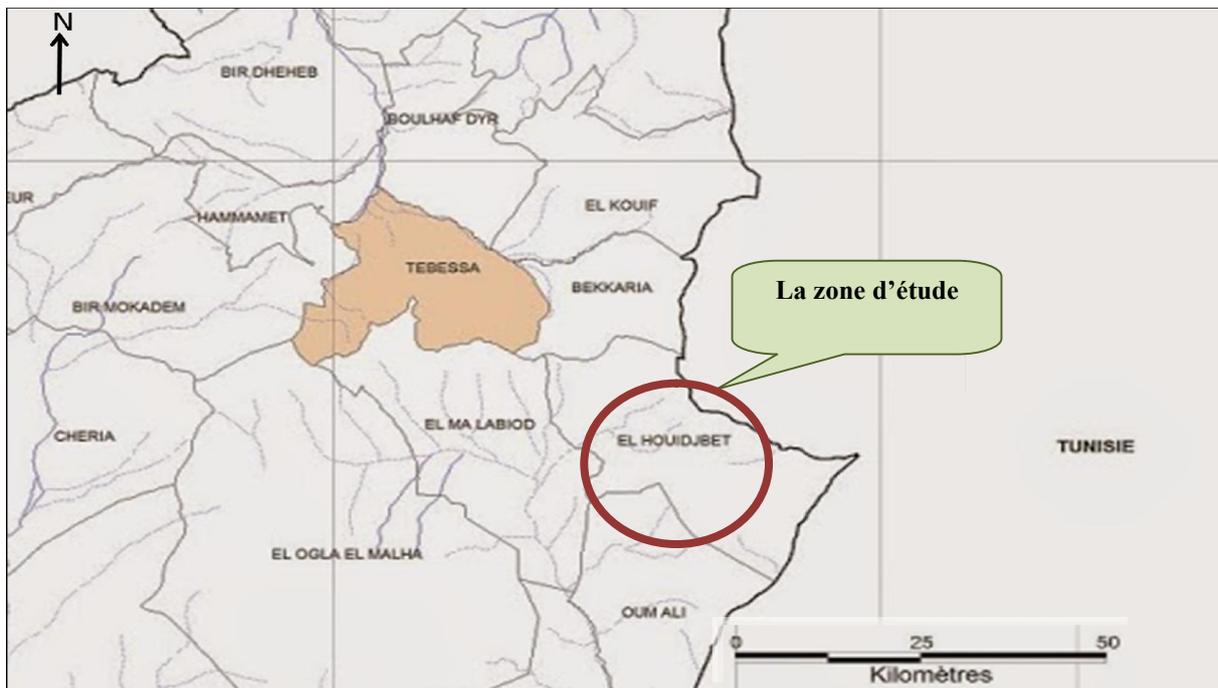
I.1.Etude Topographique

I.1.1. Situation géographique

La zone d'implantation de la retenue sur oued EL KSOB est située dans la commune d'EL HOUIDJBET, la partie Est de la wilaya de Tébessa, a environ 20 Km du chef lieu de wilaya.

Dans la figure N°01 est représentée la situation géographique de la zone d'étude. La route national N°10 de Tébessa à Constantine passe à environ 6 Km au Nord – Est du site de la digue projetée.

L'accès au site : De Tébessa vers le site de la digue par la route nationale N°10 (18 Km environ) et ensuite par une piste (5Km environ).



(www.découpageetmonographie.com)

Figure I.01 : Situation géographique de la région d'étude.

I.1.2. Topographie

➤ **Les données topographiques existantes**

- ✓ L'axe du barrage est situé sur le dernier étranglement de la vallée de l'oued EL KSOB.
- ✓ Sur la base des cartes d'Etat Major, ont été calculés les différents paramètres morphologiques du bassin versant.

Tableau I .01 : Caractéristiques topographique de l'axe de la digue

N°	Désignation	symbole	unités	Valeurs
01	Coordonnées du site (en lambert)	X	Km	1007,45
		Y	Km	241,10
		Z	m NGA	1051,92

- ✓ La direction principale du cours d'eau dans le tronçon d'implantation de la digue projetée est du Sud Est vers le Nord.
- ✓ Le fond du lit se trouve à une profondeur qui varie entre (3.5 à 4.0) m plus bas de la vallée de l'oued.
- ✓ Les rives du lit sont très raides, les pentes de l'oued changent de 0,01538 à 0,0333.
- ✓ La vallée de l'oued est assez large des pentes des talus fort.

I.2. Etude géologique et Géotechnique

Les études géologiques et géotechniques sont des stades très important dans la conception des barrages, basée essentiellement sur les données recueillies in situ grâce à des observations faites sur le site, après plusieurs campagnes de reconnaissance faite sous forme de prospection, par sondages et puits en différents endroits de la retenue (zone d'emprunt et zone d'emprise de la digue)

Dans l'étude géotechnique de la retenue collinaire sur Oued El KSOB qui entre dans le cadre de l'étude de l'Avant Projet Détaillé (A.P.D) vise en premier lieu de déterminer :

- Les conditions d'étanchéité du site et de la cuvette.
- Les terrains de fondation de la digue et leurs caractéristiques géotechniques.

Les matériaux d'emprunt pour le remblai de la digue (gîtes de matériaux d'emprunt avec leurs qualités et quantités).

I.2.1. Contexte géologique

D'après la carte géologique de la région de Tébessa au 1/50000e, le terrain d'étude se trouve sur une formation des alluvions récentes surtout au niveau du lit d'oued. Cette formation est caractérisée par des dépôts graveleux, sableux, à limoneux, tandis que dans les berges, le terrain appartient au Miocène moyen et de Quaternaire. (Voir annexe I).

I.2.2.Travaux de reconnaissance

A l'aide des travaux de reconnaissance de terrain (fouilles et sondages carottés) on peut déterminer les conditions d'étanchéité du site et la cuvette, aussi bien de déterminer les caractéristiques géotechniques des matériaux d'emprunt et sols de fondation de la digue pour le calcul de stabilité ainsi que des sols de fondation des ouvrages annexes.

a- Site de la retenue

Au niveau du site de la retenue, ont été réalisés 04 sondages carottés (SL1 à SL4) à des profondeurs de 5m pour SL1, SL3 et SL4 et 10m pour SL2 et une fouille AL6 de 3.5m sur la rive gauche.

Des sondages et fouilles, ont été prélevés des échantillons de sols pour réaliser les essais géotechniques de laboratoire.

b- Au niveau de la cuvette

Au niveau de la cuvette ont a réalisés 05 fouilles allant jusqu'à 3.5m (EL1 à EL5 pour explorer le matériau d'emprunt de la digue et pour s'assurer du substratum marneux en profondeur qui constitue le terrain de fond imperméable de la cuvette avec prélèvement des échantillons de sols pour faire des essais géotechniques de laboratoire. également un échantillon de sol a été pris de la berge gauche (TB2) pour les essais de laboratoire prévus pour le matériau de remblai.

c- En dehors du site de la retenue collinaire et de la cuvette

On a été choisis 02 zones possibles pour les matériaux d'emprunt, l'une la rive gauche, l'autre à 300m environ du site de la retenue collinaire (sur le versant gauche de Oued el ksob).

De ces zones ont été faites des descriptions lithologiques au niveau des tranchées naturelles : TB1, TB3, TB4 , TB5 et TB6 avec prise des échantillons de sols pour essais de laboratoire.

d- Un levé géologique du site et de la cuvette

On a été réalisé à l'échelle 1/ 1.000 avec report de tous les de sondages carottés et fouilles réalisés au niveau de cette zone.

I.2.3.Résultats des travaux de reconnaissances**A- Etanchéité du site et de la cuvette****➤ Site de la cuvette**

Selon les résultats des travaux des sondages carottés et fouilles, les terrains de fondations au niveau du site de la retenue sont les suivantes:

- 1- Sur la rive droite, le terrain de fond est constitué par des marnes vertes présumées "Emschérien" couverte par une épaisseur moyenne de 2m de colluvions marneuses ou marnes altérées. Au niveau du lit d'oued, ce sont les dépôts d'une ancienne cuvette à 180m en aval du site avec 6m. d'épaisseur (3m de sable jaunâtre en surface et 3m. de sable limoneux en profondeur).

2- Sur la rive gauche, ce sont les argiles et limons sableuses qui couvrent les marnes. Ces marnes ont été atteintes au niveau de la fouille CB6 à la profondeur de 2.8m. Au niveau des deux sondages SL3 et SL4 de 5m de profondeur chacun n'ont pas atteint le substratum (marnes), mais la profondeur de ces marnes ne peut atteindre 7m.

3- Cuvette

Les travaux de fouilles et observations faites sur le terrain ont abouti aux résultats suivants:

- Un substratum marneux (marnes noir avec intercalations de bancs de calcaires blancs d'âge Emschérien.) qui assurent l'étanchéité de la cuvette.

B- Matériaux d'emprunt

Sur le versant gauche de la cuvette, selon les fouilles réalisées pour la zone d'emprunt n°1, cette zone est constituée par des limons sableux dont on peut extraire un volume de 30.000 m³ sur une surface de 11.000m² après décapage de la terre végétale de 0.3 à 0.6m avec une épaisseur moyenne d'exploitation de 2.5m.

En dehors de la cuvette, les travaux de reconnaissances sur le versant gauche d'Oued el ksob à 300 m. à l'Est du site ont abouti à déterminer le volume d'une zone d'emprunt (argiles) d'un volume de 50.000m³.

I.2.4. Sismicité régionale

Le site de notre retenue est situé dans la zone sismique (I) selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003). Notre ouvrage est classé groupe d'usage (1B) selon son importance, par conséquent le coefficient d'accélération de zone est égale a 0.12 selon le tableau (I.02, RPA99/version2003).

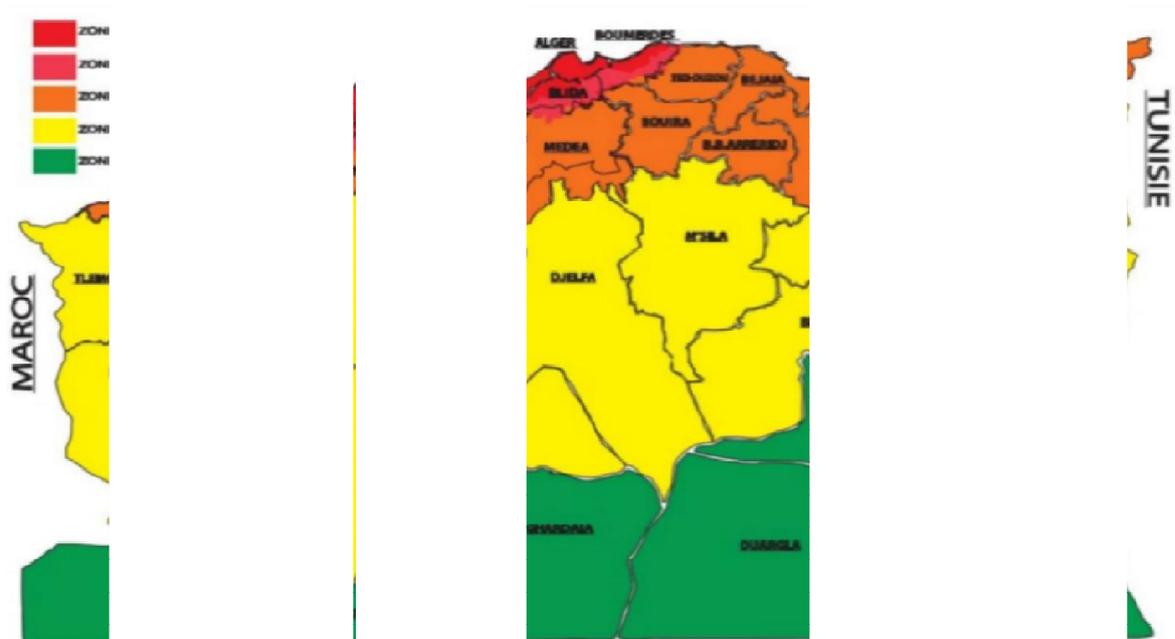


Figure I.02 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-(RPA99/version2003)

Tableau I.02 : Coefficients d'accélération du séisme (RPA99/version2003)

Groupe	Zone 1 (I)	Zone 2 (II.a)	Zone 3 (II.b)	Zone 4 (III)	Classification de l'ouvrage selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrage d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrage de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

I.2.5. Les résultats des essais géotechniques

Les résultats des essais géotechniques de laboratoire sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I.03 : Résultats des essais géotechniques de laboratoire.(Laboratoire HPE Constantine)

Terrain de fondation de la digue						
Les essais	Les paramètres	la rive droite	Le lit d'oued	la rive gauche	Terrain de fond	Remblai de la digue
Granulométrie - sédimentométrie	Grains de diamètre inférieur à 80 μ (%)	49 – 99	19-69	43 – 53	96.4	52.5–84.7
	Grains de diamètre supérieur à 2mm (%)	0 – 13	3-6	1– 5	1	2 – 3
	Grains de diamètre entre (2 à 0.2mm) (%)	0 – 35	23-60	38-53	2-1	11 – 41
	Grains de diamètre entre (0,2 à 0.02mm) (%)	12 – 32	33-40	35– 40	21	24 – 34
	Grains de diamètre entre (0,02 à 0.002mm) (%)	10 – 42	3-18	5 – 12	51	19 – 43
	Grains de diamètre inférieur à 2 μ (%)	10 – 46	1-14	4– 11	25	4 – 19
Limites d'Atterberg	Limite de liquidité (%)	42 – 46	48	34	53	24 – 28
	Indice de plasticité (%)	19 – 20	22	17	24	8 – 10
Analyse chimique	Teneur en insolubles (%)	26.3 – 35.5	16.74– 59.9	16.74 – 59.9	32.57– 62.69	/
	Teneur en carbonates (%)	37.3 – 70.1	38.88 –81.54	38.9 – 81.54	33.46 – 56.35	/
	Teneur en gypse (%)	5.45	0.2 – 1.24	0 – 1.38	3.46	/
Essai de compressibilité à l'odomètre	Pression de consolidation (Bar)	1.22	1 – 1.5	0.638	1.06	1.02 – 1.31
	Coefficient de tassement (Bar)	0.396	0.110-0.152	0.221	0.218	0.110 – 0.152
	Coefficient de gonflement (Bar)	0.091	0.012-0.026	0.026	0.056	0.012 – 0.026
Perméabilité à l'odomètre	Coefficient de perméabilité à 2bars (m/s)	$6.32 * 10^{-11}$	/	$7.78 * 10^{-10}$	$1.43 * 10^{-10}$	$8.7 * 10^{-11} - 1.11 * 10^{-10}$
	Coefficient de perméabilité à 4bars (m/s)	$2.36 * 10^{-11}$	/	$5.46 * 10^{-10}$	$6.32 * 10^{-11}$	$2.3 * 10^{-11} - 1.68 * 10^{-10}$
Essai de cisaillementU.U	Angle de frottement non drainé(°)	10– 20°	15-20°	10 – 15°	12	19 – 40
	Cohésion non drainée (Kpa)	12	20-60	25–90	66	15 – 58
Essai Proctor normale	Densité sèche maximale (γ_d max: t/ m ³)	1.42	/	1.7	1.71	/
	Teneur en eau maximale (Wopt %)	29	/	12.2	18.7	/
	Degré de saturation Sr :%	87	/	56	87	/
	Densité humide (γ_h : T/m ³)	1.83	/	1.91	2.03	/

❖ Commentaire sur les résultats

Selon les résultats des essais géotechniques de laboratoire :

Les sols de couverture de la rive droite appartiennent selon la classification U.S.C.S aux groupes :

- Sables argileux
- Argile peu plastique

Les sols de couverture de la rive gauche sont classés aux groupes :

- argiles peu plastiques appartenant aux sols fins
- sables argileux appartenant aux sols grenus.

Ils sont moyennement compressibles et son d'une agressivité modérée envers béton.

-Les sols de couverture du lit d'oued appartiennent aux groupes:

- argiles peu plastiques et sables argileux

I.2.6. Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue

A- Sols de fondation de la digue :

Tableau I.04 : Caractéristiques géotechniques de la fondation

Caractéristique géotechnique	Unité	A	B	C	D
Densité sèche : γ_d	T/ m ³	1.65	1.62	1.42	1.71
Densité humide : γ_h	T/ m ³	1.86	1.92	1.83	2.03
Densité de saturation (γ_{sat})	T/ m ³	2.03	2.01	1.89	2.07
Angle de frottement : Φ_u	(°)	26	32	03	05
Cohésion non drainée: C_{cu}	KPa	04	0	80	80
Angle de frottement effectif : Φ'	(°)	26	32	13	13
Cohésion effective	KPa	04	0	17	17
Pression de consolidation : P_c	Bar	1.06	-	1.92	1.06
Coefficient de tassement : C_c	-	0.218	-	0.396	0.218
Coefficient de gonflement : C_g	-	0.056	-	0.091	0.056
Coefficient de perméabilité : K	m/s	$1 * 10^{-6}$	$1 * 10^{-5}$	$1 * 10^{-7}$	$1 * 10^{-10}$

A : Couche de couverture de la rive gauche (argiles et limons sableuses)

B : Couche de couverture du lit d'oued (sables et sables limoneux)

C : Couche de couverture de La rive droite (argile marneuse)

D : Substratum (Marne argileuse)

B- Remblai de la digue

Tableau I.05 : Caractéristiques géotechniques du remblai

Caractéristique géotechnique	unité	A	B
Densité de construction : γ_d	T/m ³	2.0	1.95
Teneur en eau de construction : ω_{opt}	(%)	14.2	12.7
Densité de saturation : γ_{sat}	T/m ³	2.11	2.03
Teneur en eau de saturation : ω_{sat}	(%)	20.6	17.23
Angle de frottement non drainé : Φ_U	(°)	17	13
Cohésion : C_u	KPa	30	70
Angle de frottement effectif : Φ'	(°)	26	22
Cohésion effective : C'	KPa	12	30
Pression de consolidation : P_c	bar	1.18	1.18
Coefficient de tassement : C_c	-	0.132	0.145
Coefficient de gonflement : C_g	-	0.018	0.029
Coefficient de perméabilité : K	m/s	$2.8 * 10^{-10}$	$9 * 10^{-11}$
Classification du sol selon USCS	-	CL	CL

A : Zone d'emprunt n° 1

B : Zone d'emprunt n° 2

Conclusion

Dans ce chapitre on a illustré toutes les caractéristiques de notre zone d'étude, et de façon générale on peut dire que le site proposé pour la réalisation de la retenue collinaire dans la commune d'EL HOUIDJBET favorable vu La nature du sol et son relief qui sont favorables au stockage de l'eau.

Les travaux de reconnaissances géologiques et géotechniques ont abouti aux résultats suivants :

- ❖ Concernant l'étanchéité du site et de la cuvette, la présence d'un substratum marneux, assurent cette étanchéité que des pertes par infiltration seront minimales lors de la mise à eau de la retenue. Au niveau du lit d'oued un écran d'étanchéité est nécessaire jusqu'à 6m (ancrage de la digue ou palplanches) afin d'éviter les pertes d'eau par infiltration à travers le corps de la digue. La rive gauche présente aussi une couche de couverture moyennement perméable (argiles sableuses et limons sableux).surmontant un substratum de très faible perméabilité La rive droite présente une couche de couverture peu perméable (argiles marneuse) qui couvrent le même substratum de la rive gauche.
- ❖ Les matériaux d'emprunt pour le remblai de la digue peuvent être extraits de zones :
 - Zone d'emprunt n°1 au niveau de la cuvette sur le versant gauche de la retenue qui consiste en limons sableux avec un volume de 30.000m³.
 - Zone d'emprunt n°2 : Située sur le versant gauche Oued El Ksob à 300m. à l'Est du site constitué par des argiles d'un volume de 50.000 m³.

CHAPITRE II

Etude Hydrologique

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'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 (Roche, 1963). 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.

Donc l'étude hydrologique révèle une importance considérable pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique. Elles permettent de connaître les potentialités et la capacité du bassin versant pour produire des écoulements, ainsi qu'évaluer, en première approximation, les paramètres pour le dimensionnement des différents objets des ouvrages annexes, leurs coûts, principalement leur capacité de stockage et les caractéristiques des ouvrages d'évacuation de crues (évacuateur de crues, etc.).

Alors, le présent chapitre a pour but de déterminer toutes les caractéristiques hydrologiques de l'oued EL KSOB en utilisant des données hydrométriques et hydrologiques a fin d'obtenir un bon dimensionnement de la retenue et ses ouvrages annexes.

Dans l'étude hydrologique des ouvrages, on devra considérer:

- La description du bassin versant.
- Une analyse de crues: l'estimation du temps de concentration, le débit maximal et le volume de la crue.
- La détermination de l'apport moyen interannuel et les apports fréquentiels.
- La régularisation des écoulements pour l'estimation des volumes de l'apport solide et la capacité de la retenue.

II.1. Etude du bassin versant**Définition**

Un bassin versant ou bassin hydrographique est une portion de territoire délimitée par des lignes de crête (ou lignes de partage des eaux) et irriguée par un même réseau hydrographique (une rivière, avec tous ses affluents et tous les cours d'eau qui alimentent ce territoire). 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 (**Laborde, 2009**). Les limites du bassin sont déterminées sur la carte topographique. On commence par l'exutoire, et on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

II.1.1. Délimitation du bassin versant

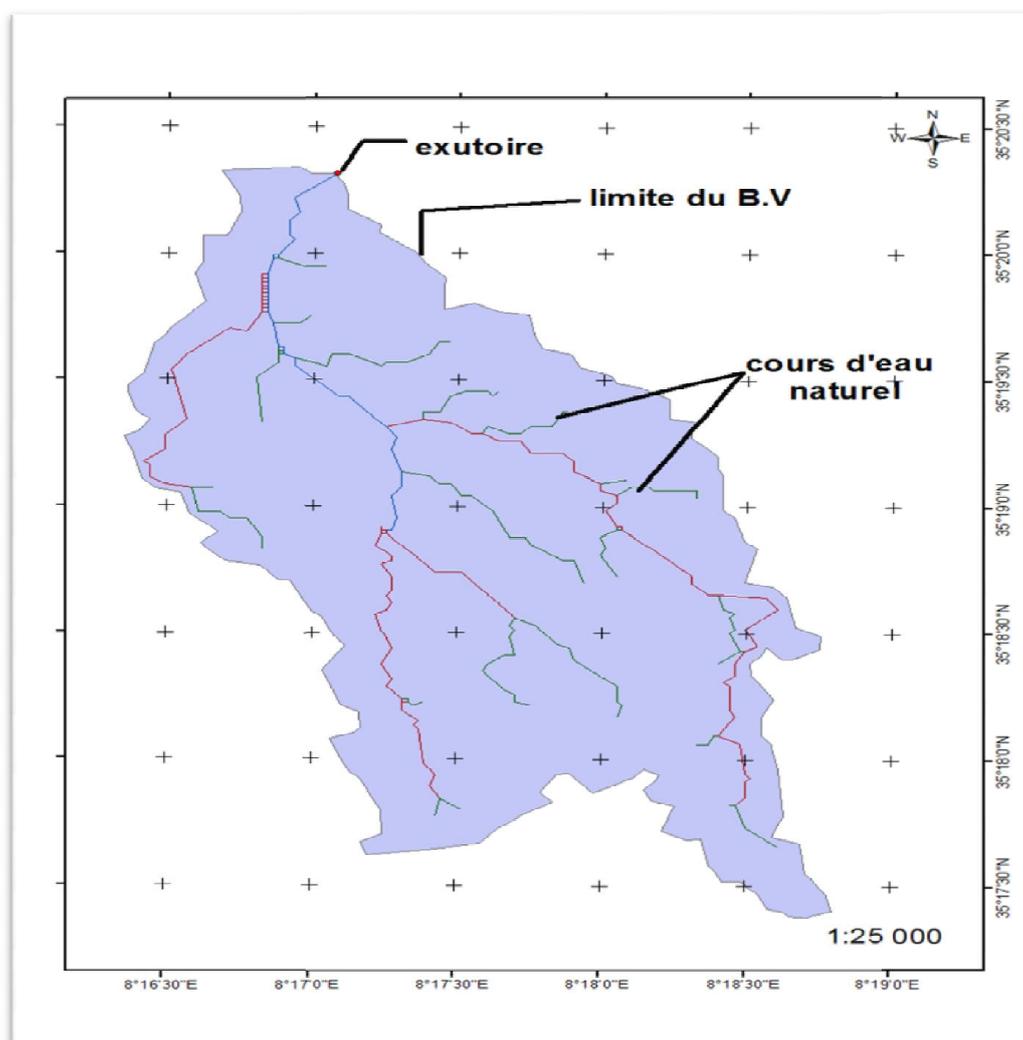


Figure II.01 : Délimitation du bassin versant

II.1.2. Caractéristiques du bassin versant

a. Caractéristiques physiographiques du bassin versant

- ✓ Superficie : la surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques. pour notre bassin versant la surface est la suivante :

$$S = 10.43 \text{ km}^2$$

- ✓ Périmètre : La limite extérieure du bassin correspond a la valeur suivante

$$P = 18.46 \text{ km}$$

b. Caractéristiques physiographiques

- ✓ Indice de compacité de Gravelius: Cet indice permet de caractériser la forme de bassin versant, Il est défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Où :

K_c : Indice de compacité de Gravelius ;

S : surface du bassin versant [km^2] ;

P : périmètre du bassin [km].

$K_c = 1.6$

Tableau II.01 : Classification de bassin selon l'indice de compacité de GRAVELUS

$K_c < 1.25$	Bassin compact
$1.25 < K_c < 1.5$	Bassin de forme moyenne
$K_c > 1.5$	Bassin plutôt allongé

Le bassin versant général est donc plutôt allongé, ce qui permet de se faire une idée sur le débit de pointe : l'hydrogramme de crue est de forme amortie.

- ✓ **Coefficient d'allongement :**

Il est donné par la formule suivante :

$$K_p = \frac{P^2}{S} \tag{II.2}$$

$K_p = 32.67$

- ✓ **Rectangle de Gravelius :**

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique (Roche, 1963).

Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles au petit côté du rectangle, Ses dimensions équivalentes (longueur L et largeur l) sont déterminées à l'aide de la formule suivante :

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

Où :

K_c : Indice de compacité de Gravelius ;

S : surface du bassin versant [km^2] ;

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau II.02 : Résultats de calcul de rectangle équivalent

Ordre surface	S1	S2	S3	S4	S5	S6
Surface(Km^2)	1.31	1.54	2.42	2.45	1.94	0.77
L(Km)	0.983	1.156	1.817	1.839	1.456	0.578
l(Km)	1.332	1.332	1.332	1.332	1.332	1.332

on obtient donc :

$L=7.829$ km et $l=1.332$ km $S=10.43km^2$

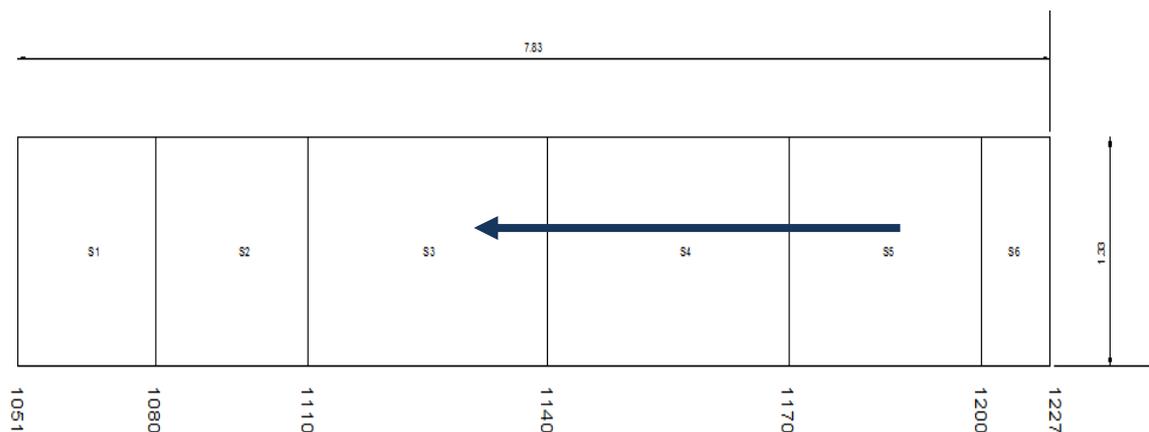


Figure II.02 : Rectangle équivalent du bassin versant.

II.1.3.Paramètres du relief

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

- La Courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne.
- La pente moyenne du bassin versant.
- La dénivelée spécifique.
- Le profil en long de l'oued.

II.1.3. 1. Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface du bassin qui se trouve au-dessus de l'altitude représentée en ordonnée.

Tableau II.03: Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.

Les attitudes (m)	Borne sup (m)	Les surfaces partielles (km ²)	Les surfaces (%)	Les surfaces cumulées (%)
1227-1200	1227	1.31	12,56	12,56
1200-1170	1200	1.54	14,72	27,28
1170-1140	1170	2.42	23,21	50,49
1140-1110	1140	2.45	23,50	73,99
1110-1080	1110	1.94	18,60	92,59
1080-1049	1080	0.77	7,41	100,00

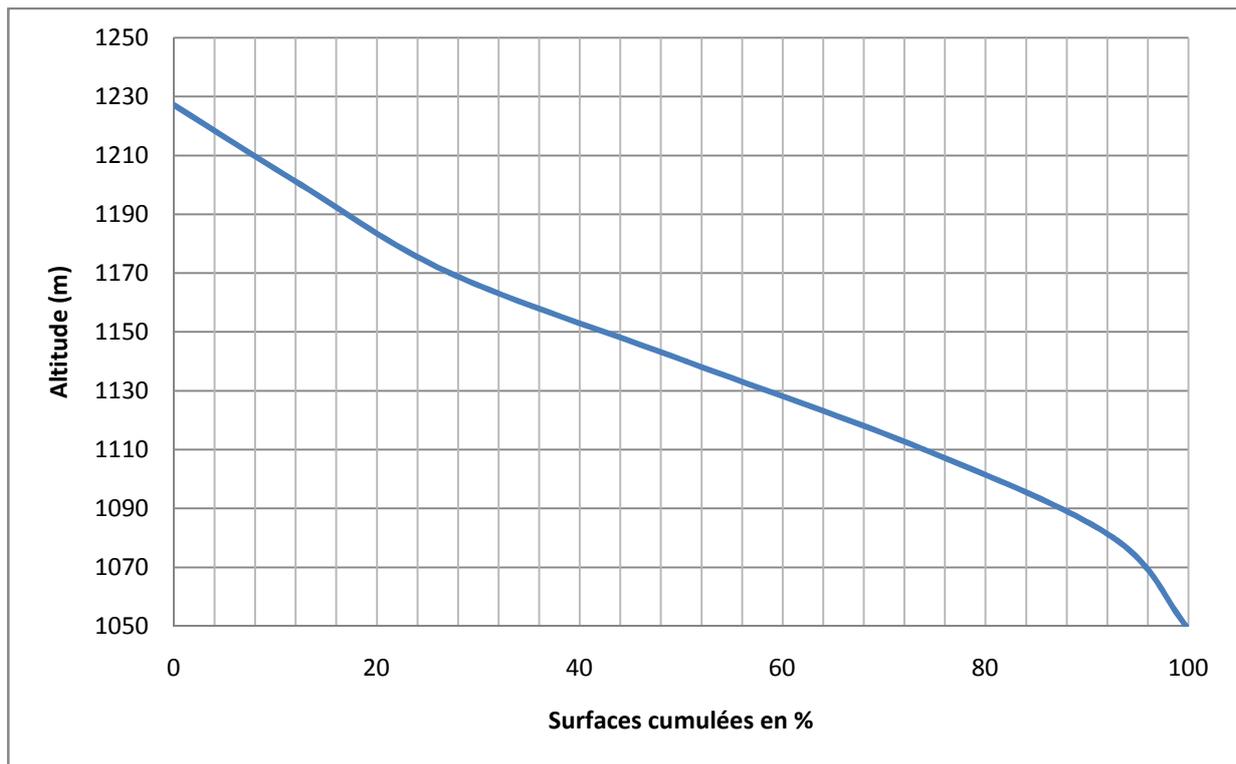


Figure II.03 : Courbe hypsométrique du bassin versant.

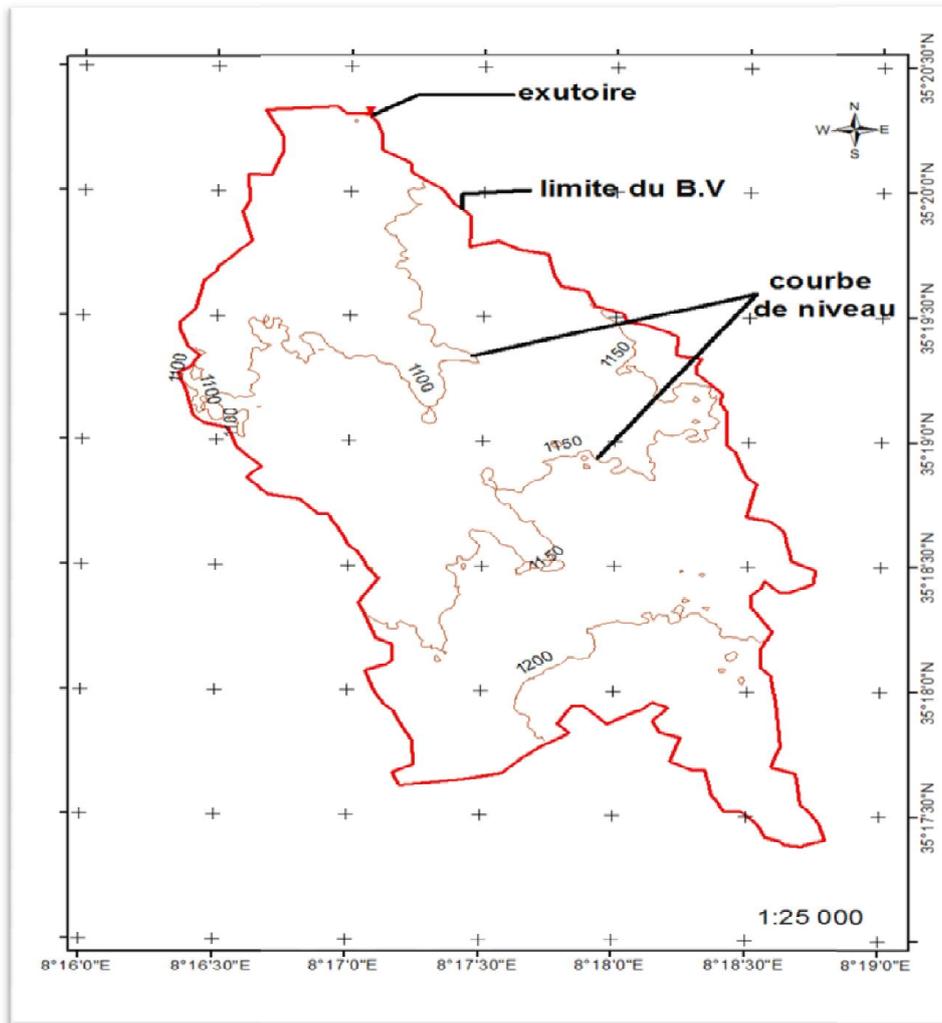


Figure II.4: Bassin versant de l'oud d'EL KSOB

II.1.3.2. L'altitude caractéristique du bassin versant

✓ L'altitude moyenne

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

Elle est Définie comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \tag{II.5}$$

Où :

H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

S : superficie totale du bassin versant [km²].

$$H_{moy} = 1134.49m$$

✓ **L'altitude médiane :**

L'altitude médiane correspond à l'altitude 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 Figure II.4on a :

$$H_{50\%} = 1140 \text{ m.}$$

Tableau III.4 : Détermination des altitudes.

Altitude	Valeur (m)
H _{moyenne}	1134.5
H _{médiane}	1140
H _{95%}	1070
H _{5%}	1215
H _{max}	1227
H _{min}	1051,92

III.1.3.3. les indices de pente

✓ **Indice de pente globale I_g**

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. Les altitudes correspondante sont lue de la courbe hypsométrique. Il est donné par la formule

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \tag{II.6}$$

Où :

D : Dénivelée entre H_{5%} et H_{95%} (m).

L : la longueur du rectangle équivalent .

$$I_g = 0.0185$$

Tableau II.5 : Classification de relief

R1	Relief très faible	I _g < 0.002
R2	Relief faible	0.002 < I _g < 0.005
R3	Relief assez faible	0.005 < I _g < 0.01
R4	Relief modéré	0.01 < I _g < 0.02
R5	Relief assez fort	0.02 < I _g < 0.05
R6	Relief fort	0.05 < I _g < 0.1
R7	Relief très fort	0.1 < I _g

(Manuel d'hydrologie (Mm TOUAIBIA))

Donc : le type de relief de notre bassin versant est relief modéré.

✓ **L'indice de pente de roche Ip**

Cet indice se calcule à partir du rectangle équivalent. Il est égal à la somme des racines carrées des pentes moyennes de chacun des éléments pondérés par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau Hi et Hi+1, soit :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \tag{II.7}$$

Où :

L : longueur de rectangle équivalent (m).

A_i: surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi-1.

