الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية وزارة
التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵏⴰⵢⵜ ⵏ ⵜⵎⵓⵔⵜ ⵏ ⵜⵣⵔⴼⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Aménagement et ouvrages hydrotechniques

THEME :

ETUDE DES VARIANTES DE BARRAGE DE L'OUED DE BERKECHE ET SES OUVRAGES ANNEXES

(W.AIN TEMOUCHENT)

Présenté par :
BICHA Abderrahmen

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
A.ZEROUAL	M.C.A	Président
S.TOUMI	M.C.B	Membre
D.BOURI	M.C.B	Membre
N.LAOUCHE	M.C.B	Membre
B.BENLAOUKLI	Professeur	Promoteur

Session Octobre 2023

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

MES CHERS PARENTS

Qui m'ont donné la vie, l'éducation et l'instruction. Je leur dois tout ce que je suis et tout ce que je fais. Je leur dédie ce travail en signe de ma gratitude, de mon amour et de mon respect infini.

MES CHERS FRERES ET SOEURS :

Aucune dédicace ne saurait exprimer tout l'amour que j'ai pour vous
Je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu vous protège.

.

Mes amis yakoub, chaoui, bahaa et raouf

Une spéciale dédicace à mes potes qui ont été plus que des amis, des frères. Ils ont partagé avec moi les moments difficiles et les moments agréables.

Remerciements

Je rends grâce à Allah le très haut, qui m'a accordé la santé et le courage pour achever mes études et réaliser ce mémoire.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance et ma sincère gratitude à mon encadreur Mr BENLAOUKLI Bachir. Il a su me guider et me conseiller avec qualité et pertinence tout au long de ce travail. Ce travail n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide de. Je lui adresse mes remerciements chaleureux pour son soutien et ses recommandations.

Je tiens également à remercier Mr A. ZEROUAL pour son aide et sa disponibilité.

Je tiens aussi à remercier le président et les membres du jury, qui ont accepté de juger mon mémoire et qui ont consacré du temps à l'évaluation de ce document.

Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été présents et bienveillants à mon égard.

ملخص

هذا العمل يقدم دراسة مفصلة لسد على وادي بركش في ولاية عين تموشنت ، يهدف إلى ري حوالي 500 هكتار من الأراضي الزراعية. بدأنا هذا العمل بالدراسة التضاريسية والجيولوجية والجيوتقنية لتقييم جدوى الموقع. مكنتنا الدراسة الهيدرولوجية من حساب تدفق الفيضانات ، والذي يقدر بـ 289.11 $m3⁄s$ لفترة عودة تبلغ1000عامًا. كما حددنا حجم الماء المخزن ، وهو 2.349 hm^3 ، والتدفق ، وهو 100.59 . $m3⁄s$ السد المخطط له من نوع التربة المتجانسة ، بارتفاع 45.1 متر. المصب هو من نوع USBR ، بعرض 40 متر وارتفاع بوابة 3 متر. أنهينا دراستنا بتنظيم الموقع ، والذي يضمن سير الأعمال بسلاسة ، بالإضافة إلى تقدير كمي ومالي لمشروعنا.

Résumé

Ce travail présente une étude approfondie d'un barrage sur l'oued Berkeche dans la wilaya d'ain temouchent, destiné à irriguer environ 500 hectares de terres agricoles.
Nous avons commencé ce travail par l'étude topographique, géologique et géotechnique pour évaluer la faisabilité du site. L'étude hydrologique nous a permis de calculer le débit de crue, qui est estimé à 289.11 $m3⁄s$ pour une période de retour de 1000 ans. Nous avons aussi quantifié le volume d'eau stocké, qui est de 2.349 hm^3, et le débit laminé, qui est de 100.59 $m3⁄s$. La digue projetée est de type terre homogène, avec une hauteur de 45.1 m. L'évacuateur de crue est de type USBR, avec une largeur de 40 m et une hauteur de pelle de 3 m. Nous avons terminé notre étude par l'organisation du chantier, qui assure le bon déroulement des travaux, ainsi qu'une estimation quantitative et financière de notre projet.

Abstract

This work presents a detailed study of a dam on the Berkeche river in the wilaya of ain temouchent, intended to irrigate about 500 hectares of agricultural land. We started this work by the topographic, geological and geotechnical study to assess the feasibility of the site. The hydrological study allowed us to calculate the flood flow, which is estimated at 289.11 $m3⁄s$ for a return period of 1000 years. We also quantified the stored water volume, which is 2.349 hm^3, and the laminar flow, which is 100.59 $m3⁄s$. The projected dam is of homogeneous earth type, with a height of 45.1 m. The spillway is of USBR type, with a width of 40 m and a height of 3 m. We completed our study by the organization of the site, which ensures the smooth running of the works, as well as a quantitative and financial estimate of our project.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale 2

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction 4

I.1 Synthèse topographique 4

I.1.1 Situation géographique du site 4

I.1.2 Choix de l'axe du barrage 5

I.1.3 Emplacement des ouvrages annexes 6

I.2 Synthèse géologique 6

I.2.1 Géologie régionale 6

I.2.2 Reconnaissance géologique sur terrain 8

I.2.2.1 Levés géologiques 8

I.2.2.2 Sondages 8

I.2.3 Géologie du site 10

I.2.4 Caractéristiques de la cuvette 10

I.2.5 Matériaux de construction 11

I.3 Synthèse géotechnique 11

I.3.1 Sol de fondation 12

I.3.1.1 Travaux de reconnaissance 12

I.3.1.2 Essais de laboratoire 12

I.3.2 Zone d'emprunt 16

I.3.2.1 Résultats des essais de laboratoire et interprétation 16

I.4 Sismicité du site 18

Conclusion 20

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction 22

II.1 Le bassin versant 22

II.1.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant 22

II.1.2 Caractéristiques physiographiques et hydromorphométriques du bassin versant : 23

II.1.2.1 Caractéristiques de la disposition dans le plan 23

II.1.2.2 Caractéristiques de forme 24

II.1.2.3 Relief 25
II.1.3 Caractéristiques du réseau hydrographique 31
II.2 Caractéristiques climatologiques 36
II.2.1 Température de l'air 36
II.2.2 Evaporation 37
II.3 Etude des précipitations 38
II.3.1 Traitement statistique des pluies annuelles 38
II.3.1.1 Test d'homogénéité de la série pluviométrique 38
II.3.2 Répartition des pluies annuelles et mensuelles 39
II.3.3 Ajustement des pluies annuelles 40
II.3.3.1 Ajustement des pluies annuelles à la loi normale (Laplace-Gauss) 40
II.3.3.2 Test de validité de l'ajustement 41
II.3.3.3 Résultat d'ajustement à la loi normale 42
II.3.4 Ajustement des pluies maximales journalières 43
II.3.4.1 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log normale (Galton) 43
II.3.4.2 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi doublement exponentielle (Gumbel) 44
II.3.4.3 Comparaison graphique pour les deux lois 45
II.3.5 Test d'adéquation pour les deux lois 46
II.3.6 Résultat d'ajustement à la loi adéquate (loi log normale) 46
II.4 Etude des pluies de courte durée et leurs intensités 47
II.5 Evaluation des apports liquides 49
II.5.1 Estimation de l'apport moyen annuel A_0 49
II.5.2 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen 50
II.5.3 Caractéristiques de l'écoulement 51
II.5.4 Coefficient de variation 52
II.5.5 Estimation fréquentielle des apports 53
II.5.5.1 Estimation à partir de la distribution log normale (Body) 53
II.5.5.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% 53
II.6 Evaluation de l'apport solide et le volume mort 54
II.6.1 Estimation du transport solide 55
II.6.2 Estimation du débit solide 56
II.6.3 Calcul du volume mort 57
II.7 Etude de la régularisation de la retenue 58

II.7.1 Courbes caractéristiques de la retenue 58
II.7.2 Répartition mensuel de l'apport 80% 60
II.7.3 Répartition mensuel des besoins en eau 61
II.7.4 Calcul du volume utile 61
II.7.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes 62
II.7.6 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes 63
II.8 Etude des crues 68
II.8.1 Modèles empiriques 69
II.8.1.1 Formule de Turazza 69
II.8.1.2 Formule de Sokolovsky 70
II.8.1.3 Méthode fréquentielle de l'ANRH (Taibi) 71
II.8.2 Modèles conceptuels 72
II.8.3 Modèle probabiliste Gradex 79
II.8.3.1 Principe de la méthode 79
II.8.3.2 Hypothèses de la méthode 79
II.8.3.3 Procédé de calcul de la méthode 80
II.8.4 Méthode fréquentielle de MEDDI 2017 83
II.8.5 Choix de la crue de projet 85
II.9 Estimation de la crue de projet 85
II.10 Etude de laminage de la crue 86
II.10.1 Laminage de crue par la méthode de Muskingum 87
II.11 Etude d'optimisation 89
II.11.1 Calcul du coût de la digue 89
II.11.1.1 Calcul de la revanche 89
II.11.1.2 Calcul de la hauteur du barrage 91
II.11.1.3 Calcul de la largeur en crête 91
II.11.1.4 Estimation du coût de la digue 92
II.11.2 Calcul du coût préliminaire de l'évacuateur de crue 93
II.11.2.1 Coût du déversoir 93
II.11.2.2 Coût du canal d'approche 94
II.11.2.3 Coût du coursier 94
II.11.3 Coût Total du barrge 95
Conclusion 96

Chapitre III – Etude des variantes de la digue

Introduction 99
III.1 Généralité sur les barrages en terre 99
III.2 Choix du type de barrage 99
III.3 Les variantes à choisir 99
III.4 Conception des éléments principaux dans le barrage 100
III.5 Revêtement des talus de la digue 101
III.6 Digue à terre homogène 103
III.6.1 Pentes des talus 103
III.6.2 Système de drainage 103
III.6.2.1 Dimensionnement du drain tapis 103
III.6.2.2 Dimensionnement du prisme de drainage 103
III.7 Digue zoné à noyau d'argile 104
III.7.1 Pentes des talus 104
III.7.2 L'étanchéité du remblai 104
III.7.2.1 Dimensionnement du noyau 105
III.7.3 Dimensionnement du drain tapis 106
III.7.4 Dimensionnement du prisme de drainage 106
III.8 Digue en enrochement à masque en béton 107
III.8.1 Pentes des talus 107
III.8.2 Epaisseur du masque en béton 107
III.9 Etanchéité de la fondation 107
III.9.1 Clé d'étanchéité 107
III.10 Calcul du volume des différents matériaux 107
III.10.1 Digue homogène en argile 107
III.10.2 Digue zonée à noyau d'argile 110
III.11 Estimation du coût des variantes 114
Conclusion 115

Chapitre IV– Conception détaillée de la digue

Introduction 117
IV.1 Détail constructif de la digue 117
IV.2 Protection du remblai 117
IV.2.1 Revanche 117

IV.2.2 Revêtement des talus....118
IV.3 Protection de la crête....118
IV.4 Bermes....119
IV.5 Drains et filtres....119
IV.5.1 Les drains....119
IV.5.2 Les filtres....120
IV.5.2.1 Calcul des filtres....120
IV.6 La clé d'étanchéité....124
IV.7 Etude des infiltrations....124
IV.7.1 Tracé de la ligne de saturation....125
IV.7.2 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue....127
IV.7.3 Calcul du débit de fuite à travers la fondation....128
IV.7.4 Calcul du débit total de fuite à travers le barrage (digue + fondation)....128
IV.8 Etude de stabilité....129
IV.8.1 Hypothèses de calcul de stabilité de la digue....129
IV.8.2 Etude de l'équilibre des talus par la méthode de FELLENIUS....129
IV.8.3 Détermination de la zone du cercle critique selon le principe de FONDEEV....131
IV.8.4 Les forces agissant sur une tranche....132
IV.8.5 Classement des forces....134
IV.8.6 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement : .135
Conclusion....138

Chapitre V – Conception détaillée des ouvrages annexes

Introduction....140
V.1 Vidange de fond....140
V.1.1 Choix de l'ouvrage de vidange....140
I.1.2 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange....141
V.2 La prise d'eau....143
V.2.1 Choix de l'ouvrage de prise d'eau....144
V.2.2 Dimensionnement de la prise d'eau....144
V.3 Ouvrages d'évacuateur de crue....145
V.3.1 Différents types d'évacuateurs de crue....145
V.3.2 Critères de choix de type de l'évacuateur de crue....146

V.3.3 Choix de la variante 146
V.3.4 Constitution de l'ouvrage 146
V.4 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue 146
V.4.1 Canal d'approche 147
V.4.2 Déversoir 147
V.4.3 Chenal d'écoulement 152
V.4.4 Convergent 153
V.4.5 Coursier 155
V.4.6 Bassin de dissipation 162
V.4.7 Canal de fuite 165
Conclusion 167

Chapitre IV : Organisation de chantier et estimation quantitative et financière du projet

Introduction 170
VI.1 Ordre d'exécution des travaux 170
VI.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise 170
VI.3 Travaux de réalisation 171
VI.4 Les moyens de chantier 171
VI.5 Planification 172
VI.5.1 Etapes de la planification 172
VI.5.2 Plannings des travaux 173
VI.5.3 Techniques de la planification 173
VI.5.3.1 Méthodes basées sur le réseau 173
VI.5.4 Méthode de calcul de C.P.M 174
VI.5.5 Symboles des différentes opérations 175
VI.6 Détermination des chemins critiques 176
VI.7 Devis estimatif de l'ouvrage 176
Conclusion 178
Conclusion générale 180
Références bibliographies 182

Liste des figures

Figure. I. 1 : Carte d'état-major de la zone d'étude Source (ANBT) 5
Figure. I. 2: Carte zonage sismique du territoire national (RPA, 2003) 15

Figure II. 1 : Délimitation du bassin versant et le réseau hydrographique établie par 19
Figure II. 2 : Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin de l'Oued Berkeche 22
Figure II. 3: Réseau hydrographique du bassin versant obtenue avec le logiciel Arcgis 28
Figure II. 4 : Répartition mensuelle de la température (1994-2013) 34
Figure II. 5 : Répartition mensuelle de la pluie (1969-2018) 37
Figure II. 6: Carte des pluies moyennes annuelles du nord d'Algérie ANRH (2005) 37
Figure II. 7: Ajustement à la loi normale des pluies annuelles sur l'ensemble 38
Figure II. 8: Ajustement à la loi log normale des pluies maximales sur l'ensemble du bassin 42
Figure II. 9: Ajustement à la loi de Gumbel des pluies maximales sur l'ensemble du bassin..43
Figure II. 10 : Comparaison graphique de la loi log normale et Gumbel 43
Figure II. 11 : Courbes intensité durée fréquence IDF 47
Figure II. 12 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen mensuel (1969-2018) 49
Figure II. 13 : Délimitation du bassin versant jaugé sur la carte d'état-major d'Oran établie..53
Figure II. 14 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen de fréquence 80% 56
Figure II. 15 : Courbe surface-hauteur 63
Figure II. 16 : Courbe capacité –hauteur .....**Error! Bookmark not defined.**
Figure II. 17 : Ajustement graphique des pluies et la droite d'extrapolation des débits 77
Figure II. 18 : Limités géographiques des trois régions identifiées pour le calcul de débit 79
Figure II. 19 : Hydro-gramme de débit entrant et des débits sortants 83
Figure II. 20 : Courbe d'optimisation .....**Error! Bookmark not defined.**

Figure III.1 : Longueur du drain tapis en fonction de hauteur du barrage.....109

Figure IV. 2 : Schéma de de la ligne de saturation.....123
Figure IV. 3 : Courbe de casagrande des variations de a en fonction de l'angle **α** 124
Figure IV. 4 : Les points d'intersection de la courbe de Kozeny avec le talus aval 125
Figure IV. 5 : Le cercle de glissement par la méthode des tranches 128
Figure IV. 6 : Les forces agissantes sur une tranche selon la méthode de FELLENIUS 129
Figure IV. 7 : Zone du centre du cercle critique selon le principe de FONDEEV.....130

Figure IV. 8 : Schéma de calcul statique 133

Figure V. 1 : Courbe de tendance de la courbe surface-hauteur 140
Figure V. 2 : Paramètre du profil du déversoir de type USBR (Design of Small dams).....146
Figure V. 9 : Graphique de la ligne d'eau dans Le coursier 153
Figure V. 11 : Schema de bassin de dissipation de type III.....155
Figure V. 12 : Caractéristiques du bassin de dissipation type III.....156

Liste des tableaux

Tableau. I. 1 : Coordonnées en UTM du site de barrage de l'oued de Berkeche: 4
Tableau. I. 2 : Résultats des sondages 8
Tableau. I. 3 : Résultats des Puits 9
Tableau. I. 4 : Caractéristiques géotechniques de la fondation de la digue 13
Tableau. I. 5 : Valeurs de l'accélération sismique en fonction des zones et type d'ouvrage 16

Tableau. II. 1 : Coordonnées géographiques de l'exutoire. 18
Tableau. II. 2: Surfaces partielles par tranche d'altitude. 22
Tableau. II. 3: Détermination de H50% , H5% et H95% 23
Tableau. II. 4: Détermination de l'altitude moyenne Hmoy 23
Tableau. II. 5: Tableau récapitulatif des résultats précédents 24
Tableau. II. 6: Pente moyenne du bassin versant 24
Tableau. II. 8: Classification du relief 26
Tableau. II. 9: Détermination de l'indice de pente de Roche Ip 27
Tableau II .10 : Densité de drainage 29
Tableau. II. 10: Temps de concentration $\boldsymbol{tC}$ 31
Tableau. II. 11: Récapitulatif des résultats des caractéristiques hydrographiques du bassin 32
Tableau. II. 12: Distribution mensuelle de la température en ℃ 33
Tableau. II. 14 : Coordonnée Lambert de la station pluviométrique 34
Tableau. II. 15: Résultat de test de Wilcoxon 36
Tableau. II. 16: Répartition mensuelles de la pluie moyenne (1969- 2018) 36
Tableau. II. 17: Résultat du test de khi carré 39
Tableau. II. 18: Caractéristiques de la série pluviométrique 40
Tableau. II. 19: Résultat des pluies annuelles fréquentielles (1969 à 2018) 41
Tableau. II. 20 : Résultat du test de khi carré pour les deux loi 44
Tableau. II. 21: Caractéristiques de la série pluviométrique 44
Tableau. II. 22 : Estimation des pluies maximales pour différentes périodes de retour 45
Tableau. II. 23: Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence 45
Tableau. II. 24: Précipitations et intensités pour différentes fréquences 46
Tableau. II. 25: Estimation de l'apport moyen annuel par les formules empiriques 48
Tableau. II. 26 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel (1969-2018) 49
Tableau. II. 27: Récapitulation des coefficients de variation de l'écoulement 51
Tableau. II. 28: Les apports de la Station Turgo (1975-2003) 52
Tableau. II. 28: Récapitulation de l'apport fréquentiel 54
Tableau. II. 29: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel de fréquence 80% 55
Tableau. II. 30: Valeur de α en fonction de la perméabilité. 57

Tableau. II. 31: Récapitulation de l'apport solide 58
Tableau. II. 32: Récapitulation du débit solide 59
Tableau. II. 33: Récapitulation de calcul du volume mort 60
Tableau. II. 34: Caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue 61
Tableau. II. 36 : Répartition mensuel des consommations (Source : A.N.B.T) 63
Tableau. II. 37 : Détermination du volume utile de la retenue 65
Tableau. II. 38 : Les volumes des pertes dans la retenue 67
Tableau. II. 39 : Détermination du volume utile de la retenue 67
Tableau. II. 40 : Les volumes des pertes dans la retenue pour la deuxième approximation 69
Tableau. II. 41 : Détermination du volume utile de la retenue 70
Tableau. II. 42 : Récapitulatif des résultats de calcul 71
Tableau. II. 43 : Débits maximums par Turazza pour différentes périodes de retour 72
Tableau. II. 44 : Valeur de ɣ en fonction des caractéristiques des bassins versants. 73
Tableau. II. 45 : Débits maximums par Sokolovsky pour différentes périodes de retour 73
Tableau. II. 46 : Valeurs des débits maximums obtenues pour différentes périodes de retours 74
Tableau. II. 47: Ajustement des pluies maximales journalières 76
Tableau. II. 48 : Résultats des débits décennaux 76
Tableau. II. 49 : Modèle pour calculer $Qmax$ en fonction de la surface du bassin versant 78
Tableau. II. 50 : Q(F) (fonction des quantiles) 79
Tableau. II. 51 : Détermination des débits max par la méthode fréquentielle de MEDDI 79
Tableau. II. 52 : Récapitulatif des résultats de calcul des crues 80
Tableau. II. 53 : Crues de projet recommandées 80
Tableau. II. 54 : Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode de Muskingum 83
Tableau. II. 56 : Résultat de calcul de la hauteur de barrage. 86
Tableau. II. 57 : Calcul de largeur en crête 87
Tableau. II. 58 : Calcul du volume et le cout de la digue Pour le cas $\boldsymbol{b = 15m}$ 88
Tableau. II. 59 : Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes 89
Tableau. II. 60 : Résultats de calcul du coût du déversoir pour différentes largeurs 90
Tableau. II. 62 : Coût du coursier 91
Tableau. II. 63 : Coût total de barrage 91
Tableau. II. 64 : Récapitulatif des résultats obtenus 92

Tableau III. 1 : Type des barrages selon le type de vallée. 95
Tableau III. 2 : Les dimensions de la digue. 97
Tableau III. 3 : Valeurs des fruits de talus selon la hauteur et le type de barrage 98
Tableau III. 4 : Valeurs de coefficient C : 99
Tableau III. 5 : Epaisseur de l'enrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la 99
Tableau III. 6 : Calcul des volumes des recharges (argile) 104
Tableau III. 7 : Calcul des volumes du rip-rap (enrochement), talus amont ($e = 0.4m$) 105

Tableau III. 8 : Calcul des volumes du sable, talus amont (e= $\mathbf{0}.2\,\boldsymbol{m}$) 106
Tableau III. 9 : Calcul des volumes du gravier, talus amont (e= $\mathbf{0}.2\,\boldsymbol{m}$) 107
Tableau III. 10 : Calcul des volumes des pierres, talus aval (e= $\mathbf{0}.\boldsymbol{4m}$) 108
Tableau III. 11 : Calcul de volume du noyau 110
Tableau III. 12 : Calcul des volumes du rip-rap (enrochement), talus amont (e=0.4m) 111
Tableau III. 13 : Calcul des volumes du sable, talus amont (e= 0.2m) 112
Tableau III. 14 : Calcul des volumes du gravier, talus amont (e= 0.2m) 113
Tableau III. 15 : Calcul des volumes des pierres, talus aval (e= 0.4m) 114
Tableau III. 16 : Coûts des différentes variantes étudiées 115

Tableau IV. 1 : Profil général de la digue 118
Tableau IV. 2 : Détail de revêtement des talus 119
Tableau IV. 3 : Les détails des bermes. 120
Tableau IV. 4 : Dimensions du tapis drainant. 120
Tableau IV. 5 : Récapitulatif des résultats de la 1ére couche de filtre 122
Tableau IV. 6 : Récapitulatif des résultats de la 2eme couche de filtre 122
Tableau IV. 7 : Coordonnées des points d'intersection avec le talus aval 125
Tableau IV. 9 : Débit de fuite à travers la digue 126
Tableau IV. 10 : Débit de fuite de la fondation 127
Tableau IV. 12 : Détermination des rayons max et min en fonction des pentes du talus 130
Tableau IV. 13 : Valeurs des R1 et R2 130
Tableau IV. 14 : Coefficient de stabilité admissible des talus 134

Tableau V.1 : Temps de vidange pour différents diamètres 141
Tableau V. 2 : Calcul des débits et des vitesses 141
Tableau V. 3 : Données de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue 145
Tableau V. 4 : calcul du profil aval du déversoir par la méthode WES 147
Tableau V. 5 : Calcul de la ligne d'eau dans la première partie du coursier 152
Tableau V. 6 : Calcul de la ligne d'eau dans la première partie du coursier 154
Tableau V. 7 : Les dimensions des ouvrages annexes. 160

Tableau VI. 1 : Symboles des opérations 169
Tableau VI. 2 : Estimation de coût total du projet 170

Liste des annexes

Annexe A 185
Annexe B 188
Annexe C 207
Annexe D 227
Annexe E 229

Liste des planches

Planche 1 : Coupe type des variantes étudiés (digue).