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : résultats de calcul de rectangle équivalent

altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	Km ²	%	
1227-1200	27	1,31	12,56	18,42
1200-1170	30	1,54	14,72	21,01
1170-1140	30	2,42	23,21	26,39
1140-1110	30	2,45	23,49	26,55
1110-1080	30	1,94	18,59	23,62
1080-1049	31	0,77	7,41	15,16
somme		10.43	100,00	131 ,14

Ip=1,48

✓ **La pente moyenne:**

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \tag{II.8}$$

Avec :

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

L_n: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S: superficie du bassin versant (Km²)

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau (II.7).

Tableau II.7 : Evaluation de la pente moyenne.

N°	courbe	ΔH	Longueur (km)
1	1200	50	3.75
2	1150		10.14
3	1100		8.60
4	1050		0.05

$$I_{\text{moy}} = 0.98\% \text{ m/km}$$

II.1.4. Le réseau hydrographique et caractéristiques d'écoulement

On désigne par réseau hydrographique un ensemble hiérarchisé et structuré de chenaux qui assurent le drainage superficiel, permanent ou temporaire, des eaux vers l'exutoire du bassin versant.

Pour procéder au calcul des caractéristiques d'écoulement, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUMM, et selon cette classification, notre bassin versant est d'ordre 3.

II.1.4.1. La longueur du cours d'eau principal (L)

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il y a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant. Si les deux segments à l'embranchement sont de même ordre, on suit celui qui draine la plus grande surface, d'après le plan topographique la longueur du cours d'eau principale est :

$$L = 4 \text{ km}$$

II.1.4.2. Le profil en long du cours d'eau

Ce profil est tracé à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/25000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu'à l'exutoire.

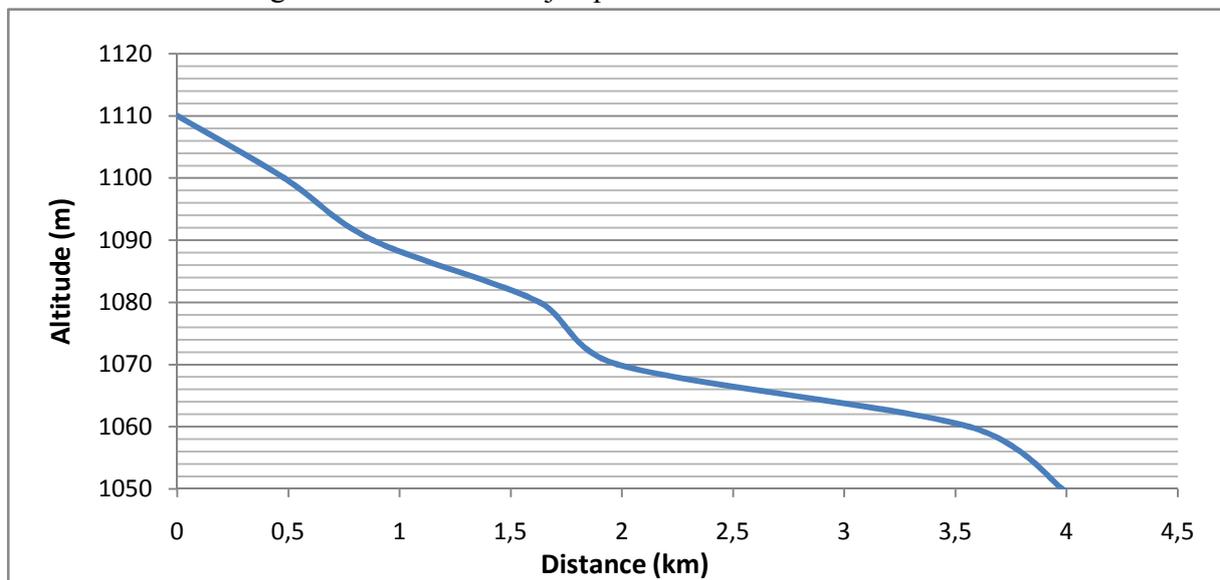


Figure II.5: profil en long du cours d'eau principal

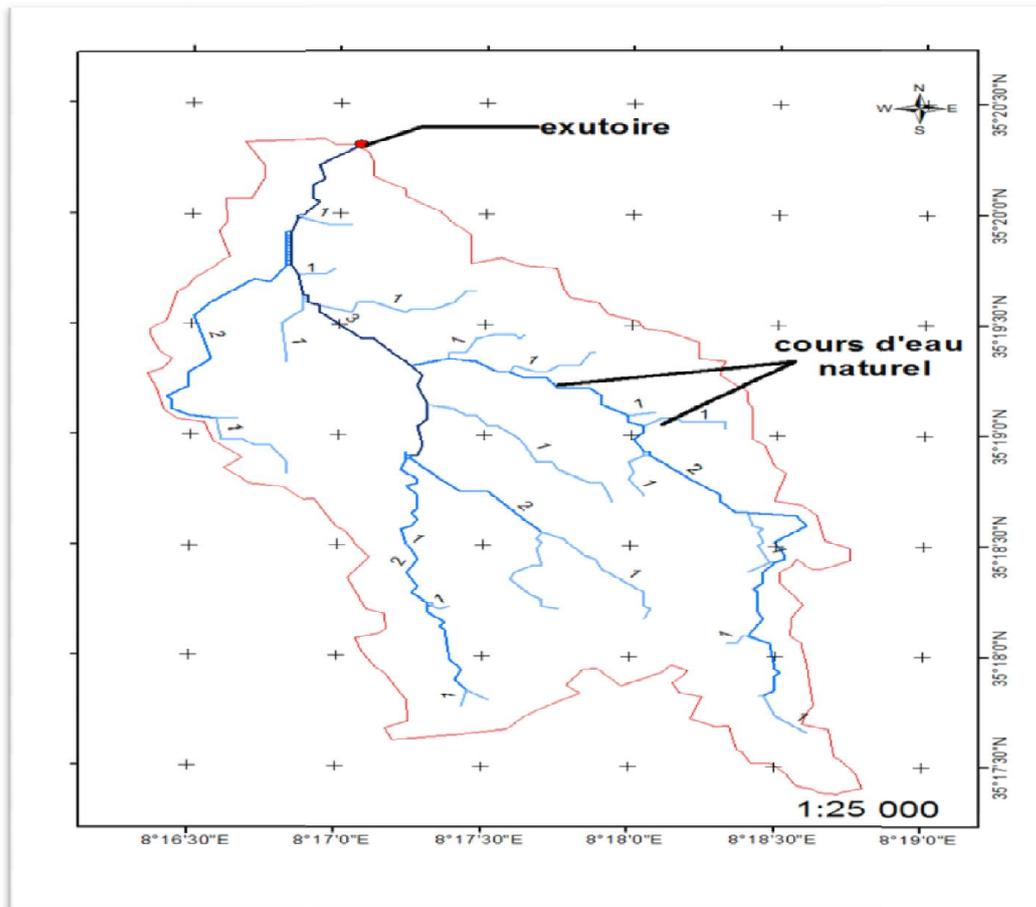


Figure II.06 : Bassin versant avec réseau hydrographique de l'Oued d'EL Ksob

II.1.4.3. La pente moyenne d'un cours d'eau

Le calcul de la pente moyenne de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$I_c = \frac{\Delta H_{\max}}{L} \quad (\text{II.9})$$

Où :

I : pente moyenne du cours d'eau [m/m] ;

ΔH_{\max} : dénivellation maximale de la rivière [m] ;

L : longueur du cours d'eau principal [km].

$$I_c = 0.015 \text{ m/m}$$

II.1.4.4. La densité de drainage

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs L_i du bassin versant, à la surface totale 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 .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} L_i}{S} \quad (\text{II.10})$$

Où :

D_d : densité de drainage [km/km^2] ;

L_i : la somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i [km] ;

S : surface du bassin versant [km^2].

$D_d = 2.37 \text{ Km} / \text{Km}^2$

II.1.4.5. Le temps de concentration T_c

Le temps de concentration des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier. Dans notre étude, étant donné la nature du bassin versant et sa superficie $S < 100 \text{ Km}^2$, on s'est basé sur les méthodes suivantes :

a- Méthode des vitesses de ruissellement

Le temps de concentration est exprimé par :

$$T_c = \frac{L}{V_c} \quad (\text{II.11})$$

Où : L : La longueur du cours d'eau principal exprimée en Km

V_c : La vitesse de concentration de la phase maximale de la crue, en km/h .

La vitesse de concentration, par Befani A.N., pour les petits bassins versants est exprimée

comme suit : $v_c = 0.75 S^{1/5} I^{1/3}$ (II.12)

Où:

V_c : Vitesse de concentration, en km/h . $V_c = 1.38 \text{ Km} / \text{h}$

S : La superficie du bassin versant, en km^2

I : La pente moyenne du talweg principal, en %.

$$T_c = 2.9 \text{ heures}$$

b- GIANDOTTI(1937)

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \quad (\text{II.15})$$

Où :

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km].

$$T_c = 2.56 \text{ heures}$$

c - La formule de KIPRICH

$$T_c = 0,6615 (L_{cp})^{0,77} I_g^{-0,385} \quad (\text{II.16})$$

Où:

L : longueur du talweg principale en [Km].

$$T_c = 0.68 \text{ heures}$$

d- La formule de VENTURA

Le temps de concentration est calculé comme suit :

$$T_c = 0,1272 \cdot \left(\frac{S}{I}\right)^{0,5} \quad (\text{II.17})$$

Où:

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

I : La pente moyenne du talweg principale.

$$T_c = 3.35 \text{ heures}$$

- Les différentes méthodes donnent des résultats proches et pour la sécurité de l'ouvrage, on prend un temps de concentration égale à.

$$T_c = 2.5 \text{ heures}$$

Les caractéristiques de notre bassin versant sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.08 : Les caractéristiques du bassin versant EL KSOB :

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	km ²	10.43
Périmètre		P	km	18.46
Longueur du cours principal		L _p	km	4
Pente du thalweg principal		I	m/m	0.015
Indice de compacité		K _C	-	1,6
Coefficient d'allongement		Ca	-	32,67
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	7,829
	largeur	l _r	Km	1,332
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1227
	moyenne	H _{moy}	m	1134.5
	médiane	H _{med}	m	1140
	minimale	H _{min}	m	1051,92
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	m/km	0,0098
Indice de pente globale		I _g	%	0,0185
Indice de pente de M Roche		I _p	%	1,48
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	2,37
Coefficient de torrentialité		Ct	-	2,29
Temps de concentration		T _c	H	2,5
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/H	1.38

II.2. Caractéristiques climatologiques de la région

L'étude climatologique est très importante pour la connaissance des caractéristiques du comportement hydrologique des cours d'eau. Les paramètres les plus intéressants dans l'identification du régime d'écoulement sont les précipitations (P) et la température (T).
Remarque : les données de la climatologie sont des données de HPE Constantine

II.2.1. Température

La température est un facteur très important, régissant le phénomène d'évapotranspiration et le déficit d'écoulement annuel et saisonnier. Les données concernant les températures relèvent de la station de Tébessa qui est la plus proche sur une période de 34 ans.

Tableau II.09 : Variation des températures moyennes maximales et minimales (1976-2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
Tmax°C	29,2	21,8	16	11,5	10,3	12,3	16,1	20,8	25,2	31	34,8	34,1
Tmin°C	16,1	11,3	6,7	3	1,9	2,7	4,7	7,3	11,4	15,9	18,8	18,4
Tmoy°C	22,65	16,55	11,35	7,25	6,10	7,50	10,40	14,05	18,30	23,45	26,80	26,25

(Source : HPE Constantine)

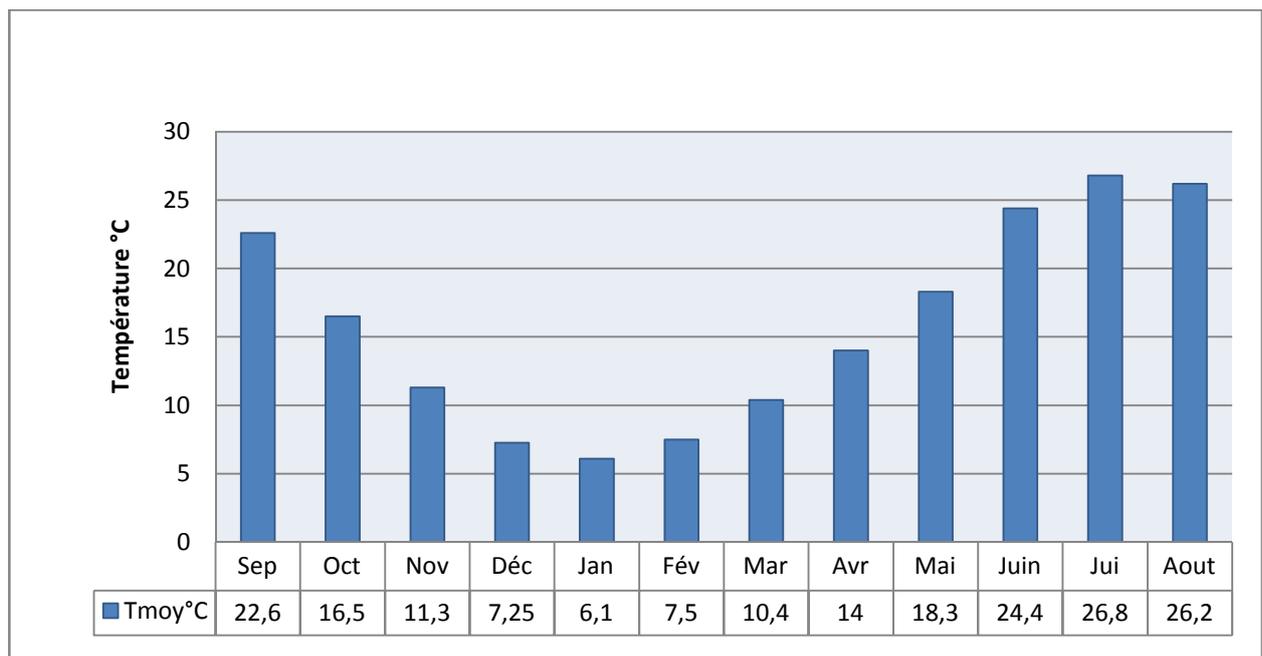


Figure II.07: Répartition mensuelles de températures moyennes maximales et minimales.

➤ **Commentaire :**

Le bassin versant d'OUED EL KSOB présente un climat semi aride dans l'ensemble, c'est-à-dire froid en hivers et chaud en été ; La température moyenne en hivers varie entre 7,25 °C et 6,10 °C avec un maximum de 34,8 °C et de minimum de 1,9 °C

II.2.2. Précipitations

Les postes pluviométriques de la zone d'étude ont été retenus en fonction de leur altitude et leur situation géographique.

Tableau II.10. Variation de précipitations moyennes mensuelles de la station d’EL KOUIF (1976-2010)

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
P(mm)	41.28	20.99	29.09	22.23	20.36	24.33	24.75	23.6	31.52	19.7	6.424	16.55
P (%)	14,7	7,5	10,4	7,9	7,3	8,7	8,8	8,4	11,2	7,0	2,3	5,9

(Source : HPE Constantine)

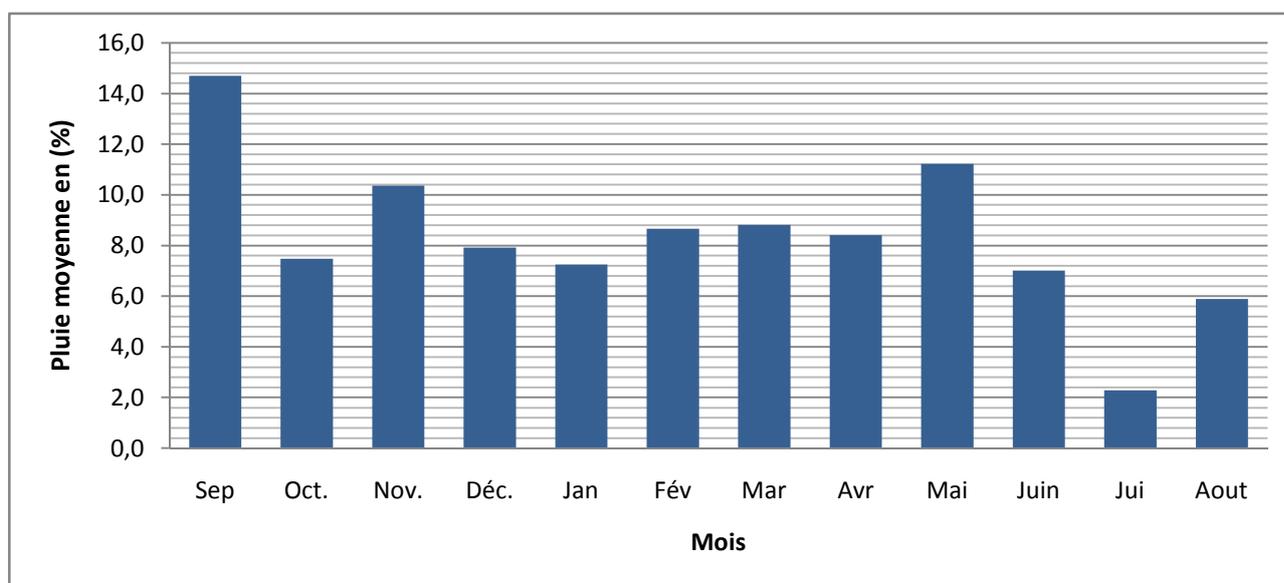


Figure II.08: Variation de précipitation moyenne mensuelle de la station d’EL KOUIF

➤ **Commentaire :**

- la moyenne interannuelle de pluie est égale à 280 mm.
- les mois les plus arrosés sont les mois de janvier février, mars, avril et mai, avec une valeur moyenne mensuelle maximum égale à 41,28 mm.
- le mois le plus sec est juillet avec une valeur minimale moyenne mensuelle égale à 6.424mm.

II.2.3. Evaporation

Les données relatives a l’évaporation concernant la station d’EL KOUIF disposant de relevés sur bac COLORADO. Pour l’évaluation de l’évaporation sur une surface d’eau relative a une retenue, on applique un coefficient de Turc, la valeur générale admise en ALGERIE pour ce coefficient est R=0,8.

Tableau II.11 : Evaporation sur le bac COLORADO

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
Ev max(mm)	312	200	113	99	93	196	295	216	269	455	492	382
Ev min(mm)	151	89	37	21	17	39	49	79	31	197	215	200

Sur la base de ces données, l’évaporation au niveau de la retenue serait de :

Tableau II.12 : l'évaporation au niveau de la retenue

Evaporation (mm)	Au bac	A la retenue
Max	3122	2498
Min	1225	980
Moy	1951	1561

Tableau II.13: Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
Ev moy(mm)	10,6	6,5	3,6	2,6	2,5	3,6	6,3	7,6	10,4	14,2	17,8	14,3

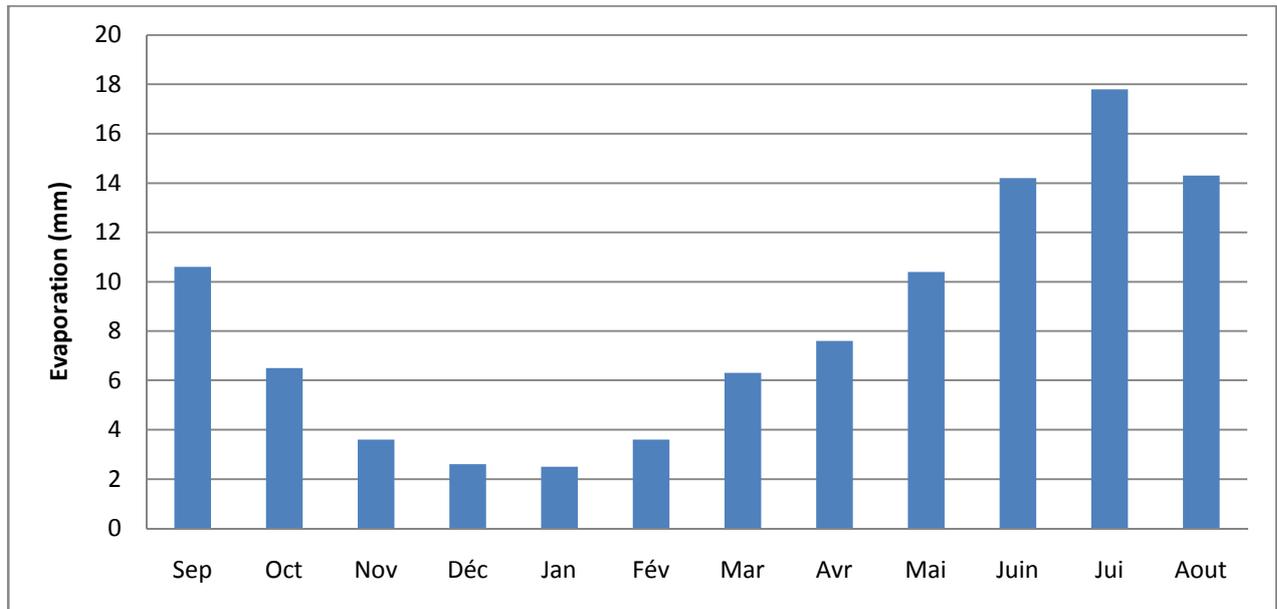


Figure II.9:Variation de l'évaporation moyenne mensuelle de la station d'EL KOUIF

➤ **Commentaire :**

Du tableau précédent, il ressort que :

- L'évaporation durant les 6 mois chaud de l'année (Avril, Mai, Juin, Juillet, Aout et septembre) atteint la valeur de 1169 mm soit 75% de l'évaporation moyenne annuelle
- Elle est relative aux trois mois de l'été atteint 723mm, soit près de la moitié de l'évaporation moyenne annuelle (46,3%)

II.2.4.Le vent

Les vents sont caractérisés par leur vitesse et leur intensité. Les vents prédominants sont de direction ouest-nord-ouest au mois de Novembre et la distribution du champ de direction du vent est saisonnière hiver-été. En hiver, les vents du NW sont souvent secs et froids ; en été les vents du sud sont fréquents et peuvent être chauds et secs, d'où l'augmentation de l'évaporation et une sécheresse fait augmenter le déficit d'écoulement.

II.2.5. Les crues

D’après les renseignements de certains habitants de la ville de Hammamet, les fortes crues sont fréquentes dans la zone d’étude. L’intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probable des crues d’un oued est évident, en raison de la nécessité de calculer certains ouvrages d’art. Leurs caractéristiques sont, en effet, essentiellement déterminées par le maximum probable de la crue à laquelle ces ouvrages devront faire face.

Tableau II.14: les pluies pour les périodes de retour étudiées

Période de retour(an)	2	5	10	20	50	100	1000
P .Annuelle (mm)	44,9	19,6	55,8	66,9	70,3	93,5	135,9

(Source :HPE Constantine)

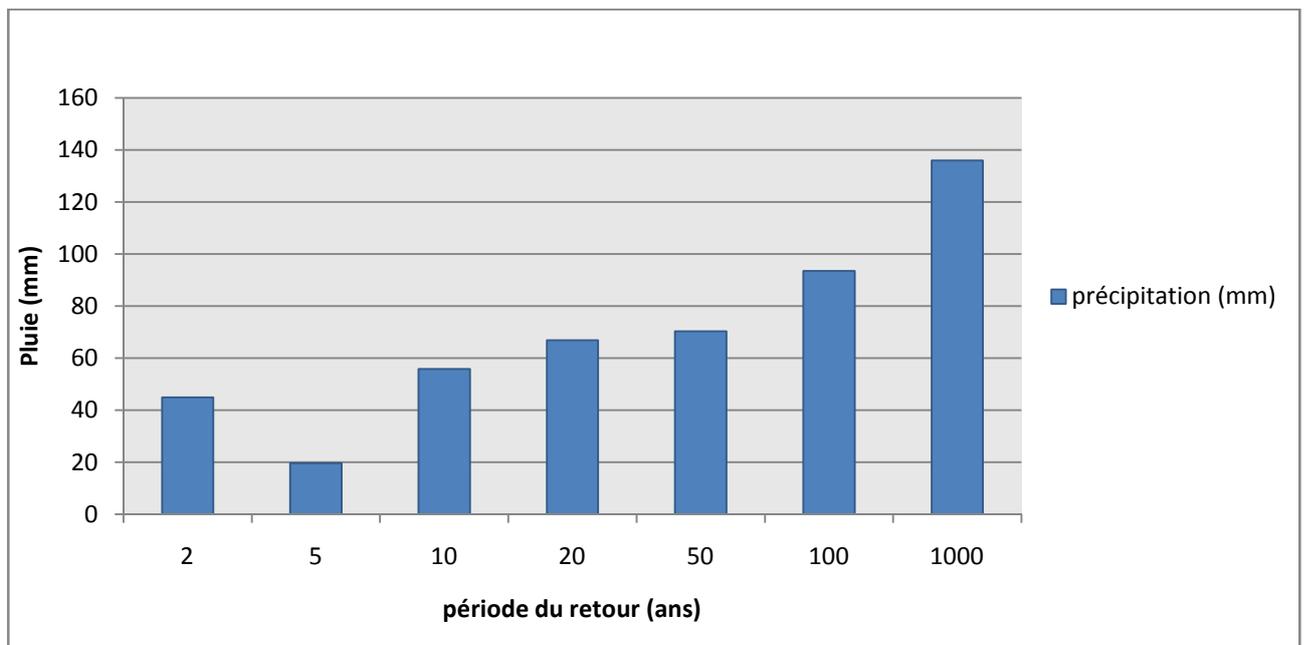


Figure II.10: Pluies pour les périodes de retour étudiées

II.3. Etude des précipitations

Les données pluviométriques sont la source principale et l’unique « entrée » des principaux systèmes hydrologiques continentaux que sont les bassins versants.

II.3.1 .Stations et données disponibles

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observations de l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH). Ces postes ont été retenus en fonction de leur altitude et leur situation géographique.

Tableau II.15 : Les principales caractéristique des stations d’enregistrement

Caractéristiques principales des stations pluviométriques					
Code de la station	Nom de la station	Coordonnées Lambert		Altitude (m,NGA)	Nbre d’année de fonctionnement
12 02 01	MESKIANA	949,70	271,00	860	90
12 03 01	TEBESSA	991,90	247,20	850	34
12 03 04	HAMMEMET	976,50	251,75	880	57
12 05 04	EL KOUIF	1009,7	256,15	1064	73
06 28 02	EL MALABIOD	998,15	225,35	1025	45

(Source : ANRH, Alger)

Etant donné l’altitude relativement basse des stations TEBESSA, MESKIANA et HAMMEMT par rapport à celle du bassin versant (Hmoy=1135m) elles ne sont pas assez représentatives ce qui n’est pas le cas pour la station d’EL KOUIF et la station d’EL MALABIOD.

Pour notre étude nous optons pour la station d’EL KOUIF. Qui est la plus proche et la plus élevée

C- Traitement statistiques des données

➤ **Homogénéisation des données**

Les erreurs dans les séries de mesures pluviométriques modifient le caractère aléatoire des phénomènes et les conditions de leur avènement. Si ces conditions changent cela veut dire que les données mesurées ne proviennent pas de la même population et que la série de mesures n’est pas homogène. Avant de pouvoir étudier statistiquement ces séries, il ya lieu donc, au préalable, de vérifier l’homogénéité. Plusieurs tests statistiques sont utilisés pour s’assurer de l’homogénéité d’une série statistique. Dans notre cas c’est le test de la Médiane qui est utilisé pour vérifier l’homogénéité.

Ce test permet de vérifier si une série des précipitations totales annuelles est homogène ou non en suivant les étapes :

- On détermine la médiane M après avoir classé la série par ordre croissant.
- Remplacer la série des valeurs non classée par une suite de signe
 - + Pour les valeurs $x_i > M$
 - Pour les valeurs $x_i < M$
- On calcule les quantités N_s et T_s
 - N_s : nombre total de séries de + ou -
 - T_s : taille de la plus grande série de +

Pour un seuil de signification comprise entre 91% et 95%, les conditions du test sont les suivantes :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N + 1}) \tag{II.21}$$

$$T_s < 3.3(\log_{10}N + 1) \text{ (II. 22)}$$

Tableau II.16: Calcul des paramètres du test de la médiane de la station EL KOUIF

Année	Pj max	Signe	Année	Pjmax	Signe
1972	30,3	+	1992	34,5	+
1973	13	-	1993	14,3	-
1974	31	+	1994	20,7	-
1975	24	-	1995	25,4	+
1976	66	+	1996	23	-
1977	32	+	1997	13,2	-
1978	28,7	+	1998	32,4	+
1979	34,5	+	1999	13,1	-
1980	94	+	2000	17,1	-
1981	25.8	+	2001	68,7	+
1982	66	+	2002	20,8	-
1983	32,6	+	2003	18	-
1984	17,2	-	2004	15,8	-
1985	31,5	+	2005	56,8	+
1986	24.7	+	2006	20	-
1987	23,5	-	2007	10,6	-
1988	20,2	-	2008	47	+
1989	23,6	-	2009	13,7	-
1990	55	+	2010	16,2	-
1991	36.5	+			

Tableau II.17 : résultats de test de la médiane

Ns	20
Ts	8
$\frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N + 1})$	13.8
$3.3(\log_{10}N + 1)$	8.55
Condition 1	20 > 13,8 (vérifiée)
Condition 2	8 < 8,55 (vérifiée)

✓ **Commentaire**

Les conditions de tests sont vérifiées, l'hypothèse H_0 dite « la série de données est homogène » est validée, ainsi on conclut que notre série de données est homogène.

II.4. Définition de l'analyse fréquentielle

L'analyse fréquentielle vise à définir les régimes à travers certaines valeurs caractéristiques et représentatives (valeurs centrales et valeurs extrêmes).

II.4.1 .Etude des pluies maximales journalières

L'étude des pluies maximales journalières consiste à faire un ajustement adéquat de la série par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et une période de retour. Généralement les principales étapes de l'ajustement sont les suivantes :

- ✓ Classer la série des pluies maximales journalières par ordre croissant (non dépassement).
- ✓ Calculer la fréquence expérimentale dans notre cas en utilisant la formule de Hazen.
- ✓ Calculer les caractéristiques empiriques de la série pour chaque loi pour l'ajustement
- ✓ ajuster graphiquement.
- ✓ Déterminer les quantiles pour chaque loi et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau ci-après.

Tableau II.18 : Les caractéristiques empiriques de la série

Caractéristiques	Valeur
Maximum	94
minimum	10
moyenne	29.9
Ecart-type	18.3
médiane	24
Coefficient de variation	0.612
coefficient d'asymétrie	1.73

II.4.2.1 .Ajustement des pluies maximales journalières

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), et GEV à l'aide de logiciel Hyfran, Ainsi que les tests d'adéquation.

Ajustement à la loi Lognormale (loi de GALTON)

Elle résulte de la loi normale mais rendus dissymétrique par le changement de variables, sa fonction de répartition pour des fréquences au non dépassement est la suivante :

$$F(X) = \int_{-\infty}^u \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\mu^2}{2}} d\mu \tag{II.27}$$

La fonction de densité :

$$f(x) = \frac{1}{b(x-c)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2b^2}(\ln(x-c)-a)^2} \tag{II.28}$$

Où:

a : Paramètre de position = μ_y ;

b : paramètre de forme = $\sigma_y \quad y = \ln(x-c)$;

c : borne inferieur de la distribution on prend $c = 0$.

L'équation de la droite d'ajustement reportée sur le papier Gosso -logarithmique est donnée par : $X = \exp(a + b \mu)$ (II.29)

Où : μ : Variable normale centrée réduite de la table

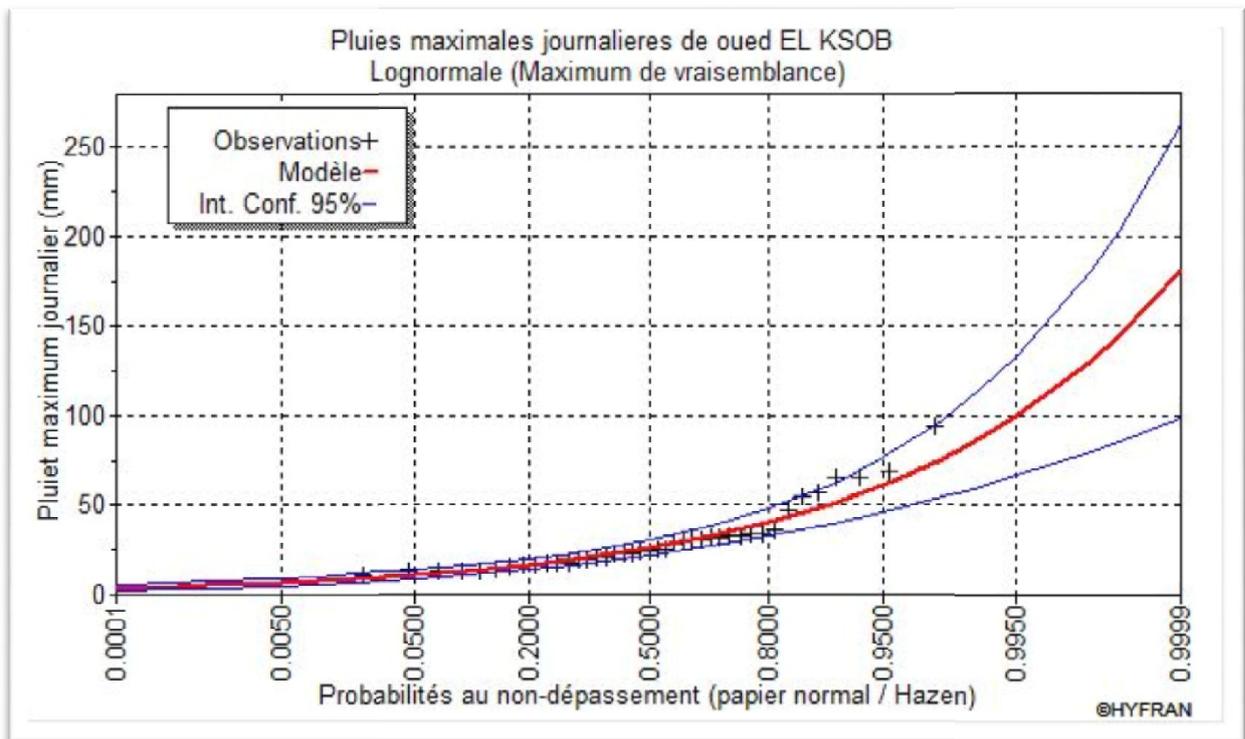


Figure II.11 : Graphique d'ajustement a la loi de Galton (log normale)

Tableau II.19 : les résultats d'ajustement à la loi de Galton

T(ans)	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
1000	0,9990	130	25,7	80,1	181
100	0,9900	87,7	13,8	60,6	115

50	0,98	76.2	11	54,6	97,7
20	0,95	61.6	7,72	46,5	76,7
10	0,90	51	5,61	40	62
5	0,8	40.6	3,84	33	48 ,1

Tableau II.20 .Comparaison entre les résultats de la loi de Galton et de l'échantillon

Caractéristiques	Echantillon	Galton
Maximum	94	0
minimum	10,6	Aucun
moyenne	30,2	30
Ecart-type	18,2	16,7
médiane	24,7	26,2
Coefficient de variation	0.556	0,601
coefficient d'asymétrie	1,72	1,84

A- Ajustement à la loi doublement exponentielle (loi de Gumbel)

La fonction de répartition de la loi Gumbel pour des fréquences au dépassement est la suivante:

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}} \tag{II.30}$$

La fonction de densité :

$$f(X) = \frac{1}{b} e^{-\frac{x-a}{b}} \cdot e^{-\frac{x-a}{b}} \tag{II.31}$$

Où : b : paramètre d'échelle (gradex) ;

a : le paramètre de position.

L'équation de la droite de Gumbel représentée sur papier Gumbel est donnée par :

$$X = \frac{1}{b} \mu_g + a \tag{II.32}$$

Où : variable réduite de Gumbel : $\mu_g = -[\ln (-\ln (F(x)))]$; (II.33)

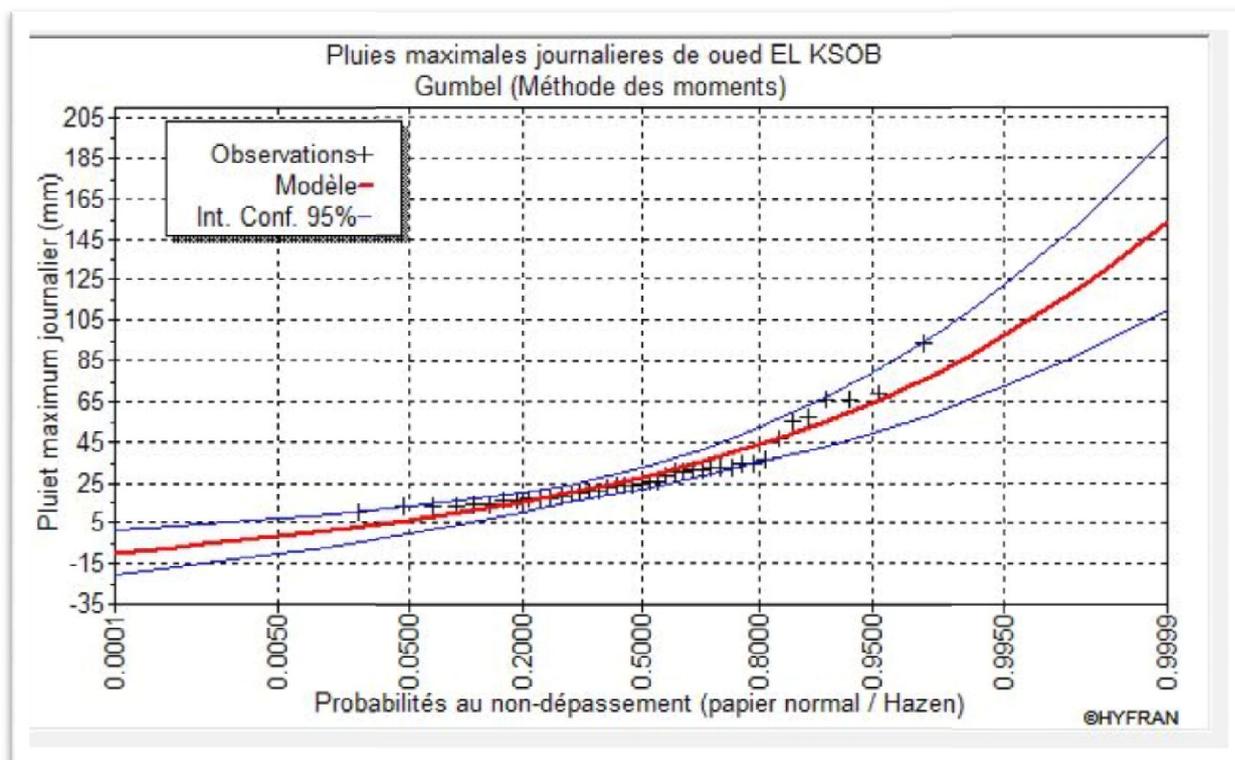


Figure II.12: Ajustement à la loi de Gumbel.

Tableau II.21 .les résultats d’ajustement à la loi de GUMBEL

T(ans)	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
1000	0,9990	120	16,5	87,9	152
100	0,9900	87,4	11,2	65,5	109
50	0,98	77,5	9,59	58,7	96,3
20	0,95	64,2	7,51	49,5	79
10	0,90	54	5,95	42,3	65,7
5	0,8	43,3	4,4	34,7	52

Tableau II.22. Comparaison entre les résultats de la loi de Gumbel et de l’échantillon

Caractéristiques	Echantillon	Gumbel
Maximum	94	Aucun
minimum	10,6	Aucun
moyenne	30,2	30,2
Ecart-type	18,2	18,2
médiane	24,7	27,2
Coefficient de variation	0.556	0,604
coefficient d’asymétrie	1,72	1,14

B-Ajustement à la loi des extrêmes généralisés (loi GEV)

C'est une généralisation de la loi de Gumbel, sa fonction de répartition pour des fréquences au dépassement est la suivante:

$$F(X) = e^{-\left(1-c\frac{x-a}{b}\right)^{\frac{1}{c}}} \quad (II.33)$$

$$f(x) = \frac{1}{b - c(x - a)} e^{-\frac{1}{c} \ln\left(1-c\frac{x-a}{b}\right)} e^{-\left[1-\left(1-c\frac{x-a}{b}\right)^{\frac{1}{c}}\right]} \quad (II.34)$$

Où :

- a : Paramètre de position;
- b : paramètre de dispersion;
- c : paramètre de forme pour c = 0, on obtient une loi de Gumbel.

L'équation de la droite est donnée par :

$$X = \frac{b}{c} \left[1 - (-\ln F(x))^c \right] + a \quad (II.35)$$

Où : variable réduite de GEV : $\mu_{gv} = -\frac{1}{c} \left[\ln \left(1 - c \frac{x-a}{b} \right) \right]$;

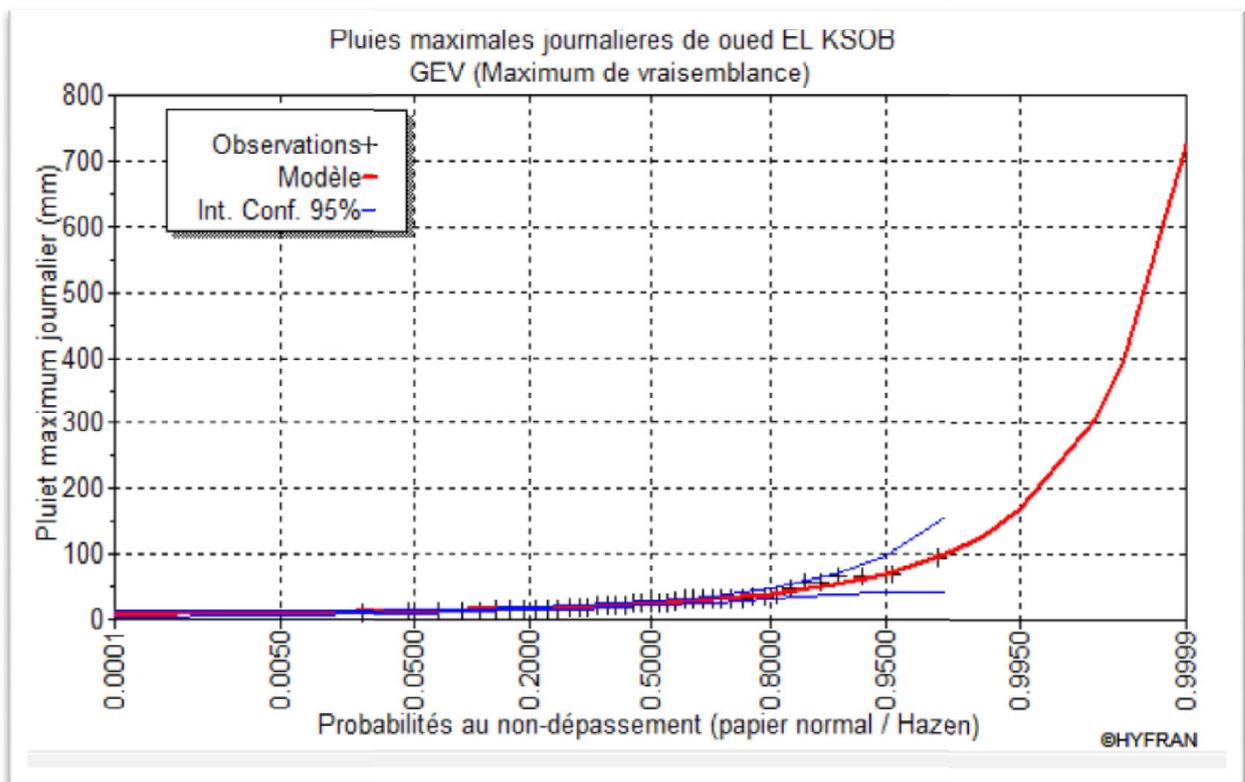


Figure II.13 : Ajustement à la loi de GEV

Tableau II.23 : les résultats d’ajustement à la loi de GEV

T(ans)	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
1000	0,9990	308	200	/	/
100	0,9900	130	48,7	/	/
50	0,98	99,4	30	40,5	158
20	0,95	69,4	14,9	40,3	98,6
10	0,90	52,4	8,29	36,2	68,7
5	0,8	38,9	4,47	30,1	47,6

Tableau II.24: Comparaison entre les résultats de la loi de GEV et de l’échantillon

Caractéristiques	Echantillon	GEV
Maximum	94	Aucun
minimum	10,6	Aucun
moyenne	30,2	31,1
Ecart-type	18,2	29,1
médiane	24,7	24,4
Coefficient de variation	0.556	0,935
coefficient d’asymétrie	1,72	0,911

II.4.2.2. Test d’adéquation pour les trois lois

A partir de la série pluviométrique qui constitue un échantillon statistique, on a choisi les formulations mathématiques des lois de probabilités et on a calculé les paramètres numériques de chaque loi ainsi les quantiles. On peut alors demander quelle est la probabilité Pour que la loi retenue représente effectivement la population mère dont l’échantillon est a priori représentatif. Pour répondre à cette question on fait appel aux tests d’adéquation, qui nous permet de conclure au rejet, ou l’acceptation de l’hypothèse H0 suivante :

Dans notre choix de test d’adéquation, on a opté pour le test de χ^2 qui très important à cause de sa généralité qui lui veut de pouvoir être appliqué à n’importe quelle distribution théorique discrète ou continue. Le tableau suivant donne les paramètres de test χ^2

Tableau II.25 : paramètre de test de χ^2

La loi choisie	Degré de liberté γ	χ^2 calculé	χ^2 théorique
Log normale	5	7.20	7,289
Gumbel	5	7.98	7.289
GEV	4	8,37	7.779

On remarque que la loi Galton vérifie la condition $\chi^2_{cal} < \chi^2_{théorique}$

Et d’après les Figures, la loi de Gumbel ne s’ajuste pas, car l’origine de la droite théorique coupe l’axe des ordonnées sur une valeur négative, et par définition une pluie (grandeur physique ne peut être négative). Visuellement la série s’ajuste mieux à la loi de log normale et elle a moins de paramètres donc on a choisi la loi log normale

II.5 .La pluie de courtes durées

Cette méthode est équivalente analytique des courbes I.D.F. La détermination des principaux paramètres pluviographiques (pluie moyenne annuelle, pluie moyenne journalière maximale annuelle, exposant climatique et coefficient de variation) par station possédant de longues séries d'observations. Cette étude a été complétée par une généralisation spatiale de ces caractéristiques pluviométriques en tenant compte des coordonnées géographiques.

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

$$P_{\max,t,p\%} = P_{\max,j,p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.36})$$

$P_{\max,t,p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max,j,p\%}$ [mm].

$P_{\max,j,p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée [mm].

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique (**d'après la station d'EL KSOB b = 0,30**).

I_0 : Intensité moyenne maximale s'exprime : $I_0 = \frac{P_{\max,t}}{t} \text{ (mm/h)}$

Les résultats de calcul de $P_{\max,t,p\%}$ et I_0 sont donnés dans le Tableau

Periode	1000		200		100		50		20		10		5	
pmax,p%	130		99,9		87,7		76,2		61,6		51		40,6	
	P	P	I	P	I	P	P	I	P	I	P	P	P	I
1	50,105	50,105	38,504	38,504	33,802	33,802	29,369	29,369	23,742	23,742	19,657	19,657	15,648	15,648
2	61,686	30,843	47,404	23,702	41,615	20,807	36,158	18,079	29,230	14,615	24,200	12,100	19,265	9,633
2,5	65,96	26,383	50,686	20,274	44,496	17,798	38,661	15,464	31,254	12,501	25,876	10,350	65,96	26,383
3	69,665	23,222	53,535	17,845	46,997	15,666	40,835	13,612	33,011	11,004	27,330	9,110	21,757	7,252
4	75,945	18,986	58,361	14,590	51,234	12,808	44,515	11,129	35,986	8,997	29,794	7,448	23,718	5,930
5	81,203	16,241	62,401	12,480	54,781	10,956	47,597	9,519	38,478	7,696	31,856	6,371	25,360	5,072
6	85,768	14,295	65,909	10,985	57,860	9,643	50,273	8,379	40,641	6,773	33,647	5,608	26,786	4,464
7	89,828	12,833	69,029	9,861	60,599	8,657	52,653	7,522	42,564	6,081	35,240	5,034	28,054	4,008
8	93,499	11,687	71,850	8,981	63,076	7,884	54,805	6,851	44,304	5,538	36,680	4,585	29,200	3,650
9	96,862	10,762	74,435	8,271	65,344	7,260	56,776	6,308	45,898	5,100	38,000	4,222	30,251	3,361
10	99,972	9,997	76,825	7,682	67,443	6,744	58,599	5,860	47,372	4,737	39,220	3,922	31,222	3,122
11	102,87	9,352	79,053	7,187	69,399	6,309	60,299	5,482	48,746	4,431	40,358	3,669	32,128	2,921
12	105,59	8,799	81,144	6,762	71,235	5,936	61,894	5,158	50,035	4,170	41,425	3,452	32,977	2,748
13	108,16	8,320	83,116	6,394	72,966	5,613	63,398	4,877	51,251	3,942	42,432	3,264	33,779	2,598
14	110,59	7,899	84,985	6,070	74,606	5,329	64,823	4,630	52,403	3,743	43,386	3,099	34,538	2,467
15	112,90	7,527	86,762	5,784	76,166	5,078	66,179	4,412	53,499	3,567	44,293	2,953	35,261	2,351
16	115,11	7,194	88,458	5,529	77,655	4,853	67,473	4,217	54,545	3,409	45,159	2,822	35,950	2,247
17	117,22	6,895	90,082	5,299	79,081	4,652	68,711	4,042	55,546	3,267	45,988	2,705	36,610	2,154
18	119,25	6,625	91,640	5,091	80,449	4,469	69,899	3,883	56,507	3,139	46,783	2,599	37,243	2,069
19	121,20	6,379	93,138	4,902	81,764	4,303	71,042	3,739	57,431	3,023	47,548	2,503	37,852	1,992
20	123,08	6,154	94,583	4,729	83,032	4,152	72,144	3,607	58,321	2,916	48,285	2,414	38,439	1,922
21	124,90	5,947	95,977	4,570	84,256	4,012	73,208	3,486	59,181	2,818	48,997	2,333	39,006	1,857
22	126,65	5,757	97,326	4,424	85,440	3,884	74,237	3,374	60,013	2,728	49,686	2,258	39,554	1,798
23	128,35	5,580	98,633	4,288	86,587	3,765	75,233	3,271	60,818	2,644	50,353	2,189	40,085	1,743
24	130,00	5,417	99,900	4,163	87,700	3,654	76,200	3,175	61,600	2,567	51,000	2,125	40,600	1,692

Tableau (II.26) :Les pluies de courte durée et l'intensité de différentes fréquences

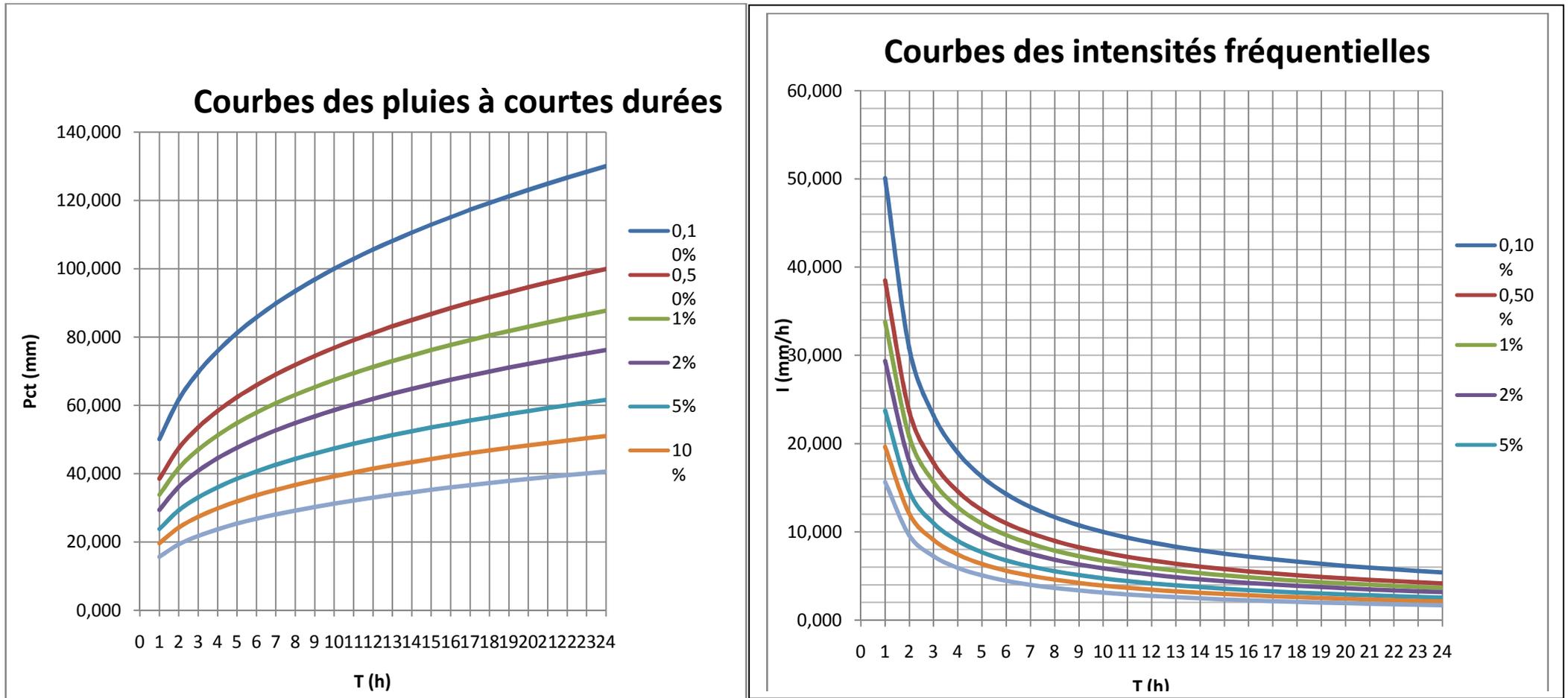


Figure II 14: les précipitations et les intensités des pluies de courtes durées pour différentes périodes de retour.

II.6.Évaluation des apports liquides

Dans la pratique, on se heurte souvent lors des dimensionnements des ouvrages à un manque de données qui sont essentielles pour les estimations des grandeurs hydrologiques. Plusieurs formules empiriques et méthodes analogiques sont utilisées et qu'on développera dans cette partie.

II.6.1. Apport moyen annuel (A₀)

La détermination se fera par les formules empiriques suivantes :

A) Formule de SAMIE

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \tag{II.37}$$

Où : P_{moy} : Pluie moyenne en [mm] ;
 S : Surface du bassin versant en [km²] ;
 L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

D'où **A₀ = 0,31 Mm³**

B) Formule de DERI II:

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d \cdot S^{0,842} \tag{III.38}$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].
 S : Superficie du bassin versant [Km²].
 D_d : Densité de drainage [km/km²].

D'où : **A₀ = 0,41 Mm³**

C) Formule de l'ANRH:

$$A_0 = 0.513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot \sqrt[3]{D_d} \cdot S^{0,842} \tag{II.38}$$

D'où: P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].
 S : Superficie du bassin versant [Km²].
 D_d : Densité de drainage [km/km²]

A₀ = 0,22Mm³

Cependant, ces formules ne permettent qu'une estimation globale et moyenne de l'écoulement. Etant donné que nous disposons d'un échantillon de données pluviométriques important de 39 ans d'observations, il est judicieux d'estimer les apports mensuels interannuels en se basant sur la relation Pluie-écoulement :

D) Méthode basée sur la relation Pluie-écoulement

Pour l'estimation de l'écoulement, on recommande l'emploi du modèle rationnel, dont la formulation est la suivante:

$$A_0 = C_e \cdot P_0 \cdot S \tag{II.39}$$

Où: A_0 : Apport moyen inter-annuel, en m^3

P_0 : Pluie moyenne inter-annuelle, en m ; elle est déterminée à partir d'une carte pluviométrique ou par des séries d'observations représentatives.

S : Surface du bassin versant, en km^2

C_e : Coefficient d'écoulement.

Dans les calculs, on devra prendre en considération les relations complémentaires suivantes de l'apport moyen:

$$Q_o = \frac{A_o (Hm^3)}{31.54} 10^3 (l/s) \tag{III.42} \quad M_o = \frac{h}{31.54} (l/s.km^2) \tag{III.44}$$

$$h = \frac{A_o}{S} 10^3 (mm) \tag{III.43} \quad C_e = \frac{h}{P_o} \tag{III.45}$$

Pour l'estimation de C_e , on recommande d'utiliser les relations $C_e = f(P_0)$, représentatives de petits bassins versants de l'Algérie de surfaces variantes entre 20 et 200 km^2 et qui répondent à des courbes enveloppes (PNUD, **Projet RAB/80/01, 1987**).

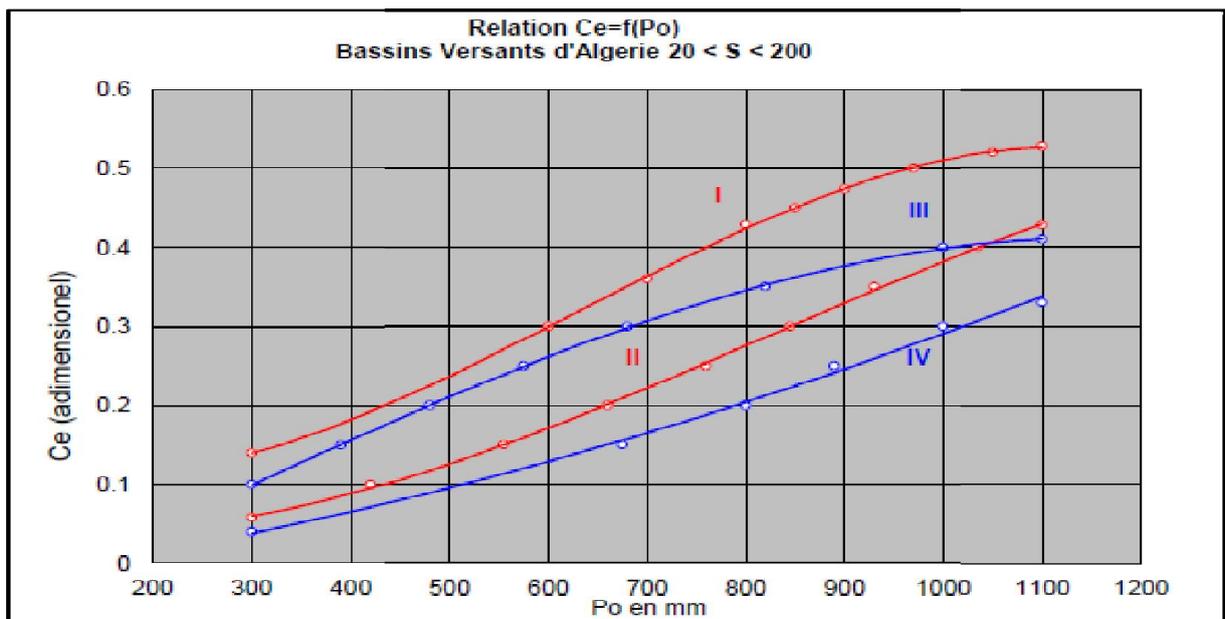


Figure II.15 : Relation- $C_e=f(P_0)$ -Bassins Versants d'Algérie $20 < S < 200 km^2$

L'utilisation de ces courbes est donnée par le tableau suivant :

Tableau II.27:Description des courbes pluie-écoulement

Courbe	Domaine d'application
Courbe I	Cours d'eau permanents et conditions favorables à l'écoulement superficiel (sols imperméables, nus, sans végétation).
Courbe II	Cours d'eau permanents, mais avec des conditions de favorables à l'écoulement (sols perméables, forêts, etc.)
Courbe III	Pour des cours d'eau temporaires, dans des conditions semblables aux courbes I et II, respectivement
Courbe IV	

(Source : PNUD, Projet RAB/80/01, 1987).

Dans notre cas, étant donné que la pluie interannuelle est de 300 mm, le bassin se trouve dans temporaire dans des conditions favorables à l'écoulement III, on prend un coefficient de 0.1 Dans ce cas les apports mensuels interannuels sont estimés comme suit :

Tableau II.28.Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mrs	Avr	Mai	Jun	Jul	Aut	Annuelle
A %	6,45	5,17	8,32	7,89	8,77	14,4	12,5	11,9	9,24	6,31	4,26	4,63	100.0
Ap(Hm3)	0,026	0,021	0,033	0,032	0,035	0,058	0,050	0,048	0,037	0,025	0,017	0,019	0,400

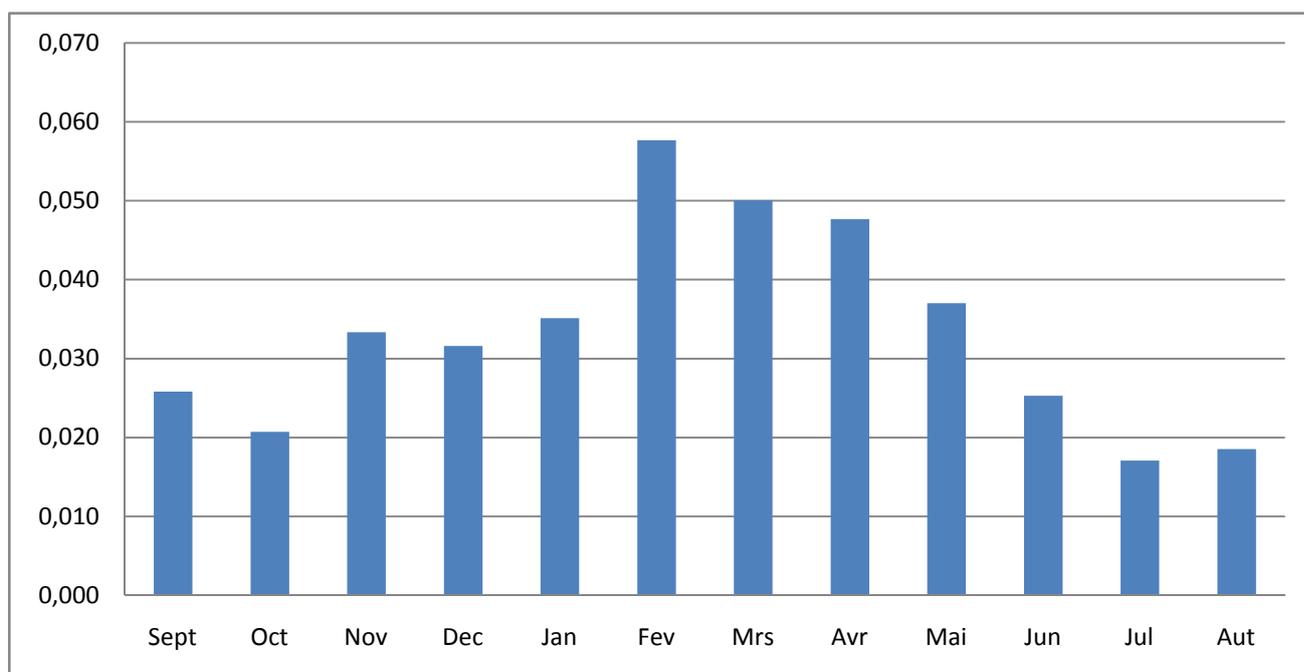


Figure II.16 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

II.6.2. Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement (M_e)

Il est donné par : $M_e = \frac{A_0}{T}$ (III.46)

D'où :

A_0 : Apport moyen annuel. $A_0=0.4 \text{ Mm}^3$

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536.10^6$ secondes".

$$M_e=12,68 \text{ l/s}$$

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0) :

Il est donné par : $M_0 = \frac{M_e}{S}$ (II.47)

D'où : M_0 : Module de l'écoulement ([l/s]).

S : Superficie du bassin [Km^2].

$$M_0=1.,221\text{l/s/Km}$$

c) Lame d'eau écoulée :

On a : $L_e = \frac{A_0}{S}$ (II.48)

D'où :

A_0 : Apport moyen annuel [l].

S : Superficie du bassin [Km^2].

$$L_e=38,35 \text{ mm}$$

d) Coefficient d'écoulement :

Il est donné par : $C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}}$ (II.49)

D'où :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ; $P_{\text{moy}}=320\text{mm}$

L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

$$C_e=0,12$$

e) Coefficient de variation :

Le coefficient de variation C_v caractérise la variation des valeurs annuelles des débits spécifiques maxima relativement (par rapport) à leur moyenne.

Plus est grand le coefficient de variation C_v plus on exige une série plus longue pour déterminer la moyenne avec une précision donnée.

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:

On a : $C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1)$ (III.50)

Avec : $a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$ (III.51)

D'où : S : Superficie du bassin [Km²].

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

Cv=0,69

B- Formule de L'ANTONOV:

On a : $C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}}$ (II.52)

CV=0,36

C- Formule de KRISTLY MENKEL:

On a : $C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})}$ (III.53)

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

S : Superficie du bassin en [km²].

Cv=0,69

Tableau.III.29 : Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.

Formule	SOKOLOVSKY	L'ANTONOV	KRISTLY MENKEL	La moyenne
C _v	0,69	0,36	0,68	0,58

D'après les résultats trouvés on peut prendre comme valeur de Coefficient de variation celle trouvée par la formule de KRISTLY MENKEL car c'est celle qui est la plus proche de la moyenne donc :

CV=0,69

II.6.3. Estimation fréquentielle des apports

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

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

vvv(III.54)

A% : Apport de fréquence donnée.

u : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel [Mm^3].

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul pour les différentes fréquences sont donnés dans le Tableau suivant :

Tableau II.30. Les apports de différentes fréquences

Période de retour	4/5	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gauss	-0.85	1.282	0.98	2,0571	2,328	3,1
Apport (Mm^3)	0,22	0,73	0.60	1,18	1,39	2,24

Donc, et a partir de calcul déjà fait, la valeur tirée de l'apport fréquentiel ($A_{80\%}$) est de :

$$A_{80\%} = 0,22Mm^3$$

II.6.3.1 .Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle des précipitations on a donc :

Tableau II.31: Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mrs	Avr	Mai	Jun	Juil.	Aut	Annuelle
Pluie%	6,453	5,168	8,317	7,892	8,772	14,41	12,49	11,92	9,24	6,312	4,258	4,632	100.0
Apport(Mm^3)	0,014	0,011	0,018	0,017	0,014	0,032	0,027	0,026	0,020	0.014	0,009	0,010	0,220

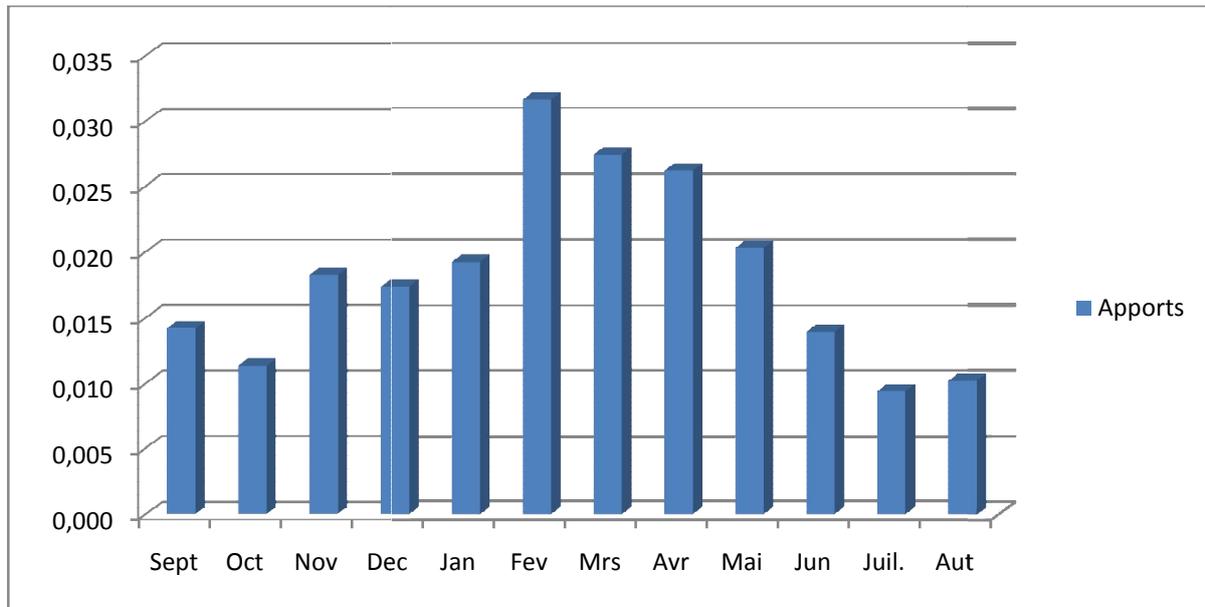


Figure II.17. Répartition des Apports mensuels de fréquence 80%.

II.7. Étude de l’envasement de la retenue

L’étude de l’envasement de la retenue aura pour but principal la fixation de son volume mort et, par conséquence, la fixation de son Niveau Minimal d’Exploitation. Le volume de sédiments qui s’accumulera dans la retenue pendant sa vie utile (au mois 50 années) sera évalué moyennant les deux formules empiriques de Tixeront et Gavrilovitch

A- Formule de TIXERONT

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s’écrit.

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \tag{II.55}$$

Où :

Ts : le transport solide en (t/Km²/an) ;

L₀ : la lame écoulee en (mm), L_e = 38,35 mm ;

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α=350 (moyenne perméabilité).

T_s = 604.83 (t/Km²/an).

B- Formule de GAVRILOVIC

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

$$T_s = T_{sp} \cdot G_{rm} \tag{II.57}$$

$$T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \tag{II.58}$$

Tel que $\left[T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 0,1 \right]$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0,2(L + 10)} \tag{II.59}$$

Où :

- T_0 : taux d’abrasion [t/Km²/an] ;
- T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en [m³/km²/an] ;
- G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin ;
- T : coefficient thermique ;
- Z : coefficient d’érosion relative en fonction de la description du BV $Z = 0.4$;
- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [mm] ;
- t : température moyenne annuelle [°C] ;
- P : périmètre du bassin versant [Km] ;
- L : longueur du talweg principal [Km] ;
- H_{moy} : Altitude moyenne [km].

$T_s = 564,54 \text{ t/Km}^2/\text{an}$

Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau.

Tableau II.32:Récapitulatif des résultats du transport solides

Formule	TIXERONT	GAVRILLOVIC
Débit solide(t/Km ² /an)	604,83	565.54

Conclusion :

On remarque que les deux valeurs obtenues par Tixeront et Gravillovic sont relativement proches, on conclue que le transport solide Q_s est :

6308,38 T/an.

II.7.1 :Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits, et accumule les sédiments du barrage. Il dépend du délai de service de l’ouvrage. Pour exemple dans le cas d’un barrage on $T = 50$ ans. Dans le cas de retenues collinaires, le délai de service ne dépasse pas 20 ans.

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

A- Méthode liée à l’érosion spécifique

Le volume des sédiments pour un délai de service, est donné par la formule suivante (Touaibia, 2005):

$$V_m = \frac{E_s * T * S * m}{\gamma_s} \quad (II.60)$$

Avec :

- T : Durée de vie du barrage (20 ans)
- γ_s : Poids spécifique des sédiments (1 t/m³)
- S : Surface du bassin versant 10,43 Km²
- E_s : Erosion spécifique en (t/Km²/an)
- m: % d'alluvions qui reste dans la cuvette=1.3

$$V_m=0,164 \text{ Mm}^3$$

B- Formule de Tixeront :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.1) \frac{Q_s * T}{\gamma_s} \quad (III.61)$$

Avec :

- Q_s : Le débit solide (t/an)
- δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.6 \text{ t/m}^3$).
- $Q_s = T_s * S$
- S : Superficie du bassin versant.(S=10,43 km²)

$$V_m=0,087 \text{ Mm}^3$$

Tableau II.33: Calcul du volume mort pour la retenue

Méthodes	Erosion spécifique	Tixeront
Volume mort(Mm ³)	0,167	0,09

Conclusion

D'après les résultats trouvés, on opte une valeur du volume mort égale à 0.167Mm³, pour un délai de service de 20 ans d'exploitation.

II-8 Etude des crues

Les crues constituent un des risques principaux affectant la sécurité des barrages. Le bulletin 99 de la Commission Internationale des Grands barrages (CIGB) montre que plus d'un tiers des accidents graves ayant affecté des barrages sont causés par le passage des crues. La maîtrise du risque crue, constitue donc une préoccupation importante et légitime, à laquelle les ingénieurs et concepteurs de barrage, se doivent d'être sensibles et d'accorder une attention soutenue et continue.

Dans les études hydrologiques des crues, le principal objectif est la détermination de la crue de conception, presque toujours est abordée en termes de probabilité, ce qui permet le calcul pour une certaine période de retour le débit de projet. Plusieurs méthodes peuvent être exploitées pour estimer les crues :

- **Méthodes statistiques** : consiste à faire un ajustement sur les séries de données de débits maxima observés par les lois usuelles (Gumbel, log-normal ou Person III) et d'extrapoler les débits de pour des fréquences données. Cet ajustement requiert l'existence de stations de jaugeage. Dans le cas d'absence de stations ou données insuffisantes cette méthode ne peut être utilisée.
- **Méthodes empiriques** : utilisent des paramètres hydrologiques propres aux bassins et aux Précipitations. Dans ce cas, on doit comparer plusieurs formules et méthodes avant de conclure sur le débit de projet.
- **Méthodes pseudo-déterministes** : il s'agit de méthodes relativement récentes élaborées en fonction de modèles pluie-débit déterministes dont les paramètres sont tirés d'averses observées sur plusieurs événements pluvieux.
- **Méthodes analogiques** : ces méthodes qui utilisent les propriétés statistiques observées sur des sites jaugés, qu'on applique sur le site non-jaugée par analogie de quelques paramètres importants tels que le rapport des superficies ou de précipitations.

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme.

A cause de l'inexistence de station hydrométrique dans le bassin versant de l'oued EL KSOB , des formulations empiriques ont été utilisées pour la prédétermination des débits de crues maximales.

A- Formule de Giandotti:

$$Q_{\max \%} = \frac{170 \cdot S \cdot (H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{tc} \tag{II.62}$$

$Q_{\max (\%)}$: débit maximum de crue en m³/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S :superficie du bassin versant.

L :longueur du talweg principal.

$H_{\text{moy}}, H_{\text{min}}$:altitudes moyennes et minimales (en m).

P_{tc} :pluies de courte durée.

Tableau II.34 : Les apports de différentes fréquences

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10
P_{ct} (mm)	66,43	44,813	38,937	31,477	26,060
$Q_{\max p\%}$ (m ³ /s)	57,16	38,56	33,50	27,09	22,43

B-Formule de Sokolovsky:

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \tag{II-63}$$

Avec :

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration[h] : $T_c = 2.5h$.