Planche 2 : Coupe type des variantes étudiés (digue).

Planche 3 : Coupe longitudinale de l'axe de l'évacuateur.

Planche 4 : Le plan de l'aménagement de l'évacuateur.

Liste des abréviations

A.N.R.H : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques.

CN: Curve-Number (Courbe Numérotée).

CPM: Critical Path Method.

DTR : Durée Totale du Projet.

ETHCS: Engineering Technical Hydraulic Consult Service.

LNHC : Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

NGA : Nivellement Général Algérien.

O.R.S.T.O.M : Office de la Recherche Scientifique et Tecchnique Outre-Mer

R.P.A : Règles Parasismiques Algériennes.

USBR: United States Bureau of Reclamation.

USCS: Unified Soil Classification System.

UTM : Universal Transverse Mercator.

Introduction générale

Introduction générale :

L'eau est une ressource vitale pour le développement socio-économique et la préservation de l'environnement. La gestion rationnelle et durable de l'eau nécessite la réalisation d'infrastructures hydrauliques adaptées aux besoins et aux contraintes des différents usagers. Parmi ces infrastructures, les barrages jouent un rôle essentiel dans la régulation des écoulements, le stockage de l'eau, la production d'énergie, l'irrigation, la lutte contre les inondations, etc. Cependant, la conception et la construction des barrages présentent des défis techniques et environnementaux importants, qui exigent une étude approfondie et rigoureuse des différentes variantes possibles.

Notre objectif dans ce travail est d'examiner les différentes variantes possibles pour le barrage de l'oued Berkeche, situé dans la commune d'Oued Berkeche, wilaya de Ain Temouchent. Nous allons présenter dans ce mémoire tous les aspects techniques et économiques de ce projet, en le structurant en six parties principales. La première partie sera consacrée à la description de la zone d'étude, en abordant la topographie, la géologie et la géotechnique du site du barrage et de la zone d'emprunt. Nous nous appuierons sur les données recueillies par des sondages et des puits, ainsi que sur les résultats des essais physiques, mécaniques et chimiques effectués sur les échantillons prélevés.

La deuxième partie portera sur l'analyse du bassin versant. Nous ajusterons les données pluviométriques journalières et annuelles à l'aide du logiciel Hyfran. Nous évaluerons ensuite le volume d'eau stocké par le barrage en utilisant la régularisation. Nous estimerons également le débit de crue pour différentes périodes de retour en appliquant plusieurs méthodes : empiriques, Gradex et formule de Meddi. Nous calculerons par la suite le débit laminé par la méthode de Muskingum. Enfin, nous optimiserons le coût de la retenue en déterminant la dimension optimale du déversoir.

Dans la troisième partie, nous examinerons trois options possibles pour la conception de la digue. Nous estimerons le volume des matériaux nécessaires à la réalisation de chaque option. Nous sélectionnerons ensuite l'option la plus appropriée sur le plan technique et économique.

Dans la quatrième partie, nous nous concentrerons sur l'option retenue. Nous présenterons les caractéristiques de la digue. Nous dimensionnerons les filtres qui respectent les critères de Terzagui. Nous analyserons les infiltrations dans le réservoir et nous tracerons la ligne de saturation selon Kozeny. Nous vérifierons aussi la stabilité de l'ouvrage par la méthode de Fellinius pour le cas normal et le cas sismique, en considérant différentes sollicitations : fin de construction, fonctionnement normal et vidange rapide.

Dans la cinquième partie, nous dimensionnerons les ouvrages annexes : la vidange de fond, la prise d'eau et l'évacuateur de crue. Nous calculerons le diamètre des conduites de vidange et de prise d'eau, ainsi que le temps de vidange. Nous déterminerons également les dimensions de l'évacuateur de crue, dont le profil du déversoir sera de type USBR.

Enfin, dans la dernière partie, nous présenterons l'organisation du chantier et nous estimerons la durée du projet par la méthode du chemin critique basée sur le réseau à nœud. Nous établirons aussi le devis estimatif de l'ouvrage.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Pour réaliser des barrages, il faut effectuer des études topographiques, géologiques et géotechniques approfondies afin de garantir la sécurité du projet. Avant de commencer l'avant-projet, il faut définir les critères principaux pour choisir le site et le type de barrage. Dans certains cas, plusieurs types de barrages peuvent être envisagés. Il faut alors comparer les coûts pour choisir la meilleure solution. Ce chapitre présente les travaux à effectuer pour sélectionner un site potentiel, l'axe de la digue et ses ouvrages annexes, et pour caractériser la qualité géotechnique du sol de fondation, des matériaux de construction et de la perméabilité des sols de la cuvette.

I.1 Synthèse topographique :

Les études topographiques ont pour objectif principal de produire les documents nécessaires aux avant-projets tels que plans, cartes et profils. Ces documents permettent aussi de juger de la faisabilité topographique du site et de placer au mieux la retenue collinaire et ses ouvrages annexes. A partir des plans topographiques, on peut également tracer deux types de courbes, les courbes hauteur-surface et hauteur-volume, qui serviront notamment à positionner le barrage et à définir sa hauteur et celle du déversoir, ainsi que la cote des ouvrages de prise et de vidange (Maurice, 1999)

I.1.1 Situation géographique du site :

Le site du barrage de l'oued Berkeche se trouve dans la commune d'Oued Berkeche, wilaya de Aïn Témouchent,.

Le site se situe dans la région nord-ouest de l'Algérie, à environ 70 km au sud-ouest de la ville de Oran et à environ 40 km au nord-est de la ville de Sidi Bel Abbès. Le site est accessible par la route nationale N7, qui relie Oran à Sidi Bel Abbès, puis par la route wilaya le W75, qui mène à la commune d'Oued Berkeche. Le site est également desservi par le chemin de fer Oran-Sidi Bel Abbès, avec une gare à Oued Berkeche. Le site du barrage se trouve à environ 3 km au sud du centre de la commune, sur le cours inférieur de l'oued Berkeche, un affluent de l'oued Tafna. Le site est entouré par les monts du Tessala, qui font partie de la chaîne des Atlas telliens.

Les coordonnées en UTM selon la carte d'Etat- major de Hammam Bouhdjar – feuille NI-30-XX IV-5-Ouest établie en 1985 à l'échelle 1⁄50000^{e} sont représentées dans le tableau. I.1

Tableau. I. 1 : Coordonnées en UTM du site de barrage de l'oued de Berkeche:

X (km)	Y (km)	Z (m)
687.0185	3905.5575	257

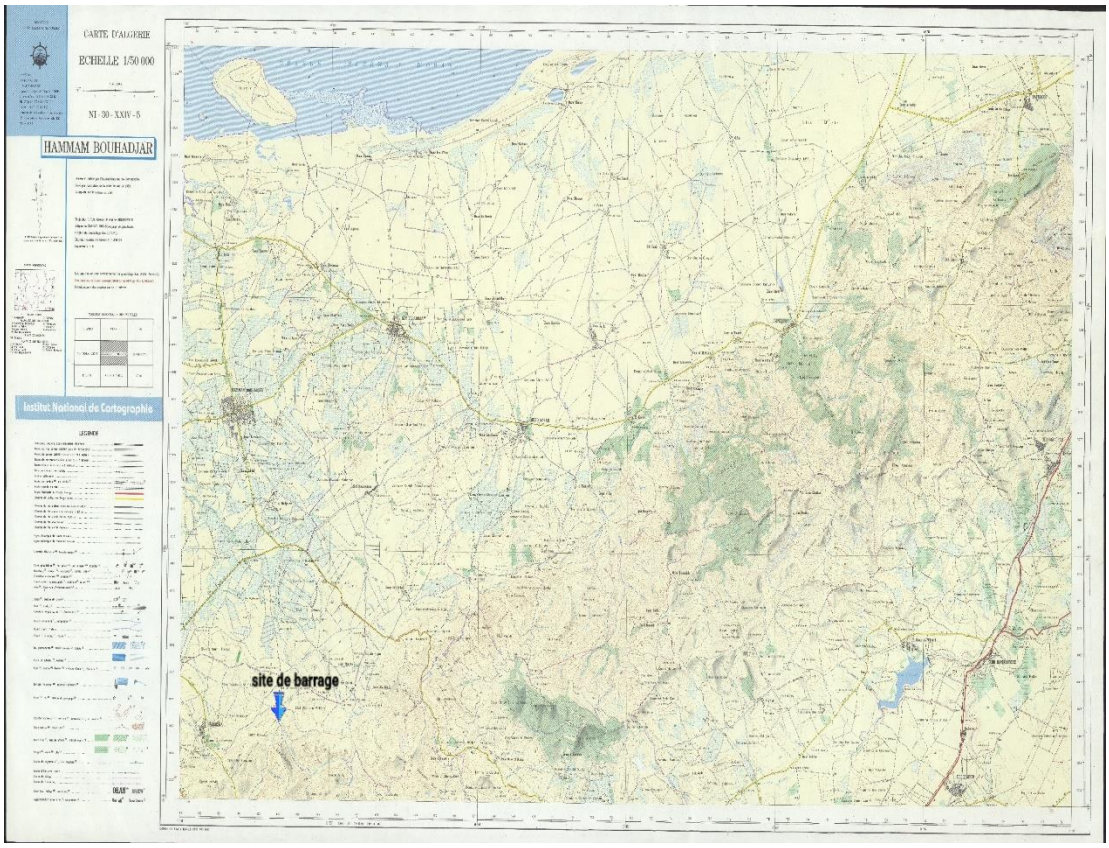


Figure. I. 1 : Carte d'état-major de la zone d'étude Source (ANBT)

I.1.2 Choix de l'axe de la retenue collinaire :

Pour réaliser un projet fiable et économique, il est essentiel de choisir la topographie la plus adaptée. La forme de la vallée est un élément déterminant pour le choix de l'axe du barrage. Dans cette optique, il faut rechercher un rétrécissement de la vallée qui permette de minimiser la quantité de matériau utilisé dans le corps du barrage (Mihoubi, 2014). Par ailleurs, il faut respecter des critères tels que :

- Assurer le volume d'eau qui sera stocké dans la retenue.
- Avoir une bonne géologie pour le site de la retenue.
- Choisir un site proche et accessible des zones existantes, pour éviter de créer de nouvelles voies pour les machines et les ouvriers.
- Un site approprié pour le placement des ouvrages annexe.

I.1.3 Emplacement des ouvrages annexes :

- **L'évacuateur de crue :**

D'après l'étude du plan général du barrage et les informations collectées lors de la reconnaissance sur site qui sont réalisées par le bureau d'étude sud-africain Ninham Shand en 2005, on constate que la rive gauche du site est plus adaptée pour accueillir l'évacuateur de crue.

- **Prise d'eau et vidange de fond :**

L'ouvrage qui assure à la fois la prise d'eau et la vidange de fond pourra être implanté près de l'oued.

I.2 Synthèse géologique :

La géologie est le critère principal pour le choix du type de barrage. Il faut faire une étude approfondie de tous les paramètres géologiques avant de décider de la faisabilité de tel ou tel type de barrage.

C'est pourquoi un programme d'investigation est indispensable pour tout type d'ouvrage et ses dimensions, afin de bien connaître le sous-sol. Le type, la qualité et les caractéristiques des fondations vont donc influencer fortement la sélection du type de barrage. (Degoutte, 2002)

I.2.1 Géologie régionale :

Le bassin versant est formé principalement de marnes et de calcaires gréseux, avec des alluvions le long de l'oued. Le bassin versant se distingue par le manque d'une couverture végétale constante et dense. La végétation des sols dans les vallées des oueds dépend de la profondeur des nappes phréatiques. On trouve des tamarix et des joncs le long des cours d'eau. La végétation naturelle subsiste sur les massifs caillouteux ; les versants sont couverts par les broussailles, les oliviers sauvages et le doum (palmier nain). Les cultures sont principalement des céréales et rarement des maraîchages (irrigués). L'homme a eu une influence négative sur le couvert végétal avec les surpâturages, le défrichement et les labours dans le sens des plus grandes pentes.

Les travaux de reconnaissances géologiques ont été réalisés par l'UTS (HYDROTECHNIQUE) sur la période allant du 17 décembre 2002 au 18 mars 2003.

Les formations géologiques principales sont :

- **Néocomien – Cénomanien :**

On peut trouver ces formations à environ 3 Km au sud et à environ 2 Km au nord du point de rencontre des oueds Deliz et Berkeche. Le Néocomien – Cénomanien est présent sous le site étudié.

- **L'Oligo – Miocène :**

Les dépôts principaux dans la région de Berkeche – Delliz sont des marnes grises ou blanches, sculptées en collines par l'érosion. Ces marnes contiennent des couches de grès, soit grossiers et épais, avec du calcaire. La hauteur totale de ces couches est de deux mètres.

- **Le Quaternaire :**

Les berges des oueds Berkeche et Deliz sont formées de terrasses avec deux niveaux :

- Un niveau d'argiles de différentes couleurs, avec des calcaires et des anhydrites. Ces argiles sont des dépôts fins venus des collines.
- Un niveau d'alluvions avec des sables, des graviers, des galets et des blocs. Ces alluvions reposent sur une roche plus ancienne et sont recouverts par les argiles rouges.

I.2.2 Reconnaissance géologique sur terrain :

Pour construire ce barrage, il fallait étudier le terrain en profondeur, sur place et en laboratoire, selon un programme défini. Ces reconnaissances géologiquesont été réalisées par le bureau d'étude NINHAM SHAND et qu'ils ont entrepris par le laboratoire UTS (Hydrotechnique).

Le but était de trouver le meilleur site et le meilleur type de barrage pour le terrain.

I.2.2.1 Levés géologiques :

La cuvette et le site du barrage ont fait l'objet de levés géologiques à l'échelle 1/5000^{e} (annexe A.01).

Ces levés montrent la composition de la roche en surface, la résistance à l'érosion et le degré d'imperméabilité du bassin de la retenue. Ces informations sont basées sur les fouilles observées et sur la nature du sol.

I.2.2.2 Sondages :

Les travaux sur le terrain ont consisté à effectuer onze (11) sondages dont la profondeur a varié entre 10m et 55m. La profondeur totale des sondages réalisés est de 330,80m.

Les travaux réalisés par l'UTS (HYDROTECHNIQUE) se sont déroulés du 17 décembre 2002 au 18 mars 2003. La répartition des sondages a été la suivante :

- 5 sondages sur l'alignement de la digue (S13 et S14 ont été placés sur le versant droit, S15 sur le lit de la rivière, et S16, S17 sur le versant gauche) •
- 3 sondages le long de l'évacuateur de crue (S18, S19 et S20) •
- 1 sondage en amont de la digue (S21) •

- 2 sondages suivant le tracé de la vidange de fond (S22 et S23)

Les résultats des sondages sont représentés dans le tableau I.1

Tableau. I. 2 : Résultats des sondages

No. de Sondage	Location	Lieu de test (m)	Pourcentage de Carotte (%)	RQD (%)	Géologie		Observations
					Type de Roche	Alteration	
S13	Culée droite	10 – 15	100	18 – 54	Marno calcaires	Non dégradé à fortement dégradé	Perméabilité faible
S14	Emprise du sol du flanc droit	22,7 –27,7	100	n/a	Marne calcaire	Non dégradé	Perméabilité faible
S15	Emprise du sol au centre	5,3 – 10,3	97	44-60	Marno-calcaire	Non dégradé	Imperméable
S16	Emprise au sol du flanc gauche	8 – 13	99	38-75	Marne à niveau brèchique	Non dégradée	Imperméable
S17	Culée gauche	9 – 14	69	n/a	Argile sableuse	Moyennement dégradé à fortement dégradé	Perméabilité faible
S18	Culée gauche	14 – 19	100	0	Marne	Moyennement dégradée	Imperméable
S19	Emprise du sol au centre	28,1-34	88	71	Calcaire maneux et conglomerat	Pas de diagraphie	Imperméable
S20	Evacuateur de crue	20 – 25	100	0 - 10	Marne	Moyennement dégradée	Imperméable
S21	Ouvrages de vidange en amont - alternative	20 – 23	100	55-90	Marno-calcaire	Non dégradé	Imperméable
S22	Ouvrages de vidange en aval	12 – 17	70	0-52	Marne et marne-calcaire	Moyennement dégradée	Perméabilité faible
S23	Ouvragesde vidange en amont	15 – 20	100	0-42	Marne calcareuse brèchique	Non dégradée	Imperméable

I.2.2.3 Puits :

Au départ, seuls 10 puits sur les 37 prévus avaient été creusés. Il s'agissait des puits P18, P21, P23, P24, P26, P27, P28, P29, P30, P31 et 33bis. Puis, lors d'une visite du site en mars 2003, six autres puits avaient été réalisés en amont du barrage. Ces puits étaient les P1, P2, P3, P4, P5 et P6.

Les puits ont servi à identifier la nature des sols et à les tester en laboratoire. Les résultats nous indiquent les propriétés physiques et mécaniques des sols pour les utiliser comme matériaux de construction du barrage.

Tableau. I. 3 : Résultats des Puits

No De Puits	Profondeur du puits (m)	Description	
P1	4,0	0,0-0,8m 0,8-2,1m 2,1-2,5m 2,5-4,0m	Argile brune sableuse Argile beige avec nodules calcaires blancs altérés Galets et graviers dans matrice argileuse Galets graviers et sables
P2	3,2	0,0-0,7m 0,7-1,3m 1,3-1,5m 1,5-2,3m 2,3-3,2m	Argile brune sableuse Argile beige légèrement sableuse Alluvions dans matrice argileuse Argile beige sableuse à graviers et galets Alluvions
P3	5,0	0,0-0,7m 0,7-2,5m 2,5-2,7m 2,7-4,8m 4,8-5,0m	Argile brune Argile sableuse beige Alluvions Argile sableuse beige Argile marneuse
P4	4,1	0,0-0,7m 0,7-2,7m 2,7-4,1m	Argile brune Argile brune plastique Alluvions
P5	3,8	0,0-0,7 0,7-1,3m 1,3-3,2m 3,2-3,8m	Argile brune Argile beige plastique Argile brune plastique Alluvions
P6	3,1	0,0-0,5m 0,5-0,7m 0,7-1,7m 1,7-3,1m	Argile brune Alluvions (galets, graviers, sables) Argile beige sableuse avec traces de sel de lessivages Alluvions dans matrice argilleuse (blocs, galets graviers)

No de Puits	Profondeur du puits (m)	Description	
P21	3,1	0,0-0,8m 0,8-1,55m 1,55-2,9m 2,9-3,1m	Argile brune Argile beige avec nodules calcaires altérés Sable graveleux jaunes à galets et blocs Sables argileux graveleux
P18	3,1	0,0-0,5m 0,5-3,1m	Argile brune légèrement sableuse Sable jaune, légèrement argileux avec galets, gravieret nodules calcaires
P23	2,4	0,0-0,4m 0,4-2,4m	Argile brune légèrement sableuse Argile beige sableuse graveleuse et nodule de calcaires
P24	2,3	0,0-0,8m 0,8-1,7m 1,7-2,3m	Argile brune limoneuse Argile beige sableuse avec du calcaire Gravier et galets dans matrice sableuse
P26	2,8	0,0-1,1m 1,1-1,4m 1,4-2,8m	Argile brune Galets et graviers Argile sableuse beige à caillons et gravier
P27	3,2	0,0-0,4m 0,4-1,1m 1,1-3,2m	Sable graveleux argileux Argile brune à racine des végétaux Argile grise limoneuse
P28	3,1	0,0-1,0m 1,0-3,1m	Argile grise légèrement limoneuse Argile grise plastique avec trace de coquillage
P29	2,6	0,0-0,75m 0,75-0,9m 0,9-1,6m 1,6-2,6m	Argile brune limoneuse Graviers et galets dans matrice argilo limoneuse Argile beige légèrement sableuse Alluvions dans matrice sablo argileuse
P30	2,9	0,0-0,8m 0,8-1,6m 1,6-2,0m 2,0-2,9m	Argile brune limoneuse Gravier et galets dans matrice argilo limoneuse Argile beige légèrement sableuse Alluvions dans matrice sablo – argileuse
P31	2,9	0,0-1,0m 1,0-2,5m 2,5-2,9m	Argile brune légèrement sableuse Argile plastique brune Argile beige gypseuse légèrement sableuse
P33 bis	2,8	0,0-1,2m 1,2-2,8m	Argile brune Argile beige, sable graveleuse avec nodules de calcaire blancs

I.2.3 Caractéristiques de la cuvette :

I.2.4.1 Perméabilité de la cuvette :

Les sondages au site du barrage de Berkeche ont subi des essais de perméabilité ou essai Lugeons pour mesurer la perméabilité et détecter la présence ou l'absence de vides et de fractures dans la roche. Les essais ont aussi permis de déterminer la profondeur des vides et des fractures si elles existent. Les vides et les fractures peuvent causer des fuites et des pertes d'eau dans le bassin de rétention du barrage de Berkeche.

Ces essais montrent que la fondation le long de l'axe du barrage est imperméable. La perméabilité des roches diminue avec la profondeur (ou devient nulle à une certaine profondeur).

Les roches en profondeur semblent aptes à recevoir du coulis par injection sans problème. Les caractéristiques générales des roches de la fondation sont aussi confirmées par les essais Lugeons réalisés dans des sondages en amont et en aval de la digue.

I.2.4 Matériaux de construction de la retenue collinaire :

- **Matériaux d'étanchéité :**

Près de la digue, il y a des couches d'argile de 2 m d'épaisseur en moyenne. Mais la lithologie et la couleur des matériaux varient selon les endroits.

Sur la rive gauche de l'oued Berkeche, il y a des argiles grises très plastiques (entre les puits S15 et S16). Elles sont remplacées par des argiles rouges plastiques un peu sableuses (entre les puits S16 et S20).

Sur la rive droite, il y a plutôt des argiles sableuses friables avec une concrétion blanche altérée qui semble être de l'anhydrite. Le volume des argiles n'a pas été calculé car la zone prospectée est petite.

À environ 1.5 km en amont de la digue, on trouve des niveaux d'argile grise de 2 à 3 m d'épaisseur. Plus loin le long de l'oued Berkeche, ces argiles grises plastiques peuvent faire jusqu'à 4 m d'épaisseur.

- **Matériaux de recharge :**

Il y a assez de matériaux de remblai ordinaire aux lieux de la confluence des oueds Berkeche et Delliz et aussi en amont, et aussi plus haut le long de la rive de l'oued Berkeche.

- **Matériaux pour Rip-Rap :**

La A la limite sud de la deuxième zone en rive gauche de l'oued Berkeche, on observe une barre rocheuse constituée de deux bancs de grès calcaire.

La carrière de Hassi El-Ghela (coordonnées X=+677 151 à 153 et Y=+3925 233 à 234) sera considérée pour l'approvisionnement en matériau de construction (rip rap, agrégat de béton et les filtres).

I.3 Synthèse géotechnique :

Pour choisir le type de barrage le plus adapté aux conditions locales, on va réaliser des tests sur le terrain et en laboratoire sur des échantillons intacts ou remaniés. Ces tests vont permettre de connaître les propriétés mécaniques et hydrauliques de la fondation et de la cuvette. (Maurice, 1999)

• On va vérifier la qualité de la fondation en termes de résistance mécanique et d'étanchéité. On va éviter les zones à risque comme les sables, les argiles à canaux, les débris ou les fissures.

• On va s'assurer que la cuvette est étanche et que ses versants sont stables si elle est creusée.

- Enfin, Il faut aussi s'assurer qu'il y a des matériaux de construction disponibles à proximité, en quantité et en qualité suffisantes : roches, terre pour le remblai…

I.3.1 Sol de fondation :

I.3.1.1 Essais de laboratoire :

Les Le programme des tests de laboratoire vise à connaître les caractéristiques des matériaux et leur comportement dans le cadre de l'étude de faisabilité suivante :

• Matériaux provenant des zones d'emprunt pour évaluer leurs propriétés mécaniques et chimiques pour leur utilisation comme noyau argileux.

• Matériaux provenant des puits et des sondages dans la zone de la digue du barrage pour mesurer la portance, la perméabilité du sol.

❖ **Essais physiques :**

- Teneur en eau naturelle Wn.
- Densité sèche γd.
- Degré de saturation Sr.
- Granulométrie.

❖ **Essais mécaniques :**

- Essai de cisaillement a la boite de Casagrande :
  - Cohésion C'u.
  - Angle de frottement interne φ'.

- Essai de compression à l'œdomètre :
  - Pression de consolidation Pc.
  - Coefficient de compressibilité Cc.

❖ **Analyses chimiques :**

- Teneur en chlorures.
- Teneur en sulfates.

I.3.1.2 Résultats des essais de laboratoire et interprétation :

Les résultats sont résumés dans le tableau.I.4

Tableau. I. 4 : Caractéristiques géotechniques de la fondation de la digue

Profondeur (m)		0.7-2.8
Nature du sol		Argile marneuse
Teneur en eau Wn %		4-16%
Poids volumique sec γ_d (t/m^3)		1.72-1.88
Poids volumique saturé γ_s (t/m^3)		2.5-2.7
Degré de saturation S (%)		79-88%
Limite de liquidité W_L		25-43
Indice de plasticité Ip		8-23
Granulométrique	**< a 2µm**	14%
	2µm - 0.02mm	47%
	0.02mm - 2mm	33%
	> a 2mm	6%
Perméabilité K (m/s)		10^{-6}-10^{-10}
Cohesion C (bars)		100-150
Angle de frottement interne φ°		33 – 40
Coefficient de compressibilité Cc		1-6
Teneur en eau optimale Wop %		14-17%
Sulfates		traces
Chlorures		7-40

♦ **Vérification de l'état de consolidation de la fondation :**

La contrainte de consolidation Pc (ou pression de pré-consolidation) est la contrainte effective maximale que le sol a subie dans son histoire. Elle correspond généralement au poids des terres lié à la profondeur où l'échantillon a été prélevé, mais elle peut être plus grande si le sol a été érodé ou si le sol a supporté un glacier qui a fondu ; le sol est alors sur-consolidé. Il se peut aussi que la pression de consolidation soit plus petite que le poids des terres si le sol n'était pas complètement consolidé au moment du prélèvement de l'échantillon.

Soit σ'_0 la contrainte effective verticale appliquée à un point d'un sol, et Pc la contrainte de consolidation du sol à ce point. On distingue :

- les sols sur-consolidés si : $\sigma'_0 < \boldsymbol{Pc}$
- les sols normalement consolidés si : $\sigma'_0 = \mathbf{Pc}$
- les sols sous consolidés si : $\sigma'_0 > \mathbf{Pc}$

$\sigma'_0 = \Sigma\, \gamma_h \times H = \gamma_d\,(1+w) \times H$

Avec : σ'_0 : contrainte effective verticale (bars)

γ_h : poids volumique humide (t/m^3).

H : la profondeur à laquelle l'échantillon a été prélevé (m).

γ_d: Poids volumique sec (t/m^3)

W **:** la teneur en eau (%)

- **Pour : $H = 2.8\ m$.**

La pression de consolidation est donnée par : $Pc = 3.5\ Bars$.

A.N:

$\gamma h = 1.8(1+0.1) = 1.98\ t/m^3$

$\sigma'_0 = 1.98 \times 10^3 \times 2.8 \times 10^{-4} = 0.55$ bars

$\sigma'_0 < Pc$: Le sol est sur-consolidé.

I.4 Sismicité du site :

Les ingénieurs doivent tenir compte du phénomène sismique dans la conception des ouvrages, en respectant les normes parasismiques Algériennes qui garantissent un niveau de protection acceptable.

L'origine des séismes dans la région maghrébine est liée à la géologie et à la tectonique des plaques africaines et eurasiennes, qui sont en compression constante. Le règlement R.P.A.99 (Règles Parasismiques Algériennes) version 2003 définit le niveau de risque sismique en Algérie en fonction de deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et de trois groupes d'usages et d'ouvrages selon leur importance décroissante.

La carte sismique du territoire national est présentée dans la figure (I.2) et le tableau (I.5) indique les valeurs de l'accélération sismique selon les zones et les types d'ouvrages.

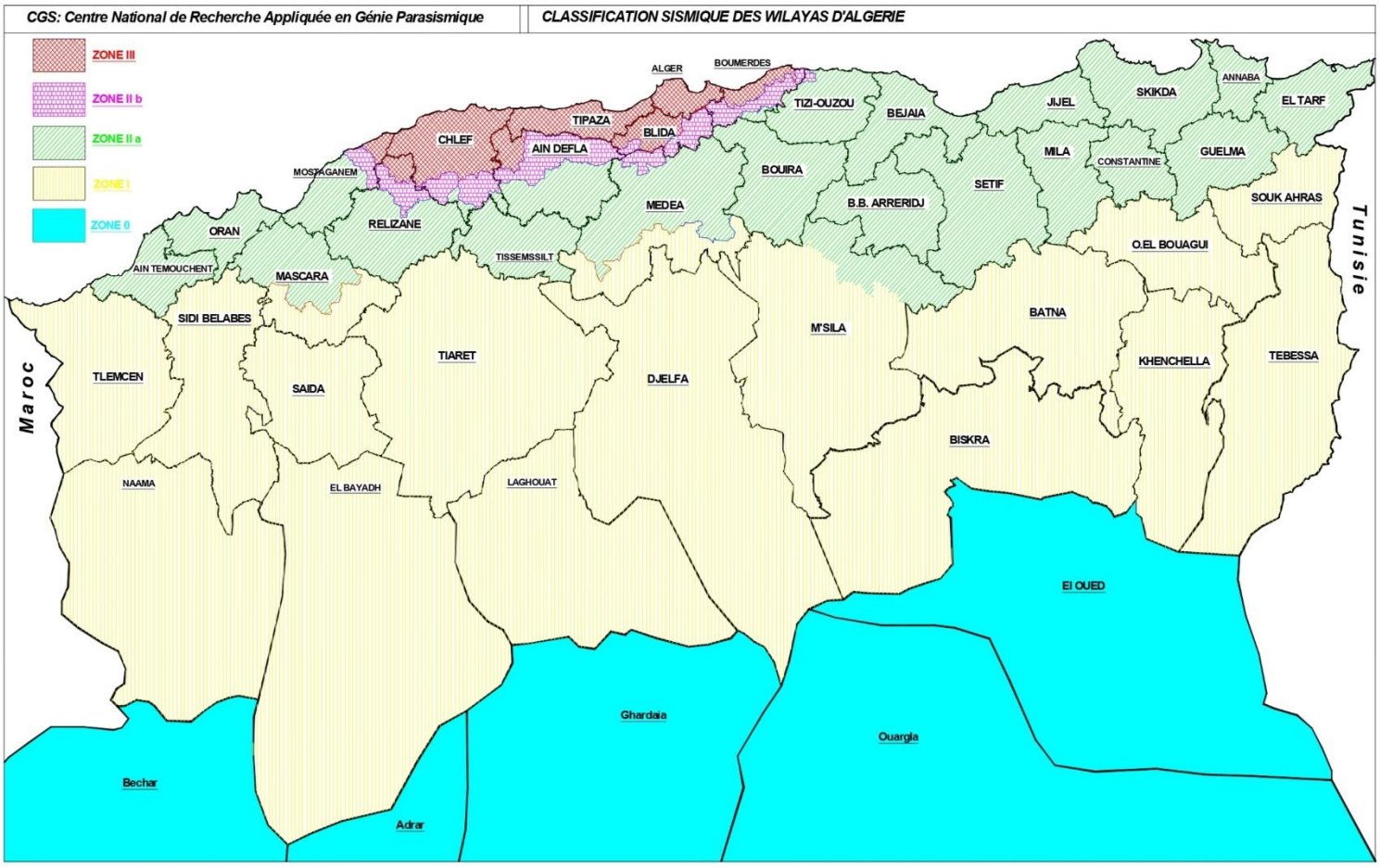


Figure. I. 2: Carte zonage sismique du territoire national (RPA, 2003)

Tableau. I. 5 : Valeurs de l'accélération sismique en fonction des zones et type d'ouvrage (Selon les règles parasismiques algériens)

Groupe	Zones				Classification des ouvrages selon leur importance
	I	II-a	II-b	III	
1a	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1b	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

La région où se situe notre étude est classée comme « Zone II a », ce qui signifie qu'elle est soumise à un risque de séisme relativement élevée.

En fonction du groupe d'usage de notre ouvrage (groupe 1b), on peut trouver le coefficient d'accélération sismique noté (α) qui doit être pris en compte dans les calculs de l'ouvrage.

D'après le règlement parasismique algérien de 1999 le coefficient d'accélération sismique est : α = **0.20**.

Conclusion :

Les synthèses topographique, géologique et géotechnique conduisent aux conclusions et recommandations suivantes :

- La synthèse topographique permet de choisir le site du barrage le plus adapté et le plus économique.
- Le site de l'oued Berkeche offre des possibilités de mobilisation de l'eau qui sont confirmées par les études géotechniques.

Les synthèses géologique et géotechnique donnent une description fiable du site de la retenue :

- Le barrage sera de type en terre et les matériaux de construction sont disponibles sur le site ou à proximité.
- La roche mère est constituée de marnes calcaires. Une clé d'étanchéité de (2 à 3) m sera suffisante.
- Il faudra décaper au moins 40 cm pour éliminer la partie altérée avant d'utiliser les matériaux de construction.

On peut dire qu'il n'y a pas de problèmes majeurs pour la construction du barrage de l'Oued Berkeche.

Chapitre II

Etude hydrologique

Introduction :

L'hydrologie est une discipline essentielle pour l'ingénierie et les sciences environnementales. Elle étudie les processus d'écoulement des eaux dans les systèmes naturels (bassin versant) et le calcul des structures hydrauliques nécessaires à l'utilisation et à la gestion des eaux (les barrages, les retenues collinaires…). Elle permet aussi de mieux analyser et modéliser le comportement dynamique des eaux dans les zones où elles se répandent et de mieux évaluer les effets des aménagements hydrauliques sur l'environnement.

Donc, Les études hydrologiques sont indispensables ; d'une part, elles ont l'objectifs d'étudier les conditions de la réserve d'eau et d'autre part d'estimer les débits extrêmes contre lesquelles il est nécessaire de protéger le barrage.

La présente étude a pour but de déterminer les paramètres hydrologiques de l'Oued tels que les apports liquides et solides du bassin versant, les débits des crues qui sont la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement afin d'assurer la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques.

II.1 Le bassin versant :

Le bassin versant est l'élément fondamental pour le calcul du bilan hydrologique. Il est défini comme la surface drainée par un cours d'eau et ses tributaires. Un cours d'eau se forme généralement dans une zone à reliefs et parcourt la surface topographique. Lesécoulements convergent vers la section la plus basse du cours d'eau appelée exutoire.

II.1.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant :

Les données géographiques de l'exutoire sont représentées dans le tableau II.1 :

Tableau. II. 1 : Coordonnées géographiques de l'exutoire.

Système de coordonnée	UTM(Km)	géographique
Site du barrage de l'Oued de Berkeche	$X = 687.018$ $Y = 3905.558$	Long: -0°56'37.503" E Lat : 35°16'32.585" N
	$Z = 257\ m$	

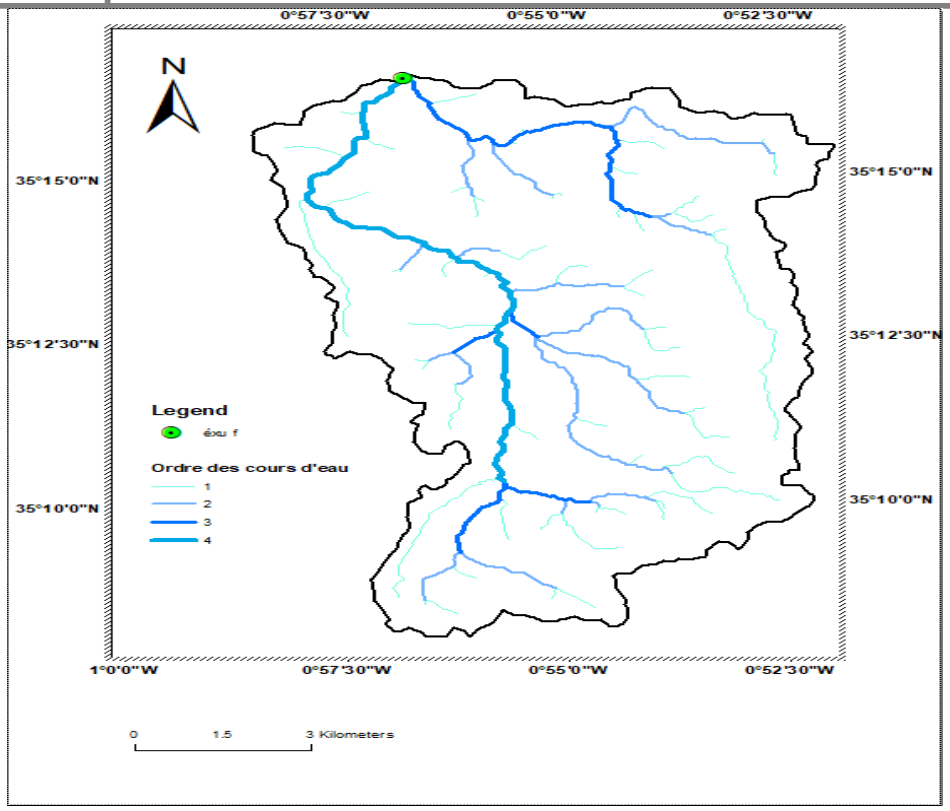


Figure II. 1 : Délimitation du bassin versant et le réseau hydrographique établie par Le logiciel Arcgis.

II.1.2 Caractéristiques physiographiques et hydro-morphologiques du bassin versant :

Les différents paramètres morphologiques et hydrologiques du bassin versant ont été déterminés par l'utilisation du logiciel Arcsig.

II.1.2.1 Caractéristiques de la disposition dans le plan :

Les caractéristiques géométriques sont obtenues par logiciel Arcgis.

- **La surface du bassin versant :**

Le bassin versant d'Oued Berkeche occupe une superficie de :

$$S = 106.52\ km^2$$

- **Le périmètre du bassin versant :**

Le périmètre du bassin versant est de :

$$P = 55.79\ km$$

- **La longueur du thalweg principal :**

La longueur du thalweg principal égale à :

$$L = 19.35\ km$$

II.1.2.2 Caractéristiques de forme :

- **Indice de compacité de Gravelius K_c :**

C'est un indice qui caractérise la forme du bassin versant, c'est le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence du cercle P' de rayon R ayant la même superficie S que le bassin, soit :

$$K_C = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\pi R}$$

Avec : $S = \pi R^2$ et $R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$

Donc: $$K_C = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{\sqrt{\pi}}{2\pi}\frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : périmètre du bassin versant (Km).

S : surface du bassin versant (km²).

K_c : indice de compacité.

$$Kc = 0.282\frac{55.79}{\sqrt{106.5}} \Longrightarrow \boldsymbol{Kc = 1.51}$$

D'après résultat de K_c on distingue trois cas :

$Si : Kc = 1$ $\Longrightarrow$ Le bassin est parfaitement circulaire.

Si : $Kc < 1.128$ $\Longrightarrow$ Le bassin est ramassé.

Si : $Kc > 1.128$ $\Longrightarrow$ le bassin est allongé.

Le Kc est un indicateur de la forme du bassin versant. Plus il est élevé, plus le bassin versant est alongé, plus le temps de parcours d'une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant jusqu'à l'exutoire sera long, ce qui atténuera la crue.

Donc l'indice de compacité estproportionnellement lié au temps de concentration T_c.

Dans notre cas le bassin versant est caractérisé par un $Kc = 1.51 > 1.128$ alors il est de forme relativement allongée.

- **Coefficient d'allongement:**

Le coefficient d'allongement est défini par la relation :

$$C_a = \frac{L^2}{S}$$

L : la longueur du bassin versant.

S : la surface du bassin versant.

$Ca = \frac{19.35^2}{106.5} \Longrightarrow Ca = 3.52$

- **Rectangle équivalent :**

Le rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius c'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimension L et l, ayant la même surface que le bassin versant. La longueur (L) est considérée comme étant la longueur du bassin versant et (l) comme sa largeur.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$P = 2(L + l)$ et $S = L.l$

Le rectangle a pour périmètre et pour surface :

$Kc = 0.282 \frac{P}{\sqrt{S}}$

De (II.3) et (II.4) on obtient une équation de 2éme degré admet deux solutions Lr et l_r :

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

$l = K_C \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - (\frac{1.128}{K_c})^2}\right)$

Lr : longueur du rectangle équivalent.

lr : largeur du rectangle équivalent.

$Lr = 31.21\ km.$

$lr = 3.41\ km.$

II.1.2.3 Relief :

- **Répartition et courbe hypsométrique :**

La courbe hypsométrique est un outil essentiel pour analyser le relief d'un bassin versant. Elle se construit sur un graphe où l'on reporte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface exprimée en %. La courbe hypsométrique est obtenue à partir des données de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après calcul des surfaces partielles. Elle indique la proportion de la surface située entre deux courbes de niveau consécutives. Elle permet de visualiser une sorte de profil du bassin versant et sa pente moyenne ; c'est un élément synthétique de comparaison de la topographie de différents impluviums.

La répartition des surfaces élémentaires et leurs cumule en fonction des altitudes ont été réalisées avec logiciel Arcgis.
Les résultats sont représentés dans le tableau. II.2

Tableau. II. 2: Surfaces partielles par tranche d'altitude.

Altitude (m)	Surface(km^2)	Surface (%)	Surface Cumulé (%)
257-300	1.364997	1.28134	100
300-400	12.656301	11.88066	98.71866
400-500	29.432091	27.62834	86.838
500-600	30.482639	28.6145	59.20966
600-700	26.254338	24.64533	30.59516
700-800	6.308173	5.92158	5.94983
800-817	0.030099	0.02825	0.02825
Somme	106.527838	100	

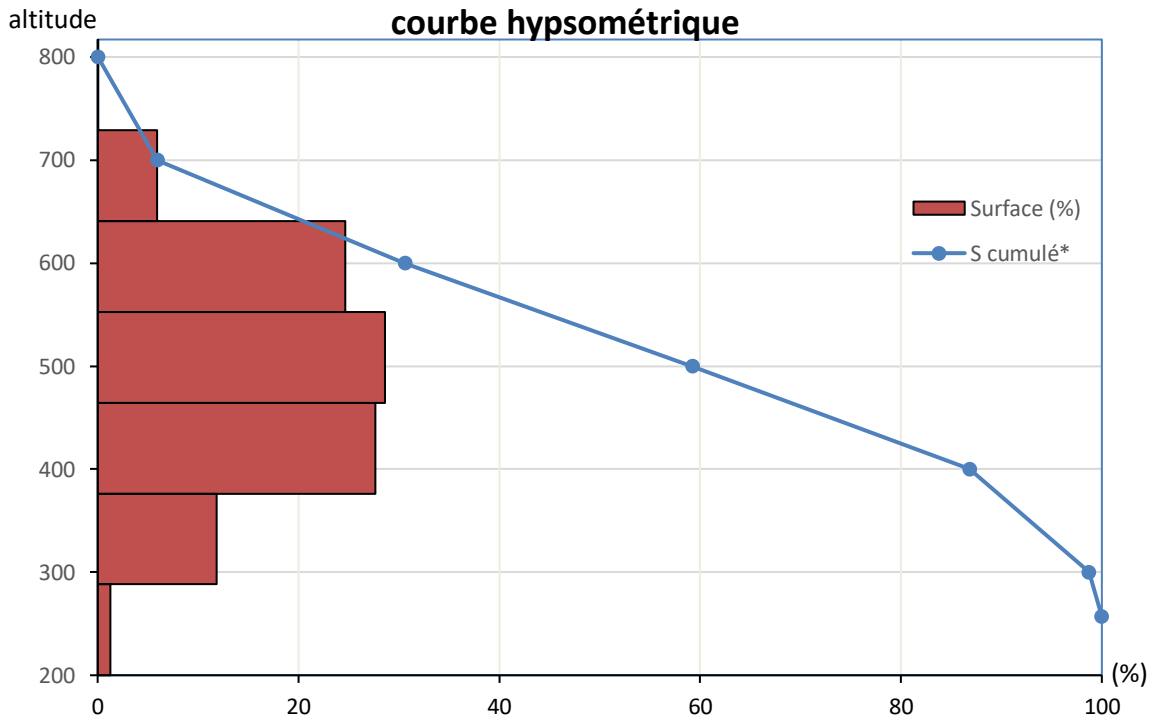


Figure II. 2 : Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin de l'Oued Berkeche

La courbe ci-dessus permet de déterminer les altitudes caractéristiques suivantes :

- Altitude médiane $H_{50\%}$: correspond à 50% de la surface du bassin. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassinconcerné présente une pente régulière.
- $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ qui sont respectivement les altitudes correspondantes à 5% et 95% de lasurface du bassin.

Tableau. II. 3: Détermination de $H_{50\%}$, $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$

Altitudes	Valeur (m NGA)
$H_{médiane}$	534
$H_{5\%}$	700
$H_{95\%}$	331

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

L'altitude moyenne H_{moy} est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^{n} S_i \times H_i}{S}$$

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux consécutives (m).

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

S : surface totale du bassin versant (Km²).

$Hmoy = 460.87$ m.

Tableau. II. 4: Détermination de l'altitude moyenne Hmoy

Altitude (m)	Surface (Km²)	Hi (m)	$Si \times Hi$
257-300	1.364997	278.5	380.15
300-400	12.656301	350	4 429.70
400-500	29.432091	450	5 695.34
500-600	30.482639	550	16 765.45
600-700	26.254338	650	17 065.32
700-800	6.308173	750	4 731.13
800-817	0.030099	808.5	24.33
somme	106.52784		49091.42

Les résultats précédents sont récapitulés dans le tableau II .5.

Tableau. II. 5: Tableau récapitulatif des résultats précédents

Altitudes	Valeurs (m NGA)
$H_{médiane}$	534
$H_{5\%}$	700
$H_{95\%}$	331
$H_{moyenne}$	460.87
H_{max}	817
H_{min}	257

- **Pente moyenne du bassin versant Im :**

Le temps de concentration, qui est le temps nécessaire pour que l'eau atteigne l'exutoire du bassin, dépend de la pente moyenne du cours d'eau. Cette caractéristique affecte aussi le débit maximal observé. Plus la pente est forte, plus l'écoulement superficiel est rapide et intense. Au contraire, plus la pente est faible ou nulle, plus l'eau a le temps de s'infiltrer, totalement ou partiellement, dans le sol.

La formule suivante permet de calculer la pente moyenne du cours d'eau :

$$Im = \frac{\Delta(0.5L1+L2+L3+\cdots+0.5Ln)}{S}$$

ΔH : dénivelée entre deux courbes de niveaux successives (m).

L_i : longueur de la courbe de niveau.

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

Les résultats sont représentés dans le tableau II .6.

Tableau. II. 6: Pente moyenne du bassin versant

Courbe	Longueur (km)	ΔH(m)	S (km^2)	Im (m/Km)
300	9.257	100	106.53	**169.53**
400	50.576			
500	55.472			
600	47.690			
700	21.716			
800	1.039			

$$Im = 169.53 m/km \rightarrow Im = 16.95\%$$

♦ **Les indices de pentes :**

La pente des versants influence le ruissellement des eaux. Plus elle est élevée, plus les eaux s'écoulent rapidement. Les pentes des versants sont utiles pour classer les bassins versants et connaître la topographie du bassin.

➢ **L'indice de pente globale Ig :**

L'indice de pente globale permet d'évaluer l'influence du relief sur l'écoulement des eaux dans le bassin. Plus l'indice est élevé, plus le relief est fort et plus l'écoulement est rapide et intense. Au contraire, plus l'indice est faible, plus le relief est doux et plus l'écoulement est lent et diffus.