P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H_0 : Perte initiale [$H_0 = 8mm$] pour les régions EST.

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

Tableau.II.35: Valeur de α en fonction de la fréquence.

Fréquence (%)	0,01	0,1	1	2	5
α	0,85	0,8	0,7	0.65	0,60

F : Coefficient de forme de la crue $\left[F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \right]$

Tableau. II.36 : Valeur de γ en fonction de bassin versant.

Condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4.$

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

$$Q_{\max, p\%} = \frac{0,28 \cdot (P_{ct} - 8) \cdot \alpha \cdot 1,2 \cdot 10,43}{2.5} = 1,4 \cdot (P_{ct} - 8) \cdot \alpha$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.32:

Tableau II.37: Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10
α	0,85	0,8	0,7	0,65	0,6
P_{ct} (mm)	66,43	44,813	38,937	31,477	26,060
$Q_{\max p\%}$ (m ³ /s)	69,53	41,23	30,32	21,36	15,17

C-Formule de Mallet-Gauthier:

$$Q_{\max \%} = 2k \text{Log}(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \text{Log}T - \text{Log}S} \quad (\text{II .64})$$

S: superficie du bassin versant (Km²).

L_p : longueur du talweg principal (Km).

A: coefficient régional pris égal a 20.

k: constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal a 2.

P: précipitation moyenne interannuelle .

T: période de retour en années.

Le Tableau III.39 nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau II.38 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour	1000	100	50	20	10
Mallet-Gautier	59,18	48,3	44.51	38 ,93	34,11

D-Formule de Turazza:

$$Q_{\max\%} = \frac{C.S.P_t}{3.6.T_c} \tag{II .65}$$

Avec :

S: superficie du bassin versant (Km²).

T_c: temps de concentration.

I_t: intensité des pluies fréquentielles (en mm/h).

C : coefficient de ruissellement de la crue.

Tableau II.39 : Récapitulatif des résultats de la formule Turazza

Période de retour	1000	100	50	20	10
C	0,85	0,8	0,7	0,65	0,6
P _{tc} (mm/h)	66,43	44,813	38,937	31,477	26,060
Q _{max} (m ³ /s)	65,44	41,55	31,59	23,71	18,12

Conclusion

D’après les tableaux : les valeurs obtenues par Mallet-Gauthier sont très majorées par rapport aux autres méthodes, donc on prend la plus proche à la moyenne des débits obtenus.

II.8.1.Construction des hydrogrammes des crues (SOKOLOVSKY)

La méthode de Sokolovsky 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 décrue.

- Pour le temps de montée :

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \tag{II.71}$$

T_m=T_c : Temps de montée.

- Pour la décrue:

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \tag{II.72}$$

Avec: T_d = δ T_m (Sokolovski)

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau II.40 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

Condition	δ
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

Pour notre bassin $\delta=2$

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau annexe III.3. Les hydrogrammes de crue sont illustrés dans la figure suivante.

Résultats de calcul :

- Le temps de montée de la crue : 2.5h
- Le temps de décrue de la crue : 5 h
- Le temps de base : 7.5 h

Tableau II.41: Les crues pour différentes périodes de retour

temps (h)	Q (5 ans) (m3/s)	Q (10 ans) (m3/s)	Q (20 ans) (m3/s)	Q (50 ans) (m3/s)	Q (100 ans) (m3/s)	Q (1000 ans) (m3/s)
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,25	0,285	0,341	0,389	0,445	0,483	0,592
0,50	1,140	1,364	1,557	1,780	1,932	2,367
0,75	2,564	3,070	3,504	4,006	4,347	5,326
1,00	4,558	5,458	6,229	7,122	7,728	9,469
1,25	7,123	8,528	9,733	11,128	12,075	14,795
1,50	10,256	12,280	14,015	16,024	17,388	21,305
1,75	13,960	16,714	19,076	21,810	23,667	28,998
2,00	18,234	21,830	24,915	28,486	30,912	37,875
2,25	23,077	27,629	31,533	36,053	39,123	47,936
2,50	28,490	34,110	38,930	44,510	48,300	59,180
2,75	24,427	29,245	33,378	38,162	41,411	50,739
3,00	20,769	24,866	28,380	32,448	35,211	43,142
3,25	17,496	20,948	23,908	27,335	29,662	36,344
3,50	14,587	17,464	19,932	22,789	24,730	30,300
3,75	12,019	14,390	16,424	18,778	20,377	24,967
4,00	9,772	11,700	13,353	15,267	16,567	20,299
4,25	7,824	9,367	10,691	12,224	13,264	16,252
4,50	6,154	7,368	8,409	9,614	10,433	12,783
4,75	4,740	5,675	6,477	7,405	8,036	9,846
5,00	3,561	4,264	4,866	5,564	6,038	7,398
5,25	2,596	3,108	3,547	4,056	4,401	5,393
5,50	1,823	2,183	2,492	2,849	3,091	3,788
5,75	1,222	1,462	1,669	1,908	2,071	2,537
6,00	0,769	0,921	1,051	1,202	1,304	1,598
6,25	0,445	0,533	0,608	0,695	0,755	0,925
6,30	0,394	0,472	0,538	0,615	0,668	0,818
6,75	0,096	0,115	0,131	0,150	0,163	0,200
7,00	0,028	0,034	0,039	0,045	0,048	0,059
7,25	0,004	0,004	0,005	0,006	0,006	0,007
7,50	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

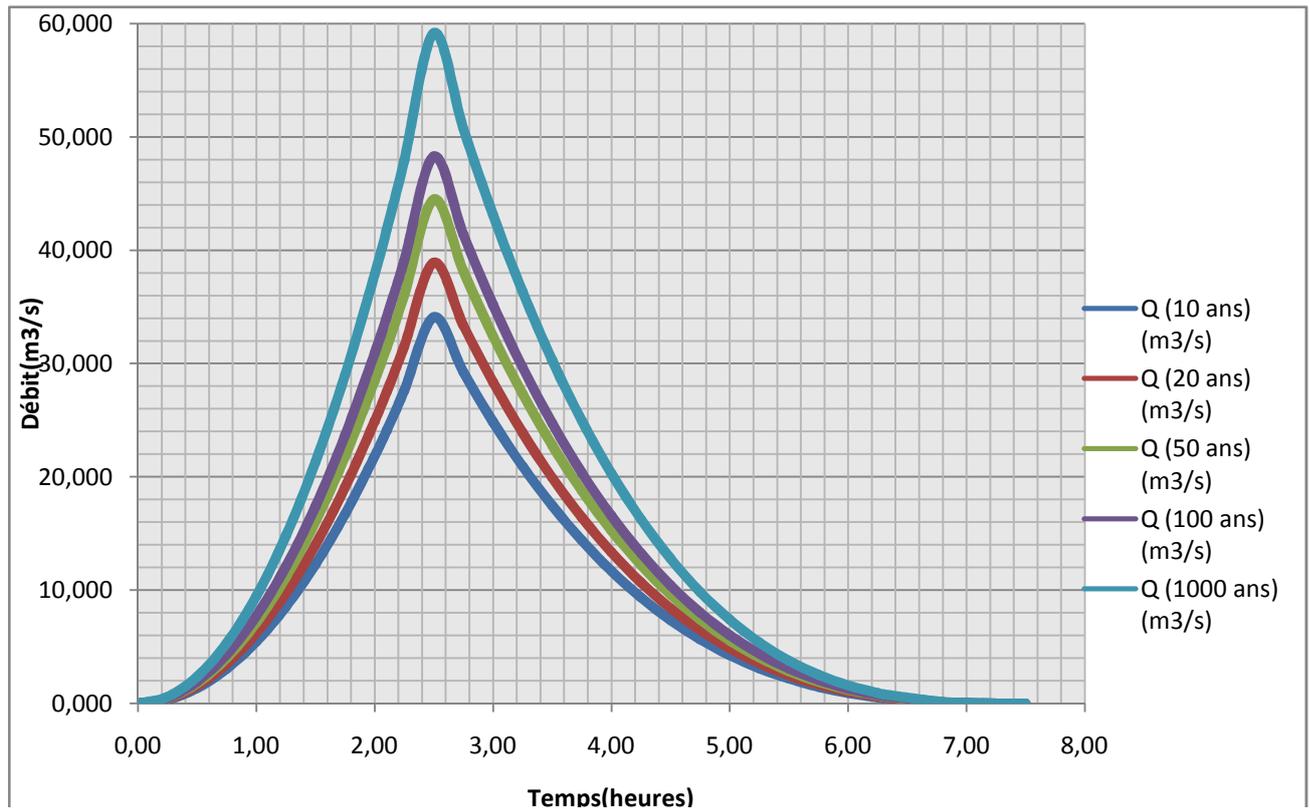


Figure II.18 : Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour

II.8.2 .Choix de la crue de projet

Le choix de la crue de projet dépend du degré de risque admis en cas de dépassement de celle-ci. Il intervient à la fois sur la sécurité du barrage, sur le dimensionnement des ouvrages d'évacuations et de la réserve supplémentaire nécessaire au laminage de la crue de projet.

Dans beaucoup de cas, les conséquences de la rupture du barrage seraient si sévères qu'une probabilité significative de rupture ne peut être tolérée. Parmi les facteurs qui entrent en compétition dans ce choix, la fiabilité des données constitue donc un des premiers éléments à prendre en considération. Les autres facteurs intervenant sont liés à la structure de l'aménagement (type du barrage, type d'évacuateurs, importance de la revanche, effet de laminage dans la retenue) ou à l'environnement (existence éventuelle des réservoirs artificiels à l'amont, ou de centres urbains à l'aval).

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Plusieurs comités et écoles ont données des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

- Le comité national Australien des grands barrages .
- Le C.T.G.R.E.F.

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

- Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

En se basant sur les recommandations du comité national Australien des grands barrages. Le choix de la crue de projet se repose sur une classification des dommages supplémentaires résultants des crues comme le montre le tableau suivant

Tableau II.42 :Recommandations pour le choix de la crue de projet

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - 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 superficieu–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.

- **SI** :

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

2/ Le risque est moyen (I_g =2), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification ave la crue cinq centennale et parfois millénaire.

3/ Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau II.43 : Récapitulation pour le choix de la crue de projet.

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

$$Q_{max}(1\%) = 48,3m^3/s$$

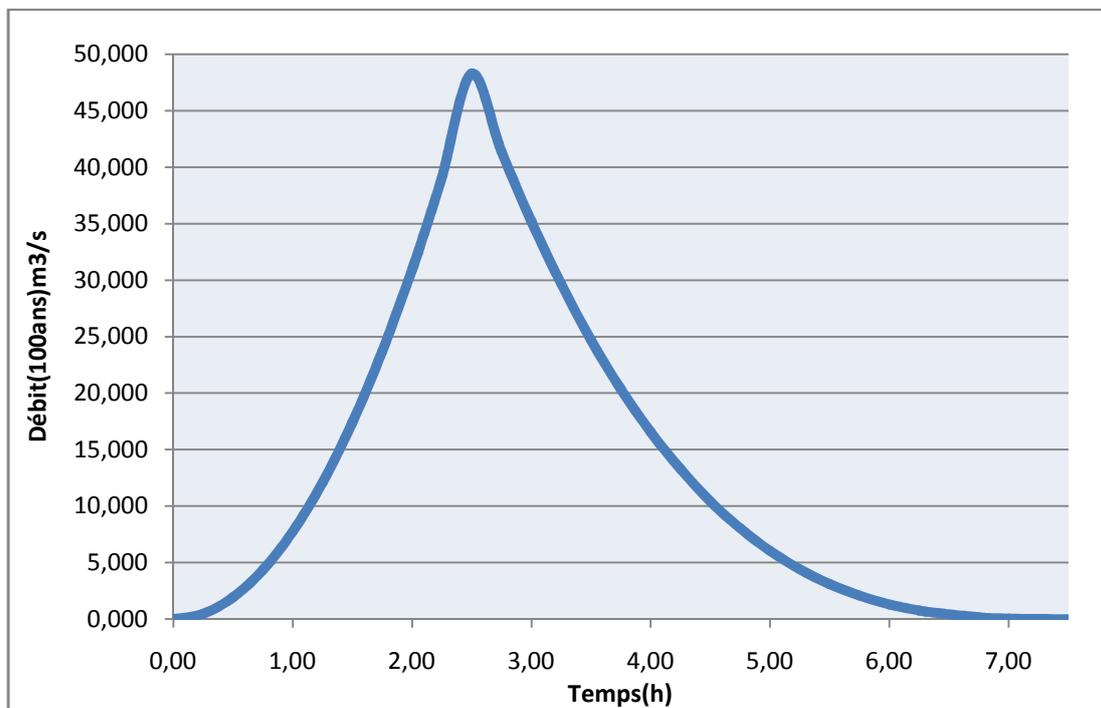


Figure II.19 : l'hydrogramme de la crue de projet

II.8.3 Choix de la crue de chantier

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

Pour dimensionner l’ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l’on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis. En cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation ; sur le coût de l’ouvrage de dérivation sur la durée d’exécution de l’aménagement et sur sa durée de vie. Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l’ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l’ouvrage. La fréquence du débit maximal attribué chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l’ouvrage de dérivation proprement dit n’est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblai sont souvent protégés contre les crues ciquantennales ou même centennale, mais dans notre pays, l’ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d’une autre part lorsque le batardeau est incluse dans la digue on peut lui attribué une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue la il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est mis provisoirement. Donc vu toutes ces exigences je vais choisir la crue (5 ans) par la méthode des isochrones.

$$Q_{\max}=28,49(m^3/s)$$

Figure II.44 : Hydrogramme de la crue de chantier.

Cotes	Hauteur de la couche	Surfaces de la couche	Volume de la couche	Capacité cumulée	Profondeur moyenne de la retenue
m(NGA)	m	m ²	m ³	m ³	m
1051.92	0,8	0	0	0	0
1052		440,27	1354,27	1354,27	3,08
1053	1	2560,74	4172,31	5526,58	2,16
1054	1	6027,48	7703,97	13230,56	2,2
1055	1	9512,4	12316,65	25547,21	2,69
1056	1	15352,78	18396,12	43943,33	2,86
1057	1	21617,69	24742,7	68686,02	3,18
1058	1	28005,31	31531,45	100217,48	3,58
1059	1	35194,33	38618,75	138836,23	3,94
1060	1	42147,57	46145,2	184981,42	4,39
1061	1	50261,8	54722,49	239703,91	4,77
1062	1	59307,87	54722,49	294426,4	4,96
1063	1	68194,2	63699,36	358125,76	5,25
1064	1	79120,4	73589,67	431715,44	5,46
1065	1	91960,8	75039,75	506755,39	5,51

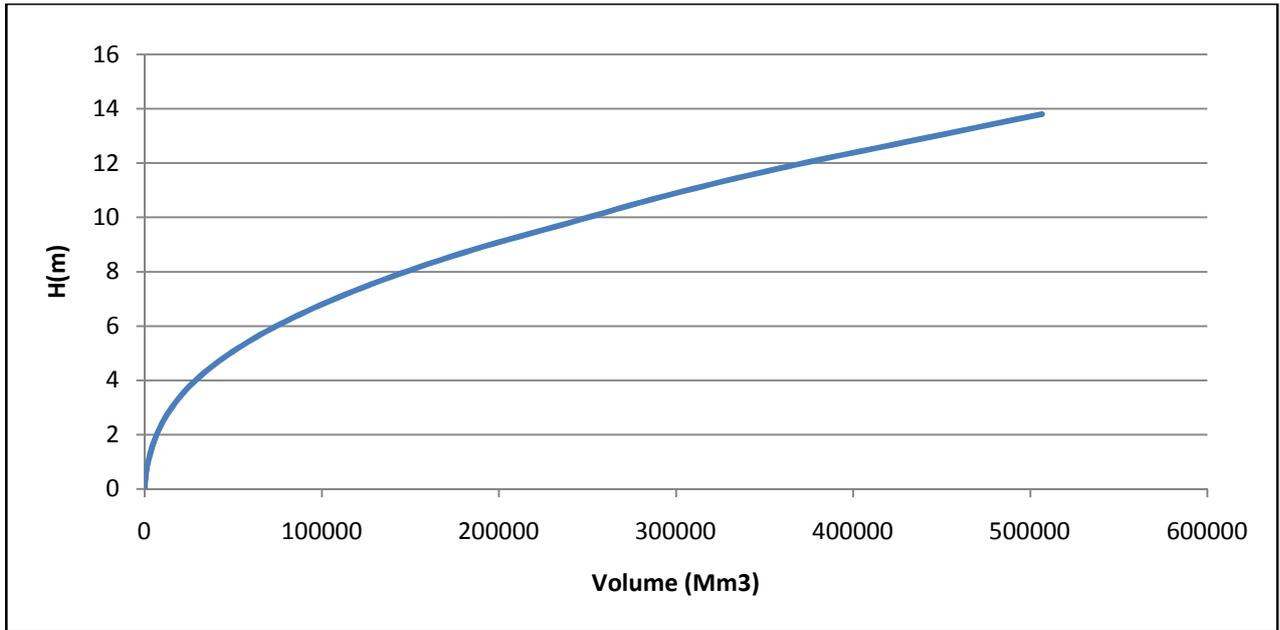


Figure II.20 : Courbe volumétrique ($s=f(v)$)

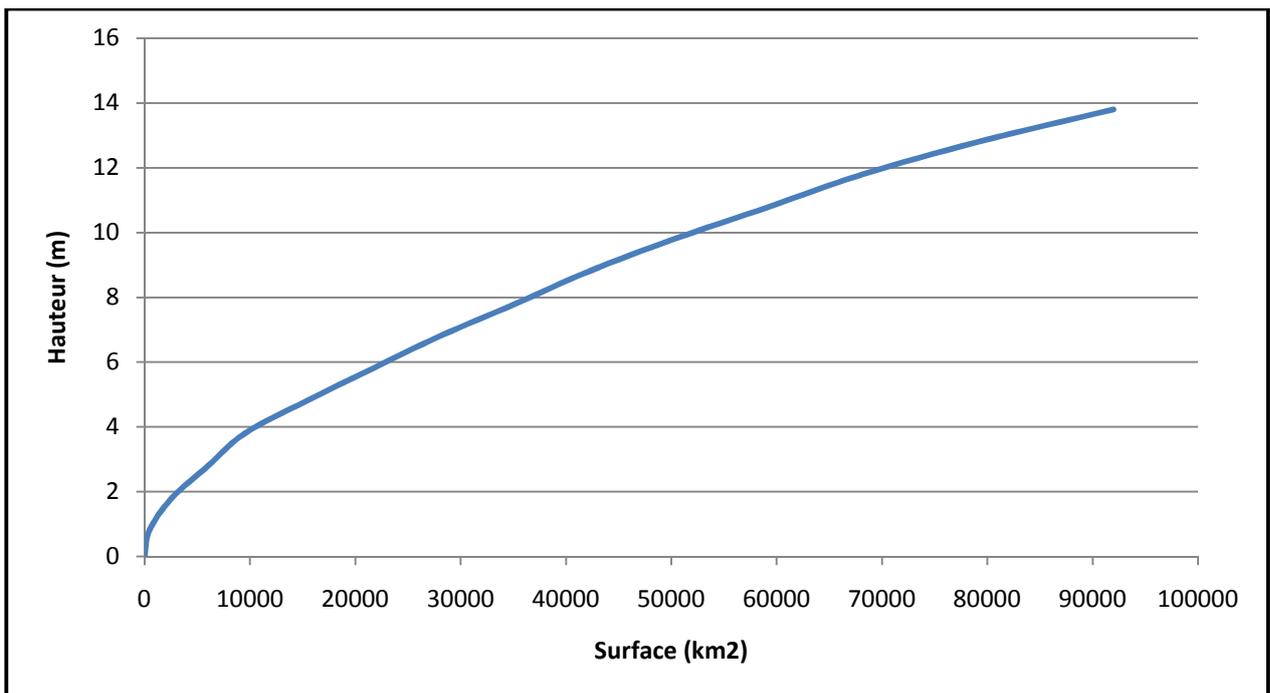


Figure II.21 : Courbe Surface –Hauteur

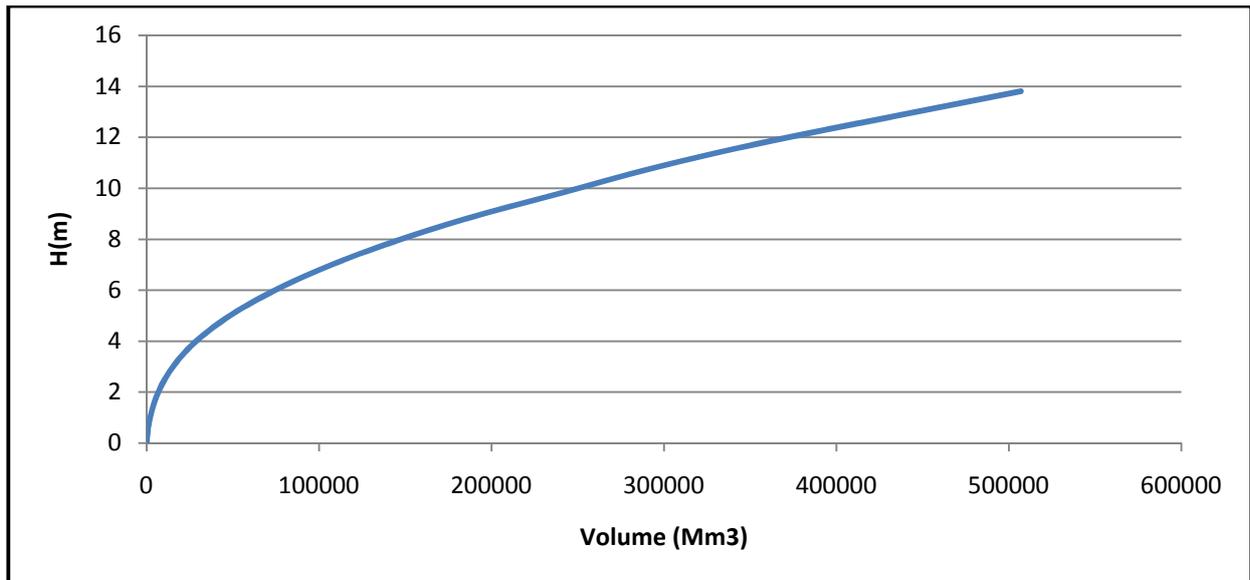


Figure II.22 : Courbe Capacité-Hauteur

II.9. Détermination de la garantie de la restitution

Les volumes mobilisés des retenues collinaires sont destinées pour l'irrigation dont la garantie de restitution est généralement prise égale à $P = 80\%$ (4 années sur 5) qui répond à une marge des risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influent directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture. Dans notre cas la retenue aura comme but la réalisation d'un stock d'eau pour l'irrigation.

II.9.1. La répartition des besoins en eau

Tableau II.45 : Répartition mensuelle de besoins en eau

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Besoin(Mm3)	12,9	6	2,2	0	0	0	0.1	3,5	8,7	17.8	25,4	23,4

II.9.2.Calcul du volume utile

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

- L'apport interannuel $A_{80\%}$
- 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 hydraulité.
- 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.
- Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U).$$

Avec : V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer.

II.9.3.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

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

A- 1ère Consigne d'exploitation

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR) lors de crue et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.
- On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

B- 2ème Consigne d'exploitation

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

Tableau II.46. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A(80%)	U(80%)	A-U	1 ere consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
sept	0,014	0,0150	0,0173		0,164			0,164	
oct	0.011	0,0000	0,011	0,1640	0,164		0,147	0,164	0,017
Nouv	0.018	0,0000	0,018	0,1813	0,181		0,138	0,164	0,026
Dec	0.017	0,0000	0,017	0,2071	0,207		0,122	0,164	0,042
Jan	0.014	0,0005	0,0135	0,2487	0,230		0,125	0,164	0,039
Fev	0.032	0,0175	0,0546	0,2882	0,260		0,163	0,164	0,001
Mars	0.038	0,0435	0,0814	0,3315	0,267		0,207	0,207	
Avril	0.026	0,0850	-0,0254	0,3861	0,343	0,0431	0,261	0,261	
Mai	0.020	0,0720	-0,0258	0,4244	0,343	0,0814	0,343	0,343	
Juin	0.014	0,1090	-0,0774	0,3176	0,318		0,317	0,317	
juil	0.009	0,0645	-0,0432	0,2918	0,292		0,291	0,291	
Aout	0.010	0,0300	-0,0068	0,2144	0,214		0,214	0,214	
				0,1712	0,171		0,171	0,171	
						0,125	0,164	0,164	0,125

Du tableau on a:

$$V_s = 0,295 \text{Mm}^3 \text{ ET } V_d = 0,179 \text{Mm}^3$$

$$V_s > V_d$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$\text{D'ou : } V_u = V_d$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$V_{NNR} = 0,343 \text{Mm}^3$$

II.9.4. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

- Calcul des pertes et des deux consignes d'exploitation

Les pertes dans la retenue sont dues a :

- L'évaporation.

□ L'infiltration.

□ Pertes par évaporation

On a:

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \tag{II.74}$$

Où :

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

E_s : Evaporation mensuelle (mm) ;

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

V_{moy} : volume moyenne ; $V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2}$.

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

□ Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{1000} \tag{II.75}$$

Où : V_{inf} : volume perdu a cause de l'infiltration ;

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

V_{moy} : volume moyenne.

Tableau II.47: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique

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

(Source : technique des petits barrages)

Dans notre cas, on a un sol à perméable moyenne alors on opte pour $\delta=1.1$

En utilisant la courbe topographique (capacité –surface), on déterminera les surfaces correspondantes au volume moyen entre deux mois successives

Tableau II.48 : Volumes des pertes dans la retenue

Mois	Vmoy	S moy	Es	Vev	V inf	pertes
sept	0,1726	0,0173	0,1650	0,0028	0,0002	0,0030
oct	0,1942	0,0194	0,1010	0,0020	0,0002	0,0022
nov	0,2279	0,0228	0,0570	0,0013	0,0003	0,0015
dec	0,2684	0,0268	0,0400	0,0011	0,0003	0,0014
janv	0,3098	0,0310	0,0390	0,0012	0,0003	0,0015
fev	0,3588	0,0359	0,0570	0,0020	0,0004	0,0024
mars	0,4052	0,0405	0,0980	0,0040	0,0004	0,0044
avril	0,3710	0,0371	0,1190	0,0044	0,0004	0,0048
mai	0,3047	0,0305	0,1620	0,0049	0,0003	0,0053
juin	0,2531	0,0253	0,2220	0,0056	0,0003	0,0059
juil	0,1928	0,0193	0,2780	0,0054	0,0002	0,0056
aout	0,1677	0,0168	0,2230	0,0007	0,0002	0,0009

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

Tableau II.49 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A(80%)	U20%	Pert Mm3	A-(U+P)	1 ère consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Nouv	0,014	0,0150	0,0030	0,014		0,164			0,164	
Dec	0.011	0,0000	0,0022	0,024	0,164	0,164		0,150	0,164	0,014
Jan	0.018	0,0000	0,0015	0,040	0,178	0,178		0,140	0,164	0,024
Fev	0.017	0,0000	0,0014	0,038	0,202	0,202		0,124	0,164	0,040
Mars	0.038	0,0005	0,0015	0,042	0,242	0,242		0,135	0,164	0,029
Avril	0.032	0,0175	0,0024	0,052	0,280	0,280		0,173	0,173	
Mai	0.027	0,0435	0,0044	0,077	0,322	0,322		0,215	0,215	
Juin	0.026	0,0850	0,0048	-0,030	0,374	0,344	0,030	0,267	0,267	
juil	0.020	0,0720	0,0053	-0,031	0,421	0,343	0,078	0,344	0,344	
auot	0.014	0,1090	0,0059	-0,083	0,313	0,313		0,314	0,314	
sept	0.009	0,0645	0,0056	-0,025	0,282	0,282		0,283	0,283	
oct	0.010	0,0300	0,0039	-0,011	0,198	0,198		0,200	0,200	
					0,173	0,173		0,175	0,175	
							0,108	0,164	0,164	0,106

Du tableau on a:

$$V_s = 0,287\text{Mm}^3 \text{ ET } V_d = 0,180\text{Mm}^3$$

$V_s > V_d$ Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$D'ou : V_u = V_d$$

Estimation de l'erreur :

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

$$E = (V_u' - V_u) / V_u * 100 < 1 \text{ à } 2\%$$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

V_u' : volume utile en tenant compte des pertes.

Alors :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u * 100 = (0,180 - 0,179) / 0,179 * 100 = 0,5\% < 2\%$$

$$\varepsilon = 0.5\% < 2\%$$

Donc

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$V_{NNR} = 0,343 \text{ Mm}^3$$

II.10. Laminage des crues

On appelle laminage d'une crue la réduction du débit de pointe de son hydro-gramme par des moyens naturels ou artificiels. Le laminage naturel a lieu le long du tronçon de rivière.

Les forces de frottement du fond du canal et des berges causent une réduction de la pointe de l'hydro gramme.

L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydro gramme de crue entrant, de la capacité de l'évacuateur de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer la cote maximale du plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

Et enfin, les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur obtenue par le laminage ainsi que la lame d'eau qui sera déversées doivent être justifiée par une étude d'optimisation, Vu que le cout de l'évacuateur de crue est d'environ la moitié de celui du Barrage.

Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit :

$$Q dt = q \cdot dt + S \cdot dh$$

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.

$$Q - q = S \cdot dh/dt$$

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

Pour estimer le débit à évacuer par le déversoir, il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step, Muskingum ainsi que d'autres méthodes, Pour notre étude, nous retenons la méthode de Muskingum.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_o - S_f) + q \frac{Q}{A}$$

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q$$

$$I - O = \frac{dS}{dt}$$

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

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t₁ et t₂

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt$$

Pour un petit intervalle de temps :

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

Pour traduire le bilan d'eau, elle peut être réécrite :

$$2 \frac{\Delta S}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue $2 \frac{\Delta S}{\Delta t} + O_2$ en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite.

-Principe de calcul de cette méthode :

on fixe chaque fois la largeur de l'évacuateur de crue et on varie la hauteur déversée puis on trace la courbe : $O_2 = f\left(2 \frac{\Delta S}{\Delta t} + O_2\right)$

-Principe de calcul de cette méthode :

on fixe chaque fois la largeur de l'évacuateur de crue et on varie la hauteur déversée puis on trace la courbe : $O_2 = f\left(2 \frac{\Delta S}{\Delta t} + O_2\right)$

Tableau II.50: Calcul des volumes et surfaces pour chaque hd

H _d (m)	Cote+ H _d (m)	Volume(m ³)	Surface(m ²)
0	1062,95	10948,80	36037,33
0,25	1063,2	11198,80	36037,33
0,5	1063,45	11448,80	36870,67
0,75	1063,7	11698,80	37704,00
1	1063,95	11948,80	38537,33
1,25	1064,2	12198,80	39370,67
1,5	1064,45	12448,80	40204,00
1,75	1064,7	12698,80	41037,33
2	1064,95	12948,80	41870,67

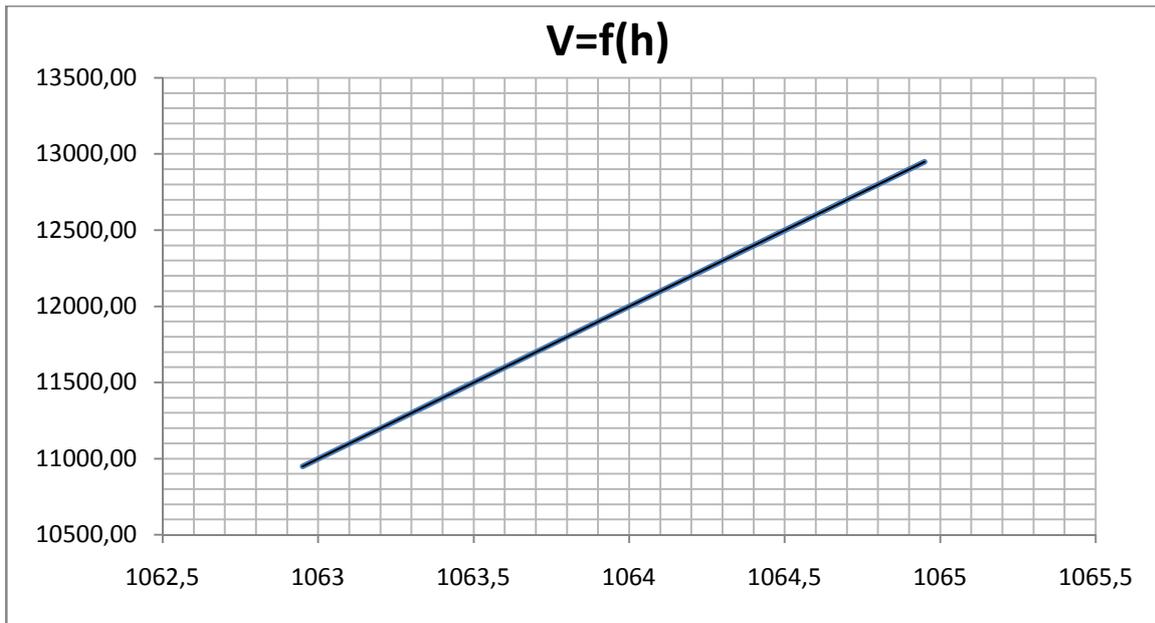


Figure II.23 : Courbe capacité-hauteur.

-Courbe capacité-hauteur par l'équation linéaire :

$$V = 1000 \cdot H - 10^6$$

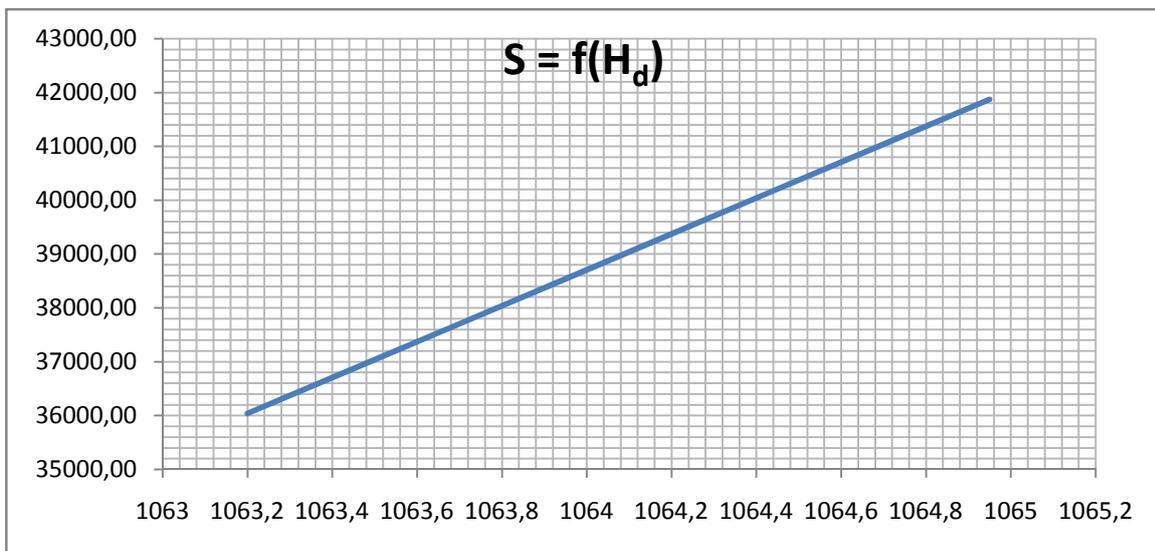


Figure II.24 : Courbe capacité-hauteur

-Courbe capacité –hauteur par l'équation linéaire :

$$S \text{ (m}^2\text{)} = 3333 \cdot H - 4 \cdot 10^6$$

a- Pour B =10m

Tableau II 51: Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

hd	Cote+Hd	A	Q	S	2s/Δt+Q
0	1062,95	36037,33	0,00	0,00	0,00
0,25	1063,20	36870,67	2,33	9217,67	22,81
0,5	1063,45	37704,00	6,58	18852,00	48,47
0,75	1063,70	38537,33	12,08	28903,00	76,31
1	1063,95	39370,67	18,60	39370,67	106,09
1,25	1064,20	40204,00	25,99	50255,00	137,67
1,5	1064,45	41037,33	34,17	61556,00	170,96
1,75	1064,70	41870,67	43,06	73273,67	205,89
2	1064,95	42704,00	52,61	85408,00	242,40

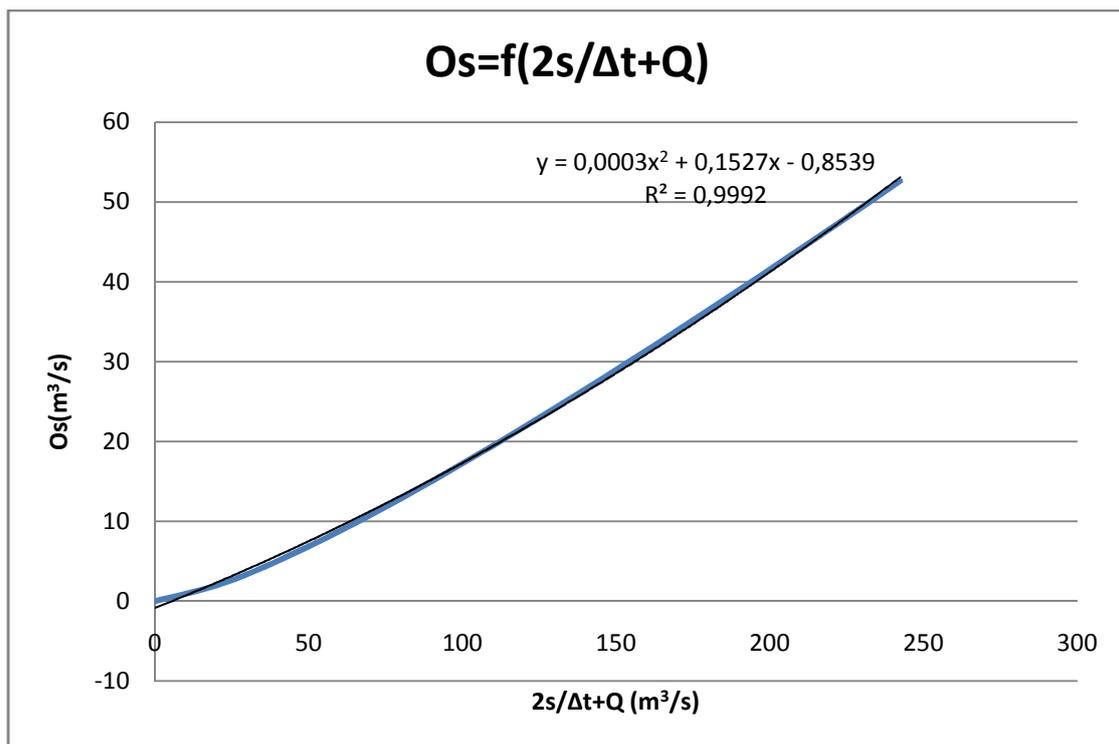


Figure II.25 : Courbe caractéristique du barrage.