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{9\,5\%}}{L}$$

D : dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m).

L : longueur du rectangle équivalent (Km).

$D = 370\ m$

$L = 31.21\ km$

$Ig = 1.12\ \% = 0.012.$

Tableau. II. 7: Classification du relief

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

D'après cette classification, le bassin présente un relief d'une pente modéré.

➢ **Dénivelée spécifique D_s :**

La dénivelée spécifique Ds est un paramètre qui caractérise le relief d'un bassin versant sans être influencé par sa surface. Elle permet donc de comparer des bassins versants de différentes tailles (Merrien- Soukatchoff, 2004).

$$D_s = D\sqrt{\frac{l}{L}}$$

D : dénivelée entre H5% et H95% (m).

L : longueur du rectangle équivalent (km).

l : largeur du rectangle équivalent (km).

$Ds = 122.3\ m$

Tableau. II. 8: Classification du relief

Relief		Ds
1	Très faible	< 10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez fort	250
6	Fort	500
7	Très fort	> 500

➢ **Indice de pente de Roche *Ip* :**

M.Roche a proposé un indice de pente qui caractérise la pente globale du bassin versant. Cet indice correspond à la moyenne pondérée des racines carrées des pentes calculées sur le rectangle équivalent, en tenant compte des surfaces situées entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1}.

Il s'exprime par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} * \sum S_i * D_i$$

L : longueur du rectangle équivalent (km).

Si : Pourcentage de la surface qui se trouve entre deux lignes de niveau adjacentes.

Di : dénivelée (m).

Les résultats sont représentés dans le tableau II .9

Tableau. II. 9: Détermination de l'indice de pente de Roche Ip

Altitude (m)	$D_i=H_i-H_{i-1}$(m)	Surface(km²)	Surface (%)	$Si \times Di$	$\sqrt{Si(\%) \times Di}$
257-300	43	1.36	1.28	55.10	7.42
300-400	100	12.66	11.88	1188.07	34.47
400-500	100	29.43	27.63	2762.83	52.56
500-600	100	30.48	28.61	2861.45	53.49
600-700	100	26.25	24.65	2464.53	49.64
700-800	100	6.31	5.92	592.16	24.33
800-817	17	0.03	0.03	0.48	0.69
Somme		106.53	100.00		222.62

$I_p = \frac{222.62}{\sqrt{31.21}} = 39.85\%$

- **Indice de pente moyenne** :

La formule suivante permet de calculer l'indice de pente moyenne, qui correspond au quotient de la différence d'altitude et de la longueur du rectangle Équivalent :

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L}$$

$$I_{pm} = 17.94\ m/km\ =\ 1.79\%$$

H_{max} : l'altitude maximum (m).

H_{min} : l'altitude minimum (m).

L : longueur du rectangle équivalent (km).

II.1.3 Caractéristiques du réseau hydrographique :

Un réseau hydrographique est un système d'écoulement d'eau qui peut avoir des dimensions très variables. Il comprend tous les cours d'eau naturels ou artificiels, qui sont permanents ou temporaires, et qui transportent les eaux d'un bassin versant vers l'exutoire. Pour décrire un réseau hydrographique, il faut déterminer plusieurs paramètres.

Hiérarchisation du réseau :

La ramification d'un cours d'eau est déterminée en attribuant un numéro à chaque segment du cours d'eau selon son importance. D'après la classification de Schumm Strahler (1957),

On utilise les règles suivantes :

- Un cours d'eau qui n'a pas d'affluent est de l'ordre 1.
- Quand deux cours d'eau de l'ordre n se rejoignent, le cours d'eau qui continue est de l'ordre n + 1.
- Lorsque deux cours d'eau de rangs différents se rejoignent, le cours d'eau résultant prend le rang du plus grand des deux.

Le rang du bassin versant est celui du cours d'eau principal qui se déverse à la sortie.

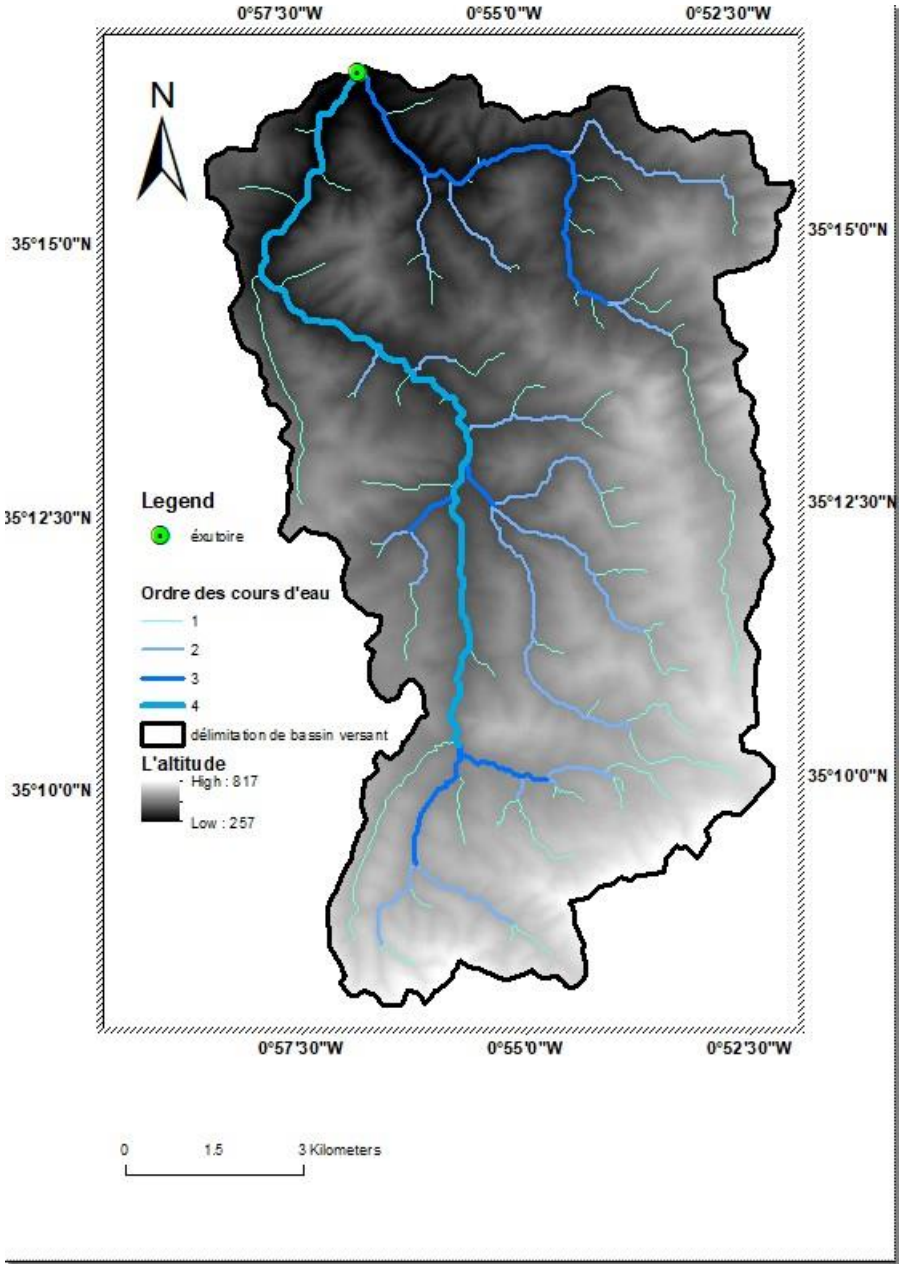


Figure II. 3: Réseau hydrographique du bassin versant obtenue avec le logiciel Arcgis

♦ **Densité de drainage Dd :**

La densité de drainage est un paramètre qui mesure la longueur moyenne des cours d'eau par unité de surface du bassin versant. Elle se calcule en divisant la longueur totale (Li) de tous les cours d'eau du bassin versant par la superficie de ce dernier. Elle indique la dynamique du bassin, une valeur élevée de cette dernière signifierait que le réseau hydrographique est relativement dense et qu'il réagit rapidement à un événement pluvieux. Elle s'exprime en Km/Km^2 et la formule suivante permet de la calculer :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$$

$\sum Li$: Somme des longueurs des cours d'eau d'ordre i (km).

S : Surface du bassin versant en Km².

Tableau II .10 : Densité de drainage

Ordre du cours d'eau	nombre	Longueur (km)
1	97	54.42
2	74	32.88
3	37	14.32
4	19	15.44
Somme	227	117.06

$D_d = 1.1$ km/km^2.

La densité de drainage est influencée par la nature géologique, la topographie du bassin et les facteurs climatiques et humains.

- Si *Dd* de l'ordre de 3 à 4 pour des régions à développement très limité.
- Si *Dd* dépasse 1000 pour des zones où l'écoulement est très ramifié avec peu d'infiltration.

♦ **Densité hydrographique F :**

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface. Elle est donnée par la formule suivante :

$$F = \frac{\sum N_i}{S}$$

$\sum Ni$: Somme des cours d'eau.

S : surface du bassin versant (km²).

$F = 2$.

Les régions à haute densité de drainage et à haute densité hydrographique ont une roche mère imperméable, un couvert végétal restreint et un relief montagneux.

- **Pente moyenne du cours d'eau principal *Ic* :**

La formule suivante exprime l'indice de pente du cours d'eau, qui influe sur la vitesse de l'eau à l'exutoire du bassin et donc sur le temps de concentration. Cette variable a donc un impact sur le débit maximal mesuré. Un cours d'eau très pentu favorise et accélère le ruissellement, alors qu'un cours d'eau peu ou pas pentu permet à l'eau de s'infiltrer, totalement ou partiellement, dans le sol.

Elle est donnée par la formule suivante :

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

ΔH: différence d'altitude entre deux points suffisamment éloignés en m.

ΔL: distance entre ces deux points en Km.

$I_c = \frac{100}{6.22} = 16.1\ m/km$ =1.61%.

- **Temps de concentration du bassin versant tc :**

Le temps de concentration est le temps que prend la goutte d'eau la plus éloignée pour atteindre l'exutoire du bassin. C'est un paramètre important pour la formation et le débit de pointe de la crue pluviale. Il prend en compte l'influence complexe des processus d'écoulement et d'échanges dans le lit de l'oued. Pour les crues, ce paramètre caractérise la vitesse de propagation du pic de débit. Il existe plusieurs formules pour le calculer :

– Formule de BEFANI :

Le temps de concentration est exprimé par :

$$t_C = \frac{L}{V_C}$$

tc : Temps de concentration, en heure.

L : La longueur du cours d'eau principal, en km.

Vc : La vitesse de concentration de la phase maximale de la crue (km/h).

La vitesse de concentration par la formule de BEFANI, pour les petits bassins versants, est exprimée comme suit :

$$V_C = 0.75 \times S^{1/5} \times I^{1/3}$$

S : superficie du bassin versant (km²).

I : la pente moyenne du thalweg principal (%).

$V_C = 2.24\ km/h \quad \Longrightarrow \quad t_C = 8.64h$

- Formule de SOGREAH (1986/1989) :

SOGREAH a élaboré une formule qui est validée et recommandée pour les petits bassins versants de l'Algérie. Elle se présente sous la forme suivante :

$$t_C = 3 \times \left(\frac{S \times L}{(10 \times I)^{3/2}}\right)^{1/4}$$

t_c : Temps de concentration en h.

S : Superficie du bassin versant, en km².

L : Longueur du talweg principal, en km.

I : Pente du talweg principal, en %

$tc = 7.13h$

Tableau. II. 10: Temps de concentration t_C

Formules	Temps de concentration tc (h)
BEFANI	8.64
SOGREAH	7.13

Il est préférable de choisir le temps de concentration le plus petit, car il correspond au scénario le plus défavorable, c'est-à-dire celui qui produit le débit de pointe le plus élevé. En effet, plus le temps de concentration est court, plus l'écoulement est rapide et intense, et plus le risque d'inondation est élevé ; donc on prend la valeur de SOGREAH $\mathbf{= 7.13\ h.}$

- **Vitesse de ruissellement Vr :**

Le ruissellement est le mouvement d'eau de surface par gravité, selon la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux de pluie qui n'ont pas été infiltrées, évaporées ou stockées à la surface.

Le quotient de la longueur du cours d'eau et du temps de concentration donne la vitesse de ruissellement. La longueur du cours d'eau est la distance entre l'exutoire et le point le plus éloigné du bassin.

Le temps de concentration est le temps que met l'eau la plus éloignée pour atteindre l'exutoire. La formule suivante permet de calculer la vitesse de ruissellement :

$$V_r = \frac{L}{t_C}$$

L : longueur du thalweg principal (km).

Tc : temps de concentration (h).

$Vr = 2.71 km/h.$

Tableau. II. 11: Récapitulatif des résultats des caractéristiques hydrographiques du bassin

Désignation		**symbole**	**unité**	**valeur**
Surface		S	Km^2	106.52
Périmètre		P	Km	55.79
Longueur du thalweg principal		L	Km	19.35
Indice de compacité		K_c	-	1.51
Coefficient d'allongement		Ca	-	3.51
Rectangle équivalent	Longueur	L	Km	31.41
	Largeur	l	Km	3.21
Altitudes	Maximale	H_{max}	m	817
	Moyenne	H_{moy}	m	460.82
	Médiane	$H_{5o\%}$	m	534
	Minimale	H_{min}	m	257
Pente moyenne du BV		I_m	%	16.95
Pente moyenne du cours d'eau		I_c	%	1.61
Indice de pente globale		I_g	%	1.12
Dénivelée spécifique		D_s	m	122.3
Indice de pente de Roche		I_p	%	39.85
Indice de pente moyenne		I_{pm}	%	1.79
Densité de drainage		D_d	Km/km^2	1.1
Temps de concentration		T_c	h	7.13
Vitesse de ruissèlement		V_r	Km/h	2.71

II.2 Caractéristiques climatologiques :

Le comportement hydrologique des cours d'eau est fortement influencé par les conditions climatiques du bassin versant, plus que par les facteurs morphologiques, géologiques et géographiques.

Les facteurs climatiques sont à l'origine de toute action érosive ; en particulier les précipitations et leurs régimes spatio-temporelles, les températures et leurs variabilités, ainsi que le rôle de l'humidité de l'air et l'évaporation.

Les paramètres climatiques disponibles dans la région ont été choisis à partir du réseau d'observations de l'ANRH.

Température de l'air :

Le tableau II .12 illustre la répartition de la température moyenne annuelle sur une période de 20 ans, de 1994 à 2013.

Tableau. II. 12: Distribution mensuelle de la température en ℃

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Température ℃	26.3	22.3	17.1	14.9	14.1	15.5	15.7	18.1	21.2	23.9	26.6	27.9
Moyenne annuelle ℃	20.3											

D'après ce tableau, la valeur de la température maximale est de 27.9℃ pendant le mois d'Aout; Par contre la valeur minimale est de 14.1℃ pendant les mois de janvier. La valeur de la température moyenne est de 20.3℃.

Ces enregistrements permettent de distinguer une saison froide (de novembre à avril) et une saison relativement chaude (de mai à octobre).

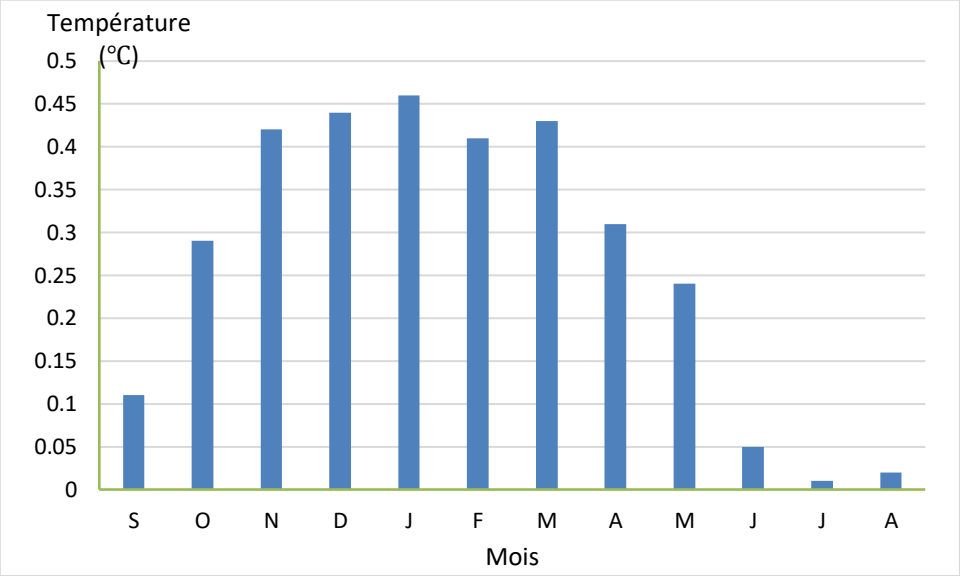


Figure II. 4 : Répartition mensuelle de la température (1994-2013)

II.3 Etude des précipitations :

La région dispose de données pluviométriques provenant du réseau d'observations de l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (A.N.R.H).

Le poste pluviométrique le plus proche de la zone d'étude est celle de la commune de l'oued de Berkeche, et ayant une période d'observation de 49 ans ce qui est assez représentatif par rapport à sa durée et à sa composante pluviométrique.

Toutefois, ces données d'observations comportent quelques années manquantes. La série pluviométrique est présentée en **annexe B01.**

Le tableau II.14 ci-dessous indique les caractéristiques de la station pluviométrique utilisée dans l'étude.

Tableau. II. 14 : Coordonnée Lambert de la station pluviométrique

Code	Nom	X (km)	Y (km)	Z(m)	Temps d'observations (1969-2018)
040203	Oued Berkeche	165.1	220.1	270	49ans

II.3.1 Traitement statistique des pluies annuelles de 1969 à 2018 :

L'analyse hydrologique repose sur l'utilisation de données, souvent sous forme de séries statistiques, qui peuvent comporter des erreurs appelées erreurs systématiques.

Il est donc essentiel de vérifier la fiabilité des données utilisées pour une étude hydrologique. Pour cela, il faut détecter et corriger les anomalies dans les séries hydrologiques en utilisant les méthodes d'homogénéisation.

II.3.1.1 Test d'homogénéité de la série pluviométrique (1969 à 2018) :

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique des pluies annuelles, on procède au Test de Wilcoxon. C'est le plus puissant des tests non paramétriques. Ce test repose sur le procédé suivant :

- On divise la série pluviométrique en deux sous séries X et Y de taille N1 et N2 respectivement. X étant la série à étudier et Y étant la série de base avec $N1 < N2$
- On constitue la série $X \cup Y$, ensuite on doit la classée par ordre croissant.
- On associe à chacune des valeurs le rang qu'elle occupe dans cette nouvelle série. De plus on indique de quelle sous série appartient-elle.

La série sera homogène avec une probabilité de 95%. Cette condition est vérifiée si : $Wmin < Wx < wmax$.

Avec :

$Wx = \Sigma\, rangx$: Somme des rangs de l'échantillon X.

$$Wmin = \frac{(N_1+N_2+1)N_1-1}{2} - 1.96\sqrt{\frac{N_1\times N_2\times(N_1+N_2+1)}{12}}$$

$$Wmax = (N1 + N2 + 1)1 - Wmin$$

Les calculs effectués pour les séries de pluies annuelles détaillés dans l'annexe B02 et les résultats sont représentés dans Tableau II.15.

Tableau. II. 15: Résultat de test de Wilcoxon

Paramètres du test	Pluies annuelles
N1	23
N2	24
W_{min}	459.4
W_{max}	644.6
W_x	612
Condition du test	459.4< 612 < 644.6
Observation	Série homogène

II.3.2 Répartition des pluies annuelles et mensuelles :

La pluie moyenne interannuelle par mois a été calculée à partir de la série des précipitations à la station d'Oued Berkeche.

Le tableau II.16 présente cette répartition.

Tableau. II. 16: Répartition mensuelles de la pluie moyenne (1969- 2018)

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P (mm)	13.31	34.9	49.41	52.19	54.67	48.58	51.21	36.58	28.81	5.66	1.59	1.94	378.85
P (%)	**3.51%**	**9.21%**	**13.04%**	**13.78%**	**14.43%**	**12.82%**	**13.52%**	**9.66%**	**7.60%**	**1.49%**	**0.42%**	**0.51%**	**100.00%**

Le pic de pluies moyen propre à la région se manifeste au mois de Janvier avec 54.67mm
L'évaluation de la pluie moyenne interannuelle au niveau du bassin versant du site de l'oued de berkeche est de 378.85 mm.

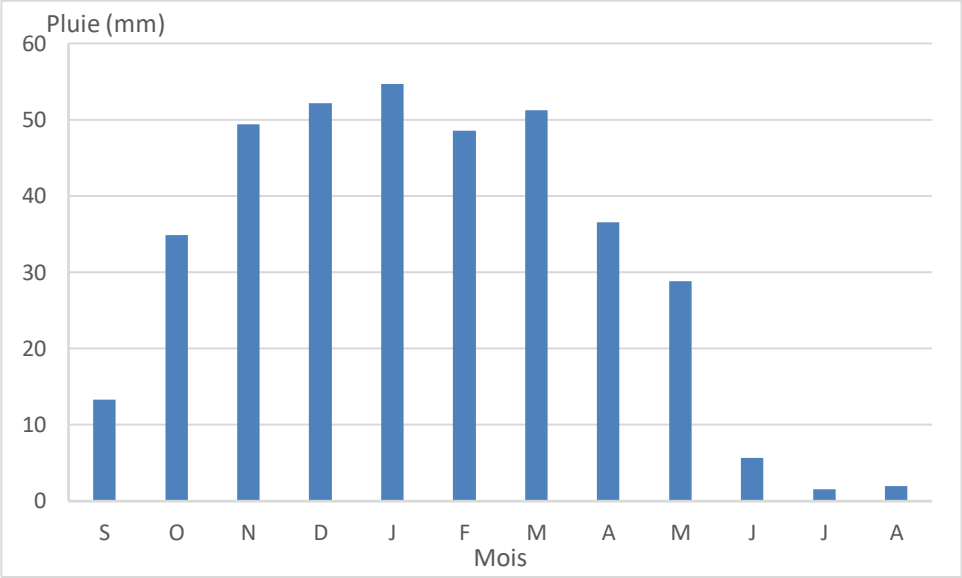


Figure II. 5 : Répartition mensuelle de la pluie (1969-2018)

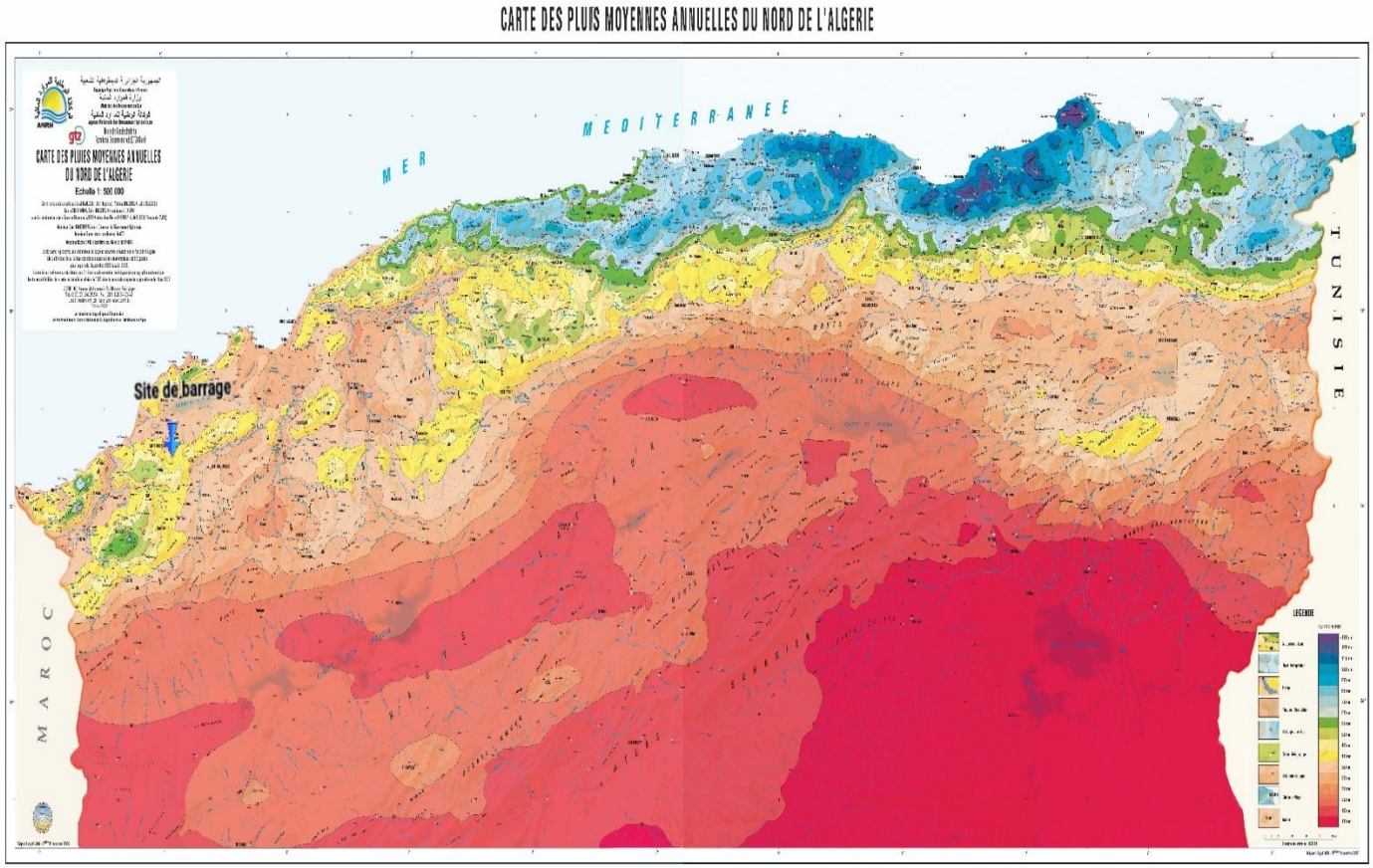


Figure II. 6 : Carte des pluies moyennes annuelles du nord d'Algérie ANRH (2005)

II.3.3 Ajustement des pluies annuelles :

II.3.3.1 Ajustement des pluies annuelles à la loi normale (Laplace-Gauss) :

Cette loi sert comme modèle théorique pour ajuster les distributions expérimentales.

Les pluies annuelles s'adaptent à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme suivante (Touaibia, 2015).

F : fréquence en non dépassement.
U : variable réduite de Gauss ; elle est donnée par : $u = x - \bar{x}\,\sigma$
$\bar{x}$: la moyenne
σ : écart type
La fonction de densité de probabilité a pour expression (Touaibia, 2015).

II.3.3.2 Résultat d'ajustement à la loi normale :

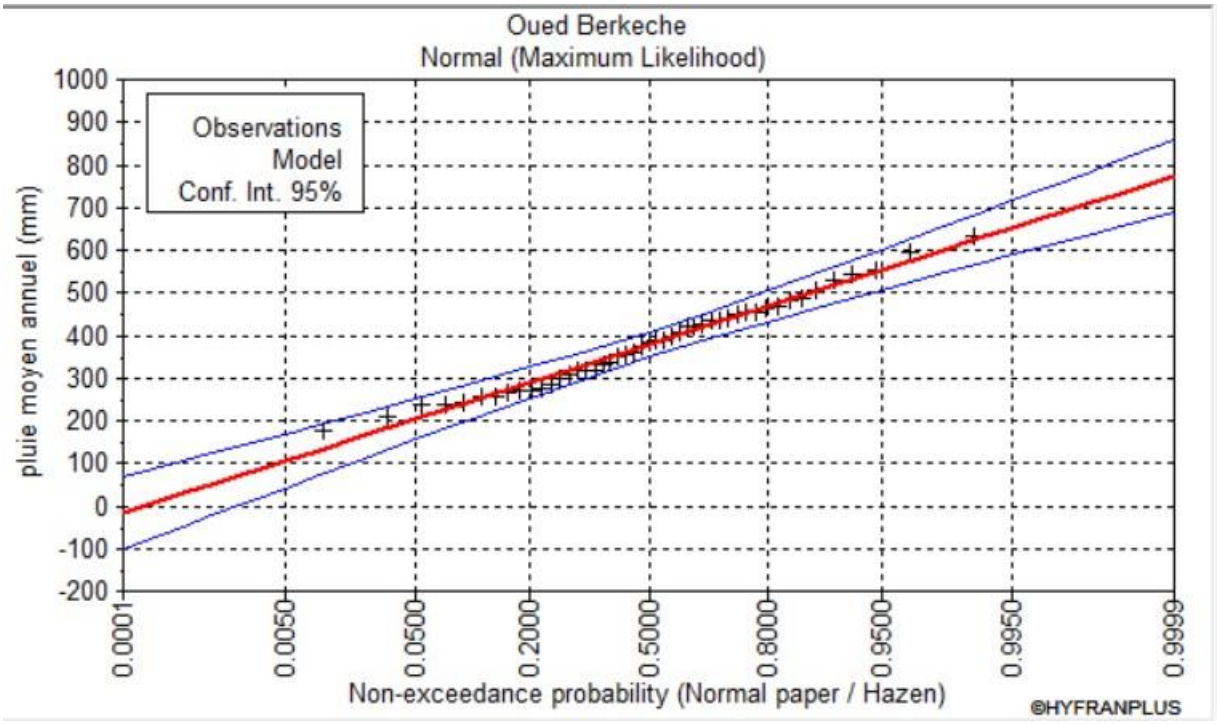


Figure II. 7 : Ajustement à la loi normale des pluies annuelles sur l'ensemble du bassin versant d'oued Berkeche

II.3.3.3 Test de validité de l'ajustement :

Nous voulons vérifier que le modèle choisi correspond bien aux données, c'est-à-dire que nous allons établir une procédure de test pour valider l'hypothèse que les observations suivent une loi donnée. Le test le plus courant est celui du khi carré (x^2).

Le test de khi carré (x^2) est utilisé pour un risque $\alpha = 5\%$ et un nombre de degré de liberté $\gamma = K - 1 - m$;

Dont K est le nombre de classe et m est le nombre de paramètre de la loi (Touaibia, 2015).

L'expression suivante définit la répartition, étudiée par Pearson :

$$\chi^2_{calculé} = \sum \frac{(ni-\mu i)^2}{\mu i} \quad \text{.....(II.26)}$$

n_i : nombre d'observation contenues dans la classe i.

μi : Nombre d'observations théoriques calculées dans la classe i avec $\mu i \geq 5$

On pose l'hypothèse nulle H_0 : la loi de distribution de fréquence théorique P ajuste la courbe expérimentale F.

Pour que $P = F$ soit vérifiée, il faut que :

$$\chi^2_{calculée} < \chi^2_{théorique}$$

$\chi^2_{théorique}$ est tiré de la table de χ^2 en fonction de γ et α représentée dans l'annexe B03.

Le tableau II.17 présente les résultats du test de khi carré, réalisé par le logiciel Hyfran, pour vérifier l'adéquation des données à la loi choisie.

Tableau. II. 17: Résultat du test de khi carré

La loi de distribution	Degré de liberté ɣ	Nombre de classe	$\chi^2_{calculée}$	$\chi^2_{théorique}$
Normale	6	9	2.21	12.592

Le résultat du test de khi carré montre bien que la série pluviométrique s'ajoute à la loi normale.

On voit que les points sont compris dans l'intervalle de confiance et sont proches de la droite d'HENRY

Les paramètres de la loi Normale sont représentés dans le tableau II.18

–Nombre d'observation : $n = 47$.

–Quantiles : $q = (x)$ probabilité au non dépassement.

$T = \frac{1}{1-q}$ Période de retour.

Tableau. II. 18: Caractéristiques de la série pluviométrique

Paramètres	**Caractéristiques de la série**
Minimum	175.0
Maximum	631.0
Moyenne	378.9
Ecart type	106.2
Médiane	381.7
Coefficient de variation (Cv)	0.280

La loi normale est bien adaptée à la série des pluies annuelles, d'après les résultats du test du khi carré et de l'ajustement. On peut donc utiliser cette loi pour extrapoler les pluies annuelles pour des fréquences rares (de 80%) qui serviront pour la suite du calcul. Le tableau II.19 présente les détails de cette extrapolation.

Tableau. II. 19: Résultat des pluies annuelles fréquentielles (1969 à 2018)

Fréquence (%)	90	98	99	99.9
Pluie (mm)	515.0	597.1	626.1	707.2

II.3.4 Ajustement des pluies maximales journalières :

II.3.4.1 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log normale (Galton) :

La loi de Galton est une transformation de la loi normale qui la rend asymétrique. Sa fonction est exprimée (Touaibia, 2015) par :

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{\frac{u^2}{2}} du \quad \text{.....(II.27)}$$

La fonction de densité

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

a: Paramètre de position
b : paramètre de forme
c : borne inferieur de la distribution on prend c = 0.

L'équation de la droite de Galton est donnée par :

$$\log Pj\ max = \overline{logPj\ max} + \sigma log UP\% \quad \text{.....(II.29)}$$

$U_{P\%}$: Variable de Galton pour différentes fréquences.

La représentation graphique de l'ajustement de la pluie maximale journalière à la loi log normale est donnée dans la figure suivante :

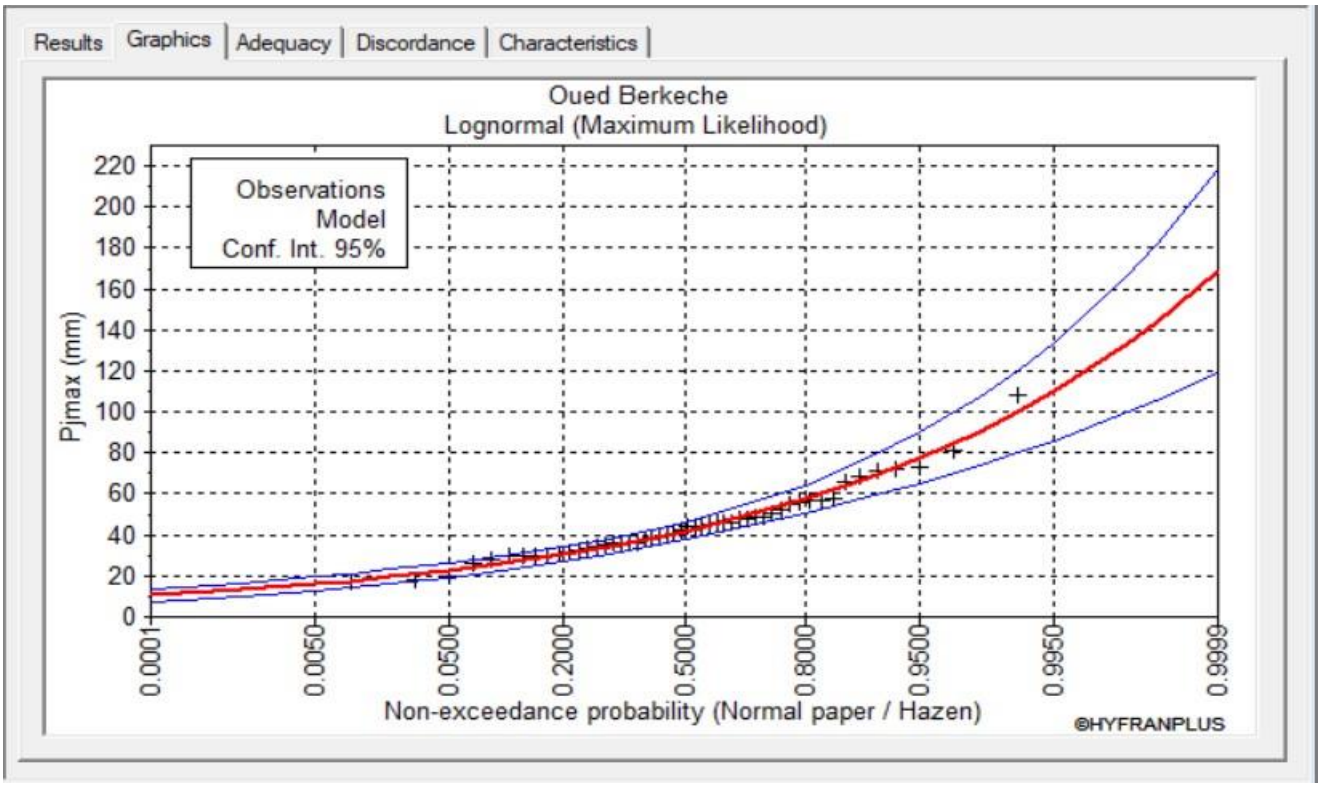


Figure II. 8: Ajustement à la loi log normale des pluies maximales sur l'ensemble du bassin versant d'oued Berkeche

II.3.4.2 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi doublement exponentielle (Gumbel) :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel s'écrit comme suit (Touaibia, 2015) :

$$f(x) = e^{-e^{\frac{-(x-a)}{b}}} \quad \text{.....(II.30)}$$

La fonction de densité est la suivante :

$$f(x) = \frac{1}{b} e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}} \times e^{-\frac{x-a}{b}} \quad \text{.....(II.31)}$$

$f(x)$:Fréquence au dépassement de la valeur de x

b : paramètre d'échelle (Gradex).

a : le paramètre de position.

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

$$X = \frac{1}{b}\mu_g + a \quad \text{.....(II.32)}$$

μ : variable réduite de Gumbel

$\mu_g = -[\ln(-\ln((x)))]$.

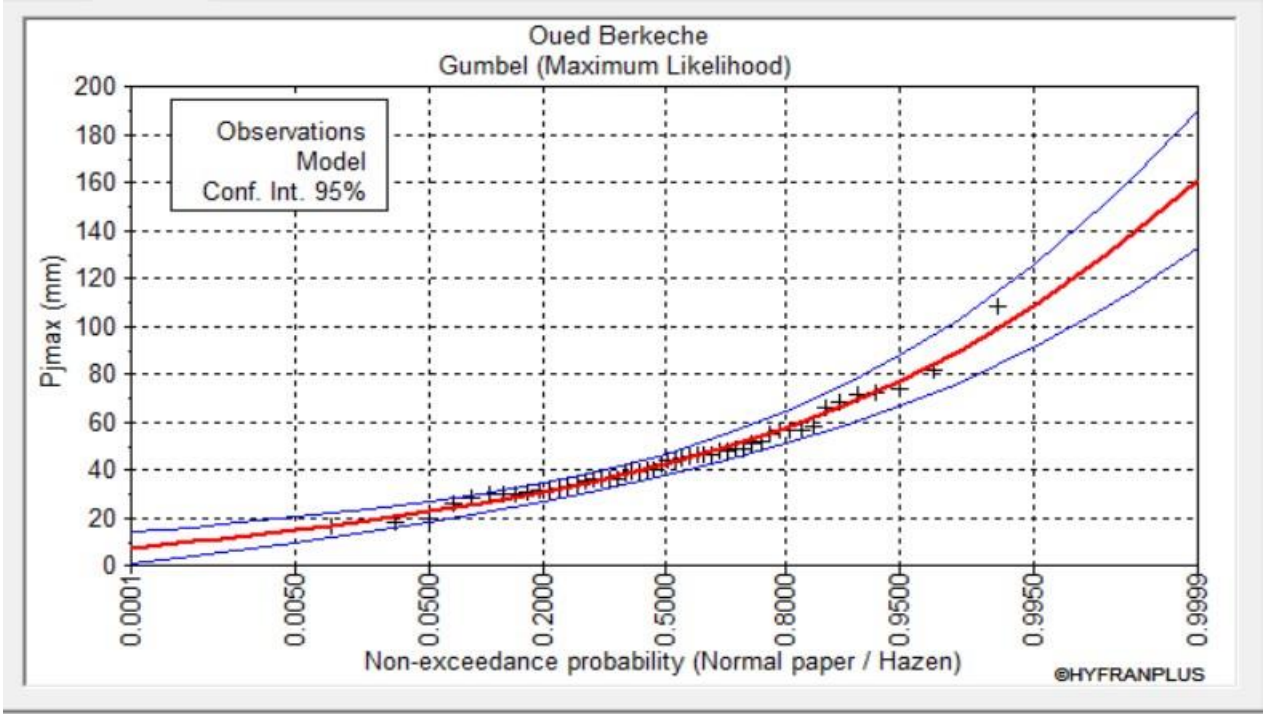


Figure II. 9: Ajustement à la loi de Gumbel des pluies maximales sur l'ensemble du bassin versant d'Oued Berkeche

II.3.4.3 Comparaison graphique pour les deux lois :

La comparaison graphique de ces deux lois se fait par logiciel Hyfran

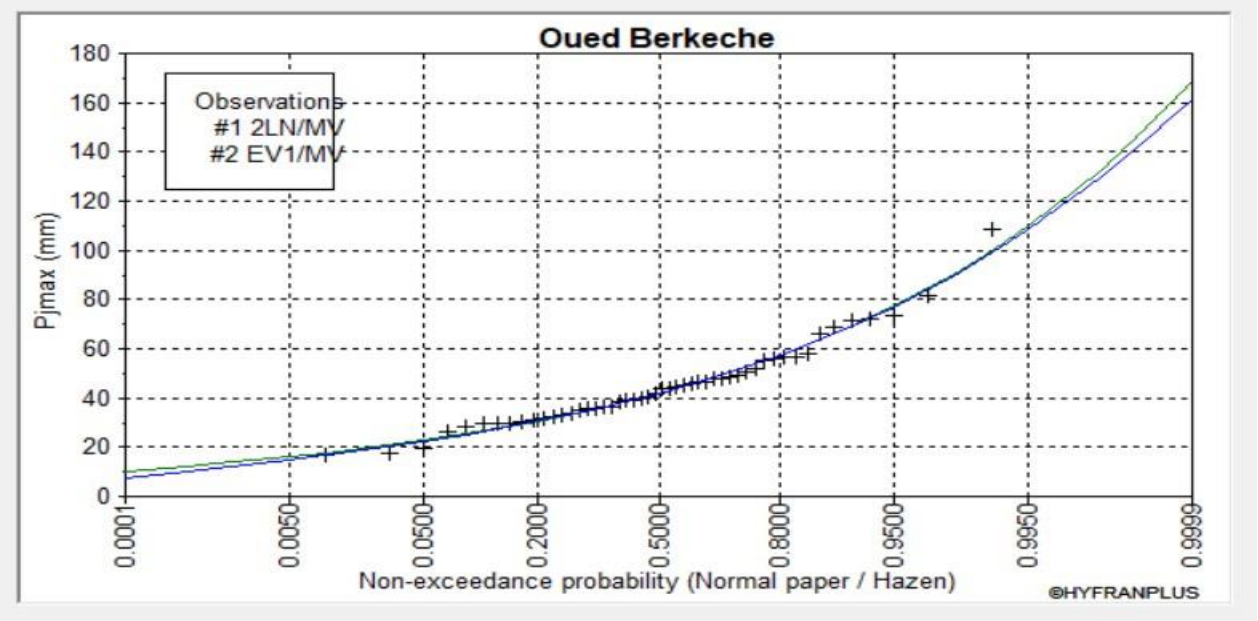


Figure II. 10 : Comparaison graphique de la loi log normale et Gumbel

Les points appartiennent à l'intervalle de confiance pour les deux lois, mais ils semblent plus proches de la droite de Galton sur le graphique. La loi log normale est donc plus adaptée à notre série.

II.3.5 Test d'adéquation pour les deux lois :

Ce test a été déjà établi précédemment.

Le tableau II.20 présente les résultats du test khi carré effectué avec le logiciel Hyfran

Tableau. II. 20 : Résultat du test de khi carré pour les deux loi

La loi de distribution	Degré de liberté ɣ	Nombre de classe	$\chi^2_{calculée}$	$\chi^2_{théorique}$
Log normale	6	9	5.44	12.592
Gumbel	6	9	6.88	12.592

D'après les résultats du test khi carré, la série s'ajuste aux deux lois.

- **Résultat :**

Le test khi carré et l'ajustement nous ont permis de conclure que la loi log normale est la plus appropriée pour la série des pluies maximales journalières. Nous allons donc utiliser cette loi pour extrapoler les pluies maximales journalières pour des différentes fréquences.

II.3.6 Résultat d'ajustement à la loi adéquate (loi log normale) :

Les paramètres de la série pluviométrique selon la loi log normale sont représentés dans le tableau suivant pour un nombre d'observation égale à 47 :

Tableau. II. 21: Caractéristiques de la série pluviométrique

Paramètres	Caractéristiques de la série
Minimum	16.70
Maximum	108.40
Moyenne	44.87
Ecart type	17.24
Médiane	42.90
Coefficient de variation	0.38
Coefficient de d'asymétrie	1.25
Coefficient d'aplatissement	5.12

Le tableau suivant présente les quantiles de la série pluviométrique en fonction des périodes de retour, selon l'ajustementà la loi log normale :

Tableau. II. 22 : Estimation des pluies maximales pour différentes périodes de retour

Période de retour T (ans)	Probabilité q	précipitations	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0.999	133.1	17.06	99.69-166.6
100	0.990	100.1	10.26	79.94-120.2
50	0.980	90.36	8.48	73.73.107.0
10	0.900	67.70	4.85	58.18-77.21
5	0.800	57.42	3.54	50.48-64.37

II.4 Etude des pluies de courte durée et leurs intensités :

La formule de Body, recommandée par l'ANRH, nous permet de calculer les pluies de courtes durées pour des différentes fréquences.

$$P_{max,p\%} = P_{j\,max} \times (\frac{t}{24})^b \quad \text{.....(II.33)}$$

$P_{max,\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que la pluie journalière maximale $P_{jmax,\%}$

$P_{jmax,\%}$:Pluie la plus forte en une journée pour une fréquence donnée

t : temps en heures.

b : exposant climatique (donné par b=0.33).