Tableau II.52 : Calcul du débit laminé

temps	debit d'entrée I	I1+I2	2S/ Δt +O	(2S/ Δt +O)-2O	O debit sortie
0	0	0	0	0	0
0,25	0,483	0,483	0,483	2,0432918	0,7801459
0,5	1,932	2,415	4,4582918	4,80452948	0,17311884
0,75	4,347	6,279	11,0835295	9,40641958	0,83855495
1	7,728	12,075	21,4814196	16,628794	2,42631277
1,25	12,075	19,803	36,431794	27,0133241	4,70923495
1,5	17,388	29,463	56,4763241	40,9362547	7,7700347
1,75	23,667	41,055	81,9912547	58,6589255	11,6661646
2	30,912	54,579	113,237926	80,3628631	16,4375312
2,25	39,123	70,035	150,397863	106,174156	22,1118537
2,5	48,3	87,423	193,597156	136,180384	28,7083857
2,75	41,411	89,711	225,891384	158,611956	33,6397144
3	35,211	76,622	235,233956	165,101306	35,066325
3,25	29,662	64,873	229,974306	161,447953	34,2631765
3,5	24,73	54,392	215,839953	151,630231	32,1048608
3,75	20,377	45,107	196,737231	138,361481	29,1878752
4	16,567	36,944	175,305481	123,474987	25,9152469
4,25	13,264	29,831	153,305987	108,194139	22,5559242
4,5	10,433	23,697	131,891139	93,3193848	19,2858768
4,75	8,036	18,469	111,788385	79,3560121	16,2161864
5	6,038	14,074	93,4300121	66,6042864	13,4128628
5,25	4,401	10,439	77,0432864	55,2220667	10,9106098
5,5	3,091	7,492	62,7140667	45,2689908	8,72253799
5,75	2,071	5,162	50,4309908	36,7371662	6,84691229
6	1,304	3,375	40,1121662	29,5697106	5,27122777
6,25	0,755	2,059	31,6287106	23,6771024	3,97580411
6,5	0,668	1,423	25,1001024	19,1423311	2,97888564
6,75	0,163	0,831	19,9733311	15,5812758	2,19602766
7	0,048	0,211	15,7922758	12,6771148	1,55758051
7,25	0,006	0,054	12,7311148	10,5508323	1,09014123
7,5	0	0,006	10,5568323	9,04057573	0,7581283

-Le Calcul de l'hydrogramme laminé pour différentes largeurs B est donné dans le tableau :

Tableau II.53: hydrogrammes d'entrée et hydrogrammes sortie

Hydrogramme d'entrée		Hydrogramme de sortie (Q laminé (m ³ /s))						
temps	debit d'entree I	H _d =1.53m B=10m	H _d =1.4m B=12m	H _d =1.29m B=14m	H _d =1.2m B=16m	H _d =1.13m B=18m	H _d =1.07m B=20m	H _d =1 B=22m
0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,25	0,483	0,780	0,927	0,140	0,106	0,061	0,013	0,604
0,5	1,932	0,173	0,163	1,069	1,208	1,330	1,469	0,134
0,75	4,347	0,839	1,020	1,198	1,374	1,539	1,702	1,470
1	7,728	2,426	2,816	3,172	3,500	3,788	4,061	4,000
1,25	12,075	4,709	5,353	5,918	6,419	6,845	7,238	7,270
1,5	17,388	7,770	8,710	9,514	10,210	10,788	11,314	11,403
1,75	23,667	11,666	12,941	14,007	14,915	15,658	16,326	16,458
2	30,912	16,438	18,078	19,426	20,558	21,474	22,290	22,459
2,25	39,123	22,112	24,142	25,788	27,151	28,246	29,214	29,416
2,5	48,3	28,708	31,148	33,101	34,703	35,979	37,101	37,336
2,75	41,411	33,640	36,055	37,897	39,332	40,417	41,319	41,502
3	35,211	35,066	36,863	38,066	38,867	39,364	39,683	39,734
3,25	29,662	34,263	35,278	35,769	35,934	35,900	35,741	35,691
3,5	24,73	32,105	32,385	32,271	31,950	31,548	31,092	30,985
3,75	20,377	29,188	28,865	28,306	27,665	27,051	26,447	26,314
4	16,567	25,915	25,144	24,294	23,473	22,761	22,109	21,969
4,25	13,264	22,556	21,482	20,468	19,571	18,838	18,196	18,062
4,5	10,433	19,286	18,034	16,951	16,049	15,343	14,743	14,620
4,75	8,036	16,216	14,883	13,803	12,942	12,289	11,746	11,636
5	6,038	13,413	12,074	11,042	10,249	9,663	9,184	9,088
5,25	4,401	10,911	9,620	8,667	7,956	7,441	7,028	6,945
5,5	3,091	8,723	7,517	6,659	6,036	5,594	5,242	5,173
5,75	2,071	6,847	5,750	4,995	4,461	4,087	3,795	3,737
6	1,304	5,271	4,296	3,646	3,196	2,887	2,648	2,602
6,25	0,755	3,976	3,126	2,578	2,208	1,958	1,768	1,731
6,5	0,668	2,979	2,262	1,817	1,526	1,335	1,193	1,166
6,75	0,163	2,196	1,601	1,245	1,019	0,875	0,770	0,750
7	0,048	1,558	1,066	0,780	0,603	0,490	0,409	0,393
7,25	0,006	1,090	0,694	0,473	0,340	0,259	0,201	0,190
7,5	0	0,758	0,446	0,281	0,186	0,131	0,093	0,087

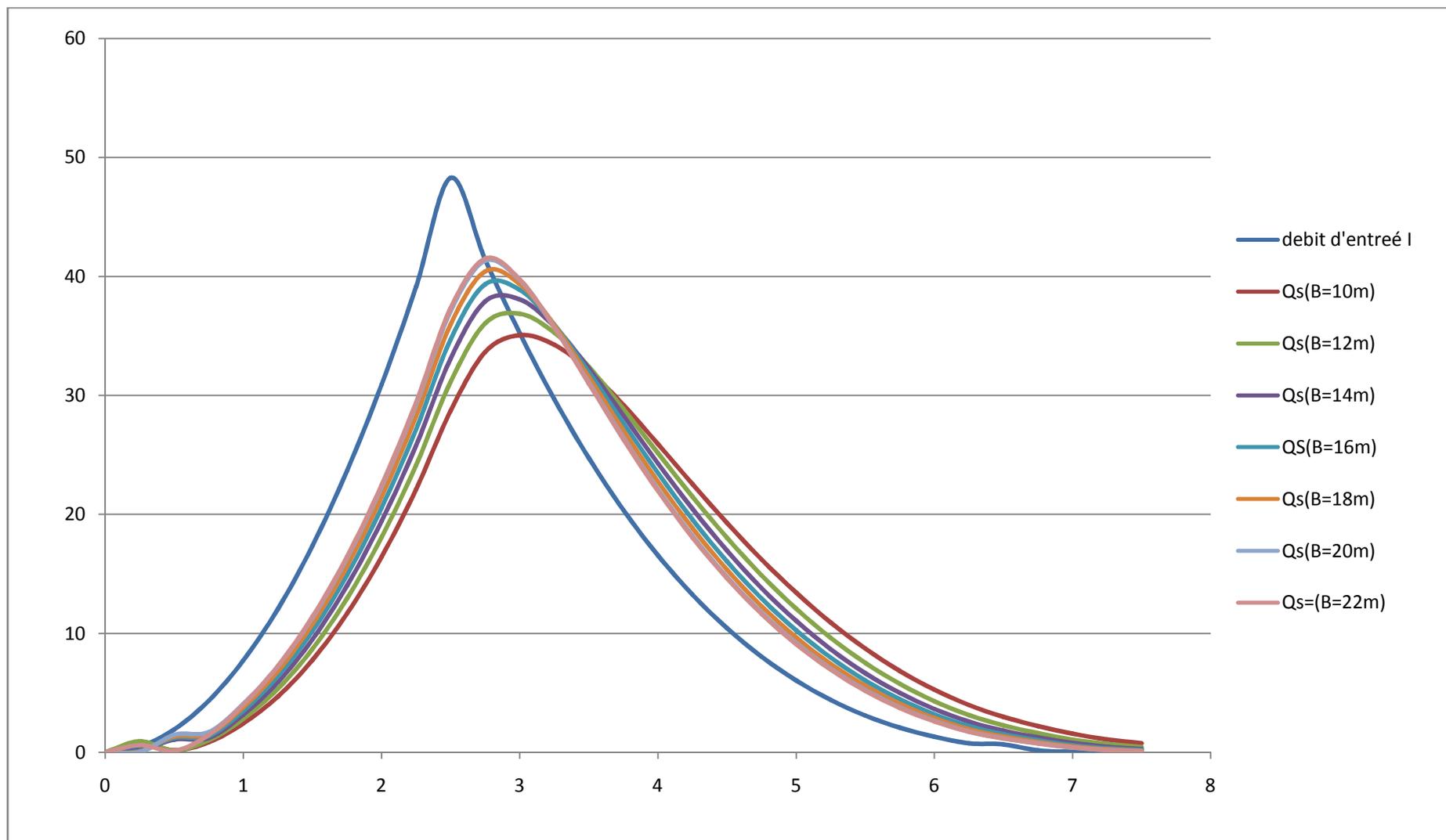


Figure II.26 : Hydrogramme des crues

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

Tableau II 54: Détermination de H , Q_{laminé} et V_{forcé} en fonction de b

b	H	NPHE	q	V _{forcé}
m	m	m	m ³ /s	Mm ³
10	1.52	1064.47	35.07	0.27853
12	1.4	1064.35	36.863	0.27865
14	1.29	1064.24	38.066	0.27876
16	1.2	1064.15	39.332	0.27885
18	1.13	1064.08	40.417	0.27892
20	1.07	1064.02	41.319	0.27898
22	1	1063.95	41.502	0.27905

II.11.Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crues correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs de versantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue. Mais avant d'entamer le calcul l'optimisation estimant d'abord la hauteur et la largeur en crête de barrage :

II.11.1 La revanche

C'est la distance verticale entre la crête de la digue et le plan d'eau de la retenue (NPHE).Elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par plusieurs formules

A – Méthode d'USBR :

$$R = 0,75 H_v + \frac{V^2}{2g} \tag{II-78}$$

La hauteur des vagues H est estimé à l'aide des formules suivantes :

A- Formule de Stevenson

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \tag{III-79}$$

F : le fetch F = 0.50 Km

B- Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \tag{II-80}$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U=100 Km/h.

C-Formule de Mallet-paquant (pour $R \leq 2m$)

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \quad (II-81)$$

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \quad (II-82)$$

Tableau III.55: hauteurs des vagues.

Formule	H (m)
<i>Stevenson</i>	0.772
<i>Molitor</i>	0.749
<i>Mallet-paquant</i>	0.733

On adopte donc la valeur de H=0.772m car c'est la valeur la plus proche de la moyenne.

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V = 1.5 + 2H \quad (II-83)$$

H : hauteur des vagues (en m).

$V = 3.04m/s$

Donc la revanche minimale sera : R=1,04m

II-11-2 Largeur en crête :

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieures.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

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

- Formule KNAPPEN $b = 1.65H_b^{0.5}$ (II-84)
- Formule PREECE $b = 1.1H^{0.5} + 1$ (II-85)
- Formule PRATIQUE $b = (5/3) \cdot H^{0.5}$ (II-86)
- Formule SIMPLIFIEE $b = 3.6 \cdot H^{1/3} - 3$ (II-87)

Avec: H_b : Hauteur du barrage (m), donnée par :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$$

t : marge de sécurité en tenant compte les tassements du barrage ($t = 0.5$ m)

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci-après

On opte pour une largeur en crête de $B_{cr} = 5$ m

II.11.3.Calcul des coûts

Calcul de la digue

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

tracer le profil longitudinal du barrage et on va choisir des sections à travers le barrage.

On détermine la hauteur de la digue connaissant la cote de crête et celle au pied du barrage.

Calcul de la largeur au pied du barrage au droit de la section

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) * H_{bi}$$

b : largeur en crête

B_{pi} : largeur du pied du barrage au droit de la section i Et m_1 et m_2 sont les fruits du talus amont et aval. Le Tableau suivant montre les résultats de calculs des sections ainsi le volume et le coût de la digue en fonction de la variation de la largeur de déversoir

Tableau II.56: calcul du volume coût de la digue

		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
b=10	Hb	0	4,47	10,47	12,89	9,47	5,47	3,47	0
	Bp	5	27,35	57,35	69,45	52,35	32,35	22,35	5
	Si	0	72,30225	326,40225	479,83025	271,55225	102,15225	47,45225	0
	Si+1	72,30225	326,40225	479,83025	271,55225	102,15225	47,45225	0	
	V	5145,02811	13332,67848	24384,50196	11131,732	5665,3602	2071,2743	703,00508	
	57288,55179					Le coût : 51559696,61 Da			

Tableau II.57: Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

coupe	B(m)	H _d (m)	Vdigue(m ³)	cout (Da)
1	10	1.52	62433,5799	56190221,91
2	12	1.4	61792,6727	55613405,39
3	14	1.29	60368,1148	54331303,3
4	16	1.2	59216,9987	53295298,83
5	18	1.13	58330,6657	52497599,09
6	20	1.07	57577,2052	51819484,66
7	22	1	55990,5634	50391507,04

Remarque

Pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 900 DA.(source ANBT).

A- Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues

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

➤ 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 déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par. L'équation du profil Creager est donnée par l'expression suivante :

Tableau II.58: coût du déversoir

Largeur du déversoir (m)	Lame d'eau déversante (m)	Section de profil (m)	Volume de remblai du déversoir (m)	Coûts DA
10	1.52	15,6	156	5460000
12	1.4	13	187,2	6552000
14	1.29	11,25	218,4	7644000
16	1.2	9,2	249,6	8736000
18	1.13	9	280,8	9828000
20	1.07	7,04	312	10920000
22	1	7	343,2	12012000

➤ **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 160 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cour}}$$

L'épaisseur du radier et celle des murs bajoyers est égale à 0,7 et 0,5 mètre.

La largeur du coursier est donnée par :

$$L_{\text{cal}} = Q^{0,5}$$

Tableau II.59: Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

b	10	12	14	16	18	20	22
qlam	35,07	36,863	38,066	39,332	40,417	41,319	41,502
L	5,9219929	6,0714908	6,169765	6,2715229	6,3574366	6,4279857	6,4422046
S	6,74	6,82	7,08	6,88	6,93	7,5	7,75
V	39,914232	41,407567	43,681936	43,148078	44,057036	48,209893	49,927086
Coût(DA)	1396998,1	1449264,8	1528867,8	1510182,7	1541996,2	1687346,2	1747448

Tableau II.60 : Récapitulatif du coût total de barrage (digue+évacuateur de crue)

Cote Crête (m)	B (m)	la digue (DA)	Déversoir (DA)	Coursier (DA)	Global (DA)
1064.47	10	56190221,91	5460000	1396998,13	58995970
1064.35	12	55613405,39	6552000	1449264,84	59099670,2
1064.24	14	54331303,3	7644000	1528867,76	58623771,1
1064.15	16	53295298,83	8736000	1510182,72	58423081,6
1064.08	18	52497599,09	9828000	1541996,24	58581895,3
1064.02	20	51819484,66	10920000	1687346,24	59092830,9
1063.95	22	50391507,04	12012000	1747448	59099755

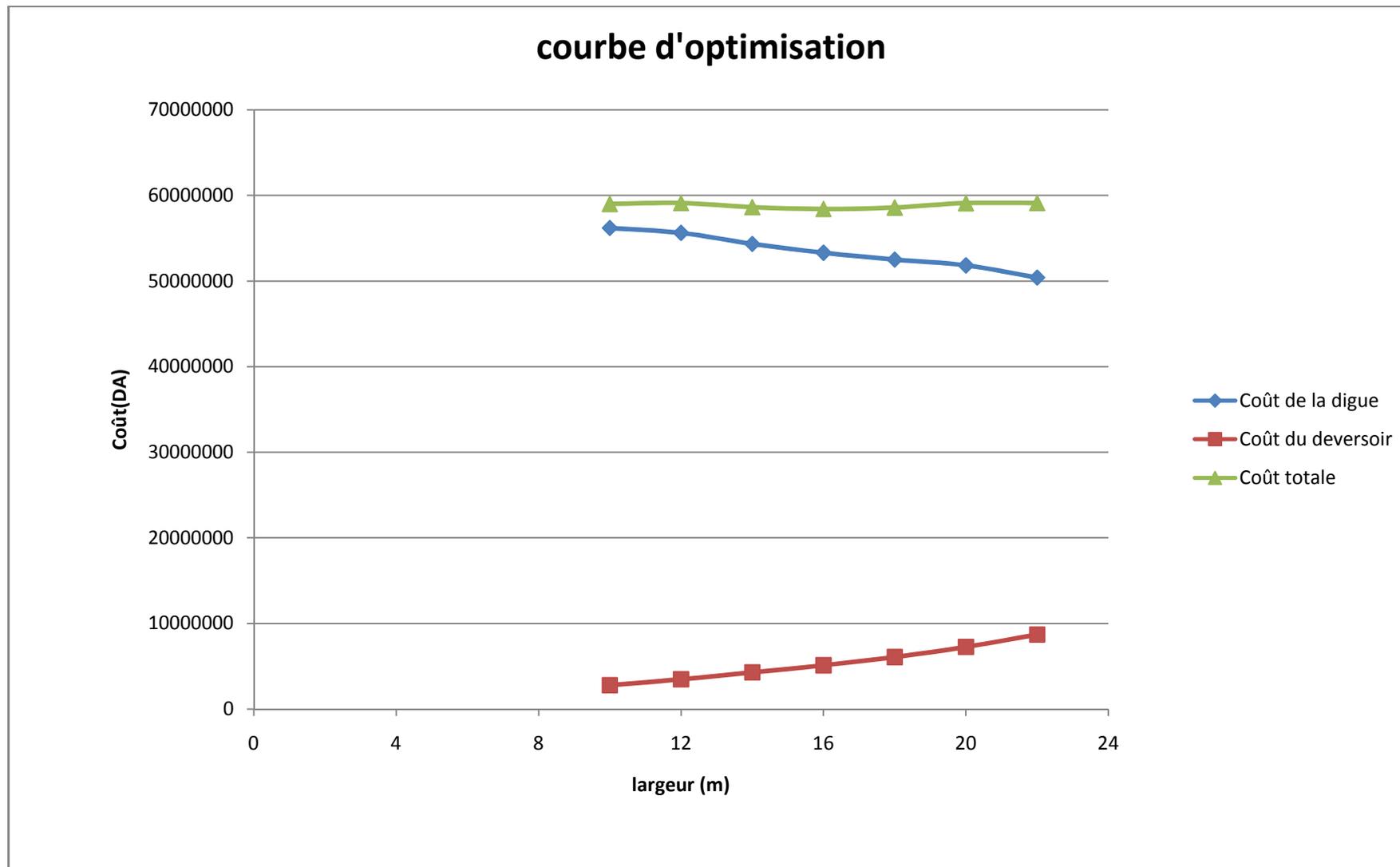


Figure II.26: Optimisation de la largeur d'évacuateur de crue

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons analysé pratiquement tous les paramètres hydrologiques régissant la réalisation de la retenue collinaire, à savoir les données pluviométriques, les débits, la régularisation de l'écoulement et le laminage de crue effectué par plusieurs méthodes. Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, du déversoir et du canal d'approche (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de ces calculs, notre choix a été basé sur le coût total minimal de l'ouvrage.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur du déversoir optimale « $b=16\text{m}$ » et une côte en crête optimale de la digue égale à 1064,15m.NGA.

Chapitre III
ETUDE DES
VARIANTES

Introduction

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

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponible au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter.

Les barrages en terre sont des remblais en forme de trapèze, On utilise ces barrages comme ouvrages de retenue sans débordement à travers la crête, c'est-à-dire comme barrages fixes.

La singularité des barrages en terre consiste en passage de l'eau à travers leur corps et en formation d'un écoulement souterrain avec une surface libre, La ligne de la surface libre de l'eau est dite : ligne phréatique ou ligne piézométrique ou courbe de dépression.

III.1. 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.

III.2. Le choix du type de barrage

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

➤ La topographie du site:

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant .En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

➤ La morphologie de la vallée

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter .Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée .Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

➤ Les conditions géologiques et géotechniques

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

- ❑ **Les fondations rocheuses** se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.
- ❑ **Les fondations graveleuses** conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.
- ❑ **Les fondations argileuses** impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place

➤ **Les matériaux de construction :**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site et du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

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

III.2.1. Les variantes à choisir

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix :

- **Barrage en terre homogène.**
- **Barrage en terre zoné avec noyau d'argile.**
- **Barrage en enrochements avec masque en béton.**

Brève définition des variantes à étudier :

➤ **Barrage homogène**

La particularité des barrages en terre homogène est de n'être constitués que d'un seul matériau meuble suffisamment imperméable pour assurer à la fois l'étanchéité et la résistance. Des dispositifs de drainage autorisant une réduction importante des volumes à mettre en œuvre, soit une butée aval drainante, soit un tapis drainant sous le tiers ou la moitié aval, soit enfin, le plus sécurisant, une cheminée drainante communiquant avec l'aval par un tapis ou des bretelles.

➤ **Barrage en terre zoné**

Le zonage du corps du barrage, grâce à l'utilisation de plusieurs types de matériaux, permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre. Les fonctions stabilité et étanchéité sont assurées par des matériaux différents. Dans un barrage à noyau, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées. La résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, et l'imperméabilité par le noyau central. Le noyau au centre de l'ouvrage va être constitué de la terre la plus imperméable

possible. Il sera tenu de part et d'autre par des recharges composées, selon les cas, de terre plus perméable, d'alluvions ou d'enrochements.

➤ **Barrage en enrochement avec masque en béton**

La difficulté de trouver sur place des matériaux de faible perméabilité aptes à constituer une étanchéité conduit les projeteurs à faire appel à des matériaux de substitution du type produit bitumineux, géo membrane, béton hydraulique. La mise en œuvre de ces matériaux en parement amont présente le double avantage de permettre des réparations en cas de dégradation du masque, mais aussi d'autoriser des vidanges de retenues très rapides.

III.3. Définition du profil général

III.3.1. Hauteur de barrage

➤ **Calcul de la revanche :**

A été déjà défini dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie

$$R=1,04 \text{ m}$$

➤ **Calcul des tassements**

Sous l'action de la charge appliquée (remblais), il se développe dans le sol des déformations (tassements). Ces dernières seront calculées à partir des résultats oedométriques.

Pour se faire, on admet que la distribution des contraintes apportées par la surcharge est uniforme au sein de la couche supportant le remblai. Cela est dû au fait que la couche sollicitée est de faible épaisseur par rapport à la largeur de la plate forme du remblai.

Le tassement sera calculé à 4m sous la base de remblais. On partage la couche en deux couches de 2m d'épaisseur.

Le sol étant sur-consolidé, le tassement de chaque élémentaire sera calculé par la méthode de Terzaghi comme suit :

$$\Delta h = h_0 / (1+e_0) (Cc_1 \log (\sigma_c / \sigma_0) + Cc_2 \log (\sigma_0 + \Delta \sigma / \sigma_c)) \quad (III.1)$$

Avec :

Δh : tassement de la couche considérée

h_0 : épaisseur de couche considérée

e_0 : indice de vide initiale

$\Delta \sigma$: Augmentation de la contrainte due au remblai

C_g : coefficient de gonflement

C_c : coefficient de compressibilité

σ_c : pression de pré-consolidation

Tableau III.01 : Récapitulatif de l'ensemble des résultats obtenus :

N°couche	H0(m)	σ_c (bar)	σ_0 (bar)	ϵ_0	Cg	Cc	$\Delta\sigma$ (bar)	Δh_i (cm)
1	2	1,25	0,404	0,11	0,035	0,209	1,87	0,36
2	2	1,25	0,680	0,11	0,035	0,209	1,87	0,42

(Laboratoire de HPE Constantine).

$\Delta h_i = 0,39$ m Et pour des raisons de sécurité on majeur le tassement a 0,5 m

$$\Delta h_i = 0,5 \text{ m}$$

Donc : la hauteur de barrage est donnée par

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \quad (III.02)$$

Avec :

H_b : la hauteur de barrage (m)

NNR : la cote correspondante au volume normale de la retenue (1096,3 m).

C_f : cote de fond (1087,43 m).

h_{dév} : la charge déversant

R : la revanche.

t : les tassements.

Donc :

$$H_b = 14 \text{ m}$$

III.3.2. Calcul de la largeur en crête

A été déjà défini dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de d'hydrologie

$$B_{cr} = 5 \text{ m}$$

III.3.3. La longueur en crête

La longueur en crête c'est un paramètre qui est défini topographiquement après l'implantation de notre barrage en tenant compte la forme et la topographie de site

$$L_c = 432.59 \text{ m}$$

III.3.4. Pentés des talus

Pour assurer la stabilité du barrage, les pentes des talus doivent être fixées selon la nature des matériaux qui constitue le barrage, qui par la suite seront vérifiées par calcul de stabilité

Tableau III.02 : Valeurs indicatives des fruits de talus.

hauteur du barrage	Type du barrage	Fruits des talus	
		Amont	Aval
H<5	Homogène	2,5	2
	A zones	2	2
5<H<10	Homogène granulométrie étanche	2	2
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2,5	2,5
	A zones	2	2,5
10<H<20	Homogène granulométrie étanche	2,5	2,5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	3	2,5
	A zones	3	3
H>20	Homogène granulométrie étanche	3	2,5
	A zones	3	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 $m_1 = 3,0$.
- Parement aval $m_2 = 2,5$

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

III.3.4. Revêtement de la crête et des talus de la digue

La protection des talus dans les barrages en terre est utilisée pour éviter l'érosion par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part. Alors, les facteurs qui influencent sur le choix et sur la conception du type de revêtement sont :

- Hauteur de la montée subite.
- Fluctuations du niveau du barrage.
- Matériaux des barrages.
- Conditions climatiques.
- Importance de l'ouvrage.

Pour le cas des petits barrages, les revêtements les plus utilisés sont:

- Enrochement sur les couches de filtre.
- Couche de terre végétale.

III.3.4.1. Talus aval

Le talus aval des barrages en matériaux locaux est soumis au processus de l'altération superficielle naturelle. C'est la raison pour laquelle on protège par la construction de revêtement le talus aval, en utilisant largement les matériaux locaux (couche herbeuse ou gravier). On doit concevoir le revêtement pour éviter le possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau. Pour sa protection, l'utilisation d'une terre végétale avec des épaisseurs entre 0.20 et 0,3 m est très commune.

Dans notre cas, le talus aval est protégé par une couche de gravier à granulométrie plus ou moins uniforme d'une épaisseur $e_p = 20\text{cm}$, d'une granulométrie 40-120mm.

III.3.4.2. Talus amont

Il est prévu de protéger du talus amont par enrochement de tout-venants. L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur au dessous du niveau minimal d'exploitation, égale à la hauteur maximale de la vague mais pas moins de 2,0 m. Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes.

A- Première méthode.

Dans notre cas on propose de faire un revêtement en enrochement dont l'épaisseur de L'enrochement est donné par la formule de Tennessee valley Authority (TVA)

$$e = CV^2 \quad \text{(III.03)}$$

Où :

e : Epaisseur de l'enrochement en (m);

V : Vitesse de propagation des vagues en (5,78 m/s);

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement. La valeur de C est donnée par le tableau suivant

Tableau III.03 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	différents poids spécifique Valeur de C pour		
	$\gamma = 2.5$	$\gamma = 2.65$	$\gamma = 2.8$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

D'après le tableau $C = 0.028$, donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement

$e = 0,93\text{m}$

B- Deuxième méthode :

On peut établir la procédure suivante, en considérant dans le calcul le poids du bloc de la roche nécessaire pour supporter les forces appliquées produites par la pression statique et dynamique de la vague, ainsi que l'action érosive des vagues dans le calcul de la stabilité dont les facteurs sont le poids spécifique de la roche, la hauteur de la vague et le talus à protéger. La formule recommandée pour le calcul du poids maximal des roches isolées est :

$$Q = \frac{0,35\gamma_m h^3}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1\right)^3 \sqrt{1 + m^3}} \quad \text{(III.04)}$$

où:

γ_m : poids volumique de la pierre varie entre 2.2 et 2.6 t/m³.

h : hauteur de la vague pour une probabilité déjà constatée.

γ : poids volumique de l'eau (1.0 t/m³).

m : talus à protéger.

$$Q=0,0318 \text{ t/m}^3$$

Le 50 % des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à

$$D_{50} \% < K \cdot D \quad \text{(III.05)}$$

où:

K : est un coefficient qui dépend de type de l'ouvrage à partir du **tableau III.04**

D₅₀ % : Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus

Tableau III.04. Le coefficient K en fonction de type de l'ouvrage.

Coefficient	VI	III	II	I
K	0,5	0,55	0,60	0,65

D₅₀ % Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus est calculé par la formule suivante:

$$D = \sqrt[3]{\frac{Q}{0,524 \cdot \gamma_m}} \quad \text{(III.06)}$$

où:

Q : poids maximal de calcul du bloc.

γ_m : poids volumique de la pierre varie entre 2.2 et 2.6 t/m³

Donc : $0,22 < D_{50} < 0,42$

On prend **D₅₀=0,30m**

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

$$e = D_{50}(2 - 2,5) \quad \text{(III.07)}$$

- 2 est employé en présence d'un bloc classé.
- 2.5 est employé en présence d'un bloc non classé

$$e=0,75m$$

C- Troisième méthode

Le diamètre de calcul d'une pierre est déterminé par la formule :

$$D_{50} = K \cdot h \quad \text{(III.08)}$$

Où :

D₅₀ : diamètre de calcul d'une pierre, en m.

h : hauteur de calcul de la vague, en m ;

K : coefficient qui égal à 0,25 -0,35.

Selon des calculs précédents, $h = 0,772\text{m}$

$D_{50} = 0,26\text{m}$

L'épaisseur minimum de la couche d'enrochement de tout venants doit être égal à

$$e = 3. D_{85} \quad (\text{III.09})$$

D85 : le diamètre d'une pierre, le poids du duquel avec le poids de plus fine fractions est 85% du poids d'enrochement.

$$D_{85} = 1,3 . D_{50} = 1,3. 0,26 = 0,34\text{m}.$$

L'épaisseur de la couche d'enrochement est

$$e = 1,02 \text{ m}.$$

➤ Conclusion

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue homogène une épaisseur de couche 1,02 m et un diamètre moyen de 30 cm

III.3.5. La crête

Pour assurer une bonne stabilité, conserver contre la dégradation; en utilisant deux couches de gravier :

- La première couche : $d=10-20$ épaisse de 10 cm.
- La deuxième couche : $d=40-60$ épaisse de 20 cm.

III.4. Etanchéité du barrage :

III.4.1. Dimensionnement du noyau:

Le noyau en matériaux argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet le noyau doit être monté au-dessus du niveau des plus hautes eaux, compte tenu des remontés capillaires, il est monté de 0.5 m environ.

III.4.1. 1. La hauteur

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \quad (\text{III.10})$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

$$H_n = 12,97 \text{ m}$$

III.4.1.2. La largeur en crête du noyau :

On choisit en général une épaisseur de l'ordre de 1/6 la hauteur de barrage :

Donc :

$$L_{cn}=2.07m$$

III.4.1. 3. Les fruits des talus du noyau :

Ils doivent être d'une telle sorte à vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} < I_{adm} \quad (III.11)$$

Où :

I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

$$b_m = (L_{cn} + L_b) / 2 \quad (III.12)$$

Où :

L_{cn} : largeur en crête du noyau(m)

L_b : largeur en base du noyau(m)

ΔH : la charge d'eau, donnée par la formule suivante(m)

$$\Delta H = H_1 - H_2 \quad (III.13)$$

Où :

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE ($H_1=12,2$ m)

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2=0$ m).

➤ **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 III.05 : Gradient admissible en fonction de la Classe de l'ouvrage et de type De fondation

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 IV**.

Donc $\text{Iadm}=1.95$

Donc : $\text{bmoy} > (12,2/1.95) = 6,26 \text{ m}$

On aura : $\text{bmoy}=6,26\text{m}$.

$$\text{Lb}=2*\text{bmoy}-\text{Lcn} \quad (\text{III.14})$$

$$\text{Lb}=10.45\text{m}$$

III.4.1.4. La cote en crête du noyau :

$$\text{NCN} = \text{Cf on d} + \text{Hn} \quad (\text{IV.15})$$

$$\text{NCN} = 1051,92 + 12,97$$

$$\text{NCN}=1064,89\text{m NGA}$$

III.4.2. Les drains

Du fait la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif du barrage, malgré que le choix des matériaux de construction été fait de manière à limiter les infiltrations. Il importe donc d'éviter la nuisance de ces eaux à la stabilité du barrage par création de renard, ou par destructions partielles du pied aval du barrage. Un drain est un organe destiné à évacuer les eaux provenant d'une filtration à travers un massif ou d'un ressuyage.

A. Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)

- **Hauteur:**

$$\text{Hdr} = (0,15 \div 0,2) \text{ Hb}$$

Avec :

Hb : Hauteur de la retenue (Hb= 13,97m)

On prend $\text{Hp} = 0,2 \text{ Hb}$, donc on aura : $\text{Hp} = 2,79\text{m}$.

- **Fruit des talus :**

$$m1 = (1 \div 2) ; m2 = (1,5 \div 2,5)$$

Donc, on prend : $m1=1,25$ $m2= 2$

- **Largeur au sommet :**

La largeur (ber) est calculée comme suit :

$$\text{ber} = (1/3 \div 1/4) \text{ Hp}$$

On prend $\text{ber}=1/3\text{Hp}$. Ce qui donne: $\text{ber}= 0.6 \text{ m}$

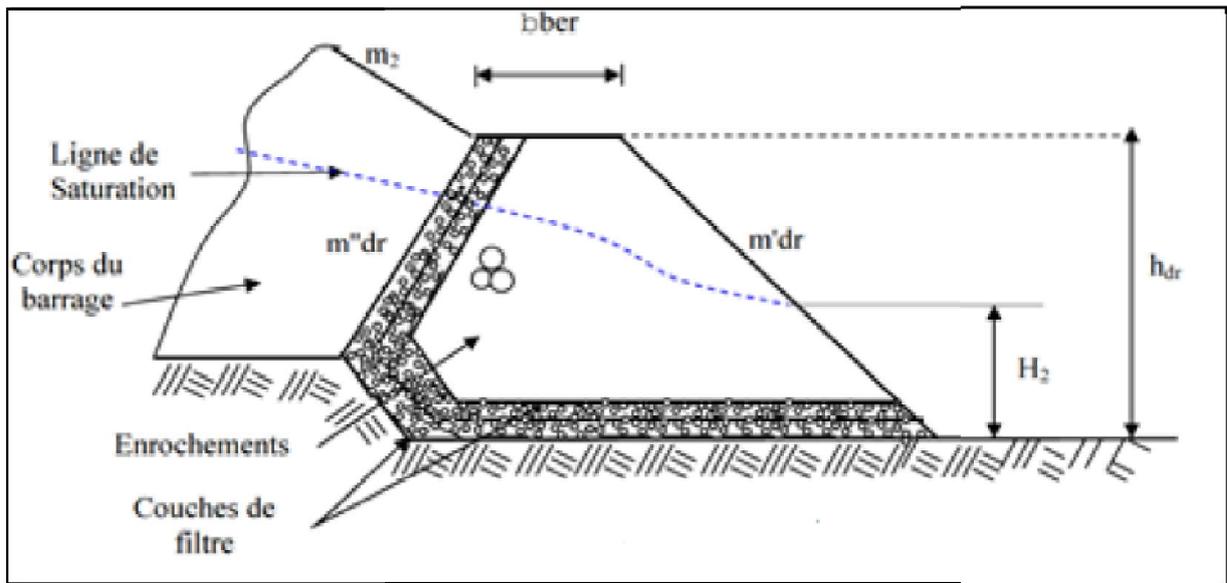


Figure III.01 : Coupe d'un prisme de drainage

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.