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

$$I_0 = (\frac{P_{j\,max}}{24}) \times (\frac{t}{24})^{b-1} \quad \text{.....(II.34)}$$

Lorsqu'on remplace la formule (II.33) dans la formule (II.34) on obtient :

$$I_0 = \frac{P_{max,p\%}}{t} \quad \text{.....(II.35)}$$

Les pluies maximales journalières pour chaque fréquence sont données dans le tableau suivant :

Tableau. II. 23: Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période de retour (ans)	5	10	50	100	1000
Fréquence(%)	20	10	2	1	0.1
$P_{\max j,\%}$ (mm)	57.42	67.70	90.36	100.10	133.1

Les précipitations et les intensités pour différentes fréquences sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau. II. 24: Précipitations et intensités pour différentes fréquences

Période de retour (ans)	**10**		**50**		**100**		**1000**	
Fréquence (%)	**10**		**2**		**1**		**0.1**	
$P_{j\ max}$ (mm)	67.7		90.4		100.1		133.1	
T(h)	$P_{max}j$,% **(mm)**	**I(mm/h)**	$P_{max}j$,% **(mm)**	**I(mm/h)**	$P_{max}j$,% **(mm)**	**I(mm/h)**	$P_{max}j$,% **(mm)**	**I(mm/h)**
0.5	18.87	37.74	25.19	50.38	27.90	55.80	21.81	43.62
1	23.72	23.72	31.67	31.67	35.07	35.07	46.63	46.63
2	29.82	14.91	39.81	19.91	44.09	22.05	58.62	29.31
3	34.08	11.36	45.51	15.17	50.39	16.80	67.01	22.34
4	37.48	9.37	50.08	12.52	55.42	13.86	73.69	18.42
5	40.34	8.07	53.87	10.77	59.65	11.93	79.32	15.86
6	42.85	7.14	57.21	9.54	63.35	10.56	84.24	14.04
7	45.08	6.44	60.19	8.60	66.66	9.52	88.63	12.66
7.13	**45.36**	**6.36**	**60.56**	**8.49**	**67.06**	**9.41**	**89.17**	**12.51**
8	47.11	5.89	62.91	7.86	69.66	8.71	92.62	11.58
9	48.98	5.44	65.40	7.27	72.42	8.05	96.29	10.70
10	50.71	5.07	67.72	6.77	74.98	7.50	99.70	9.97
11	52.33	4.76	69.88	6.35	77.38	7.03	102.89	9.35
12	53.86	4.49	71.92	5.99	79.63	6.64	105.89	8.82
13	55.29	4.25	73.84	5.68	81.76	6.29	108.72	8.36
14	56.67	4.05	75.67	5.41	83.79	5.99	111.41	7.96
15	57.97	3.86	77.41	5.16	85.72	5.71	13.98	0.93
16	59.22	3.70	79.08	4.94	87.56	5.47	116.43	7.28
17	60.42	3.55	80.68	4.75	89.33	5.25	118.78	6.99
18	61.57	3.42	82.21	4.57	91.03	5.06	121.05	6.73
19	62.68	3.30	83.69	4.40	92.67	4.88	123.22	6.49
20	63.75	3.19	85.12	4.26	94.25	4.71	125.33	6.27
21	64.78	3.08	86.50	4.12	95.78	4.56	127.36	6.06
22	65.78	2.99	87.84	3.99	97.27	4.42	129.33	5.88
23	66.76	2.90	89.14	3.88	98.70	4.29	131.24	5.71
24	67.7	2.82	90.4	3.77	100.1	4.17	133.1	5.55

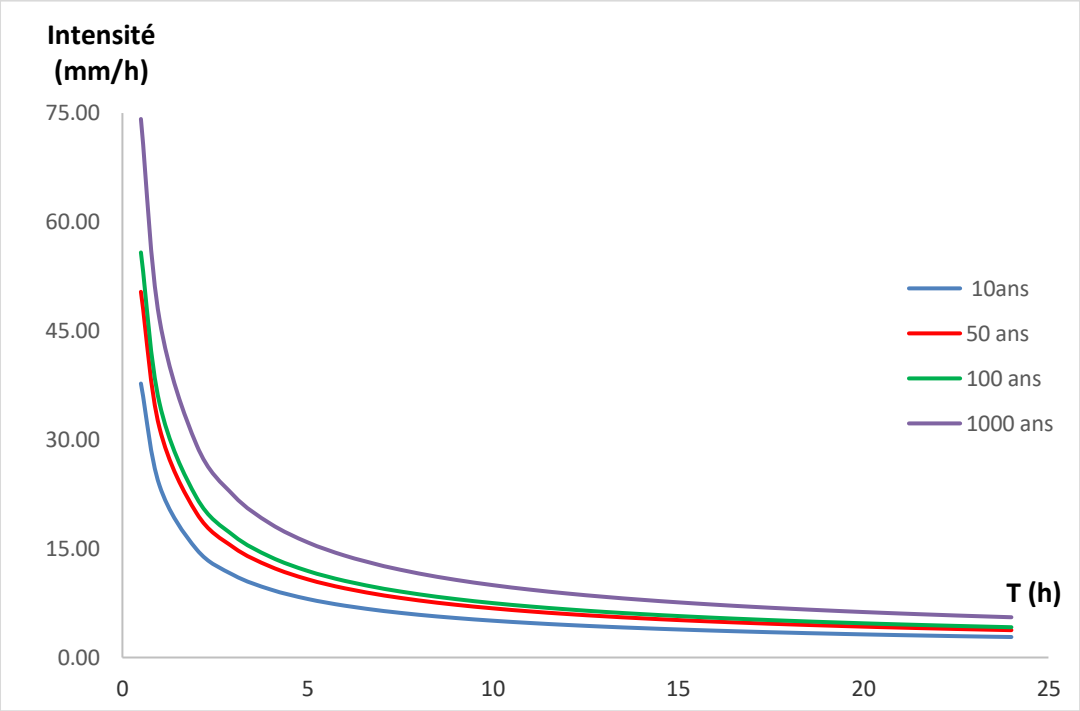


Figure II. 11 : Courbes intensité durée fréquence IDF

II.5 Evaluation des apports liquides :

L'analyse des apports que reçoit le barrage est primordial pour la régularisation et pour le calcul du volume utile optimal du barrage. Les apports moyens peuvent être estimés avec différentes méthodes.

Pour le cas des bassins qui disposent d'une station hydrométrique on se base sur les mesures hydrométriques de cette station. Si le bassin à étudier n'a pas de station hydrométrique on peut se référer aux données d'un bassin proche s'ils ont les mêmes caractéristiques. Et pour le cas où les données historiques des apports dans la région sont absentes des modèles et des formules empiriques fondés sur la pluviométrie peuvent être employés (TOUAÏBIA, 2004).

Pour le cas du barrage de Oued Berkeche on s'intéresse à calculer les apports par utiliser les méthodes empiriques les plus courantes en Algérie, et par analogie à partir des données hydrométriques requis de la station Turgo situé en avale de site de barrage.

II.5.1 Estimation de l'apport moyen annuel A_0 par les méthodes empiriques :

❖ **Formule de l'A.N.R.H :**

$$A_0 = 0.915 \times \frac{2.684}{moy} \times S^{0.842} \quad \text{(II.36)}$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en m ; $P_{moy} = 378.85mm$

S : Superficie du bassin versant en Km² ; $S = 106.52\ km^2$

$$A_0 = 3.44\ Hm^3$$

❖ **Formule de Samie :**

$A_0 = L_e \times S$..... (II.37)

$L_e = P_{moy}^2(293 - 2.2\sqrt{S})$ ……..……..……..……..(II.38)

L_e : Lame d'eau ruisselée interannuelle en mm ;

P_{moy} : Précipitation moyenne annuelle en m;

S: Surface du bassin versant en Km².

$$A_0 = 4.13 \text{ Hm}^3$$

❖ **Formule de Derie II :**

$$A_0 = 0.513 \times P_{moy}^{2.683} \times \sqrt{D_r} \times S^{0.842}$$

P_{moy} : Précipitation moyenne annuelle en m.

S: Surface du bassin versant en Km².

D_r : Densité de drainage $D_r = 3.71$

Les résultats de calcul de l'apport moyen annuel sont résumés dans le tableau II.25.

Tableau. II. 25: Estimation de l'apport moyen annuel par les formules empiriques

Formules	Apport moyen annuel (Hm^3)	Lame d'eau (mm)
A.N.R.H	3.44	32.29
Samie	4.13	38.79
Derie II	2.03	19.06
moyenne	3.20	30.05

L'apport moyen annuel retenu est de :

$A_0 = 3.20$ Hm^3

Avec une lame d'eau écoulée de :

$L_e = 30.05$ mm.

II.5.2 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :

On veut convertir la répartition mensuelle de la pluie moyenne en l'apport liquide moyen annuel ; pour cela, on multiplie la pluviométrie en % de chaque mois par l'apport annuel obtenu ($A0$ = 3.20 Hm³). Le tableau suivant donne les apports mensuels.

Tableau. II. 26 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel (1969-2018)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Pluies (mm)	13.31	34.9	49.41	52.19	54.67	48.58	51.21	36.58	28.81	5.66	1.59	1.94	378.85
Pluies (%)	3.51	9.21	13.04	13.78	14.43	12.82	13.52	9.66	7.60	1.49	0.42	0.51	100.00%
Apports (Hm³)	0.11	0.29	0.42	0.44	0.46	0.41	0.43	0.31	0.24	0.05	0.01	0.02	3.20

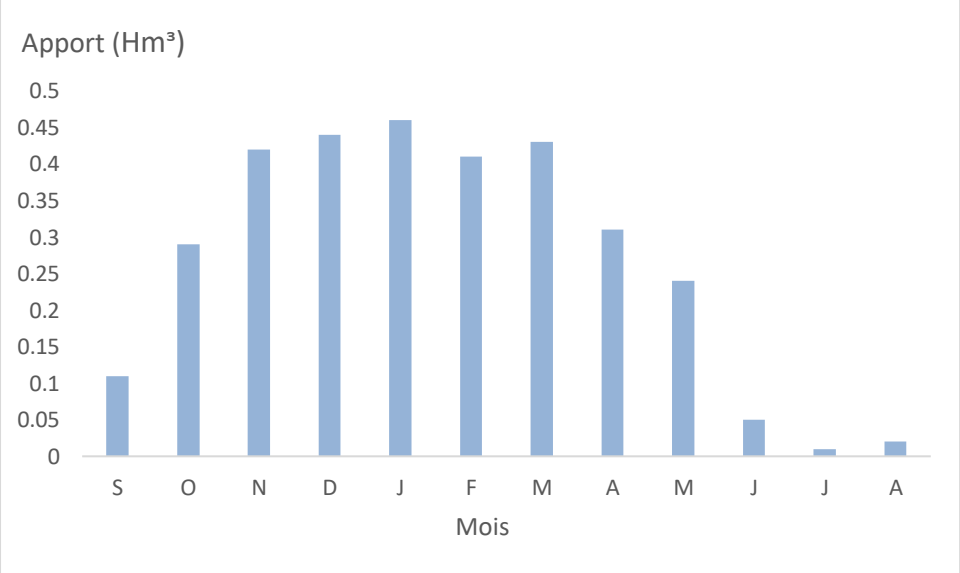


Figure II. 12 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen mensuel (1969-2018)

II.5.3 Caractéristiques de l'écoulement :

❖ **Module de l'écoulement M_e :**

Il est donné par la formule suivante :

$$M_e = \frac{A_{moy}}{T} \quad \text{.....(II.40)}$$

A_{moy} : Apport moyen annuel en m³.

T : Temps d'une année en secondes.

$\boldsymbol{M_e = 101.47}$ **l/s**

❖ **Module de l'écoulement relatif M_0 :**

Il est donné par :

$M_0 = \frac{M_e}{S}$ ……(II.41)

M_e: Module de l'écoulement (l/s) ;

S : Superficie du bassin (Km^2).

$$M_0 = 0.95\ l/s/Km^2$$

❖ **Lame d'eau écoulée L_e:**

Elle est donnée par :

$L_e = \frac{A_{moy}}{S}$……(II.42)

A_{moy} : Apport moyen annuel en m^3.

S : Superficie du bassin Km^2

$L_e = 41.86\ mm.$

❖ **Coefficient de l'écoulement C_e :**

Il est donné par :

$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}}$ ……(II.43)

L_e : lame d'eau écoulée en mm.

P_{moy} : pluie moyenne annelle en mm.

$C_e = 0.079 = 7.9\ \%$.

II.5.4 Coefficient de variation :

Le coefficient de variation est calculé par les formules empiriques suivantes :

❖ **Formule de SOKOLOVSKY :**

$C_v = 0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log (S + 1)$..... (II.44)

M_0 : Module de l'écoulement relatif en$l/s/km^2$.

S : Superficie du bassin en Km^2.

$C_v = 0.66$

❖ **Formule de KRISTKY-MENKEL :**

$$C_V = \frac{A'}{S^{0.06}.M_0^{0.27}} \quad \text{.....(II.45)}$$

A' : coefficient géographique (égale à 0.83).
M_0 : module de l'écoulement relatif en $l/s/km^2$.
S : Superficie du bassin en Km².
$C_v = 0.64$

Tableau. II. 27: Récapitulation des coefficients de variation de l'écoulement

Formules	Coefficient de variation
SOKOLOVSKY	0.66
KRISTKY-MENKEL	0.64
Moyenne	0.65

Le coefficient de variation moyen pour tous les mois est de $Cv = 0.65$

II.5.5 Estimation de l'apport moyen annuel A_0 par analogie :

Les données historiques des apports dans la région sont obtenues de la station Turgo (04-02-20) Sur Oued Elmaleh qui possède une série d'observation de 29ans de 1975 au 2003.

Cette station contrôle un bassin versant de 909.7 km². Les résultats des prélèvements des apport sont représenté sur le tableau suivant :

Tableau. II. 28: Les apports de la Station Turgo (1975-2003)

Année	apport
1975	17.51
1976	11.61
1977	10.06
1978	14.13
1979	20.42
1980	18.85
1981	8.04
1982	13.35
1983	5.62
1984	7.67
1985	21.45
1986	10.87
1987	16.23
1988	12.80
1989	38.88
1990	19.98
1991	25.90
1992	47.33
1993	43.83
1994	28.18
1995	31.73
1996	6.13
1997	6.76
1998	15.82
1999	9.19
2000	20.74
2001	20.36
2002	10.68
2003	5.21
la moyenne	**18.55**

La carte ci-dessous montre la position de la station hydrométrique 04-02-20, ainsi que la délimitation du bassin jaugé et la délimitation de bassin versant d'Oued Berkeche (non-jaugé) :

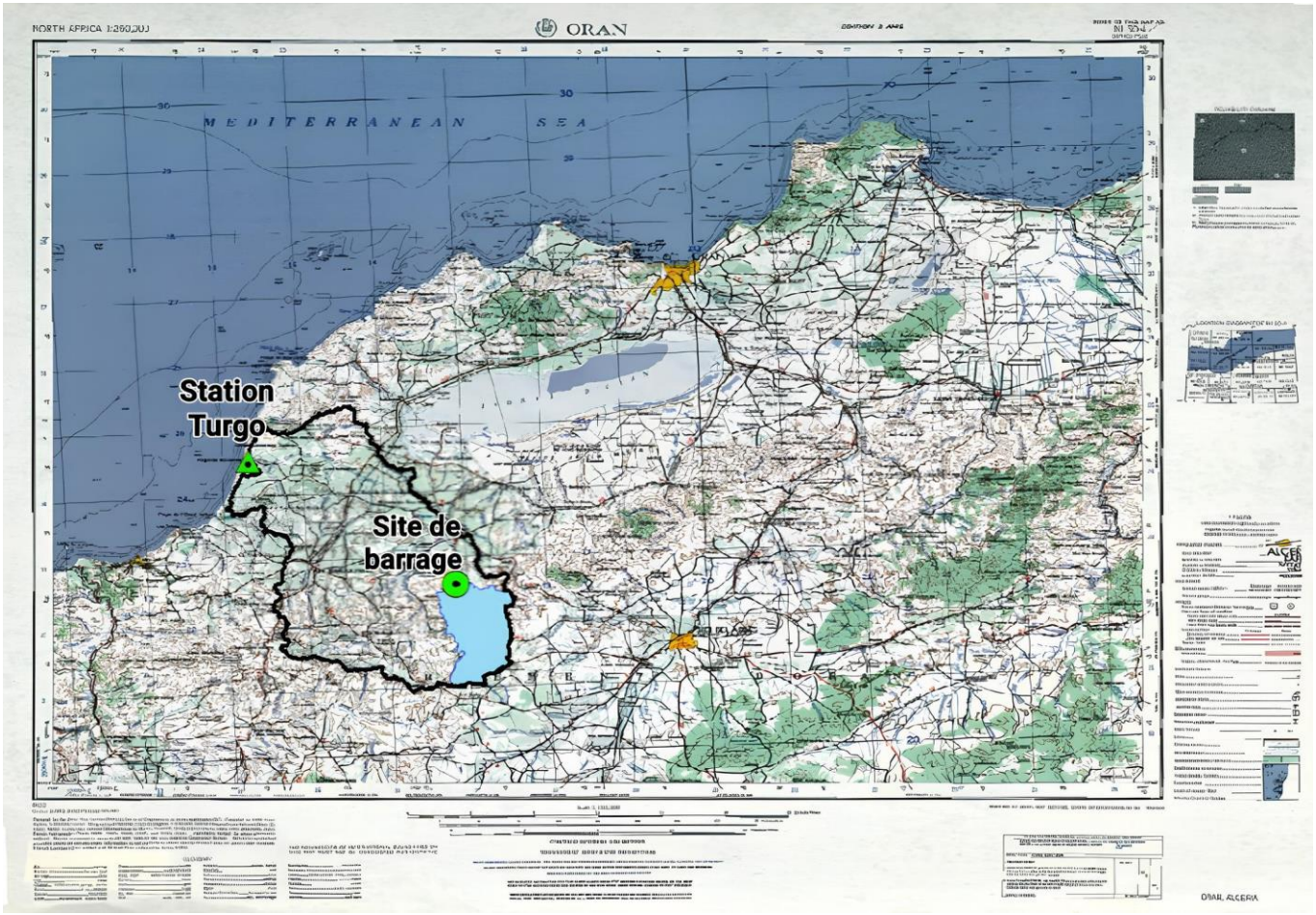


Figure II. 13 : Délimitation du bassin versant jaugé sur la carte d'état-major d'Oran établie par le logiciel Arcgis.

$$\frac{A_{bj}}{S_{bj}} = \frac{A_{nj}}{S_{nj}} \quad \text{.....(II.47)}$$

$$A_{nj} = \frac{A_{bj} \times S_{nj}}{S_{bj}} \quad \text{.....(II.48)}$$

A_{bj} : L'apport de bassin jaugé. . ($A_{bj} = 18.55\ hm^3$)
S_{bj} : La surface de bassin jaugé. . ($S_{bj} = 909.7\ km^2$)
A_{nj} : L'apport de bassin non-jaugé.
S_{nj} : La surface de bassin non-jaugé. ($S_{nj} = 106.52\ km^2$)

$$\boldsymbol{A_{nj} = 2.17\ hm^3}$$

II.5.6 Estimation fréquentielle des apports :

On veut estimer l'apport liquide fréquentiel à une probabilité de 80% (remplissage assuré 4 années sur 5), qui dépend principalement de l'apport moyen annuel A0 et du coefficient de variation Cv.

II.5.5.1 Estimation par la loi de Pearson :

La formule suivante permet de calculer l'apport moyen fréquentiel :

$A_{80\%} = (F_{80\%} \times C_V + 1) \times A_0$ ……..……....(II.49)

$A_{80\%}$: Apport avec une fréquence de 80% ($F = 0.80$) en Hm^3.

$F_{80\%}$: Fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence de 80% tirée de la table pour $C_s = 2C_v$ ($F_{80\%} = -0.85$)

A_0 : Apport annuel moyen en Hm^3. ($A_0 = 3.20\ Hm^3$)

C_v : Coefficient de variation des apports ($Cv = 0.65$)

II.5.5.2 Estimation par la distribution log normale (Body) :

qui est donnée par :

$$A_{80\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2+1}} e^{-\mu\sqrt{\ln(C_v^2+1)}} \quad \text{……..(II.50)}$$

$A_{80\%}$: Apport avec une fréquence de 80% ($F = 0.80$) en Hm^3.

μ : Variable réduite de Gauss, tirée de la table de la loi normale réduite. ($\mu = 0.85$)

A_0 : Apport annuel moyen en Hm^3. ($A_0 = 3.20\ Hm^3$)

C_v : Coefficient de variation des apports ($Cv = 0.65$)

Le tableau II.28 résume le résultat du calcul de l'apport moyen fréquentiel.

Tableau. II. 28 : Récapitulation de l'apport fréquentiel

Méthodes	Apport fréquentiel (F=80%) Mm^3
Loi de Pearson	1.43
Formule de Body	1.62
Moyenne	1.53

La valeur de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% par les méthodes empiriques est de :

$A_{80\%} = 1.53\ Mm^3$.

II.5.5.3 Estimation de l'apport fréquentiel par analogie :

À fin de calculer les apports fréquentiels par analogie ; on ajuste la série des apports de bassin jaugé (elmaleh), puis on passe à la transposition des donné en suivants les mêmes étapes déjà faites pour la détermination de l'apport moyen annuel :

$$A_{nj,80\%} = \frac{A_{bj,80\%} \times S_{nj}}{S_{bj}} \quad \text{(II.51)}$$

L'ajustement de la série des apports suivant la loi de gauss sur Hyfran nous donne une valeur d'apport fréquentiel de fréquence 80% :

$A_{bj,80\%} = 25.02\ Hm^3$

Par consséquent: $\mathbf{A_{nj,80\%} = 2.93\ Hm^3}$

Conclusion :

La méthode d'analogie s'appuie sur des données réelles et mesurées, alors que les méthodes empiriques sont souvent généralisées et s'appuient sur des hypothèses et des simplifications.

Pour cela On opte pour une valeur d'apport fréquentiel vaut : $\boldsymbol{A_{80\%} = 2.93\ Hm^3}$

II.5.5.4 Répartition de l'apport moyen annuel ($A_{80\%}$) :

La répartition mensuelle de l'apport annuel est identique à celle des pluies moyennes

On a $A_{80\%} = 2.93\ Hm^3$

Tableau. II. 29 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel avec une fréquence de 80%

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Pluies (%)	3.51	9.21	13.04	13.78	14.43	12.82	13.52	9.66	7.60	1.49	0.42	0.51	100.00%
Apports 80% (Mm^3)	0.103	0.269	0.382	0.404	0.423	0.376	0.396	0.283	0.223	0.044	0.012	0.015	2.93

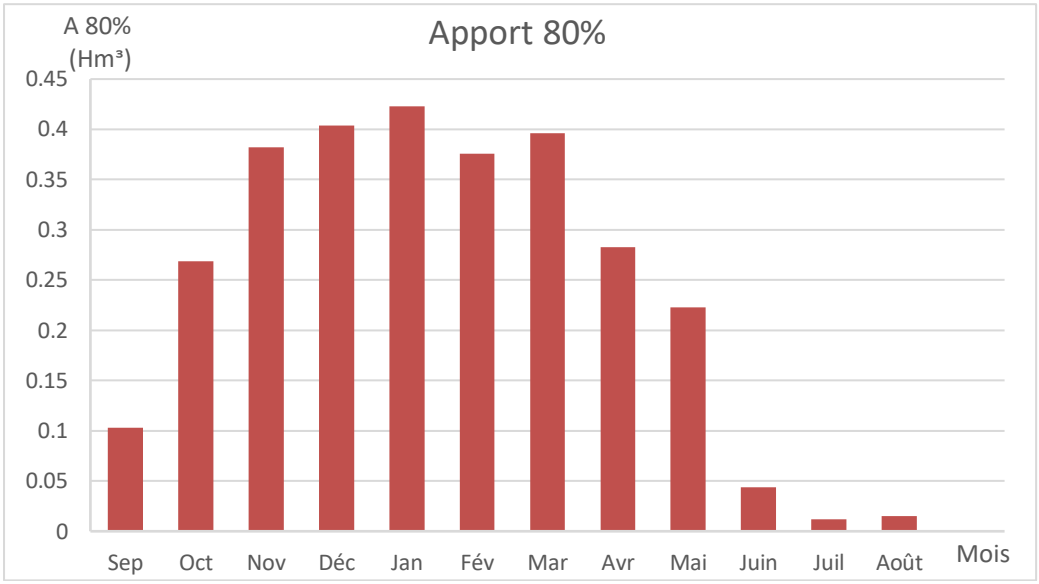


Figure II. 14 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen de fréquence 80%

II.6 Evaluation de l'apport solide et le volume mort :

Plusieurs régions sont touchées par l'érosion des bassins versants, un phénomène favorisé par plusieurs facteurs : les variations climatiques, la faible couverture végétale, la fragilité des sols face au ruissellement et l'intensité des crues.

Pour estimer la durée de vie des barrages et le taux de sédimentation qu'ils subissent, il faut connaître les apports solides provenant du bassin versant. Ces apports solides sont essentiels car ils influencent le volume de la tranche morte et le positionnement des ouvrages de prise et de vidange de fond.

L'évaluation du transport solide permet de calculer le volume des dépôts dans la retenue au cours de la vie du barrage et de déterminer une tranche morte destinée au stockage des sédiments qui ne peuvent pas être évacués par les ouvrages de vidange.

Cependant, comme il n'y a pas de mesures directes du transport solide, il faut utiliser des méthodes empiriques.

II.6.1 Estimation du transport solide :

Le transport solide est calculé par les formules suivantes :

❖ **Formule de Fournier :**

$$T_S = \frac{1}{36}\left(\frac{P^2}{P_a}\right)^{2.65}\left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46} \quad \text{(II.52)}$$

T_s : Transport solide $t/Km^2/an$;

P_a : Pluie moyenne annuelle en mm ; ($P_a = 378.85$)

P : Pluie mensuelle moyenne du mois le plus arrosé ; ($P = 54.67$ mm)

h : Altitude à 45 % en m ; $h = (Hmax - Hmin).45\%$

S : La surface en Km².

$T_s = 125.17\ t/Km^2/an$

❖ **Formule de Tixeront :**

Cette formule a été employée pour la détermination d'un coefficient d'érodibilité des sols et des paramètres de la production du débit solide dans le Nord de l'Algérie. Elle s'applique aux bassins versant Algériens et Tunisiens et se présente sous la forme suivante :

$$T_s = \alpha \times L_e^{0.15} \quad \text{(II.53)}$$

T_s : Transport solide en t/Km²/an ;

L_e : la lame écoulée en mm ;($L_e = 30.05$)

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α = 75 (pour les bassins de moyenne perméabilité). Voir tableau II.30

Tableau. II. 30 : Valeur de α en fonction de la perméabilité

Variation de perméabilité	α
Elevée	8.5
moyenne	75
Moyenne à faible	350
Faible	1400
Imperméable	3200

$$T_s = 124.95\ t/Km^2/an$$

❖ **Formule de Gravillovic :**

Cette formule dépend de plusieurs paramètres et elle est très recommandée en Algérie.

$$T_s = 3.141664 \times P_a \times \left[\left(\frac{T_a}{10}\right)^{0.5} + 0.1\right] \times Z^{\frac{3}{2}} \times \frac{P^{0.5} \times H_{moy}}{(L+10) \times 0.2} \quad \text{(II.54)}$$

Ts : Transport solide en $t/Km^2/an$;

Pa : Pluie annuelle moyenne en mm, (Pa = 378.9 mm)

Ta : Température moyenne , Ta = 20.3°C ;

Z : L'érodibilité (elle varie entre 1.5 pour une forte érosion, et 0.2 pour une érosion faible), dans notre cas Z = 0.50

P : Périmètre du bassin versant en Km (P= 55.79 km) ;

L : Longueur du cours d'eau principal en km, (L = 19.35 km) ;

Hmoy : Altitude moyenne en m, ($Hmoy$ = 460.82m).

$$T_s = 376.24\ t/Km^2/an$$

Tableau. II. 31: Récapitulation de l'apport solide

Formules	L'apport solide ($t/km^2/an$)
Fournier	125.17
Tixeront	124.95
Gravillovic	376.24

Conclusion :

Ces résultats montrent que les valeurs calculées par Tixeront et Fournier sont assez similaires. En revanche, le résultat donné par la formule de Gravillovic est très surestimé, il n'est donc pas fiable. On déduit que l'apport solide vaut :

$$E_s = 125\ t/Km^2/an$$

II.6.2 Estimation du débit solide :

On peut trouver le débit solide dans le tableau II.32, qui est déterminé par la relation suivante :

$$Q_s = \mathrm{E}_s \times S \quad \text{(II.55)}$$

Q_s : débit solide (t/an).

E_s : transport solide ($t/Km^2/an$).

S : Surface du bassin ; $S = 106.52km^2$

Tableau. II. 32: Récapitulation du débit solide

Formules	Débit solide (t/an)
Fournier	13333.11
Tixeront	13309.67

On prend un débit solide égale à : $\boldsymbol{Q_s = 13333.11 t/an}$

II.6.3 Calcul du volume mort :

L'accumulation des sédiments dans la retenue entraîne son envasement progressif ; ce processus est plus accentué dans les bassins versants peu boisés, où l'érosion est plus intense. Sur la digue, on repère ce volume par la couche d'eau située entre le niveau du lit de la retenue (NLR) et le niveau mort (NVM).

C'est généralement à ce niveau (NVM) qu'on place l'évacuateur de fond pour éliminer les sédiments. Le volume mort dépend de la durée de vie de l'ouvrage.

Dans le cas d'un petit barrage, la durée de vie est de 50 ans. Il existe plusieurs méthodes pour calculer le volume mort :

- **Méthode liée à l'érosion spécifique :**

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{Es \times S \times T \times m}{r} \quad \text{(II.56)}$$

E_s : Erosion spécifique ($T_s = 125 \ \ t/Km^2/an$).

T : Temps de fonctionnement de la retenue en an ($T = 50\ ans$)

r: Poids spécifique des sédiments ($r = 1{,}75 t/m^3$)

S : Surface du bassin ($S = 106.52\ Km^2$)

m : pourcentage d'alluvions dans la cuvette, $m = 1$.

$V_m = 380428.6\ m^3 = 0.38\ \mathrm{H}m^3$.

- **Formule de TIXERONT :**

Le volume mort est estimé par :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \times \frac{Qs \times T}{r} \quad \text{(II.57)}$$

Q_s : Le débit solide en t/an, (Q_s =13333.11 $t/$ans)

T : Temps de fonctionnement du barrage ($T = 50\ ans$).

r : Poids spécifique des sédiments ($r = 1{,}75\ t/m^3$).

V_m =419040.6 m^3 = 0.42 Hm^3.

On peut voir le résultat de calcul du volume mort dans le tableau II.33.

Tableau. II. 33 : Représentation des résultats de calcul du volume mort

Formules	Volume mort m^3
Liée à l'érosion spécifique	380428.6
Tixeront	419040.6

Résultat :

On opte pour un $V_m = 419040.6\, m3$

Tenant compte du transport solide par charriage qui est estimé de (10 % à 20%) du transport solide en suspension. On prend la moyenne estimée à 15% de la totalité du transport solide en suspension.

$V_m = 481896.7\ m3$= 0.482 Hm^3.

Selon les résultats obtenus, on choisit une valeur du volume mort de 481896.7 $\boldsymbol{m^3}$ Pour une durée de service de barrage de 50 ans.

II.7 Etude de la régularisation du barrage :

L'objectif de la régularisation est de trouver la capacité optimale de la retenue collinaire qui permet de stabiliser les débits de l'Oued Berkeche, afin de répondre aux besoins en eau d'irrigation avec le minimum de risque d'échec possible.

Pour estimer la régularisation, on a besoin de connaître les éléments suivants :

– Les courbes qui décrivent le comportement du barrage.

– La quantité d'eau qui arrive chaque mois au barrage (A80% Hm³).

– La demande mensuelle en eau pour l'irrigation.

– Les pertes mensuelles dues à l'évaporation et à l'infiltration.

II.7.1 Courbes caractéristiques du barrage :

Les courbes caractéristiques (hauteur-surface-volume) du réservoir ont été estimées pour différentes altitudes à partir du logiciel Arcgis.

On calcule le volume élémentaire ΔVi entre deux courbes de niveau Hi et Hi+1 en utilisant la formule suivante :

$\Delta V_i = \frac{Si+Si+1}{2} \Delta H$ ..... (II.58)

Où Si et Si+1 sont les surfaces du plan d'eau correspondant aux courbes de niveau Hi et Hi+1 en m², et ΔH est la différence d'altitude entre les deux courbes de niveau en m.

ΔV_i: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives m³.

Le tableau (II. 34) présente les caractéristiques topographiques et volumétriques du barrage. Les figures (II.15) et (II.16) montrent respectivement les courbes de surface et de capacité du barrage.

Tableau. II. 34 : Calcule des volumes partielles et totale du barrage

Hauteur	Cote	S (m^2)	S_{moy}(m^2)	ΔH (m)	ΔV (m^3)	V (m^3)
0	257	498.8	10252.02	2	20504.04	20504.04
2	259	20005.24	27456.65	2	54913.3	75417.34
4	261	34908.06	32456.09	2	64912.18	140329.52
6	263	30004.12	29977.235	2	59954.47	200283.99
8	265	29950.35	35893.785	2	71787.57	272071.56
10	267	41837.22	39796.48	2	79592.96	351664.52
12	269	37755.74	40301.595	2	80603.19	432267.71
14	271	42847.45	51631.615	2	103263.23	535530.94
16	273	60415.78	64763.585	2	129527.17	665058.11
18	275	69111.39	64225.075	2	128450.15	793508.26
20	277	59338.76	61814.085	2	123628.17	917136.43
22	279	64289.41	65575.735	2	131151.47	1048287.9
24	281	66862.06	65941.55	2	131883.1	1180171

Hauteur	Cote	S (m^2)	S_{moy}(m^2)	ΔH (m)	ΔV (m^3)	V (m^3)
24	281	66862.06				
			65941.55	2	131883.10	1180171.00
26	283	65021.04				
			67058.705	2	134117.41	1314288.41
28	285	69096.37				
			71399.28	2	142798.56	1457086.97
30	287	73702.19				
			80876.005	2	161752.01	1618838.98
32	289	88049.82				
			86989.35	2	173978.70	1792817.68
34	291	85928.88				
			100152.69	2	200305.37	1993123.1
36	293	114376.49				
			101429.54	2	202859.07	2195982.1
38	295	88482.58				
			88894	2	177788	2373770.1
40	297	89305.42				
			84829.205	2	169658.41	2543428.5
42	299	80352.99				
			86859.585	2	173719.17	2717147.7
44	301	93366.18				
			101130.71	2	202261.41	2919409.1
46	303	108895.23				
			110058.24	2	220116.48	3139525.6
48	305	111221.25				
			119325.93	2	238651.86	3378177.5
50	307	127430.61				
			122165.72	2	244331.44	3622508.9

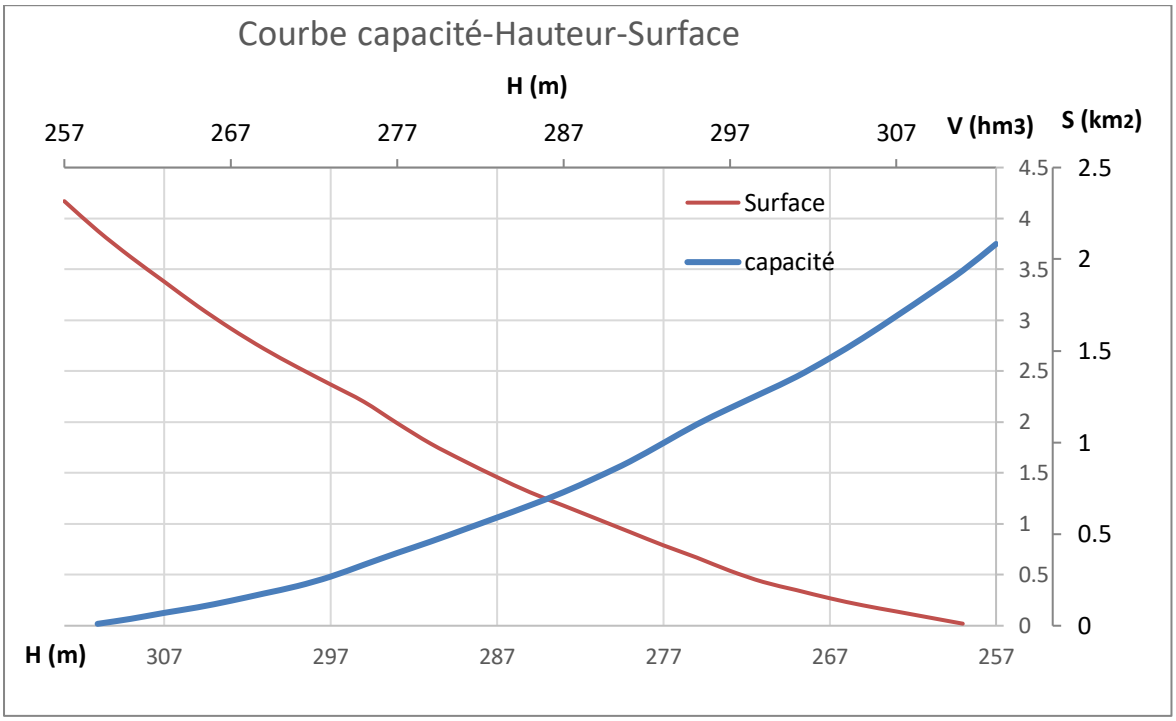


Figure II. 15 : Courbe surface-hauteur

II.7.2 Répartition mensuel des besoins en eau :

L'eau provenant du barrage de Berkeche serait surtout utilisée pour l'irrigation dans la région au nord du barrage, avec un niveau d'assurance de 80% ont été adoptées, c'est-à-dire que le barrage ne pourra pas fournir la demande entière pendant 20% du temps.

On considère que la superficie des parcelles à arroser est de 500ha.

La demande en eau d'irrigation pour chaque mois est donnée par :

Tableau. II. 35 : Répartition mensuel des consommations (Source : A.N.B.T)

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
Besoin en eau (%)	13	11	-	-	-	-	1	7	8	17	21	18	100%
U 80% (Hm^3)	0.325	0.275	0	0	0	0	0.025	0.175	0.200	0.425	0.525	0.450	2.5

II.7.3 Calcul du volume utile :

C'est le volume d'eau dans la retenue qui peut être utilisé, il correspond au niveau normal de la retenue (NNR). Le volume normal de la retenue est la somme du volume utile, du volume mort et des pertes (infiltration + évaporation).

Le calcul du volume utile se fait par "la méthode du bilan d'eau". Cette méthode consiste à superposer les hydro-grammes de l'écoulement et de consommation sur un même graphique.

Il existe différents types de régularisation pour déterminer le volume de la réserve utile :

- La régularisation saisonnière : consiste à utiliser les eaux excédentaires lorsque les apports dépassent la demande.
- La régularisation interannuelle : consiste à stocker les eaux des périodes humides pour les utiliser lors des périodes sèches lorsque les apports sont insuffisants pour la demande. Pour estimer le volume utile, on suit les étapes suivantes :
- Identification de la période avec une bonne disponibilité en eau.
- Identification des périodes avec un surplus ou un déficit d'eau sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes surplus « Vs » et des volumes déficit « Vd ».
- Définition du mode de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile « Vu ».
- Calcul du volume à évacuer « S ».

Le mode de fonctionnement de la retenue dépend aussi des règles d'exploitation qui sont :

- Première consigne d'exploitation :

La première consigne vise à profiter des périodes de crue pour remplir le barrage jusqu'à la hauteur maximale de la retenue (HMR) et à relâcher l'eau ensuite. L'eau qui dépasse la HMR est évacuée par le déversoir de surface.

On choisit le niveau initial de remplissage et on calcule le niveau final pour chaque mois en respectant la HMR et le niveau minimal de la retenue (NMR) qu'on ne doit pas franchir.

- Deuxième consigne :

Consiste à utiliser le déversoir de fond pour faire des vidanges périodiques.

II.7.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Les résultats de calcule sont représentés sur le tableau.II.37 :

Tableau. II. 36 : Détermination du volume utile du barrage.

Mois	A (80%)	U 80%	A-U	V Hm³
N	0.382	0	0.382	2.087
D	0.404	0	0.404	
J	0.423	0	0.423	
F	0.376	0	0.376	
M	0.396	0.025	0.371	
A	0.283	0.175	0.108	
M	0.223	0.2	0.023	1.557
J	0.044	0.425	-0.381	
J	0.012	0.525	-0.513	
A	0.015	0.45	-0.435	
S	0.103	0.325	-0.222	
O	0.269	0.275	-0.006	

$V_s = 2.087\ hm^3$

$V_d = 1.557\ hm^3$

$\Rightarrow V_s > V_d \Rightarrow V_u = V_d$

La retenue fonctionne à un temps.

$V_u = 1.557\ hm^3$

Le niveau normal de la retenue NNR est : $V_{NNR} = V_m + V_u$

$V_m = 0.482\ hm^3$

$V_{NNR} = 2.039\ hm^3$

❖ **Calcul du volume de remplissage final :**

On obtient le volume final de la retenue en ajoutant au volume initial la différence entre l'apport annuel et la consommation annuelle, selon la formule suivante :

$V_{rf} = V_{ri} + (A - U)$ ..... (II.59)

Vrf : volume final de la retenue ;

Vri : volume initial de la retenue ;

A : apport annuel à 80% de probabilité (A80%) ;

U : consommation à 80% de probabilité (besoins en eau d'irrigation) (U80%)

Les résultats du calcul de la régularisation saisonnière sans prendre en compte les pertes sont présentées dans **l'annexe B04.**

II.7.5 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans un barrage sont de deux types :

– Pertes par infiltration.

– Pertes par évaporation.

Les pertes totales sont la somme des pertes par évaporation et par infiltration.

❖ **Pertes par évaporation :**

Le volume mensuel des pertes par évaporation est donné par:

$V_{ep} = E_s \times S_{moy}$ ..... (II.60)

V_{ep} : volume d'eau évaporé (Hm^3)

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen (Km^2).

($V_{moy} = \frac{V_{rfi}+V_{rf\ i+1}}{2}$).

Vrf,i et Vrf,i+1 : les volumes de la retenue de deux mois consécutifs

❖ **Pertes par infiltration :**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est calculé par :

$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100}$ ..... (II.61)

V_{inf}: Volume dû à l'infiltration en Hm^3

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques du bassin. Dans notre cas, le sol a une faible perméabilité : $\delta = 0.5$

V_{moy} : Volume moyen en Hm^3

Le tableau suivant résume les résultats des calculs des pertes :

Tableau. II. 37 : Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	Vm (Hm3)	Sm (Km²)	Es (mm)	Evapo. (Hm3)	Infiltration (Hm3)	P (Hm3)
N	0.673	0.336	26	0.009	0.004	0.013
D	1.071	0.535	19	0.010	0.006	0.016
J	1.505	0.752	16	0.012	0.009	0.021
F	1.948	0.974	20	0.019	0.012	0.031
M	2.166	1.083	32	0.035	0.013	0.048
A	2.167	1.083	44	0.047	0.013	0.060
M	2.167	1.083	58	0.063	0.013	0.076
J	1.976	0.988	77	0.076	0.012	0.088
J	1.529	0.764	83	0.063	0.009	0.072
A	1.055	0.527	95	0.050	0.006	0.056
S	0.727	0.363	74	0.027	0.004	0.031
O	0.549	0.274	49	0.013	0.003	0.016

❖ **Les résultats de calcul du volume utile :**

Tableau. II. 38 : Détermination du volume utile de la retenue

Mois	A (80%)	U 20%	p	A-(U+P)	V Hm³
N	0.382	0	0.013	0.369	1.906
D	0.404	0	0.016	0.388	
J	0.423	0	0.021	0.402	
F	0.376	0	0.031	0.376	
M	0.396	0.025	0.048	0.323	
A	0.283	0.175	0.06	0.048	
M	0.223	0.2	0.076	-0.053	1.873
J	0.044	0.425	0.088	-0.469	
J	0.012	0.525	0.072	-0.585	
A	0.015	0.45	0.056	-0.491	
S	0.103	0.325	0.031	-0.253	
O	0.269	0.275	0.016	-0.022	

$V'_s = 1.906 hm^3$

$V'_d = 1.873\ hm^3$

$\Rightarrow \quad V'_s > V'_d \quad \Rightarrow \quad V'_u = V'_d$

La retenue fonctionne à un temps.

$V'_u = 1.873\ hm^3$

Le niveau normal de la retenue NNR est : $V_{NNR} = V_m + V_u$

$V_m = 0.482\ hm^3$

$V_{NNR} = 2.355\ hm^3$

❖ **Calcul du volume de remplissage final :**

On calcule le volume final de la retenue selon la formule suivante :

$V_{rf} = V_{ri} + A - (U + P)$ ..... (II.59)

Vrf : volume final de la retenue ;
Vri : volume initial de la retenue ;
A : apport annuel à 80% de probabilité (A80%) ;
U : consommation à 80% de probabilité (besoins en eau d'irrigation) (U80%)
P : pertes totales (pertes par évaporation + pertes par infiltration)
Les résultats du calcul de la régularisation saisonnière en considérant les pertes sont présentées dans **l'annexe B05**.

❖ **Estimation de l'erreur :**

Après avoir estimé Vu et Vu', il faut vérifier l'erreur relative E donnée par la formule suivante :

$E = \frac{V'_u - V_u}{V_u} . 100$ ..... (II.60)

Vu : volume utile sans prendre en compte les pertes,

V'u : volume utile en prenant en compte les pertes.

Cette erreur relative ne doit pas être supérieure à 5% ($E < 5\%$). Si E est supérieure à 5%, il faut faire des approximations successives du volume moyen jusqu'à réduire ces pertes.

Dans notre cas E=20.3%, la condition n'est pas respectée. Donc on doit faire des approximations.

Dans la deuxième approximation, le Vri de la première approximation sera utilisé pour calculer le volume moyen. On doit refaire les calculs comme pour la première approximation jusqu'à obtenir $E < 5\%$.

❖ **Calcul du volume utile pour la deuxième approximation :**

Le tableau suivant résume les résultats des calculs des pertes pour la deuxième approximation :

Tableau. II. 39 : Les volumes des pertes dans le barrage pour la deuxième approximation

Mois	Vm (Hm3)	Sm (Km²)	Es (mm)	Evapo. (Hm3)	Infiltration (Hm3)	P (Hm3)
N	0.667	0.333	26	0.009	0.003	0.012
D	1.045	0.522	19	0.010	0.005	0.015
J	1.440	0.719	16	0.011	0.007	0.018
F	1.829	0.914	20	0.018	0.009	0.027
M	2.179	1.089	32	0.035	0.011	0.046
A	2.348	1.174	44	0.052	0.012	0.064
M	2.329	1.164	58	0.067	0.012	0.079
J	2.068	1.034	77	0.079	0.010	0.089
J	1.541	0.770	83	0.064	0.008	0.072
A	1.003	0.501	95	0.048	0.005	0.053
S	0.631	0.315	74	0.023	0.003	0.026
O	0.493	0.246	49	0.012	0.002	0.014

Tableau. II. 40 : Détermination du volume utile du barrage

Mois	A (80%)	U 20%	p	A-(U+P)	V Hm³
N	0.382	0	0.012	0.37	1.882
D	0.404	0	0.015	0.389	
J	0.423	0	0.018	0.405	
F	0.376	0	0.027	0.349	
M	0.396	0.025	0.046	0.325	
A	0.283	0.175	0.064	0.044	
M	0.223	0.2	0.079	-0.056	1.867
J	0.044	0.425	0.089	-0.47	
J	0.012	0.525	0.072	-0.585	
A	0.015	0.45	0.053	-0.488	
S	0.103	0.325	0.026	-0.248	
O	0.269	0.275	0.014	-0.02	

$V''_s = 1.882\ hm^3$ $V''_s > V''_d$ $V''_u = V''_d$

$V''_d = 1.867 hm^3$

La retenue fonctionne à un temps.

$V''_u = 1.867\ hm^3$

Le niveau normal de la retenue NNR est : $V_{NNR} = V_m + V_u$

$V_m = 0.482\ hm^3$

$V_{NNR} = 2.349\ hm^3$

❖ **Estimation de l'erreur :**

L'erreur relative est donnée par :

$E = \frac{V''u - V'u}{V'u}.100$ ……..……..…(II.61)

V'_u : volume utile de la première approximation

V'': volume utile de la deuxième approximation

$E = 0.32\% < 5\%$.

La condition est vérifiée.

L'annexe B06 présente les résultats du calcul de la régularisation saisonnière en prenant en compte les pertes pour la deuxième approximation. Le tableau suivant synthétise les volumes obtenus.

Tableau. II. 41 : Récapitulatif des résultats de calcul

Désignation	Quantité
Volume mort V_m	0.482 hm^3
Volume utile V_u	1.867 hm^3
Volume total V_{NNR}	2.349 hm^3
Cote V_m	270m
Cote de NNR	298 m

II.8 Etude des crues :

Une crue est une élévation rapide et temporaire du niveau d'un cours d'eau, qui atteint un pic puis redescend plus lentement.

Les événements hydrologiques extrêmes, tels que les crues ou les fortes pluies, peuvent endommager les infrastructures hydrauliques. Pour réduire ces risques, les ouvrages hydrotechniques, comme les barrages ou les retenues collinaires, doivent être conçus pour résister à ces phénomènes. Les ingénieurs et les concepteurs de barrage doivent dimensionner ces structures en fonction des crues exceptionnelles.

La prévision d'une crue est un enjeu important qui nécessite une vigilance constante et soutenue pour garantir la sécurité et la pérennité de l'ouvrage, ainsi que la protection des zones situées en aval contre les inondations provoquées par les fortes crues. L'étude hydrologique des crues consiste à estimer les paramètres principaux de la crue, qui sont :

– Le volume.

– La durée.

– Le débit maximum.