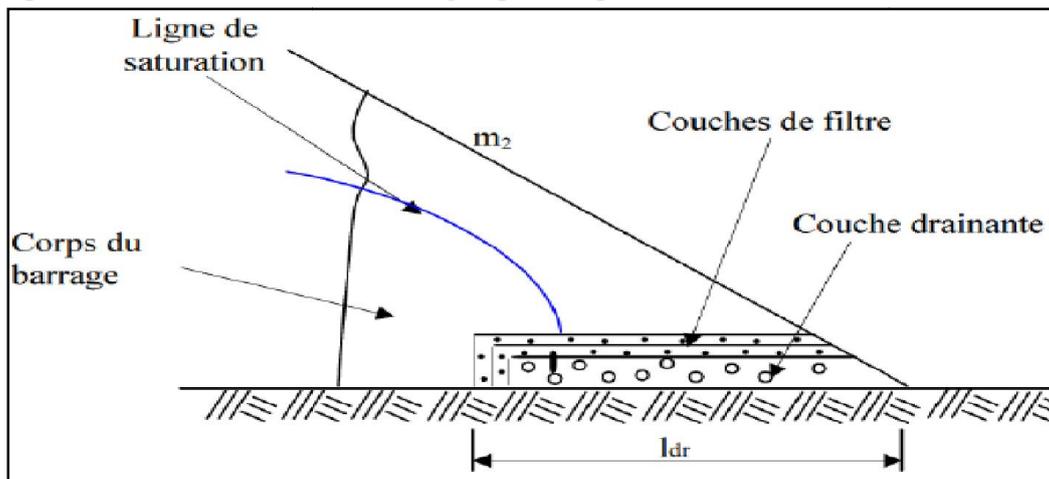


Figure III.02 : Coupe d'un tapis de drainage.

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise de la retenue, on trouve environ une valeur de 19,25 m.

On recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e=0.80m$

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 (Figure III.06). 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.

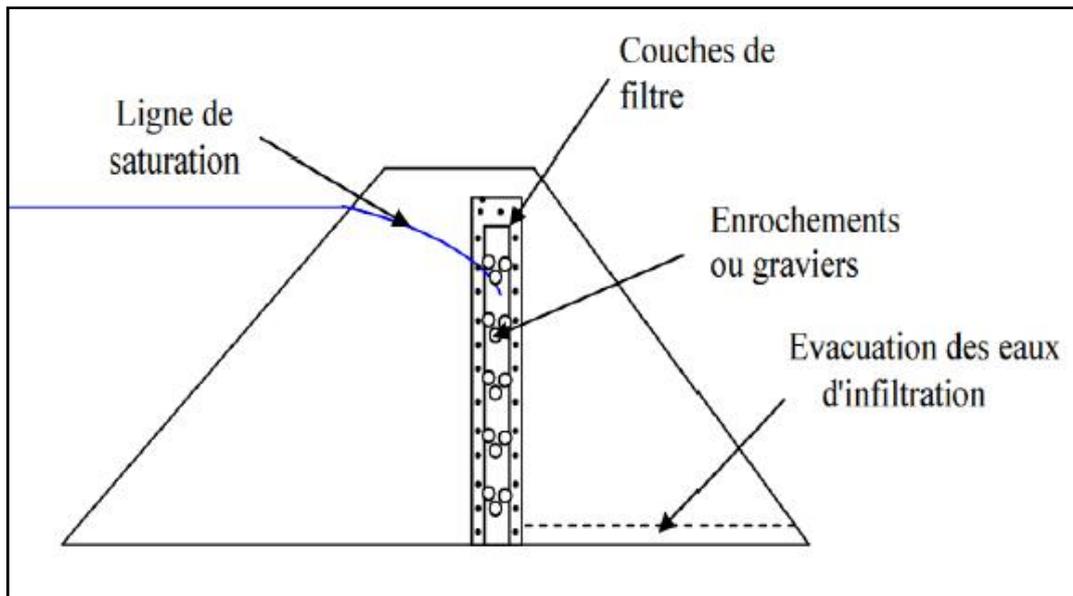


Figure III.03 : Coupe d'un drain vertical.

III.4.3. 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 et drains sont les plus souvent associés, le filtre pouvant jouer lui-même le rôle de drain, surtout dans les petits ouvrages. Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fins des terres drainées. Dans un filtre chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau. Un filtre ne doit ni se dégrader par entrainement de ses éléments, ni se colmater. Il est conseillé pour cela d'utiliser les sables dont le coefficient d'uniformité D_{60}/D_{10} est inférieur à 2.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZAGHI, perfectionnés ensuite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Les matériaux alluviaux (Tout Venant) peuvent être utilisés comme matériau pour le filtre dans les retenues collinaires et petit barrage avec la condition qu'ils remplissent la granulométrie du filtre proposé préalablement vérifié au moyen des calculs correspondants.

➤ Critères de conception

$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 - 5$: Condition d'entrainement des particules fines pour le phénomène de renard.

$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 4 - 5$: Condition de perméabilité.

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

$\frac{D_{60}}{d_{10}} < 20$: Condition d'uniformité du filtre.

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

$$K = 0.35(D_{15})^2 \quad \text{(III.16)}$$

Où :

D₁₅ : en mm

K : obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables.....0, 15m
- Couches horizontales de graviers.....0, 30m

III.4.4. Masque en béton

Les masques d'étanchéités amont sont généralement posés sur une forme drainante établie sur le parement amont du barrage. L'organe d'étanchéité proprement dit doit être la plus part du temps protégé. Selon Materon, 2007 la formule pour déterminer l'épaisseur du masque en béton est donnée par :

$$e = 0.3 + 0.002 * H_b \quad \text{(III.17).}$$

Avec : H_b : hauteur du barrage

$e = 0.33 \text{ m}$

III.5. Fixation de choix définitif de barrage

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- Facilité de la réalisation, zones d'emprunts
- Existences de carrière de matériaux de construction ;
- Distance des zones d'emprunts ;
- Sismologie ;
- Volume des matériaux de construction
- Dispositif d'étanchéité ;

III.5.1 Etude comparative

Une étude de comparaison approximative des différents volumes de chacun des types des barrages choisis parait nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et de la disponibilité des matériaux de construction, cette étude est particulièrement technico-économique.

III.5.2. calcul du volume des différents matériaux

Pour faire le choix décisif de la variante à retenir, on doit procéder aux calculs des volumes des différentes variantes en ayant les prix unitaire des divers éléments.

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

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \quad (III.18)$$

Où :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

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

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} * H_{bi} \quad (III.19)$$

Où :

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad (IV.20) \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * d \quad (III.21)$$

Où :

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

En effectuant le même calcul, nous aurons le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

A- Barrage homogène en argile :

Le tableau suivant donne le volume des recharges nécessaires pour la construction de la digue homogène en argile.

Tableau III.06. Le volume des recharges nécessaires pour la digue

Coupe N°	1	2	3	4	5	6	7	8
Hb (m)	0	0,35	3,25	7,05	12,4	8,65	2,65	0
Bp (m)	5	6,925	22,875	43,775	73,2	52,575	19,575	5
S (m²)	0	2,087	45,297	171,932	484,840	249,012	32,562	0
di (m)	0	62	62	62	62	62	62	0
Si+1	2,087	45,297	171,932	484,840	249,012	32,562	0,000	0
Recharge	64,693	1404,203	5329,888	15030,04	7719,368	1009,418	0	

B- Barrage Zoné à noyau d'argile :

Le tableau suivant donne le volume des recharges nécessaires pour la construction de la digue zoné a noyau

Tableau III.07:Le volume des recharges nécessaires pour la digue.

Coupe N°	1	2	3	4	5	6	7	8
Hb	0	0,35	3,25	7,05	12,4	8,65	2,65	0
Bp	5	6,925	22,875	43,775	73,2	52,575	19,575	5
S	0	2,087	45,297	171,932	484,840	249,012	32,562	0
di	0	62	62	62	62	62	62	0
NOYAU	0	506,87	1324,77	5789,87	2793,06	2103,27	405,19	0
RECHARGE	0	1722,83	7968,53	36844,03	20273,34	14390,93	1021,01	0

C- Barrage en enrochement avec masque en béton

Tableau III.08:Le volume des recharges nécessaires pour la digue

Hb	0	0,35	3,25	7,05	12,4	8,65	2,65	0
Bp	5	6,925	22,875	43,775	73,2	52,575	19,575	5
S	0	2,087	45,297	171,932	484,840	249,012	32,562	0
ENRO	0	62	62	62	62	62	62	0
BETO	0,00	269,13	521,82	1282,98	834,09	700,55	228,04	0,00

III.6. Estimation du cout des variantes

Le tableau suivant donne le cout des différentes variantes étudiées.

Tableau III.09. Les couts des différentes variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit(DA)	Coût(DA)	Totale(DA)
Homogène	Recharge	59964,569	500	29982284,5	51307964,5
	Protection	21325,68	1000	21325680	
Zoné	Recharge	55750,67	600	33450402	52108434
	Noyau	15548,36	1200	18658032	
Avec masque	Recharge	61598,58	600	36959148	282096768
	Béton armé	5836,61	42000	245137620	

Conclusion

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

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes Variantes et d'autres considérations.

D'après le rapport géologique et géotechnique, ainsi que la disponibilité des matériaux le barrage homogène est le plus faisable du point de vue économique et technique.

CHAPITRE IV
ETUDE DE LA
VARIANTE
CHOISIE

Introduction

La retenue collinaire en terre homogène d'EL KSOB est retenue comme la solution technique adoptée et adéquate aux conditions locales de site du barrage.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries des barrages en terre sont provoquées par la déformation de filtration, et quel que soit sa perméabilité, un remblai soumis à une charge d'eau (digue en terre) va se saturer partiellement, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient hydraulique, et le débit d'infiltration à travers l'ouvrage et le sol de fondation. Les causes peuvent être de différentes origines :

- Nature des matériaux de remblai
- méthodes de compactage et de réalisation de ces remblais.
- méthodes adoptées pour assurer l'étanchéité sous la digue du barrage.
- fiabilité des reconnaissances géotechniques.

. Il n'existe pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un tel système sans faire d'hypothèse. Pour arriver à un résultat, on est obligé de se donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. On prend généralement une surface cylindrique circulaire à axe horizontal, apparaît comme un cercle appelé cercle de glissement dans une coupe vertical de la digue. Cette hypothèse est bien conforme à ce qu'on a pu observer sur les glissements de talus. A partir de cette hypothèse, on découpe le terrain en tranches verticales de faibles épaisseurs juxtaposées et on étudie l'équilibre de l'ensemble. Pour notre cas un barrage en terre dont sa résistance au cisaillement sera fonction de la pression interstitielle et des deux caractéristiques, cohésions et angle de frottement interne. Dans la littérature, il existe plusieurs méthodes de calcul. Nous optons pour la méthode de FELLENIUS.

On dispose donc dans ce chapitre un calcul détaillé des infiltrations à travers le corps de barrage et on va vérifier sa stabilité :

IV.1. La coupe type de barrage

La coupe type de barrage est composé de

- Corps de digue en remblai bien compacté ;
- Deux filtres sont posés (filtre grossier et filtre fin d'épaisseur 1 m chaque) dans le talus amont sous la couche d'enrochement. Et le deuxième autour de drains tubulaire;
- une protection en enrochement d'épaisseur 1,14 m au parement amont.
- une protection en gravier au parement aval et au niveau de la crête.

IV.2.Calcul des filtres

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est une pratique normale dans l'ingénierie. Les particules plus fines du sol peuvent être entraînées par

Les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux d'eau.

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.

De nos jours, on remplace souvent ces filtres granulaires naturels ou concassés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en œuvre par rapport aux filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

IV.2.1 Règles générales de dimensionnement des filtres

La référence usuelle en la matière est celle des règles de Terzagui. Elles s'énoncent comme suit :

Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique. Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

➤ Critères de conception

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

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

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

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

IV.2.2. Détermination du fuseau granulométrique du filtre

Généralement le choix du filtre doit répondre aux critères de TERZAGUI :

$$\frac{d_{15}^{filtré}}{d_{15}^{sol \text{ protéger}}} > 4$$

Associer à la condition citée en équation ci-dessus, l'US Bureau of réclamation préconise les relations suivantes :

$$\frac{d_{15\text{filtre}}}{d_{85\text{sol à protéger}}} < 5 \quad ; \quad \frac{d_{15\text{filtre}}}{d_{15\text{sol à protéger}}} < 20 \quad ; \quad \frac{d_{50\text{filtre}}}{d_{50\text{sol à protéger}}} < 25$$

Cette figure montre la méthode pour tracer le fuseau du filtre :

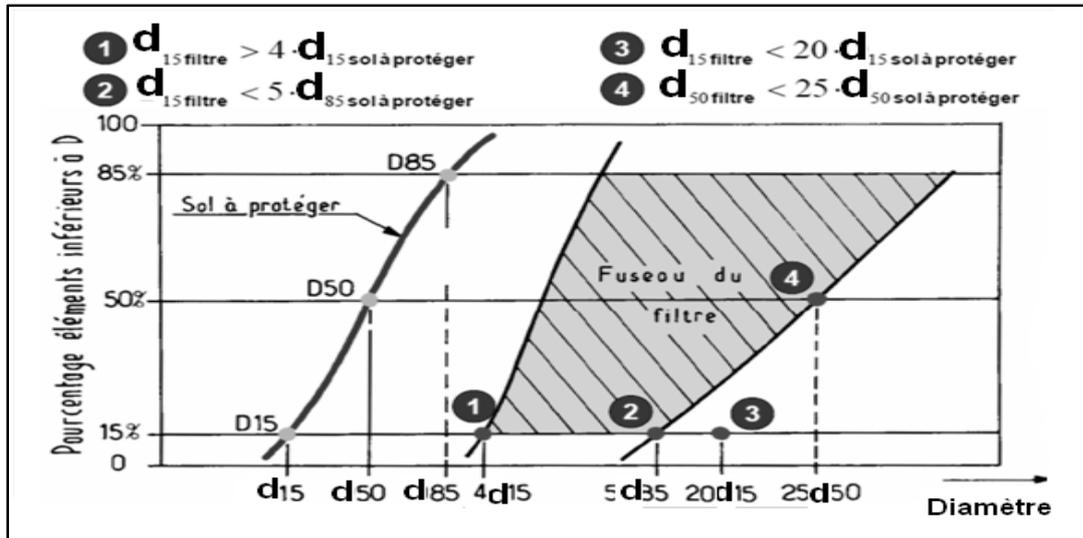


Figure IV.01 : Principe graphique de détermination de fuseau granulométrique d'un filtre

➤ **Filtre 01 :**

En tenant compte des règles suivantes :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \tag{IV.1}$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \tag{IV.2}$$

Avec :

D_{50} : diamètre de filtre

D_{15} : diamètre du sol à protéger.

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

$$- \quad 0.307\text{mm} < D_{15} < 0.317\text{mm} \quad \quad -0,505\text{mm} < D_{50} < 0.643\text{mm}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$\begin{aligned} D_{15} &= 0.312\text{mm} \\ D_{50} &= 0.574\text{mm} \end{aligned}$$

A- Vérification de la condition d'absence du phénomène de renard

L'exigence primordiale aux sols des filtres est qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du phénomène de Renard.

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1+0.05\eta) \cdot \frac{n}{1-n} \quad (IV.3)$$

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.

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

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1+0.05 \eta) \frac{n}{1-n} \quad (IV.4)$$

Tableau IV.01: Les valeurs de la courbe granulométriques de F_1 :

Di	D17	D10	D15	D20	D50	D60	D80	D100
Valeur (mm)	0,312	0,274	0,312	0,349	0,574	0,648	0,835	0,948

AN : $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 2,8$ coefficient d'hétérogénéité ;

$n = 0,4 - 0,1 \cdot \log \eta = 0,41$;

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.72 > 0.29$$

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

B- Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad (IV.5)$$

Avec :

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.312}{0.835} < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

L'épaisseur minimale des couche du filtres inversés est donnée par :

$$t_{\min} \geq (0,2 - 0,5) D_{85}$$

$$t_{\min} = 0,2$$

➤ filtre 02 :

En tenant compte des règles suivantes :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

Avec :

D_{50} : diamètre de filtre

D_{15} : diamètre du sol à protéger.

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

- $0.008\text{mm} < D_{15} < 0.032\text{mm}$
- $0,03\text{mm} < D_{50} < 0.037\text{mm}$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$\begin{matrix} \mathbf{D_{15} = 0.02mm} \\ \mathbf{D_{50} = 0.033mm} \end{matrix}$$

A- Vérification de l'absence de RENERAD dans le sol des filtres :

L'exigence primordiale aux sols des filtres est qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du phénomène de Renard.

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1+0.05\eta) \cdot \frac{n}{1-n}$$

D'où :

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$.

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$.

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux.

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Tableau IV.02: La valeur de la courbe granulométriques de F_2 :

Di	D17	D10	D15	D50	D60	D85	D100
Valeur (mm)	0,028	0,01	0,026	0,037	0,048	0,067	0,0948

AN : $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 4,8$ coefficient d'hétérogénéité ;

$n = 0,4 - 0,1 \cdot \log \eta = 0.41$;

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.64 > 0.32$$

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

B- Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :

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

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.026}{0.067} < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

IV.3. La clé d'ancrage

La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à 5 mètre. On détermine les dimensions du dispositif de l'ancrage par le calcul, et on les corrige d'après les conditions des exécutions des travaux en cas d'utilisation de procédés mécanisés. L'épaisseur de élément (clef d'ancrage) est égale (3-4) m, prend les talus ($m_1=m_2=1/1$)

IV.4. Protection de la Crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compacté (une couche de grave argileuse compactée). Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

Pour assurer une bonne stabilité, conserver contre la dégradation; en utilisant deux couches de gravier :

- La première couche : $d=10-20$ épaisse de 10 cm.
- La deuxième couche : $d=40-60$ épaisse de 20 cm.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé)

IV.5. Etude des infiltrations

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries des barrages en terre sont provoquées par la déformation de filtration, et Quel que soit sa perméabilité, un remblai soumis à une charge d'eau (digue en terre) va se saturer partiellement, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient hydraulique, et le débit d'infiltration à travers l'ouvrage et le sol de fondation.

IV.5.1. Objectif de calcul d'infiltration

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- C- La zone submergée du corps de la digue.
- D- Les pressions interstitielles.
- E- Le tracé de la ligne de saturation.
- F- Le débit de fuite à travers le corps.

IV.5.2. Détermination de la ligne de saturation

On appelle ligne phréatique à travers le corps de la digue, la ligne correspondante à la pression hydrostatique nulle. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante à l'élévation capillaire de l'eau de saturation.

Le tracé de la ligne phréatique est nécessaire pour la détermination des débits de fuite à travers le corps de la digue afin d'apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement très dangereux le long du talus aval.

➤ **Hypothèses de calcul de la ligne de saturation**

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 celle verticale.
- Que la ligne de saturation suit la loi de la parabole de Kozeny.
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

➤ **Tracé de la ligne de saturation**

Kozeny a montré que dans un barrage en terre homogène non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer o est situé au pied du parement aval du barrage. L'équation de cette parabole s'écrit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \tag{IV.7}$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d^2$$

Où:

d : Largeur en base du noyau diminuée.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

$$d = B - 0,7.b$$

B : La largeur en base

b=28.55m (Déterminé graphiquement)

$$y_0 = 7.04m$$

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

$$Y^2 = 49.56 + 1,56x$$

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. En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point (D) sensiblement situé à une distance de a.

$$a = \frac{y_0}{2} \tag{IV.8}$$

$$a = 0.49$$

Tableau IV.03 : Coordonnées de la parabole de Kozeny.

x	-0.39	0	5,0	10,0	15,0	28,0	29,0	30,8
y	0	7,04	6,46	5,83	5,11	2,42	2,08	1,66

• Détermination de la position de C1

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point à une distance « a » du foyer « o » et une distance « a + Δa » du point d'intersection de la parabole de KOZENY avec le talus aval. Donc Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du barrage est déterminé par l'équation polaire suivante :

$$\rho = y_0 / (1 - \cos \alpha)$$

Avec : ρ : rayon polaire

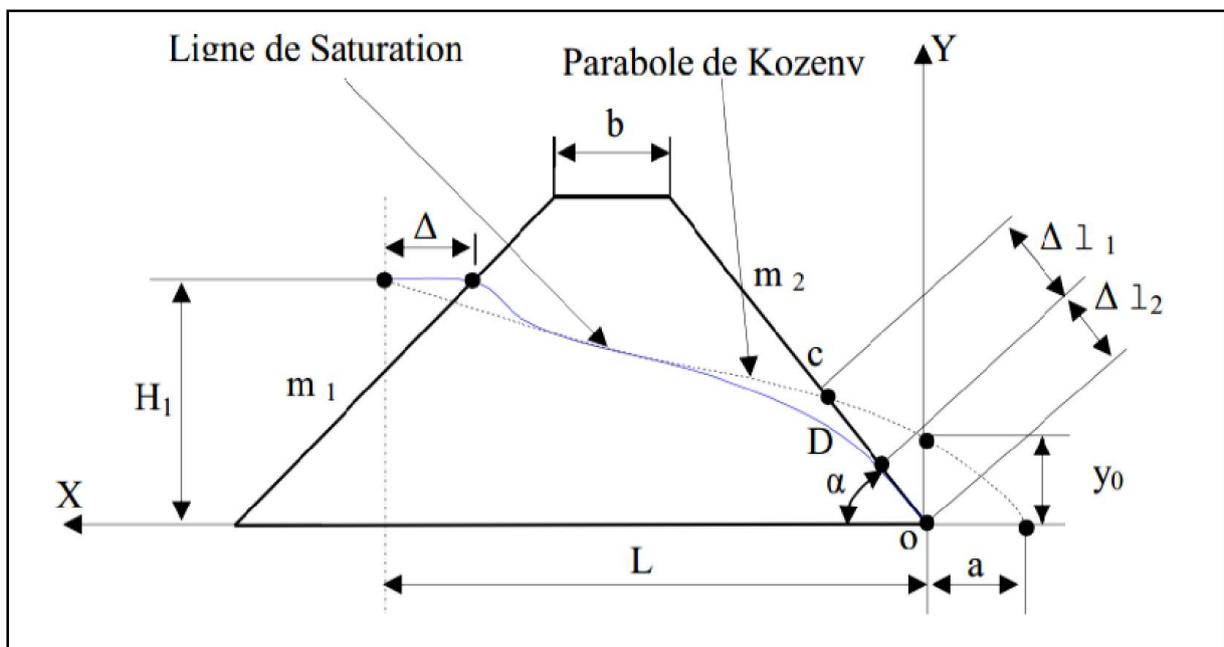
α : angle de face aval du noyau avec l'horizontale.

Nous aurons alors :

$$a + \Delta a = y_0 / (1 - \cos \alpha)$$

$$a + \Delta a = 0.78 / (1 - \cos 24) = 9.02$$

A partir de l'abaque de CASAGRANDE, et en fonction de la l'angle α, on détermine $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$



(Techniques des barrages en aménagement rural)

Figure IV.02: Correction de la ligne de saturation avec le parement aval

On a : α = 25° ρ = a + Δa = 9.02 $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.38$

D'après la résolution des deux équations suivantes :

$$\rho = a + \Delta a = 9.02$$

$$\Delta a = 0,38 * (a + \Delta a)$$

$$\Delta a = 3.42 \quad a = 5.59$$

IV.5.3 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$qn = K.I.A \quad (IV.9)$$

Où :

q_n : débit d'infiltration (m³/s/ml).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

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

Donc : $q_n = K y \frac{dx}{dy}$, Avec : $y \frac{dx}{dy} = y_0$

D'où :

$$q_n = K \cdot y_0$$

Sachant que : $K = 1 \times 10^{-8}$ m/s

On a :

$$q_n = 0,57 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

Le débit total à travers de la digue sera :

$Q = q_n \cdot L$ pour $L = 432,59$ m

AN : $Q = 2,47 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$

IV.5.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

- **Corps du barrage**

La résistance d'infiltration du sol est donnée par :

$$I = \frac{DH}{l} \leq I_{adm} \quad (\text{IV.10})$$

Où :

ΔH : perte de charge à travers le barrage ; $\Delta H = 11.03$ m et $l=64,79$ m

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau IV.8.

Donc pour notre cas $I_{adm} = 1.25$

$$I = 0,17 \leq I_{adm}$$

Donc La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

- **Fondation**

Le débit d'infiltration à travers la fondation est donné par la loi de Darcy :

$$q_n = K \cdot I \cdot A \dots (\text{IV.09})$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. (10^{-7} m/s)

I : Gradient hydraulique qui est donné par:

$$I = H/L_b \quad (\text{IV.10})$$

H : charge d'eau dans retenue ;

A : Section d'infiltration par unité de longueur.

L_b : L'emprise de barrage $L_b=68,25$ (m) ;

T : Profondeur du sol de fondation perméable ($T=4$ m)

Les résultats sont présentés dans le tableau V.04 :

Tableau IV.04 : Le débit d'infiltration à travers la fondation

Hb	I	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q (m ³ /s)
13,84	0.17	1. 10 ⁻⁵	4,64.10 ⁻⁶	2,01 .10 ⁻⁵

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante vérifiée :

$$I_f < \frac{I_c}{K_s} \quad (IV.11)$$

I_c : gradient d'infiltration critique donne par le tableau

K_s : coefficient de sécurité déterminée d'après le tableau

Tableau IV.05 : Le gradient d'infiltration critique

sol de fondation	Argile	Limon	Sable grossie	Sable moyen	Sable fin
I _{cr}	1.20	0.65	0.45	0.38	0.29

Tableau IV.06 : Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage

La classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
K _s	1.25	1.20	1.15	1.10

Avec :

$$I_f = \frac{DH}{L+0.88T_c} \quad (IV.12)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation (2m)

H : charge d'eau (11,03m).

L : longueur la base du barrage (432,59).

$$I_f = 0,025$$

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = 1,1 > I_f$$

D'ou La résistance d'infiltration de la fondation est vérifiée.

➤ **Conclusion**

D'après les résultats de calcul des infiltrations à travers le corps de barrage, on constate que la résistance aux infiltrations est assurée et cela va influencer positivement sur la stabilité de tout le barrage.

IV.6. Calcul de stabilité

L'étude d'un projet de digue en terre nécessite la vérification de la stabilité de l'ouvrage aux principaux stades de sa réalisation, et notamment lorsque ses conditions de service sont les plus défavorables, c'est-à-dire lorsque l'eau de la retenue atteint son niveau maximal. L'étude de stabilité correspondante comporte généralement l'étude de l'écoulement permanent à travers la digue et sa fondation et l'étude de stabilité en rupture circulaire du talus aval, cette dernière étant faite à partir des contraintes effectives et prenantes en compte les pressions interstitielles obtenues à partir de l'étude d'écoulement.

IV.6.1. Généralités sur la stabilité des barrages

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, Bishop, Spencer, Janbu, la méthode dite des coins. 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 de contraintes, résultant de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puits renard :

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

- l'instabilité mécanique en fondation.

V.6.2. Conséquences de l'instabilité des talus

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

La vérification de la stabilité des talus tient compte de caractéristiques géotechnique des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- **Etat normal en service (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 ;
- **Fin de construction (Talus amont et aval):** 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 ;

- **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 ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont ;

La vérification des talus du barrage par la méthode grapho-analytique consiste à déterminer le coefficient de stabilité « K », qui est le rapport des moments des efforts de stabilité sur les moments des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau IV.7.

Tableau IV.07: Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges Et des actions	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	IV
Fondamentales	1,30-1,20	1,20-1,15	1,15-1,10	1,10-1,05
Singulières	1,10-1,05	1,10-1,05	1,05	1,05

(Technique des petits barrages, 2003)

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus. (classe de notre retenue : classe IV)

IV.6.3.Ordre de calcul (Méthode de Fandeev) :

- 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 de 85° par rapport à la ligne du talus.
- Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$R_1 = K_1 H_b.$

$R_2 = K_2 H_b.$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=14m$).

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

Tableau IV.08: valeurs de K_1 et K_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1=R_1/H_b$	0.75	0.75	1	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 :

Tableau IV.09: valeurs de K_1 et K_2 choisis

Talus	Pente de talus	K_1	K_2	R_1	R_2
Aval	2.5	0,875	2,02	12,25	28,28
Amont	3	1	2.3	14	32.2

- Le centre des rayons étant le point « B ». L'intersection des rayons R1 ; R2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles.
- On trace ensuite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est-à-dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »
- On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$,
- on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la section « 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 de séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
 - Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$
- Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

IV.6.4. 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.

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3)$$

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches;

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

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

γ_3 : densité de l'assise;

b : largeur de la tranche.

b- Force de pression interstitielle :

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

$$P = U . dl = \gamma_w . h . dl$$

U : Pression interstitielle;

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

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

h : Hauteur de la tranche.

c- Forces de cohésion :

$$F_c = c . dl.$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d- Forces dues au séisme

$$T = a \cdot G_n$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

➤ **Classement des forces**

On peut classer toutes ces forces comme suit :

a. Force de frottement :

$$F_1 = N_n \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi.$$

Avec :

➤ **Les forces stabilisatrices**

φ : Angle de frottement.

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

b. Force de cohésion

$$F_c = c \operatorname{dl} \quad \text{Avec :}$$

$$\operatorname{dl} = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$$

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 :

$$M_s = [(N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R.$$

➤ **Les forces motrices :**

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

IV.6.5. Calcul du coefficient de sécurité par FELLENIUS pour les différents types de Fonctionnement

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement (voir figure V.2) est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur, l, et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables.

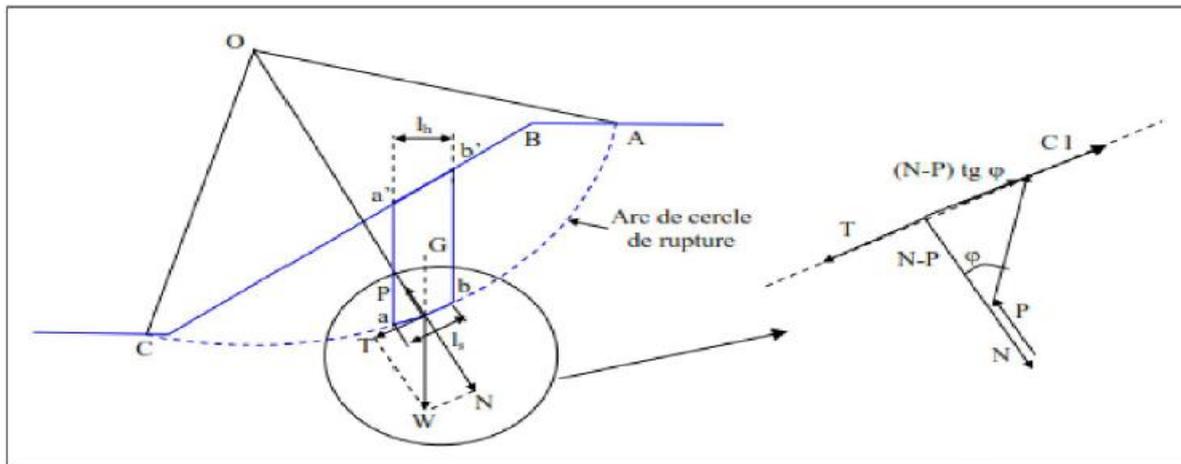


Figure. IV.03 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

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

A- Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - p_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - p_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot dl}{(1/R) \sum G_n \cdot a_n \cdot dn_i} \geq K_{adm}$$

B- Retenue vide (fin de construction) et Vidange rapide

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i \cdot dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i \cdot dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot dn_i)} \geq K_{adm}$$

Tableau IV.10 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité FELLEUS	
		Sans séisme ($K_{adm}=1,1-1,05$)	Avec séisme ($K_{adm}=1,05$)
Fin de construction	Rayon du cercle	Talus aval	
	R=31,7	1,81	1,5
	R=32,96	3,43	2,85
	R=33	4,1	3,52
Retenue normale	Cercle de glisse	Talus aval	
	R=18,9	2,38	1,77
	R=19,38	2,095	1,482
	R=19,45	2,62	1,52
Vidange rapide		Talus amont	
	R=17,39	2,99	1,71
	R=16	2,86	1,56
	R=15	2,58	1,5

Conclusion :

On remarque d’après les résultats obtenus dans le tableau IV.10 que les coefficients de sécurité minimum calculés pour les différents cas de sollicitation sont strictement supérieurs aux coefficients de sécurité admissibles, ceci pour les cas avec séisme ou sans séisme. Donc, on conclue que la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

CHAPITRE V
ETUDE DES
OUVRAGES
ANNEXES

Introduction

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage 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 seront :

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de vidange de fond.

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.

V.1.Ouvrage d'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

V.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences typographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories (CGB, 1987) selon les principes type :

- a. l'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puit noyé.

V.1.2. Différents types des évacuateurs de crues.**➤ Les évacuateurs de crues de surface ou latéral :**

Les déversoirs à seuils libre se révèlent la meilleure option en termes de fiabilité, simplicité, sécurité, coûts de construction et maintenance. Ils ne nécessitent aucune intervention humaine pour leur fonctionnement et ne sont donc pas susceptible de tomber en panne en cas de crue, ou bien de s'ouvrir intempestivement en période normale. L'évacuateur de surface est le plus répandu en raison de sa facilité d'implantation et ses avantages hydrauliques, on distingue :

➤ Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal

L'Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal a un seuil disposé face à la rivière l'écoulement ne change pas de direction. Il présente les avantages suivants:

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet, ainsi que la facilité de réalisation.
- Le coût de réalisation est peu élevé.

Cependant, ils ne permettent aucune maîtrise du débit déversé (et donc des variations de débit à l'aval), ils exigent donc une protection telle qu'un dissipateur d'énergie en aval.

➤ Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

L'évacuateur est à entonnement latéral lorsque le seuil est disposé parallèlement à la rivière l'écoulement change de direction à 90°.

Lorsque le débit de crue est important, le seuil est en principe très long, ce qui conduit en général à choisir ce type d'évacuateur.

L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

➤ Les évacuateurs vannés de fond ou de demi-fond

Les évacuateurs de crues de demi-fond ou de fond comportent une partie verticale en forme de puits qui se prolonge par une galerie ou une conduite qui passe sous l'ouvrage ou sous l'un de ses appuis et rejoint la vallée au pied du barrage.

Ils fonctionnent en charge normalement sur tout ou partie de leur longueur. De manière générale, les pertuis de fond comprennent deux vannes : une vanne de garde et une vanne de contrôle du débit

➤ Evacuateur de crues en puits (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se 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.

Ce type d'ouvrage équipe le plus souvent les grands barrages vu les avantages suivants:

- Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs présente les inconvénients suivants :

- Problème de saturation (débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- Problème de vibration.
- Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
- Dissipation au pied de la digue.

➤ Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

V.1.3. Choix de la variante

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles.

Ceci nous conduit à rejeter cette variante en plus des difficultés d'implantation. L'évacuateur de crue latéral s'adapte rigoureusement à notre site, du faite que les excavations seront réduites.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal peut être envisagé, puisque la largeur déversant n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

V.1.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crues

L'évacuateur de crues est constitué d'éléments suivants :

- ✓ Un canal d'approche.
- ✓ Un déversoir.
- ✓ Un convergent.
- ✓ Un coursier (1^{ère} tronçon).
- ✓ Un bassin de dissipation.
- ✓ Un coursier (2^{ème} tronçon).
- ✓ Des murs bajoyers

V.1.4.1. Le canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider pacifiquement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est peu turbulent avec une vitesse faible.

A- Vitesse d'approche

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{b(h+p)} \quad (V.2)$$

Avec :

- b: largeur du déversoir (b=16m).
- Q: débit évacué (Q=39,332m³/s).
- P : hauteur de pelle (p = 1m)
- H : charge déversante (h = 1.2 m).
- m : fruit de talus du canal d'approche, on prend m = 2 pour les canal non revêtus.

V=1,12m/s

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s, $V < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

B- Longueur du canal d'approche

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 35 m.

V.1.4.2.Le déversoir

La capacité d'évacuation est contrôlée par le déversoir situé dans la partie amont de l'évacuateur .La partie aval (chenal, coursier, etc.) doit être conçue pour évacuer le débit du déversoir sans perturber le régime d'écoulement.

Le débit du déversoir est fonction de la charge sur le seuil et du profil de la crête. Le profil Creager est généralement adopté puisqu'il conduit à une lame déversante qui adhère à la forme de ce profil.

➤ **Calcul du profil de déversoir de type Creager :**

D'après les coordonnées Standard du Hd = 1 m (ref : élément de dimensionnement de barrage déversoir)

Tableau VI.01:Profil de déversoir Creager :

Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1,2m			
H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
1,200	0,000	0,151	-0,997
	0,120	0,043	-0,964
	0,240	0,008	-0,926
	0,360	0,000	-0,888
	0,480	0,008	-0,842
	0,720	0,072	-0,744
	0,960	0,176	-0,613
	1,200	0,307	-0,456
	1,440	0,472	-0,263
	1,680	0,678	-0,036
	2,040	1,048	0,366
	2,400	1,482	0,832
	3,000	2,352	1,800
	3,600	3,389	3,000
	4,200	4,582	4,392

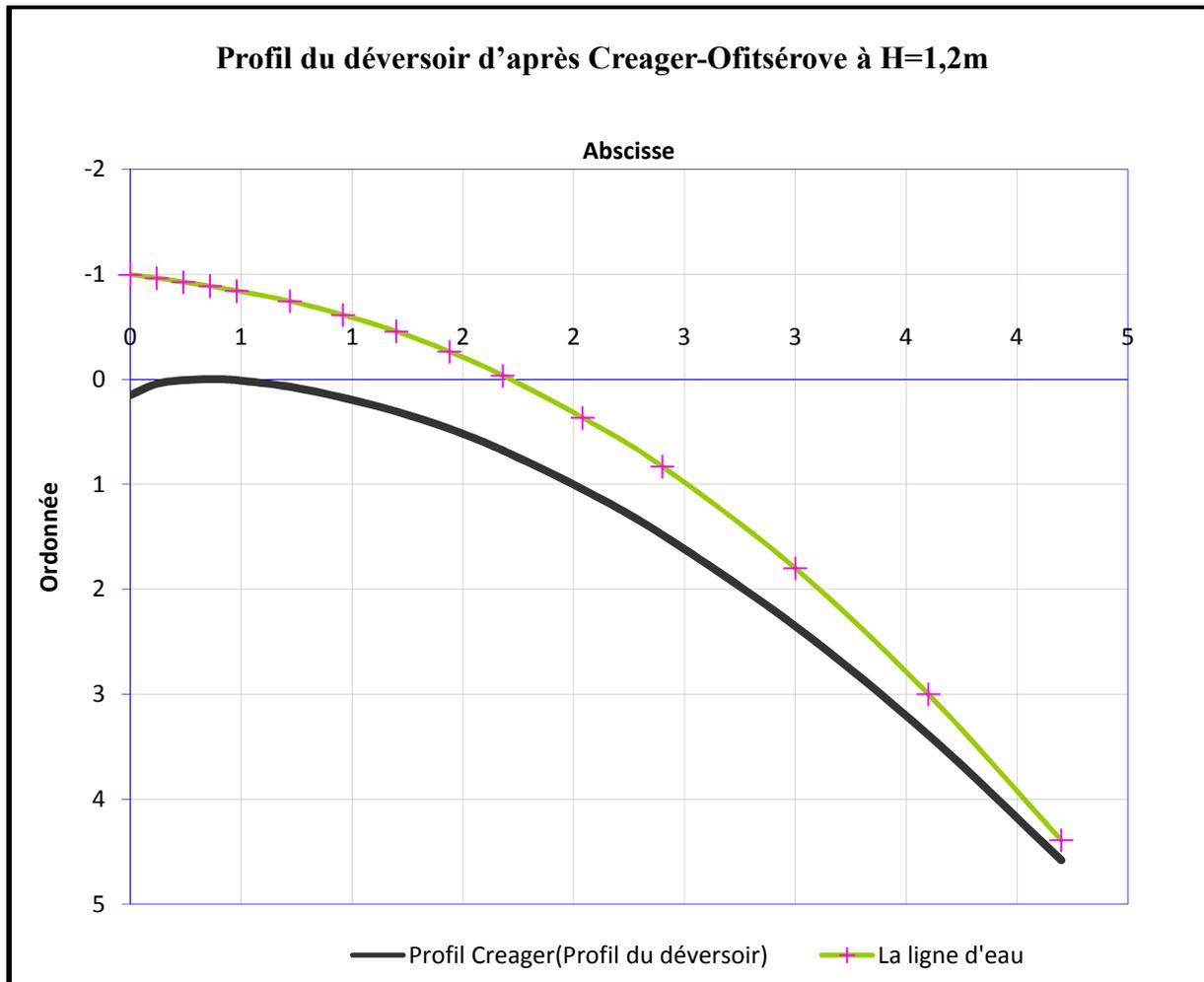


Figure V.01: Profil du déversoir du type Creager

V.1.4.3. Transition (convergent)

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement, et égale à celle du coursier dans sa partie terminale. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$LC = 2,5 (BC + bC)$$

Ou :

BC : est la largeur au plafond du bief amont (BC = 16 m).

bC : est la largeur au plafond de la section de contrôle (bC = 6m).

La longueur du convergent est de 21m.

V.1.4.4. Le coursier

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

➤ **Profondeur critique**

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2 \max, p\%}{g * b^2}}$$

$$h_c = 1,84 \text{ m}$$

➤ **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier par la méthode indirecte de l'intégration numérique**

-Principe de la méthode :

Cette méthode est une solution l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant $dQ/dx=0$, est :

$$dy/dx = (S_0 - S_f) / (1 - F_r^2)$$

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 :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2) / (A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \tag{V.3}$$

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 :

$$Y_{\text{moy}} = \frac{Y_i + Y_{i+1}}{2}$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée 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 supérieur 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 $L = 118$ de coursier .

-Les données de départ sont :

-Largeur du canal $b = 5\text{m}$.

-Débit à évacuer : $Q = 39,13 \text{ m}^3/\text{s}$.

-La pente du coursier : $I = 0.1\%$

-La longueur du coursier : $L = 118\text{m}$.

Coefficient de Strickler (71.43).

Tableau V.02 : Calcul de profondeur normale

Hn(m)	b(m)	S(m ²)	P(m)	R(m)	C	v(m/s)	Q(m ³ /s)
0,575	5	2,875	6,15	0,46747967	62,93	13,61	39,12
0,5751	5	2,8755	6,1502	0,47	62,93	13,61	39,13
0,5752	5	2,876	6,1504	0,47	62,93	13,61	39,14

Hn=0,575m

Dans notre cas $Y_n < Y_c$ (courbe de remous type S2)

Tableau V.03: Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Y	Ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr ²	1-fr ²	$n^2Q^2/A^2R^{(4/3)}$	I0-H	Δx	L
1,84										
1,69	1,765	8,83	8,53	1,03	1,14	-0,14	0,0037	0,10	-0,14	0,00
1,59	1,64	8,2	8,28	0,99	1,42	-0,42	0,0045	0,10	-0,44	0,44
1,49	1,54	7,7	8,08	0,95	1,71	-0,71	0,0054	0,09	-0,76	1,20
1,39	1,44	7,2	7,88	0,91	2,09	-1,09	0,0065	0,09	-1,19	2,38
1,29	1,34	6,7	7,68	0,87	2,59	-1,59	0,0080	0,09	-1,77	4,16
1,19	1,24	6,2	7,48	0,83	3,27	-2,27	0,0100	0,09	-2,61	6,76
1,09	1,14	5,7	7,28	0,78	4,21	-3,21	0,0128	0,09	-3,86	10,63
0,99	1,04	5,2	7,08	0,73	5,55	-4,55	0,0167	0,08	-5,88	16,50
0,89	0,94	4,7	6,88	0,68	7,52	-6,52	0,0226	0,08	-9,53	26,03
0,79	0,84	4,2	6,68	0,63	10,53	-9,53	0,0316	0,07	-17,75	43,77
0,69	0,74	3,7	6,48	0,57	15,41	-14,4	0,0463	0,05	-74,21	118,0
0,567	0,629	3,14	6,26	0,50	25,15	-24,2	0,0761	0,02		

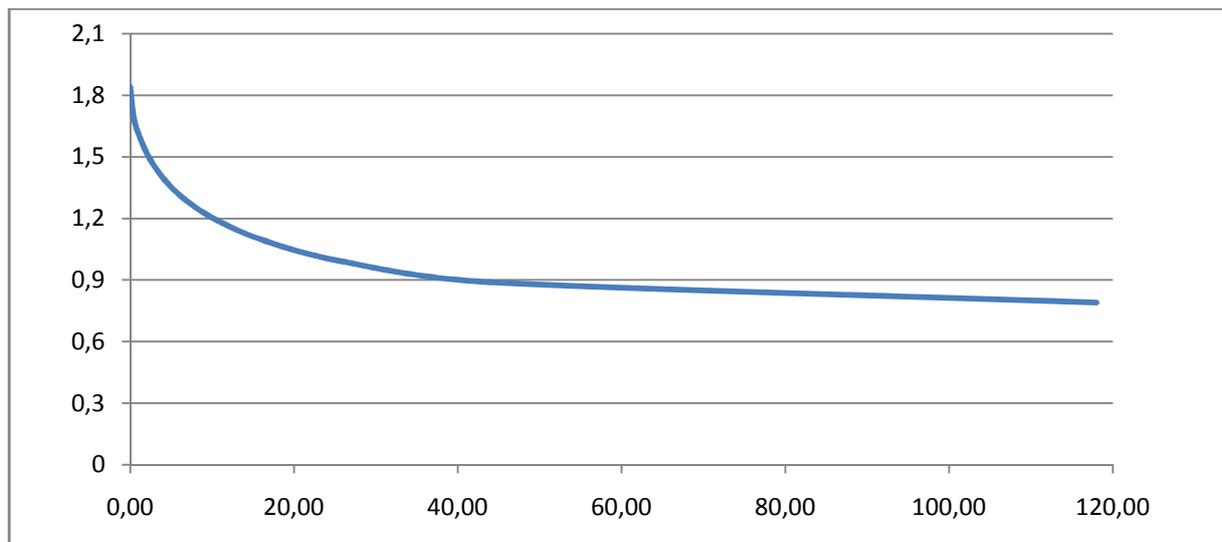


Figure V.02 : Ligne d'eau dans le coursier.

D'après le tableau les résultats de calcul de la ligne d'eau a la fin du coursier sont :

$$Y=0,567m ; Fr=5,01$$

V.1.4.5. Le dissipateur d'énergie

L'énergie créée à la fin du coursier qui est due aux grandes vitesses 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.

Cet ouvrage permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les restituer 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 avec de petites oscillations 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).

- **Pour notre cas :**

Fr = 5,01 donc Ressaut stable

Donc on doit projeter un bassin de dissipation **type II**.

A- Détermination des caractéristiques du bassin :

De l'abaque de l'annexe on a :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) = 6,10$$

d'où $y_1 = 0,567\text{m}$.

$$y_2 = 3,45\text{m}$$

Avec :

y_1 : Tient d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tient d'eau après le ressaut en (m).

B- Longueur du bassin :

A partir de l'abaque de L/y_2 en fonction de Fr d On a : $\frac{L}{Y_2} = 5.1$

On prend : $L = 30\text{m}$

V.1.4.6. Dimensionnement des blocs de chute

La hauteur = $2 \cdot y_1 = 1.13\text{ m}$

- La largeur de bloc de chute : 0,8m
- L'espacement 1,3m
- Hauteur du seuil terminal : 1.6m

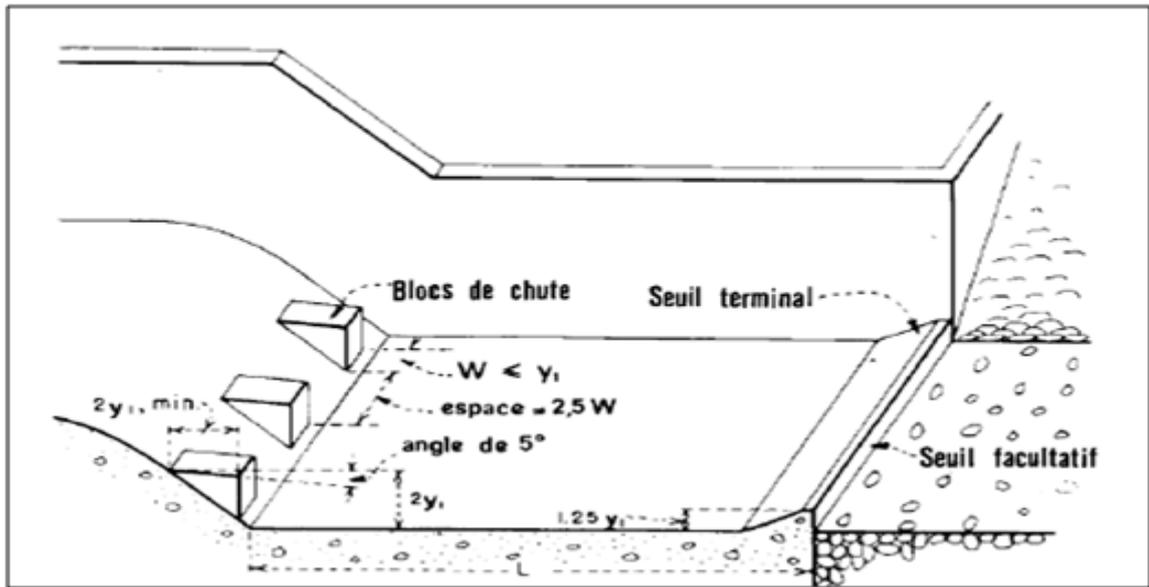


Figure V.03:Schéma descriptif des blocs de chute.

V.1.4.7.canal de restitution

Un deuxième coursier pour diminuer avec une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier. Avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de $I_c = 0,1 \%$

➤ **La hauteur critique :**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2\right) \times K \tag{V.4}$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} = 1,8m\sigma = \frac{K \times m}{b} = 0,04$$

D'où :

$h_{cr} = 1,77m$

➤ **lapente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \tag{V.5}$$

Avec :

$$S_{cr} = m \times h_{cr}^2 + b \times h_c \tag{V.6}$$

$$S_{cr} = 18,25 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \times \sqrt{1 + m^2} \tag{V.7}$$

$$P_{cr} = 10,6m$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \text{ (VI.18)} \quad R_{cr} = 1,72$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \times R_{cr}^{1/6} \text{ (VI.19)} \quad C_{cr} = 50,73$$

$I_{cr} = 0.007m/m$

➤ **La profondeur normale :**

La profondeur normale du canal est calculée par itération avec :

$$Q = S.C.RI$$

Avec:

Q : le débit à évacuer m^3/s

S: section du chenal $S=b.h_n$

I : pente du chenal $I=0,1 \%$.

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

R : rayon hydraulique

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$q_{\max\%} = (1/n) * I^{(1/2)} * (b * h_n)^{(5/2)} * (2 * h_n + b)^{(-3/2)}$$

$$H_n = 0.57$$

V.1.4.8. Calcul des hauteurs des murs bajoyers

➤ **Hauteur de mur de canal d'amenée : (en pierre)**

H_{canal d'amenée} = hauteur d'eau + élévation du à la courbure du canal

A l'entrés en prend 1,8m milieu de 2m et a la fin de 2,5m

➤ **Hauteur des murs à l'entrée du déversoir**

On a :

$$h_m = h_e + r \text{ (VI.21)}$$

Avec

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lame d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par

$$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \text{ (VI.22)}$$

$$r = 0.68 \text{ m.}$$

$$h_m = 1,88 \text{ m}$$

➤ **Hauteur des murs du chenal :**

$$h = h + r = 2,55 \text{ m}$$

avec :

$$r = 0,6 + 0,05 V_n * (H_n^{1/3})$$

$$h = 2,55 \text{ m}$$

➤ **Hauteur des murs au début du coursier**

$$H_m = h_e + r = 1,66 + 0,84 \approx 2,43 \text{ m}$$

avec :

$$r = 0,6 + 0,05 V_c * (H_c^{1/3}) \text{ (VI.23)}$$

$$H_m = 2,50 \text{ m}$$

➤ **Hauteur des murs a la fin du coursier**

$$H_m = h_e + r = 1,66\text{m}$$

Avec :

$$r = 0,6 + 0,05 V_f^*(H_f/3) \quad (\text{VI.24})$$

$$H_m = 1,66\text{m}$$

➤ **hauteur de bassin de dissipation**

$$h_m = h_e + r$$

avec :

$$r = (V_1 + V_2) 0,1 = 1,41\text{m} \quad (\text{VI.25})$$

$$h_m = 2,04\text{m}$$

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.5m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

V.1.5. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

➤ **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 :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40$$

b : largeur du coursier.

Fr : Nombre de Froude.

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier.

$$b/h = 6,87 \text{ et } Fr^2 = (4,32)^2 = 28,9$$

Les deux conditions sont vérifiées donc pas d'apparition de vagues roulantes

V.2. Ouvrage de Prise d'eau :

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

V.2.1.Type de prise

➤ **Prise d'eau en charge**

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs sont le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

➤ **Prise d'eau flottante**

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparées, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

➤ **Tour de prise**

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

V.2.2 .Dimensionnement de la prise d'eau

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau (III.42), le volume maximum demandé est celui du mois de juin.

$$V_{\max} = 86000m^3.$$

Soit :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0.086.10^6}{30.86400} = 0.033m^3 / s$$

T : Temps de prise (T = 30 jours).

$$Q_{\max} = \mu.S.\sqrt{2g.H} \tag{V .26}$$

Avec :

μ : coefficient de débit : μ= 0.3

H : charge correspondante à la prise d'eau H=6,15m.

Soit :

$$S = 0.010m^2$$

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\Pi}} = \sqrt{\frac{4.0.033}{\Pi}} = 0.11m$$

On prend un diamètre normalisé :



$$D = 150 \text{ mm}$$

➤ **Correction du coefficient de débit μ**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \quad (\text{V.27})$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\text{Donc : } \sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

Soit :

$$\sum \xi = 21.97$$

$$\text{Donc : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 21.97}} = 0.208$$

C'est le même coefficient de débit donc :

$$D = 250 \text{ mm}$$

V.2.3. Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau

$$V = \frac{Q_{\max}}{S} = 1,86 \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$V = 1,86 \text{ m}^2/\text{s}$$

V.3. Ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renard, glissement d'une partie de talus aval
- De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

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

➤ **Conduite de vidange en charge**

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

➤ **Conduites à écoulement libre**

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 2 m) de hauteur.

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

➤ **Ouvrages de vidange à batardeau**

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

V.3.1.Choix de la variante

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

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

V.3.2. Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.
- Prévoir une bonne assise pour la conduite.
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'on doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau (VI.041).

Tableau V.04: type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{v}$

$H^2 \cdot \sqrt{v}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en avale.

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m³].

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

L'ouvrage de vidange sera constitué d'une seule vanne en aval.

V.3.3. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

V.3.3.1. Calcul de temps de vidange

A partir de la courbe capacité hauteur (surface) on détermine l'équation de la courbe de tendance, voire la figure suivante :

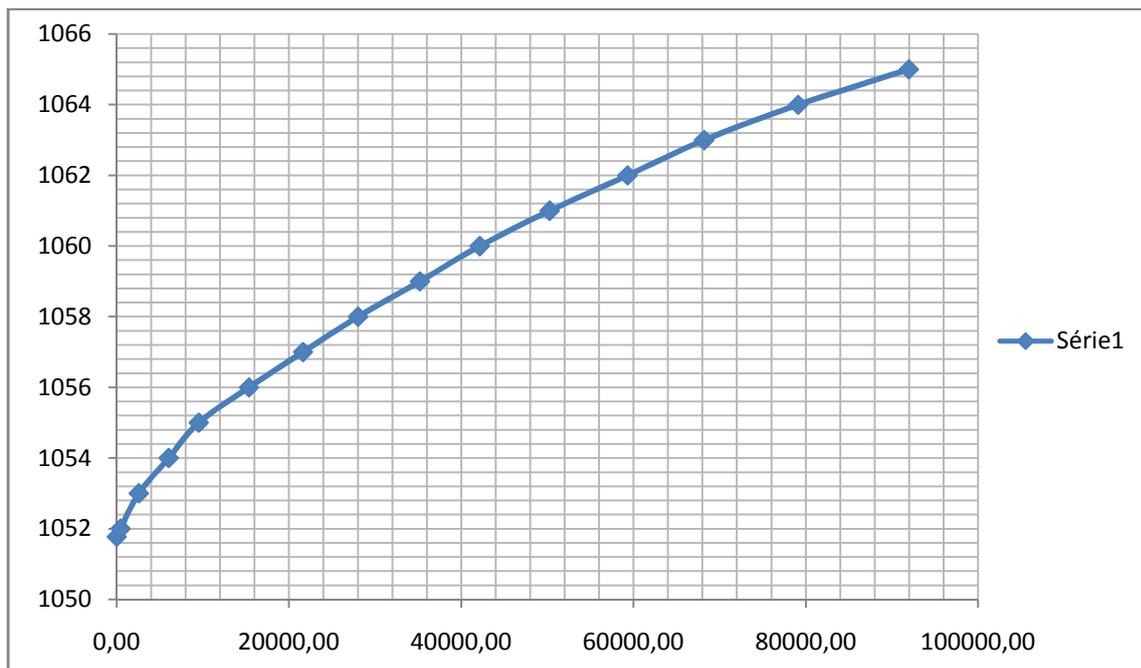


Figure V.04 : Courbe de tendance de la courbe surface-hauteur

On a :

$$dQ = dV/dt$$

Avec :

$$Q = \mu A \sqrt{2gH}$$

$$\text{Où : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta + \lambda \frac{L}{D}}}$$

$$\lambda = \frac{8g}{C^2} ; C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

μ = coefficient de la vitesse $\mu = 0.90$;

A = surface de la vanne ;

H = dénivellation de l'eau (m) ; $H = Z_i - Z_0$

Z_i = cote initiale dans le réservoir (m NGA) ;
 Z_0 = cote dans l'axe de la vanne (1054,71m NGA);
 $\Sigma\zeta$ = somme de coefficient de perte de charge =1.5 ;
 λ = coefficient de perte par friction ;
 L = longueur du tuyau (m)
 D = diamètre (mm);
 C = coefficient Chézy ;

n : Coefficient de rugosité $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$;

R = le rayon hydraulique.

Et : $dV = S dh$

Où :

S : surface du plan d'eau (équations de la courbe capacité hauteur) ;

dh : variation de hauteur.

A partir de V.1, V.2 et V.3 ; On aura : $Qdt = Sdh \Rightarrow \mu A \sqrt{2gH} \cdot dt = Sdh$

$$\Rightarrow \int_0^T Qdt = \int_{1051.58}^{1057.2} Sdh \Rightarrow \int_0^T 3.99 S dt = \int_{1051.58}^{1057.2} (1054.71 e^{2 \cdot 10^{-8}}) h^{1/2} dh$$

Donc pour trouver le temps pour la vidange de la retenue on suppose plusieurs diamètres :

Les résultats du calcul est présente dans le tableau suivant :

Tableau V.05 : Temps de vidange pour plusieurs diamètres

Diamètre D (mm)	Surface S (m ²)	Temps jours
0,1	0,031	5,3
0,2	0,051	3,9
0,3	0,082	2,9
0,35	0,135	2,1

On opte pour un diamètre de 300 mm avec un temps de vidange de 2,9 jours

V.3.3.2. Calcul du débit de vidange

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

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \tag{V.27}$$

Avec :

V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange 2,9jours.

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

Soit :

$$Q_{vf} = 0.87 \text{ m}^3 / \text{s}$$

➤ **Correction du coefficient de débit μ**

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \quad (\text{V .29})$$

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

➤ **Coefficients des pertes de charge linéaires:**

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad (\text{V .30})$$

Avec : $\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \quad (\text{V .31})$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 300 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 86.85 \text{ m}$).

Soit:

$$\lambda = 0.033$$

$$\sum \xi_{Lin} = 7.22$$

➤ **Coefficient des pertes de charge singulières**

Nous avons :

$$\xi_{entrée} = 0,5$$

$$\xi_{sortie} = 1$$

$$\xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Soit :

$$\sum \xi_s = 1.7$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (7,22 + 1,7)}} = 0.33$$

$$S = 0.20 \text{ m}^2$$

D'ou :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\Pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.179}{\Pi}} = 0.35 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé

$$D_{vf} = 400 \text{ mm}$$

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

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

Soit :

$V_s = 6,93 \text{ m/s}$

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 frontal qui présente des avantages importants.

Pour le dimensionnement de cet évacuateur, la vitesse d'approche est de 1.12 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 I, et de longueur égale à 49.5m 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, ceci pour évacuer un débit de pointe observé durant le mois de Juin.

Chapitre VI
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 adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VI.1. Installation de chantier

VI.1.1. Définition d'un chantier

C'est à la fois le lieu où on construit notre ouvrage et dans lequel on s'installe. Un chantier est limitée dans l'espace et dans le temps.

VI.1.2. Rôle de l'installation de chantier

- ✓ **Ordonner le chantier:** Gain de temps, Évite les pertes (matériaux) et double emplois (matériels).
- ✓ **Améliore la sécurité :** humaine + matériel et Améliore la qualité

VI.1.3. Type de chantier

Selon les installations d'accueil il existe 3 types de chantier présent dans le tableau suivant :

Tableau VI.01 : Types de chantier

Type de chantier	Remarque
Chantier de type I	Chantier de moins de 15 jours, quel que soit le nombre de travailleurs, ou de 15 jours à 4 mois jusqu'à 20 travailleurs.
Chantier de type II	Chantier de 15 jours à 4 mois le plus de travailleur ;
Chantier de type III	Chantier de plus de 4 mois quel que soit l'effectif ;

VI.1.4. Les participants à l'acte de construire

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il parait indispensable de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

- Le maître de l'ouvrage.
- Le maître d'œuvre.
- L'entrepreneur.

VI.2.Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégageant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

1. Installations destinées au personnel :

En général, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

2. Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciment nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

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.

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.

VI.3.Ordre d'exécution des travaux

- Installation du chantier ;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;

VI.4.Successions des opérations du chantier**a- Travaux préparatoires**

- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;
- Décapage de l'emprise de la digue et des installations du chantier ;
- Préparation des zones d'emprunt ;
- Déboisement et défrichage de la cuvette.

b- Exécution de l'ouvrage

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel ;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau

- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai de la retenue;
- Génie civil des ouvrages de prise
- Génie civil de l'évacuateur de crues;
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès.

VI.5. Besoins mécaniques des principaux travaux

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont :

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des bulldozers;
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles rétro;
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne;
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des compacteurs à pneus.

1. Travaux de terrassement :

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès (bulldozers, pelles retro, camions à benne, niveleuses, compacteurs à pneus...).

2. Excavation de la fouille :

L'excavation de la fouille (à ciel ouvert) se fait à l'aide de bulldozers et des pelles, la succession des travaux est comme suite:

Creusage et déplacement des terres en utilisant un bulldozer;

Chargement des terres dans des camions à benne à l'aide d'une pelle chargeuse ou en utilisant des chargeurs;

Le transport des terres se fait à l'aide des camions à benne qui permettent aussi leur déchargement.

3. Exécution de la digue

A. Décapage de la couche de terre végétale :

- Pour le creusage et le déplacement des terres nous utilisons des bulldozers;
- Des chargeurs sont utilisés pour le chargement des terres;
- Le transport des terres est assuré par des camions à bennes.

B. Exécution de la fouille du noyau :

- Les terrains meubles seront excavés à l'aide des pelles;
- Les terrains rocheux à l'aide d'explosifs.

6. Exécution de l'évacuateur de crues :

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, lors de sa mise en place et surtout au cours de la vibration. Les coffrages doivent être également suffisamment bien ajustés entre eux afin d'éviter les pertes de mortiers. Les fixations de coffrage intérieur au béton doivent être conçues de façon à ce que le démontage des coffrages puisse être effectué sans destruction du béton.

7. Exécution des travaux de mise en place des filtres et drains

L'extraction des matériaux pour filtres et drains du lit d'oued se fera à l'aide d'une pelle hydraulique équipée en rétro, puis ils seront concassés pour avoir la granulométrie exigée par le projet d'étude. La mise en place des filtres et drains est identique à celle du massifs de la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux fins et par conséquent influe sur la fonction du filtre.

8. Enrochements de protection

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'air libre et à l'eau. Ces matériaux proviennent d'une carrière se trouvant proche de l'axe de l'ouvrage, et dont la granulométrie sera conforme aux limites indiquées dans le projet. Les enrochements sont simplement déversés des camions et régalez ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai et ce tous les 3m. Il est à noter que la même pelle mécanique sera utilisée pour le nivellement des talus.

VI.6. Rendement des différents engins

➤ Engin de prélèvement :

L'engin utilisé est la "chargeuse- pelleteuse", munie d'une pelle rétro et d'un chargeur. Nous pourrions utiliser aussi l'excavateur; son rendement est estimé à:

$$R_{ex} = g.n. \frac{K_r \cdot K_u}{K_a} \quad (VI.1)$$

Avec n: nombre de cycles de l'excavateur (3600/T);

T : durée d'un cycle f (distance et volume de la carrière);

g : capacité du godet (2,15 ÷ 2,5)m³;

K_r: coefficient de remplissage du godet (0,8 ÷ 0,9);

K_u: coefficient d'utilisation (0,7 ÷ 0,9);

K_a: coefficient d'ameublissement du sol (1,14 ÷ 1,25).

➤ Engin de transport :

L'engin le plus souvent utilisé est le camion à benne, Son rendement est estimé à:

$$R_b = 60.Q. \frac{K_i \cdot K_u}{T} \quad (VI.2)$$

Avec Q: capacité du camion benne ;

K_i: coefficient d'uniformité de présentation du camion de charge (0,9);

K_u: coefficient d'utilisation (0,85);

T : durée du cycle de travail f (chargement, transport, Déchargement, retour à vide).

Le nombre de camions à benne qui doit être utilisé se déduit de la manière suivante:

$$n = \frac{R_{ex}}{R_b} \tag{VI.3}$$

➤ **Engin de nivellement :**

L'engin qui est utilisé souvent est la niveleuse, Son rendement est estimé à:

$$R_n = Q * n * K_u * K_p \tag{VI.4}$$

Avec Q: volume du sol devant la lame de niveleuse;

n : nombre de cycle pour une opération complète;

K_u: coefficient d'utilisation;

K_p: coefficient de perte du sol.

➤ **Engin de compactage**

Les engins de compactage sont diversifiés et interviennent suivant la nature du sol à compacter et la profondeur, leur rendement est évalué suivant cette formule:

$$R = K * \frac{V.L.H}{N} \tag{VI.5}$$

Avec K: coefficient d'efficience;

V: vitesse du compacteur;

L: largeur traitée;

H: épaisseur de la couche;

N: nombre de passes.

VI.7.Le devis estimatif

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI.02: calcule de devis estimatif

N°	Désignation des	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant(DA)
A	La digue				
1	Décapage	m ³	1150.1	200	230020
2	Remblai	m ³	71996.35	300	21598905
3	Déblai	m ³	5150	300	1545000
4	Recharge	m ³	59964,569	600	35978741,4
5	Protection	m ³	21325,68	1000	21325680
B	Evacuateur de crue				
1	Déblai.	m ³	345.05	300	103515
2	Remblai	m ³	34.857	300	10457.1
3	Béton.	m ³	247.57	42000	1397940
4	Enrochement.	m ³	60.6	250	15150
C	Vidange de fond				
1	Déblai	m ³	3235.745	300	970723.5
2	Remblai.	m ³	3153.335	300	946000.5

3	Béton.	m ³	60.61	42000	2545620
4	Conduite 300mm	ml	122	1500	183000
5	Vanne 400mm.	U	2	60000	120000
Montant global	106970752.5 DA				

Donc le montant totale de la retenue collinaire est de : **106970752.5 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	3.023
I ₂	5.79
I ₃ (D.A/m ³)	59,76
I ₄ (D.A/m ³)	31,16

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, I₁ est compris entre 3 et 10. généralement il est inférieur à 5.

Le prix du m³ d'eau est 31,16 D.A

le prix du m³ d'eau est de **31,16 D.A /m³**, ce prix est considéré **moyen** pour une durée de vie de dix (10) ans de l'ouvrage. Le site est techniquement faisable

VI.8. Planification

VI.8. 1. Définition

C'est une méthode qui dispose le cadre pour rendre son travail efficace, 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.

VI.8.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

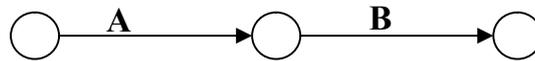
VI.8.2.1 Méthodes basées sur le réseau

➤ 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 :

A. Réseau à Flèches :

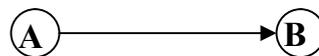
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

B. Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

➤ 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.

➤ Différentes méthodes basées sur le réseau :

A-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 par jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

B- Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic) :

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

C- Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B);
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B);
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VI.8.2.2.Méthodes basées sur le graphique

A-Méthode linéaire (ligne of balance technic) :

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

B- Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VI.8.2.3.Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- 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.

- 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.

- 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.

VI.8.2.4. Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M.**

➤ **Les paramètres de la méthode C.P.M :**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

Tableau VI.03. Les paramètres de la méthode C.P.M

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR** : temps de réalisation ;
- DCP** : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP** : date de commencement au plus tard ;
- DFP** : date de finition au plus tôt ;
- DFPP** : date de finition au plus tard ;
- MT** : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

VI.8.2.5.Chemin critique (CC)

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 :

$$CC \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{CC}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

VII.8.2.6.Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- ✗ Le nombre de ressources (moyens humains et matériels); dimensions du projet.
- ✗ En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{quantité de travail} \\ N = \text{rendement} \\ n = \text{nombre d'équipes} \end{cases}$$

VI.9.Les plannings

Il existe trois types de plan de travail

VI.9.1 Plan de travail au plus tot

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.

VI.9.2 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).

VI.9.3 Plan De Travail Intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VI.10 .Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonné science 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 asservie par du personnel qualifié; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VI.11.Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.04 : Symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	1
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	1
Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	C	2
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt ;	D	2
Phase 05 : déboisement de la cuvette ;	E	3
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
Phase 07 : approvisionnement du filtre	G	2
Phase 08 : mise en place un système de drainage	H	1
Phase 09 : remblai compacté	I	4
Phase 10 : excavations de l'évacuateur de crues	J	1
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues	K	3
Phase 12 : revêtements de talus	L	3
Phase 13 : équipements hydraulique	M	2
Phase 14 : travaux des finitions	N	3

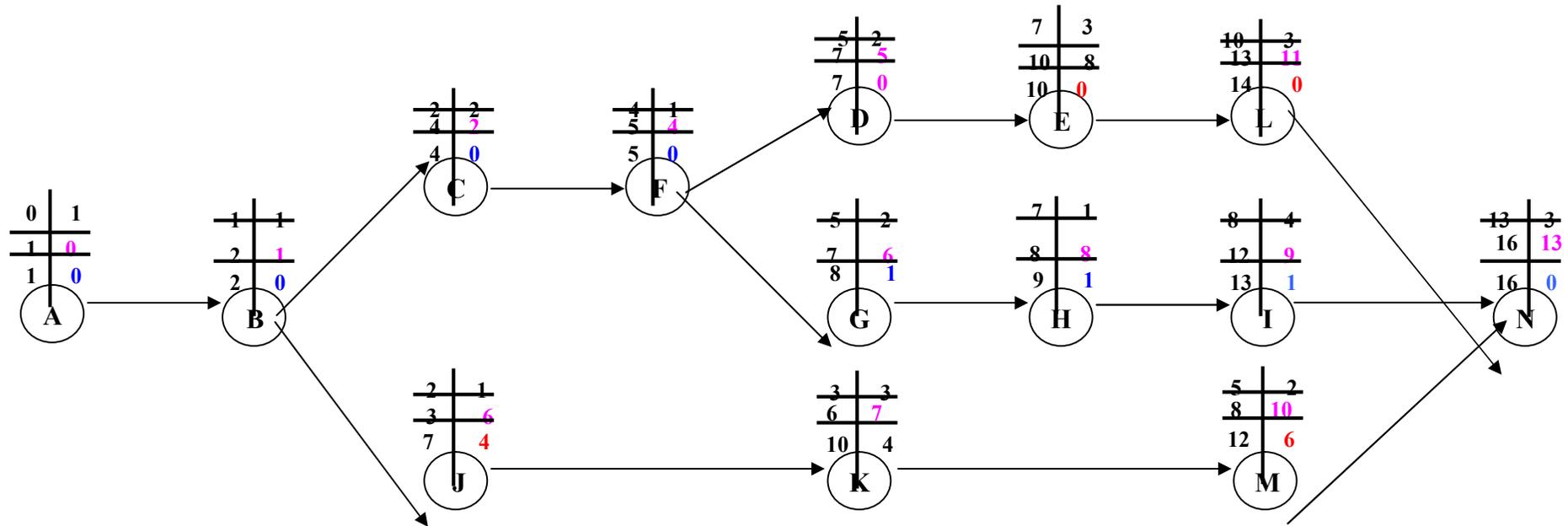


Figure VI.01: Réseau à nœud

VI.11.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 VI.05 : 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	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	7	1
E	3	7	10	7	10	1
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	6	8	2
H	1	7	8	8	9	1
I	4	8	12	9	13	4
J	1	2	3	7	8	1
K	3	3	6	8	11	3
L	3	10	13	10	13	3
M	2	5	7	11	13	2
N	3	13	16	13	16	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire est égal à 16 mois.

Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

conclusion générale

Notre objectif tout au long du mémoire de fin études a été de mener à bien la conception et l'étude de la retenue collinaire sur l'Oued KSOB commune EL HOUIDJBAT, W. TEBESSA, en tenant en compte de toutes les données nécessaires : topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques, afin de garantir le bon fonctionnement de cet ouvrage .

A l'issue de cette étude on peut tirer les conclusions suivantes :

- De point de vue topographique, le site représente des conditions favorables pour l'implantation de l'ouvrage.
- La géologie régionale montre la disponibilité des matériaux de construction de la digue.
- Le calcul de laminage des crues a été effectué par la méthode de (Muskingum) et après une étude d'optimisation on a déterminé une largeur optimale de l'évacuateur de crue ($b=16\text{m}$), correspondant à un débit laminé $39.13\text{m}^3/\text{s}$ et une charge déversant ($h=1,2\text{m}$), d'où la hauteur optimale de la digue est de 14m .
- Après une étude technico-économique, on a choisi une digue en terre homogène avec un tapis filtrant et un drain prismatique.
- La stabilité du talus a été bien vérifiée vis à vis au renversement, pour des fruits $m_1=3$, $m_2= 2,5$.
- On a choisi d'implanter un évacuateur des crues latéral à entonnement frontal sur la rive droite qui représente un minimum des travaux de terrassements.
- L'ouvrage de prise d'eau sera combiné avec la vidange de fond dans une conduite en acier de diamètre 400mm .
- D'après un calcul estimatif on a trouvé que la durée nécessaire pour l'achèvement des travaux est de 16 mois avec un cout total économique.

Enfin, on peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de la digue et l'exécution de la retenue tout en se basant sur les théories le long de notre cursus universitaire.

Références bibliographiques

- Bermad A. 2004.** Élaboration d'un modèle de prévision basé sur l'analyse en composante principales. Thèse doctorat, ENP. Alger.
- **Bernardo L. (2004).** Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.
- Bobée B., F. Ashkar (1991),** the gamma family and derived distributions applied in hydrology. Water Resources Publications.
- Durand M., Royet P, Meriaux P (1999).** Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale. CEMAGREF, 415
- El jabi et al., 1987.** Hydrologie fondamentale, Presses Polytechnique de Montréal; Édition : 2 eme (1 janvier 1987).
- Laborde J. 2009,** Eléments d'hydrologie de surface. Ecole polytechnique de l'université Sophia Antipolis, Nice France.
- Lamas J 1993.** Hydrologie générale. Principes et applications. 2e édition. Montréal
- **Maalel, K. et Hafsia, Z (2012).** Ouvrages hydrauliques, Polycopié du cours, Département de Génie Civil de l'ENIT. Tunisie.
- **Ministère de l'agriculture,** 1998. technique des barrages en aménagement rural,
- Musy A. Higy C. (1998) .** Hydrologie appliquée, HGA, Bucarest, 368
- Rapport géologique et géotechnique. (2004).** HYDRO-PROJET-EST (HPE), Constantine
- Remeneiras,** 1963 L'hydrologie de l'ingénieur.
- M. Roche, 1963** Hydrologie de surface. Gauthier-Villars ORSTOM, Paris, 1963
- Touaibia,** 2005. Dimensionnement des retenues collinaires. Ed ENSH.
- Willi H. Hager et Anton J Schleiss ,2009 .** Constructions Hydrauliques. Ecoulement stationnaires,

ANNEXE II**Pluies moyennes mensuelles et annuelles de la station de référence (120405)**

	sept	oct	nov	dec	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout
1970	16,3	19,2	0	3,7	4,4	30	5	25	3,4	0	6,5	2,4
1971	12	3	5	2,8	6	2,8	4	6,7	1,3	2,5	1,5	17
1972	5	4,5	0	14	14,4	9,3	29,5	30,3	5	4 ;1	3,8	3,2
1973	1,5	0,5	1.2	14	13	10	1,7	1,7	0	1,5	0	0
1974	2	31	15	25	30	29,3	8,3	10,1	12,2	0	0	16,5
1975	16,2	4,5	24	3,1	9	12,5	5,9	4,5	11,7	19,7	0	0
1976	54,9	8,5	66	11,5	10	35,9	22	11	18,5	2	12,1	5,5
1977	3,5	4,5	32	0,4	0,9	13,2	0	10,3	24,5	12	0	12,1
1978	0,5	6	15,5	3,7	3,3	12,3	9,2	16,5	13,2	22,7	0	28,7
1979	13,5	23,5	6,5	0,3	8	10,5	34,5	7,2	13	7,8	0	3,5
1980	94	0,2	17	0	3,1	19	9,5	4,5	16,4	9	0,6	2,3
1981	9,5	4,2	1,4	3,5	1	25,8	2	24,1	21,8	2,5	0	3,5
1982	26	18,8	66	10,2	0	1,5	2,8	0,13	12	38	0	10,8
1983	10,5	32,6	25,8	8	5,5	16,6	11,1	16	5,5	16,5	0	3
1984	8,9	11,7	8,5	9,8	7,9	7	17,2	0,8	14,3	15	4,8	14,5
1985	6,4	6,5	2,6	4,5	8,9	8	12,5	0,7	31,5	17	8,7	0,9
1986	13,5	20,6	3,5	24,7	12,5	8,5	19	17,1	18,5	4,8	-999	0
1987	3,4	23,5	6,8	9,5	5,8	1,8	21,2	15	15,8	21,5	0,9	0,8
1988	1,9	14,5	10,7	11,7	3,5	1,9	14,6	5,5	4,6	10,8	3,9	20,2
1989	23,6	4,3	9	4	6	11	10.2	8,7	4 ,1	3,2	5,1	5
1990	15	11	8	55	11,3	4,4	44	8	9	6	4,5	4,8
1991	36,5	7,8	8		16,4	2,5	8	8,7	16,7	7,8	8	5

1992	11,5	8,5	14,7	9,8	8,1	4,3	7,4	4,3	34,5	0,7	3,4	7,5
1993	1,2	1,1	8,3	7,8	8,1	4,2	8	4,2	14,3	1,1	1	0,3
1994	1,2	14,4	1,5	1,2	12,7	0,2	2,5	11,4	1,2	20,7	1,4	3,2
1995	25,4	14,4	16	8	4,2	4,1	8,2	2,1	3,2	8,1	3,4	5,1
1996	3,5	1	0,2	8,9	14,2	7,2	1,2	23	8,4	7,4	7,5	4,3
1997	11,3	8,1	8,2	8,6	13,2	4,1	4,2	2,1	6,8	7,4	7	1,7
1998	20	32,4	16	0,3	28,3	16	2,1	2,3	2,3	16	2,4	0
1999	1,6	8,2	11,1	6,9	1,3	8,3	2,6	1,7	8,9	13,1	0,9	1,3
2000	17,1	3,1	1,2	2,7	4,4	2,3	1,2	0,7	4,5	0	0	0
2001	2,6	0	13,4	1,5	0	2,6	3,5	2,9	4,5	3,2	48,8	68,7
2002	3,5	4	6,8	3	20,8	5,3	3,2	8,2	6,1	6,8	5	8,3
2003	10,5	18	8,5	10,4	5,3	2,3	11,8	6,3	8,3	10	6,4	9,5
2004		4,2	8,6	10	15,8	8,3	3,4	4,15	4,8	4,3	3	1,9
2005	8,4	10,2	7,6	5,2	6,4	10,8	8,1	56,8	4,3	4,2	4,1	2,1
2006	3,3	3	1,8	20	1,2	3,1	8,2	11,6	6,6	7,4	4,1	8,4
2007	8,4	6,3	3,1	8,5	5,6	3,9	9	10,6	6,5	3,5	4,2	6,2
2008	47	34,6		9,1	7,6	0	0	5,8	6,2	3,7	3,5	3,6
2009	7,5	3,4	8,3	4,5	3,3	2,3	10,3	5,3	3,4	0,5	13,7	12,4
2010	5,6	7,4	11,1	6,9	8,4	4,8	16,2	3,1	16,2	0,1	0,5	0

Annexe

ANNEXE II : calcul de laminage pour Différents largeurs (Méthode Muskingun)

temps	debit d'entree I	I1+I2	2S/ Δt +O	(2S/ Δt +O)-2O	O débit sortie (b=10m)
0	0	0	0	0	0
0,25	0,483	0,483	0,483	2,0432918	0,78
0,5	1,932	2,415	4,4582918	4,80452948	0,17
0,75	4,347	6,279	11,0835295	9,40641958	0,84
1	7,728	12,075	21,4814196	16,628794	2,43
1,25	12,075	19,803	36,431794	27,0133241	4,71
1,5	17,388	29,463	56,4763241	40,9362547	7,77
1,75	23,667	41,055	81,9912547	58,6589255	11,67
2	30,912	54,579	113,237926	80,3628631	16,44
2,25	39,123	70,035	150,397863	106,174156	22,11
2,5	48,3	87,423	193,597156	136,180384	28,71
2,75	41,411	89,711	225,891384	158,611956	33,64
3	35,211	76,622	235,233956	165,101306	35,07
3,25	29,662	64,873	229,974306	161,447953	34,26
3,5	24,73	54,392	215,839953	151,630231	32,10
3,75	20,377	45,107	196,737231	138,361481	29,19
4	16,567	36,944	175,305481	123,474987	25,92
4,25	13,264	29,831	153,305987	108,194139	22,56
4,5	10,433	23,697	131,891139	93,3193848	19,29
4,75	8,036	18,469	111,788385	79,3560121	16,22
5	6,038	14,074	93,4300121	66,6042864	13,41
5,25	4,401	10,439	77,0432864	55,2220667	10,91
5,5	3,091	7,492	62,7140667	45,2689908	8,72
5,75	2,071	5,162	50,4309908	36,7371662	6,85
6	1,304	3,375	40,1121662	29,5697106	5,27
6,25	0,755	2,059	31,6287106	23,6771024	3,98
6,5	0,668	1,423	25,1001024	19,1423311	2,98
6,75	0,163	0,831	19,9733311	15,5812758	2,20
7	0,048	0,211	15,7922758	12,6771148	1,56
7,25	0,006	0,054	12,7311148	10,5508323	1,09
7,5	0	0,006	10,5568323	9,04057573	0,76

ANNEXE II : calcul de laminage pour Différents largeurs (Méthode Muskingun)

temps	debit d'entree I	I1+I2	2S/ Δt +O	(2S/ Δt +O)-2O	O débit sortie (b=12m)
0	0	0	0	0	0
0,25	0,483	0,483	0,483	2,336086	0,926543
0,5	1,932	2,415	4,751086	5,07619721	0,16255561
0,75	4,347	6,279	11,3551972	9,31603661	1,0195803
1	7,728	12,075	21,3910366	15,7590455	2,81599555
1,25	12,075	19,803	35,5620455	24,8568332	5,35260615
1,5	17,388	29,463	54,3198332	36,8993329	8,71025015
1,75	23,667	41,055	77,9543329	52,0726817	12,9408256
2	30,912	54,579	106,651682	70,4963797	18,077651
2,25	39,123	70,035	140,53138	92,2471458	24,142117
2,5	48,3	87,423	179,670146	117,374234	31,1479561
2,75	41,411	89,711	207,085234	134,97472	36,0552568
3	35,211	76,622	211,59672	137,871094	36,8628129
3,25	29,662	64,873	202,744094	132,187708	35,2781929
3,5	24,73	54,392	186,579708	121,810173	32,3847678
3,75	20,377	45,107	166,917173	109,186825	28,8651739
4	16,567	36,944	146,130825	95,8419896	25,1444177
4,25	13,264	29,831	125,67299	82,7080593	21,4824651
4,5	10,433	23,697	106,405059	70,3380481	18,0335056
4,75	8,036	18,469	88,8070481	59,0401249	14,8834616
5	6,038	14,074	73,1141249	48,9652682	12,0744284
5,25	4,401	10,439	59,4042682	40,1635402	9,620364
5,5	3,091	7,492	47,6555402	32,6208568	7,51734169
5,75	2,071	5,162	37,7828568	26,2825941	5,75013136
6	1,304	3,375	29,6575941	21,0661754	4,29570934
6,25	0,755	2,059	23,1251754	16,8723626	3,12640639
6,5	0,668	1,423	18,2953626	13,7716228	2,2618699
6,75	0,163	0,831	14,6026228	11,4008838	1,60086948
7	0,048	0,211	11,6118838	9,48082942	1,06552721
7,25	0,006	0,054	9,53482942	8,14736049	0,69373447
7,5	0	0,006	8,15336049	7,26045743	0,44645153

ANNEXE II : calcul de laminage pour Différents largeurs (Méthode Muskingun)

temps	debit d'entree I	I1+I2	2S/ Δt +O	(2S/ Δt +O)-2O	O débit sortie (B=14m)
0	0	0,000	0,000	0,000	0,000
0,25	0,483	0,483	0,483	2,622	0,069
0,5	1,932	2,415	5,037	5,318	0,140
0,75	4,347	6,279	11,597	9,201	1,198
1	7,728	12,075	21,276	14,932	3,172
1,25	12,075	19,803	34,735	22,899	5,918
1,5	17,388	29,463	52,362	33,334	9,514
1,75	23,667	41,055	74,389	46,374	14,007
2	30,912	54,579	100,953	62,100	19,426
2,25	39,123	70,035	132,135	80,560	25,788
2,5	48,3	87,423	167,983	101,782	33,101
2,75	41,411	89,711	191,493	115,700	37,897
3	35,211	76,622	192,322	116,191	38,066
3,25	29,662	64,873	181,064	109,526	35,769
3,5	24,73	54,392	163,918	99,375	32,271
3,75	20,377	45,107	144,482	87,869	28,306
4	16,567	36,944	124,813	76,226	24,294
4,25	13,264	29,831	106,057	65,121	20,468
4,5	10,433	23,697	88,818	54,917	16,951
4,75	8,036	18,469	73,386	45,780	13,803
5	6,038	14,074	59,854	37,770	11,042
5,25	4,401	10,439	48,209	30,876	8,667
5,5	3,091	7,492	38,368	25,050	6,659
5,75	2,071	5,162	30,212	20,221	4,995
6	1,304	3,375	23,596	16,305	3,646
6,25	0,755	2,059	18,364	13,207	2,578
6,5	0,668	1,423	14,630	10,997	1,817
6,75	0,163	0,831	11,828	9,338	1,245
7	0,048	0,211	9,549	7,989	0,780
7,25	0,006	0,054	8,043	7,098	0,473
7,5	0	0,006	7,104	6,541	0,281

ANNEXE II : calcul de laminage pour Différents largeurs (Méthode Muskingun)

temps	debit d'entree I	I1+I2	2S/ Δt +O	(2S/ Δt +O)-2O	O débit sortie (B=16m)
0	0	0	0	0	0
0,25	0,483	0,483	0,483	2,899	0,008
0,5	1,932	2,415	5,314	5,527	0,106
0,75	4,347	6,279	11,806	9,058	1,374
1	7,728	12,075	21,133	14,133	3,500
1,25	12,075	19,803	33,936	21,097	6,419
1,5	17,388	29,463	50,560	30,141	10,210
1,75	23,667	41,055	71,196	41,366	14,915
2	30,912	54,579	95,945	54,830	20,558
2,25	39,123	70,035	124,865	70,563	27,151
2,5	48,3	87,423	157,986	88,580	34,703
2,75	41,411	89,711	178,291	99,626	39,332
3	35,211	76,622	176,248	98,515	38,867
3,25	29,662	64,873	163,388	91,519	35,934
3,5	24,73	54,392	145,911	82,012	31,950
3,75	20,377	45,107	127,119	71,789	27,665
4	16,567	36,944	108,733	61,787	23,473
4,25	13,264	29,831	91,618	52,476	19,571
4,5	10,433	23,697	76,173	44,074	16,049
4,75	8,036	18,469	62,543	36,659	12,942
5	6,038	14,074	50,733	30,235	10,249
5,25	4,401	10,439	40,674	24,763	7,956
5,5	3,091	7,492	32,255	20,183	6,036
5,75	2,071	5,162	25,345	16,423	4,461
6	1,304	3,375	19,798	13,406	3,196
6,25	0,755	2,059	15,465	11,049	2,208
6,5	0,668	1,423	12,472	9,421	1,526
6,75	0,163	0,831	10,252	8,213	1,019
7	0,048	0,211	8,424	7,219	0,603
7,25	0,006	0,054	7,273	6,592	0,340
7,5	0	0,006	6,598	6,225	0,186

ANNEXE II : calcul de laminage pour Différents largeurs (Méthode Muskingun)

temps	debit d'entree I	I1+I2	2S/ Δ t+O	(2S/ Δ t+O)-2O	O débit sortie (B=18m)
0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,25000	0,48300	0,48300	0,48300	3,14350	0,03025
0,50000	1,93200	2,41500	5,55850	5,68125	0,06138
0,75000	4,34700	6,27900	11,96025	8,88213	1,53906
1,00000	7,72800	12,07500	20,95713	13,38056	3,78828
1,25000	12,07500	19,80300	33,18356	19,49378	6,84489
1,50000	17,38800	29,46300	48,95678	27,38039	10,78820
1,75000	23,66700	41,05500	68,43539	37,11970	15,65785
2,00000	30,91200	54,57900	91,69870	48,75135	21,47367
2,25000	39,12300	70,03500	118,78635	62,29517	28,24559
2,50000	48,30000	87,42300	149,71817	77,76109	35,97854
2,75000	41,41100	89,71100	167,47209	86,63804	40,41702
3,00000	35,21100	76,62200	163,26004	84,53202	39,36401
3,25000	29,66200	64,87300	149,40502	77,60451	35,90026
3,50000	24,73000	54,39200	131,99651	68,90026	31,54813
3,75000	20,37700	45,10700	114,00726	59,90563	27,05081
4,00000	16,56700	36,94400	96,84963	51,32681	22,76141
4,25000	13,26400	29,83100	81,15781	43,48091	18,83845
4,50000	10,43300	23,69700	67,17791	36,49095	15,34348
4,75000	8,03600	18,46900	54,95995	30,38198	12,28899
5,00000	6,03800	14,07400	44,45598	25,12999	9,66299
5,25000	4,40100	10,43900	35,56899	20,68649	7,44125
5,50000	3,09100	7,49200	28,17849	16,99125	5,59362
5,75000	2,07100	5,16200	22,15325	13,97862	4,08731
6,00000	1,30400	3,37500	17,35362	11,57881	2,88741
6,25000	0,75500	2,05900	13,63781	9,72091	1,95845
6,50000	0,66800	1,42300	11,14391	8,47395	1,33498
6,75000	0,16300	0,83100	9,30495	7,55448	0,87524
7,00000	0,04800	0,21100	7,76548	6,78474	0,49037
7,25000	0,00600	0,05400	6,83874	6,32137	0,25868
7,50000	0,00000	0,00600	6,32737	6,06568	0,13084

ANNEXE II : calcul de laminage pour Différents largeurs (Méthode Muskingun)

temps	debit d'entree I	I1+I2	2S/ Δt +O	(2S/ Δt +O)-2O	O débit sortie (B=20m)
0	0	0	0	0	0
0,25	0,483	0,48	0,48	3,42	-1,47
0,5	1,932	2,42	5,84	5,86	-0,01
0,75	4,347	6,28	12,14	8,74	1,70
1	7,728	12,08	20,81	12,69	4,06
1,25	12,075	19,80	32,49	18,02	7,24
1,5	17,388	29,46	47,48	24,85	11,31
1,75	23,667	41,06	65,91	33,25	16,33
2	30,912	54,58	87,83	43,25	22,29
2,25	39,123	70,04	113,29	54,86	29,21
2,5	48,3	87,42	142,28	68,08	37,10
2,75	41,411	89,71	157,79	75,15	41,32
3	35,211	76,62	151,77	72,41	39,68
3,25	29,662	64,87	137,28	65,80	35,74
3,5	24,73	54,39	120,19	58,01	31,09
3,75	20,377	45,11	103,11	50,22	26,45
4	16,567	36,94	87,16	42,95	22,11
4,25	13,264	29,83	72,78	36,39	18,20
4,5	10,433	23,70	60,08	30,60	14,74
4,75	8,036	18,47	49,07	25,57	11,75
5	6,038	14,07	39,65	21,28	9,18
5,25	4,401	10,44	31,72	17,66	7,03
5,5	3,091	7,49	25,16	14,67	5,24
5,75	2,071	5,16	19,83	12,24	3,79
6	1,304	3,38	15,62	10,32	2,65
6,25	0,755	2,06	12,38	8,85	1,77
6,5	0,668	1,42	10,27	7,88	1,19
6,75	0,163	0,83	8,71	7,17	0,77
7	0,048	0,21	7,38	6,57	0,41
7,25	0,006	0,05	6,62	6,22	0,20
7,5	0	0,01	6,23	6,04	0,09

ANNEXE II : calcul de laminage pour Différents largeurs (Méthode Muskingun)

temps	debit d'entree l	I1+I2	2S/ Δt +O	(2S/ Δt +O)-2O	O débit sortie (B=22m)
0	0	0	0	0	0
0,25	0,483	0,483	0,483	0,215	0,134
0,5	1,932	2,415	2,630	1,173	0,729
0,75	4,347	6,279	7,452	3,324	2,064
1	7,728	12,075	15,399	6,868	4,265
1,25	12,075	19,803	26,671	11,895	7,388
1,5	17,388	29,463	41,358	18,446	11,456
1,75	23,667	41,055	59,501	26,537	16,482
2	30,912	54,579	81,116	36,178	22,469
2,25	39,123	70,035	106,213	47,371	29,421
2,5	48,3	87,423	134,794	60,118	37,338
2,75	41,411	89,711	149,829	66,824	41,503
3	35,211	76,622	143,446	63,977	39,734
3,25	29,662	64,873	128,850	57,467	35,691
3,5	24,73	54,392	111,859	49,889	30,985
3,75	20,377	45,107	94,996	42,368	26,314
4	16,567	36,944	79,312	35,373	21,969
4,25	13,264	29,831	65,204	29,081	18,062
4,5	10,433	23,697	52,778	23,539	14,620
4,75	8,036	18,469	42,008	18,736	11,636
5	6,038	14,074	32,810	14,633	9,088
5,25	4,401	10,439	25,072	11,182	6,945
5,5	3,091	7,492	18,674	8,329	5,173
5,75	2,071	5,162	13,491	6,017	3,737
6	1,304	3,375	9,392	4,189	2,602
6,25	0,755	2,059	6,248	2,787	1,731
6,5	0,668	1,423	4,210	1,877	1,166
6,75	0,163	0,831	2,708	1,208	0,750
7	0,048	0,211	1,419	0,633	0,393
7,25	0,006	0,054	0,687	0,306	0,190
7,5	0,01	0,006	0,312	0,139	0,087

ANNEXE II : calcul de laminage pour Différents largeurs (Méthode Muskingun)

ANNEXE IV

Calcul stabilité pour le cas de fin de construction(R=31,7)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	5,59	1,34	0	0,01	-0,36	0,93	14,04	-5,10	13,08	3,25	9,75	2,09	16,80	16,80
-3	5,59	2,56	0	1,6	-0,27	0,96	43,25	-11,80	41,61	3,01	9,03	6,66	16,61	16,61
-2	5,59	3,81	0	2,51	-0,18	0,98	65,71	-11,95	64,62	2,87	8,61	10,34	17,52	17,52
-1	5,59	5,09	0	2,99	-0,09	1,00	84,01	-7,64	83,66	2,81	8,43	13,39	16,32	16,32
0	5,59	6,36	0	3,01	0,00	1,00	97,42	0,00	97,42	2,80	8,40	15,59	15,60	15,60
1	5,59	7,64	0	2,6	0,09	1,00	106,47	9,68	106,03	2,86	8,58	16,96	15,20	15,20
2	5,59	7,25	3,52	0,04	0,18	0,98	114,17	20,76	112,26	2,98	8,94	17,96	14,50	14,50
3	5,59	6,56	3,96	0	0,27	0,96	111,37	30,37	107,15	3,22	9,66	17,14	12,65	12,65
4	5,59	6,92	3,14	0	0,36	0,93	106,18	38,61	98,91	3,48	10,44	15,83	7,64	7,64
5	5,59	7,93	1,21	0	0,45	0,89	95,64	43,47	85,19	4,70	14,10	13,63	4,52	4,52
6	5,59	5,08	0	0	0,55	0,84	52,82	28,81	44,27	4,30	12,90	7,08	16,80	16,80
somme								135,22			108,84	136,67		873,80
								Kss		1,81				
								Kas		1,5				

ANNEXE IV

Calcul stabilité pour le cas de fin de construction (R=32,96)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4	5,28	1,58	0	0	-0,4	0,9	15,5	-5,6	14,5	14,455	2,65	2,168	10,98	13,63	
-3	5,28	3,19	0	1,06	-0,3	1,0	41,7	-11,4	40,2	40,156	2,68	6,023	14,05	46,91	
-2	5,28	4,39	0	2	-0,2	1,0	62,8	-11,4	61,7	61,709	2,65	9,256	13,81	69,33	
-1	5,28	5,6	2,19	2,5	-0,1	1,0	102,1	-9,3	101,7	101,67	2,63	15,25	13,49	110,18	
0	5,28	6,81	3,62	2,51	0,0	1,0	128,8	0,0	128,8	128,8	0,5	19,32	12,89	132,82	
1	5,28	8,01	1,48	2,25	0,1	1,0	116,0	10,5	115,5	115,52	0,92	17,33	12,19	113,12	
2	5,28	7,03	6,75	0	0,2	1,0	138,5	25,2	136,2	136,23	1,46	20,43	11,22	124,35	
3	5,28	6,81	4,8	0	0,3	1,0	116,3	31,7	111,9	111,89	2,18	16,78	10,01	93,13	
4	5,28	7,03	1,97	0	0,4	0,9	89,3	32,5	83,2	83,208	2,61	12,48	8,56	61,17	
5	5,28	7,41	0	0	0,5	0,9	72,8	33,1	64,8	64,82	3,33	9,723	6,64	38,66	
6	5,28	5,66	0	0	0,5	0,8	55,6	30,3	46,6	46,589	8,15	6,988	3,8	16,90	
somme								125,61422				295,239	135,8	820,21	820,21

Kss	3.43
Kas	2.85

ANNEXE IV

Calcul stabilité pour le cas de fin de construction(R=33)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-3	5,37	2,87	0	0,37	-0,27	0,96	26,52	-7,23	25,51	6,51	78,12	6,63	28,22	59,86	
-2	5,37	5,32	0	3,41	-0,18	0,98	74,17	-13,48	72,93	5,92	71,04	18,96	28,51	169,16	
-1	5,37	7,78	0	5,38	-0,09	1,00	112,07	-10,19	111,61	5,58	66,96	29,02	28,27	253,46	
0	5,37	10,23	0	6,44	0,00	1,00	141,54	0,00	141,54	5,41	64,92	36,80	27,57	312,18	
1	5,37	12,98	0	6,69	0,09	1,00	165,99	15,09	165,30	5,38	64,56	42,98	26,32	349,50	
2	5,37	15,24	0	6,11	0,18	0,98	178,86	32,52	175,88	5,46	65,52	45,73	24,96	357,16	
3	5,37	14,89	2,66	4,73	0,27	0,96	184,80	50,40	177,79	5,69	68,28	46,23	23,04	340,62	
4	5,37	13,62	4,34	2,38	0,36	0,93	166,52	60,55	155,12	6,11	73,32	40,33	20,63	274,83	
5	5,37	12,46	7,47	0	0,45	0,89	160,54	72,97	142,99	6,88	82,56	37,18	17,64	226,55	
6	5,37	10,69	2,97	0	0,55	0,84	110,03	60,02	92,22	8,52	102,24	23,98	13,77	121,21	
7	5,37	5,72	0	0	0,64	0,77	46,07	29,32	35,54	19,28	231,36	9,24	8,44	31,11	
somme								289,9678				968,88	337,1	2495,633	

Kss	4.5
Kas	3.57

ANNEXE IV

Calcul stabilité pour le cas de la vidange rapide (R=17,39)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4	5,08	0	1,45	0	-0,36	0,93	14,36	-5,22	13,38	3,24	9,72	2,14	18,71	18,71	
-3	5,08	0	3,73	0	-0,27	0,96	36,95	-10,08	35,55	2,75	8,25	5,69	41,38	41,38	
-2	5,08	0	4,82	0,76	-0,18	0,98	54,93	-9,99	54,01	2,88	8,64	8,64	58,31	58,31	
-1	5,08	0	5,78	1,33	-0,09	1,00	69,82	-6,35	69,53	2,57	7,71	11,13	70,44	70,44	
0	5,08	0	6,36	1,63	0,00	1,00	78,40	0,00	78,40	2,48	7,44	12,54	77,40	77,40	
1	5,08	0	7,24	1,37	0,09	1,00	84,66	7,70	84,31	2,53	7,59	13,49	84,33	84,33	
2	5,08	0	8,22	0,8	0,18	0,98	88,99	16,18	87,50	2,91	8,73	14,00	92,19	92,19	
3	5,08	0	9,06	0	0,27	0,96	89,75	24,48	86,35	2,77	8,31	13,82	98,29	98,29	
4	5,08	0	8,08	0	0,36	0,93	80,04	29,11	74,56	3,21	9,63	11,93	94,32	94,32	
5	5,08	0	6,04	0	0,45	0,89	59,83	27,20	53,29	3,72	11,16	8,53	76,59	76,59	
6	5,08	2,83	0	0	0,55	0,84	26,74	14,59	22,41	6,87	20,61	3,59	34,23	34,23	
somme								87,61				107,79	105,49		746,18
											Kss	2,99			
											Kas	1,71			

ANNEXE IV

Calcul stabilité pour le cas de la vidange rapide(R=16)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang θ	dn	a*Gn*dn
-4	4,63	0	1,08	0	-0,36	0,93	16,07	-5,84	14,97	1,73	5,19	1,796	2,73	17,29
-3	4,63	0	2,16	0	-0,27	0,96	32,14	-8,76	30,92	2,43	7,29	3,71	2,43	32,39
-2	4,63	0	4,65	0	-0,18	0,98	69,19	-12,58	68,03	2,29	6,87	8,164	2,29	66,53
-1	4,63	0	5,91	0	-0,09	1,00	87,93	-7,99	87,57	2,22	6,66	10,51	2,22	95,39
0	4,63	0	6,83	0	0,00	1,00	101,62	0,00	101,62	2,21	6,63	12,19	2,21	93,17
1	4,63	0	7,23	0	0,09	1,00	107,57	9,78	107,13	2,23	6,69	12,86	2,23	96,81
2	4,63	0	6,75	0	0,18	0,98	100,43	18,26	98,76	2,32	6,96	11,85	2,32	93,76
3	4,63	0	5,45	0	0,27	0,96	81,09	22,11	78,01	2,48	7,44	9,362	2,48	85,63
4	4,63	0	3,5	0	0,36	0,93	52,07	18,94	48,51	2,42	7,26	5,821	2,42	51,45
5	4,63	0	2,3	0	0,45	0,89	34,22	15,55	30,48	3,32	9,96	3,658	3,32	39,45
6	4,63	0	1	0	0,55	0,84	14,88	8,12	12,47	5,6	16,8	1,496	5,6	17,15
somme												81,42	90,75	689,02

Kss	2,86
Kas	1,56

ANNEXE IV

Calcul stabilité pour le cas de la vidange rapide(R=15)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4	4,35	0	1,06	0	-0,36	0,93	8,99	-3,27	8,38	2,73	8,19	1,34	14,41	10,37	
-3	4,35	0	3,16	0	-0,27	0,96	26,80	-7,31	25,79	2,43	7,29	4,13	13,21	27,02	
-2	4,35	0	4,65	0	-0,18	0,98	39,44	-7,17	38,79	2,29	6,87	6,21	12,60	37,93	
-1	4,35	0	5,91	0	-0,09	1,00	50,13	-4,56	49,92	2,22	6,66	7,99	12,02	46,36	
0	4,35	0	6,83	0	0,00	1,00	57,94	0,00	57,94	2,21	6,63	9,27	11,56	53,12	
1	4,35	0	7,23	0	0,09	1,00	61,33	5,58	61,07	2,23	6,69	9,77	11,46	60,10	
2	4,35	0	6,75	0	0,18	0,98	57,26	10,41	56,30	2,32	6,96	9,01	12,25	58,04	
3	4,35	0	5,45	0	0,27	0,96	46,23	12,61	44,48	2,48	7,44	7,12	12,67	49,37	
4	4,35	0	4,5	0	0,36	0,93	38,17	13,88	35,56	2,42	7,26	5,69	13,35	45,81	
5	4,35	0	2,3	0	0,45	0,89	19,51	8,87	17,38	3,32	9,96	2,78	15,00	22,49	
6	4,35	0	1,05	0	0,55	0,84	8,91	4,86	7,47	5,60	16,80	1,19	14,41	10,27	
-4	4,35	0	1,06	0	-0,36	0,93	8,99	-3,27	8,38	2,73	8,19	1,34	14,41	10,37	
somme								33,89				90,75	64,49	420,87	

Kss	2.58
Kas	1.5

ANNEXE IV

calcul stabilité pour le cas de fonctionnement normal(R=18,9)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-5	5,46	0,78	0	0	-0,45	0,89	7,92	-3,60	7,06	3,28	9,84	1,129	19,79	12,541	
-4	5,46	2,11	0	1,95	-0,36	0,93	41,23	-14,99	38,41	3,03	9,09	6,145	18,5	61,023	
-3	5,46	3,55	0	2,78	-0,27	0,96	64,28	-17,53	61,85	2,89	8,67	9,896	17,33	89,125	
-2	5,46	4,84	0	3,25	-0,18	0,98	82,16	-14,94	80,79	2,83	8,49	12,93	17,22	113,182	
-1	5,46	6,13	0	3,26	-0,09	1,00	95,36	-8,67	94,97	2,83	8,49	15,19	16,12	122,978	
0	5,46	7,42	1,05	2,88	0,00	1,00	115,78	0,00	115,78	2,96	8,88	18,53	16,61	153,851	
1	5,46	7,54	3,14	2,05	0,09	1,00	130,82	11,89	130,28	2,93	8,79	20,85	15,49	162,117	
2	5,46	6,82	3,92	0	0,18	0,98	111,00	20,18	109,15	3,19	9,57	17,46	15,62	138,702	
3	5,46	9,59	0	0	0,27	0,96	97,39	26,56	93,70	3,75	11,25	14,99	15,82	123,260	
4	5,46	8,52	0	0	0,36	0,93	86,53	31,46	80,60	4,54	13,62	12,9	16,1	111,445	
5	5,46	4,93	0	0	0,45	0,89	50,07	22,76	44,60	8,53	25,59	7,135	17,4	69,693	
6	5,46	3,2	0	0	0,55	0,84	32,50	17,73	27,24	5,2	15,6	4,358	18,89	49,111	
somme								70,85				137,88	141,5		1207,028

Kss	2,38
Kas	1,77

ANNEXE IV

Calcul stabilité pour le cas fonctionnement normal(R=19,38)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang θ	dn	a*Gn*dn	
-4	5,52	1,5	0	0	-0,36	0,93	15,40	-5,60	14,35	3,42	10,26	3,874	14,44	17,79	
-3	5,52	2,74	0	1,88	-0,27	0,96	47,43	-12,94	45,64	3,06	9,18	12,32	14,47	54,91	
-2	5,52	4,04	0	2,86	-0,18	0,98	70,84	-12,88	69,66	2,92	8,76	18,81	14,49	82,12	
-1	5,52	5,32	0	3,3	-0,09	1,00	88,50	-8,05	88,14	2,62	7,86	23,8	14,5	102,66	
0	5,52	6,59	0	3,46	0,00	1,00	103,19	0,00	103,19	2,72	8,16	27,86	14,51	119,78	
1	5,52	7,86	0	3,13	0,09	1,00	112,84	10,26	112,37	2,77	8,31	30,34	14,46	130,53	
2	5,52	7,03	2,04	2,48	0,18	0,98	119,60	21,75	117,61	2,92	8,76	31,75	14,41	137,87	
3	5,52	6,64	3,46	1,16	0,27	0,96	117,33	32,00	112,88	3,27	9,81	30,48	15,35	144,08	
4	5,52	6,97	4,04	0	0,36	0,93	115,05	41,84	107,17	3,55	10,65	28,94	16,5	151,86	
5	5,52	7,48	2,01	0	0,45	0,89	98,43	44,74	87,68	4,42	13,26	23,67	17,3	136,23	
6	5,52	6,17	0	0	0,55	0,84	63,35	34,55	53,10	9,27	27,81	14,34	18	91,22	
somme								145,67				122,82	246,2	1169,07	1169,07
									Kss	2,095					
									Kas	1,482					

ANNEXE IV

Calcul stabilité pour le cas de fonctionnement normal(R=19,45)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang θ	dn	a*Gn*dn	
-4	5,6	1,3	0	1,54	-0,36	0,93	29,42	-10,70	27,41	3,13	9,39	4,385	17,79	41,87	
-3	5,6	2,62	0	2,71	-0,27	0,96	55,22	-14,73	53,22	3,1	9,3	8,515	16,32	72,09	
-2	5,6	3,82	0	2,93	-0,20	0,98	69,93	-13,99	68,52	2,91	8,73	10,96	16,45	92,03	
-1	5,6	5,18	0	3,18	-0,13	0,99	86,61	-11,55	85,84	2,81	8,43	13,73	16,22	112,38	
0	5,6	6,48	0	2,81	-0,07	1,00	96,24	-6,42	96,03	2,56	7,68	15,36	13,13	101,10	
1	5,6	7,65	0	0	0,00	1,00	79,25	0,00	79,25	3,23	9,69	12,68	15,9	100,81	
2	5,6	6,66	1,88	0	0,07	1,00	88,47	5,90	88,28	2,97	8,91	14,12	14,19	100,44	
3	5,6	6,63	3,39	0	0,13	0,99	103,81	13,84	102,88	3,46	10,38	16,46	14,6	121,25	
4	5,6	7	3,36	0	0,20	0,98	107,33	21,47	105,16	3,16	9,48	16,83	15,6	133,95	
5	5,6	7,47	1,38	0	0,27	0,96	91,69	24,45	88,37	4,35	13,05	14,14	16,52	121,17	
6	5,6	4,87	0	0	0,33	0,94	50,45	16,82	47,57	8,58	25,74	7,611	18,06	72,89	
somme								25,09				120,78	134,8		1069,98
								Kss	2,62						
								Kas	1,52						