Ces paramètres sont illustrés par un hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour. En Algérie, le calcul des quantiles de débits de pointe dans les bassins versants non jaugés pose un problème aux ingénieurs chargés des aménagements hydrauliques et du dimensionnement des ouvrages techniques.

Ce problème est dû au manque de mesures de débit maximum dans des bassins non jaugés, qui nécessite beaucoup de temps et de moyens, et à la faiblesse des longueurs des séries de débits mesurés pour des bassins équipés de station hydrométriques.

Pour pallier ce problème, on peut recourir à la modélisation et à l'utilisation de formules empiriques pour aider à la décision et au calcul. Il existe différents modèles de calcul de débit de pointe dans les bassins versants non jaugés.

II.8.1 Modèles empiriques :

II.8.1.1 Formule de Turazza :

Cette formule est plus complexe que les autres formules basées sur les précipitations, car elle utilise aussi le temps de concentration (tc) du bassin. Cette formule est bien adaptée pour les études sur les petits bassins. La notion de la fréquence (période de retour) du débit de crue est implicite dans cette formule. Elle s'écrit comme suit :

$$Q_{\max\%} = \frac{C \times S \times It}{3.6} \quad \text{(II.62)}$$

S : Superficie du bassin versant en Km². ($S = 106.52\ km^2$)

I_t : Intensité maximale moyenne de la pluie pendant une durée égale au temps de concentration en (mm/h).

C : coefficient de ruissellement de la crue, donné par :

$C = 0.6\ (1 - 10^{-0.36P2})$.

P : Précipitation moyenne interannuelle en m. ($P_{moy} = 378.85\ mm$)

$C = 0.6$

Tableau. II. 42 : Débits de crues par Turazza pour différentes périodes de retour

T(ans)	10	50	100	200
I_t	6.36	8.49	9.41	12.51
Q_{max} (m³/s)	112.91	150.73	167.06	222.09

II.8.1.1 Formule de Sokolovsky :

D'après Sokolovsky (1958-1968), la crue est définie comme un débit maximal produit par une pluie de courte durée correspondant au temps de concentration.

La formule s'écrit comme suit :

$$Q_{Max.P\%} = \frac{0.28(P_{Ct} - H_0) \propto .F.S}{t_c} \quad \text{(II.63)}$$

$Q_{\max\%}$: Débit maximum de crue en m^3/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S : Superficie du bassin versant en Km².

T_c : Temps de concentration en h.

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

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

0,28 : Coefficient de changement d'unité.

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée. Il est calculé par :

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p}-\sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p}+\sqrt{H_0}}$$

X_p : Précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

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

Les valeurs de γ sont données dans le tableau suivant :

Tableau. II. 43 : Valeur de ɣ en fonction des caractéristiques des bassins versants.

Surface de B.V compris entre 1 et 50 Km²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4$

Dans notre cas le bassin versant est peu perméable donc : $\gamma = 2.3$

$F = 1.1$

Tableau. II. 44 : Débits maximums par Sokolovsky pour différentes périodes de retour

T (ans)	**10**	**50**	**100**	**200**
a_p **(%)**	0.44	0.49	0.51	0.56
P_{ct} (mm)	45.36	60.56	67.06	89.17
(m^3/s)	77.66	120.76	140.94	211.56

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul des débits de crue obtenus par les formules empiriques.

Tableau. II. 45 : Valeurs des débits maximums obtenues pour différentes périodes de retours.

Formule	Q_{max}			
	10	**50**	**100**	**1000**
Turazza	112.91	150.73	167.06	222.09
Sokolovsky	77.66	120.76	140.94	211.56
Moyenne	95.29	135.75	154	216.83

II.8.1 Modèle probabiliste Gradex :

La méthode du Gradex est une approche hydro-pluviométrique probabiliste qui permet d'estimer les débits de crues extrêmes d'un cours d'eau pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle a été proposée par Guillot et Duband (1967).

Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km2 (jusqu'à 5000 km2), qui reçoivent des pluies relativement uniformes du point de vue spatial.

La méthode du Gradex, en se basant sur l'information pluviométrique, constitue une amélioration significative des méthodes de prédétermination des crues fondées sur le traitement statistique des seules valeurs de débits observés.

II.8.1.1 Hypothèses de la méthode :

Le postulat de base de la méthode est l'existence d'une relation entre la distribution des débits et celle des pluies génératrices. Cette méthode repose sur trois hypothèses suivantes (Meddi et Zeroual, 2018) :

- **Hypothèse 01 :**

La loi de Gumbel ou la loi exponentielle décrit la répartition des pluies tombant sur le bassin selon le type d'échantillonnage utilisé. Le Gradex correspond à la pente de la courbe de répartition sur un graphique représentant la pluie en fonction du logarithme de la période de retour.

- **Hypothèse 02 :**

Le déficit d'écoulement atteint une valeur limite, en moyenne, au-delà d'une certaine valeur de pluie, c'est-à-dire qu'il n'est plus lié à la valeur de pluie ou de débit. Cette hypothèse se traduit graphiquement par un parallélisme entre la courbe de répartition des pluies et celle des écoulements au pas de temps correspondant au point de départ de cette extrapolation, appelé point pivot qui est fixé à une période de retour entre 10 et 50 ans.

- **Hypothèse 03 :**

Quelle que soit la fréquence ou la durée de retour, le débit maximum de crue peut être calculé à partir du volume écoulé en utilisant un coefficient d'affinité qui est estimé à partir des hydrogrammes de crues observés sur le bassin versant.

II.8.1.2 Procédé de calcul de la méthode :

Les étapes de calcul sont citées comme suit :

1- Choisir le pas de temps n heures.

Dans notre cas : $n = 7.13\ h$.

Ajuster les pluies maximales journalières par la loi de Gumbel pour calculer le Gradex des pluies « a » (pente de la droite de Gumbel).

$$P(mm) = a\mu + b \quad \text{(II.64)}$$

μ : variable réduite de Gumbel.

Les paramètres a et b sont déterminés par la méthode des moments et ils sont exprimés en fonction de la moyenne et de l'écart-type de la série de donnée.

$$\bar{x} = a + b\gamma \quad \text{(II.65)}$$

$$\sigma^2 = \frac{\pi^2}{6} b^2 \quad \text{(II.66)}$$

$\bar{x}$: Moyenne de la série.

: écart-type de la série

: Constante d'Euler égale à 0.5772.

Les paramètres a et b peuvent être déduits par les expressions suivantes :

$$b = \frac{\sqrt{6}}{\pi}\sigma \quad \text{(II.67)}$$

$$a = \bar{x} - b\gamma \quad \text{(II.68)}$$

Les résultats de calcul sont représentés comme suit :

- Les résultats d'ajustement des pluies maximales journalières sont donnés dans le tableau suivant

Tableau. II. 46: Ajustement des pluies maximales journalières

Moyenne	44.87
Ecart-type	17.24
Paramètre de l'ajustement de Gumbel 'a'	37.11
Paramètre de l'ajustement de Gumbel 'b' (pente)	13.44

L'équation (II.64) devient :

$$P(mm) = 10.3\,\mu + 29 \quad \text{(II.69)}$$

2- Appliquer la loi de Gumbel à la série des débits observés et calculer le débit qui a une probabilité de 10% d'être dépassé chaque année (point de départ de l'extrapolation des débits). Ensuite, convertir le débit décennal en hauteur d'eau équivalente avec la formule suivante :

$$R\ (mm) = \frac{Q(\frac{m^3}{s})\times 3.6\times n}{S} \quad \text{(II.70)}$$

Pour notre cas, le bassin versant est non jaugé.

La station hydrométrique « TURGO » (la plus proche de notre bassin) se trouve en aval du barrage. Nous allons calculer le débit qui a une probabilité de 10% d'être dépassé chaque année à cette station en ajustant la série des débits maximums à la loi de Gumbel.

Puis, nous allons estimer le débit décennal pour notre bassin en utilisant la relation d'analogie qui est donnée par :

$$\frac{Q_{site}}{S_{site}} = \frac{Qdonné}{S_{donnée}} \quad \text{(II.71)}$$

Q_{site} : débit de notre bassin en m^3/s

S_{site} : surface de notre bassin en km²

$Q_{donné}$: débit du bassin jaugé en m^3/s

$S_{donnée}$: surface du bassin jaugé en km²

La station hydrométrique « TURGO » fournit des données obtenues par l'ANRH Alger et l'ajustement à la loi de Gumbel est réalisé par le logiciel Hyfran.

Le tableau suivant présente les résultats obtenus :

Tableau. II. 47 : Résultats des débits décennaux

	Bassin voisin	Notre bassin
Surface (km²)	909.7	106.52
Débit décennal m^3/s	241.3	28.25

$$\boldsymbol{R = 11.7\ mm}$$

3- Prolonger la distribution des débits au-delà de F=90% (T=10 ans) par une droite dont la pente est égale au Gradex de la pluie

$Q_{\%}(mm) = a\mu + b'$ ..... (II.72)

a : le Gradex de la pluie

μ : variable réduite de Gumbel donnée par : $\mu = -\ln(-\ln(F))$

F : fréquence donnée par : $F = 1 - \frac{1}{T}$

Pour : $T = 10\ ans$ ⇨ $F = 0.9\ ans^{-1}$ ⇨ $\mu = 2.25$

$b' = Q_{10ans} - a\mu$

$b' = -23.43$

$R_{Q\%}\ (mm) = 13.44\ \mu - 23.43$

4- Tracer la droite de l'équation ci-dessous sur même graphe que l'ajustement des P_{jmax}.

$Q_{\mu\%} = a\mu + b'$ ..... (II.73)

Tirer les Q pour la période de retour cherchée (en mm). Puis, exprimer ces Q (mm) en m3/s par la formule suivante :

$Q_{\mu\%}(m^3/s) = \frac{Q(mm)\times S}{3.6\times n}$ ..... (II.74)

Pour une période de retour égale à 100ans, $\mu = 4.6$

$Q_{100}(mm) = 13.44\ (4.6) - 23.43 = 38.39\ mm$

$Q = 159.32\ m^3/s$

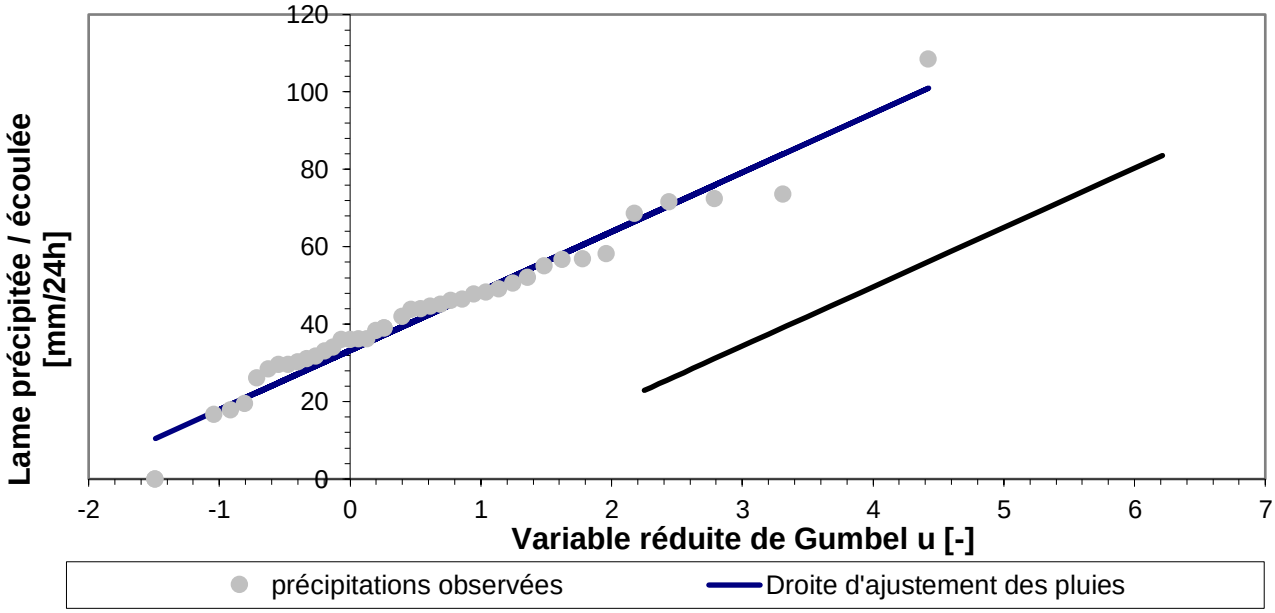


Figure II. 16 : Ajustement graphique des pluies et la droite d'extrapolation des débits

II.8.2 Méthode fréquentielle de MEDDI 2017 :

Elle a été proposée par MEDDI et al (2018) pour les cours d'eau du Nord de l'Algérie. Cette méthode consiste à identifier les zones homogènes en utilisant la méthode des L-Moments. Le modèle fréquentiel le plus adapté a été sélectionné pour estimer les quantiles des débits de crues dans les différentes régions. La base de données a été divisée en trois régions semblables du point de vue climatique et géomorphologique par l'Analyse en Composantes Principales comme le montre la figure (II.16). Pour chaque région, un modèle de calcul des débits fréquentiels pour différentes périodes de retour a été établi.
L'estimation des quantiles avec une probabilité de non dépassement F, pour chaque site, peut être obtenue par l'expression suivante :

$(F) = \hat{\mu}(F)$ ..... (II.75)

(F) : fonction de répartition inverse du site d'étude.

(F) : fonction de répartition inverse régionale.

$\hat{\mu}$ indice de crue relatif au site d'étude.

- **Procédure à suivre :**

Pour calculer Q_{max} d'une des trois régions, pour une période de retour donnée, il faut faire le produit du débit max obtenu par le modèle correspondant à la région concernée (Tableau. II. 50) par la fonction de quantile correspondante (Tableau II. 49) :

$(F) = Q_{max} \times (F)$ .....(II.76)

Tableau. II. 48 : Modèle pour calculer Q_{max} en fonction de la surface du bassin versant (A)en km² et la pente du cours d'eau principal (S) sans unité :

Région	Equations
Région I	$Q_{max} = 3.52\, A^{0.96} S^{0.54}$
Région II	$Q_{max} = 2.73\, A^{0.35} S^{0.44}$
Région III	$Q_{max} = 1.26\, A^{0.16} S^{-1.04}$

Tableau. II. 49 : Q(F) (fonction des quantiles)

Période de retour (an)	2	5	10	20	50	100	200	500
Région I	0.74	1.54	2.14	2.74	3.53	4.13	4.73	5.52
Région II	0.59	1.47	2.27	3.22	4.74	6.14	7.78	10.43
Région III	0.71	1.62	2.29	2.94	3.77	4.37	4.96	5.72

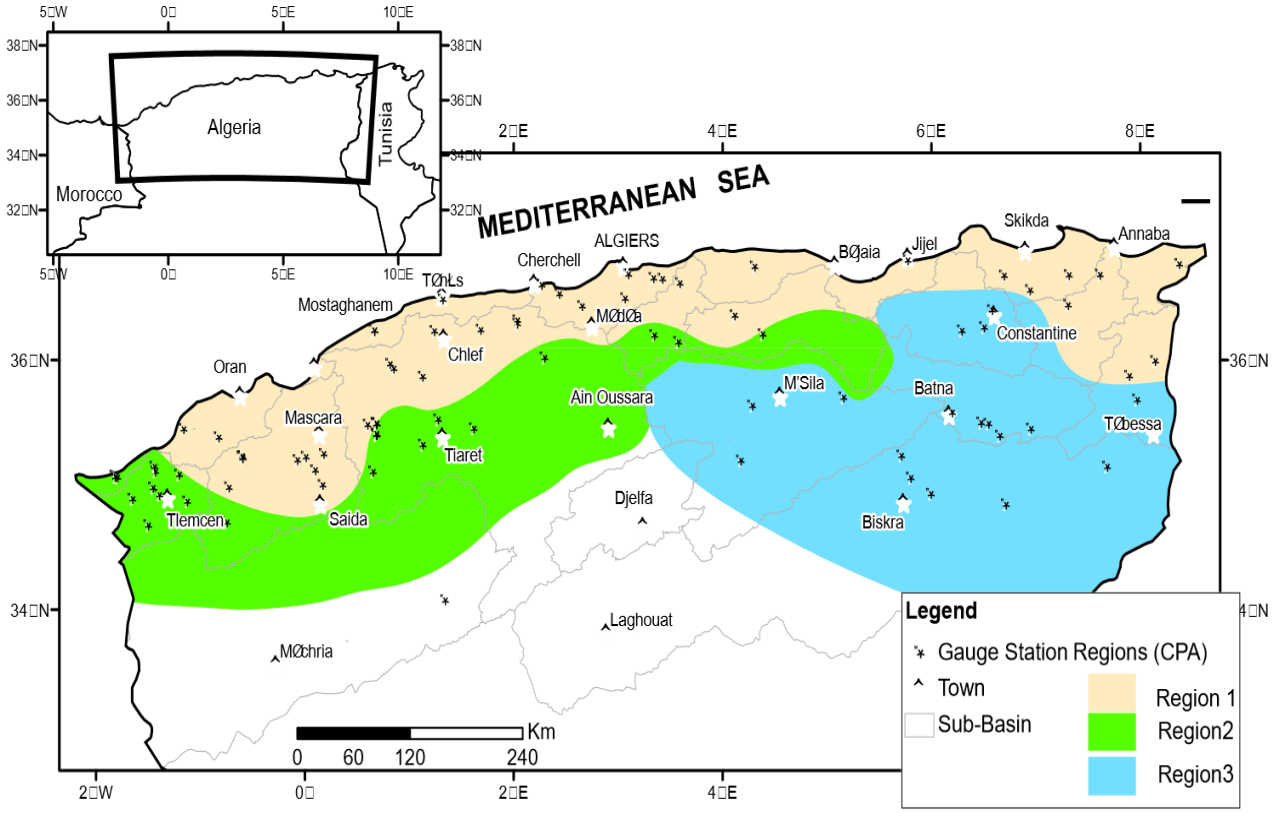


Figure II. 17 : Limités géographiques des trois régions identifiées pour le calcul de débit maximum par MEDDI et al, 2018

Notre zone appartient à la première région.

Le tableau suivant présente les résultats de calcul pour notre région d'étude :

Tableau. II. 50 : Détermination des débits max par la méthode fréquentielle de MEDDI

Période de retour (an)	10	50	100	200	500
q(F)	2.14	3.53	4.13	4.73	5.52
$Q_{max}(F)$	71.60	118.11	138.19	158.27	184.69

II.8.3 Présentation des résultats :

Tableau. II. 51 : Récapitulatif des résultats de calcul des crues

Formule	Q_{max}			
	10	**50**	**100**	**1000**
Turazza	112.91	150.73	167.06	222.09
Sokolovsky	77.66	120.76	140.94	211.56
Gradex	28.25	120.31	159.3	289.11
Méthode fréquentiel de Meddi	71.60	118.11	138.19	/

Les formules empiriques, présentent une incertitude importante et ne sont pas adaptées à tous les types de bassins versants. La méthode du Gradex est donc plus fiable et plus précise que les formules empiriques pour estimer les débits de crues extrêmes

II.9 Estimation de la crue de projet :

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence qui arrive dans la retenue. Elle sert à déterminer les Plus Hautes Eaux (PHE) et à dimensionner l'évacuateur de crue, en tenant compte des possibilités de laminage.

Il se peut que la crue de projet choisie soit la crue de débit de pointe maximale. Mais cette crue n'est pas forcément la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue. Une crue moins forte, mais plus longue, pourrait être plus pénalisante. La période de retour minimale recommandée pour cette crue est comprise entre 100 ans et 10 000 ans.

La période de retour est choisie en fonction du risque associé à la rupture du barrage. Mais le risque global dépend également de la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone qui pourrait être inondée en cas de rupture).

Pour estimer la crue projet, nous suivons les recommandations du Comité international des Grands Barrages.

Tableau. II. 52 : Crues de projet recommandées

Catégorie de dommages	Crue de projet recommandée
Elevés : Perte de vie, dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Important : pas de pertes de vies, dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faible : pas de perte de vies, dommages légers	1/1000 à 1/100

Dans notre cas, le risque d'avoir des pertes en vies humaines faible mais il y a un risque d'avoir des dommages importants dans le cas d'une rupture du barrage, donc la crue de projet est de fréquence de 0.1% pour une période de retour de 1000 ans.

D'où le débit de projet est : $Q_{0.1\%} = 289.11\ m^3/s$.

II.10 Etude de laminage de la crue :

La sécurité des barrages est menacée par les crues, qui peuvent provoquer la rupture des évacuateurs de crue. Il faut donc étudier les crues avec soin pour ne pas sous-estimer ou surestimer les débits, ce qui aurait des conséquences sur la sécurité de l'ouvrage et son coût, qui dépend de la période de retour.

Pour vérifier la sécurité de l'ouvrage, on doit faire un laminage de crue.

❖ Principe de laminage des crues :

Le laminage de crue consiste à réduire le débit de pointe d'une crue en stockant une partie du volume de la crue dans la retenue du barrage.

Le débit qui sort de l'évacuateur de crue Qe est donc inférieur au débit qui entre dans le barrage Qc.

L'effet de laminage de crue dépend de la forme des courbes de débit d'entrée et de sortie de la crue et de la forme de la partie supérieure du réservoir.

Le Laminage de crue consiste à calculer le débit laminé Qe max à partir du débit de crue entrant Qc max à chaque pas de temps on a l'égalité suivante :

$$Volume\ stocké = Volume\ entrant - Volume\ sortant$$

Le laminage de crue consiste à calculer le débit sortant d'un barrage en fonction du débit entrant et du volume de stockage. Pour cela, il faut utiliser l'équation de continuité, qui exprime le bilan massique des flux entrants et sortants et du volume de stockage.

Il faut également connaître la relation stockage-débit, qui donne le débit sortant en fonction du volume de stockage. L'équation de continuité est la suivante :

$$\frac{dS}{dt} = (t) - (t) \quad \text{.....(II.77)}$$

I : débit d'entrée Q_E (*In flow*) ;

O : débit de sortie Q_s (*Outflow*).

S : l'emmagasinement d'eau dans le tronçon ou le réservoir considéré

Sur un intervalle de temps fini ente t et $t + \Delta t$, l'équation (II.77) s'écrit comme suit :

$$\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \quad \text{.....(II.78)}$$

Où les indices 1 et 2 font référence aux valeurs des variables aux moments t et $t+\Delta t$ Respectivement. Plusieurs méthodes ont été proposées pour résoudre cette équation.

Nous allons utiliser la méthode de Muskingum. Cette méthode nous permet de calculer les dimensions de l'évacuateur de crue et représenter l'hydro-gramme de sortie de la crue.

II.10.1 Laminage de crue par la méthode de Muskingum :

En utilisant l'équation (II.78) :

$$S_1 - S_2 = \left[\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2}\right] \Delta t \quad \text{..... (II.79)}$$

La résolution de cette équation revient à trouver $O1$ et $O2$, sachant que $I1$et $I2$ sont connus. Donc l'équation (II.87) sera simplifiée comme suit :

$$2(S_2 - S_1) = (I_1 + I_2 - O_1 - O_2)\,\Delta t \quad \Longrightarrow$$

$$2\frac{S2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \text{.....(II.80)}$$

❖ **Le procédé de calcul est le suivant :**

1- La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique :

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

- On fixe la valeur de la largeur b
- On fait varier la valeur de H entre l'intervalle suivant $[H_{min}, H_{max}]$, tel que
  :H_{min} correspond à t_0 : débit de sorti initial.
  H_{max} : correspond au débit maximal.
- Déterminer la surface (A) pour chaque valeur de (H) d'après la courbe « surface-hauteur ».
- Calcul du volume stocké (S), donné par la formule suivante : $S = A \times H$
- Calcul du débit sortant (O), donné par la formule suivante :
  $Q_s = m \times b \times \sqrt{2g} \times H^{3/2}$
- Calcul de l'équation : $\frac{2S}{\Delta t} + O$
- La deuxième étape consiste à tracer l'hydro-gramme de sortie :
- On calcul la somme $I_1 + I_2$ tel que :
  I_1 : correspond au débit entrant à l'instant t_1
  I_2 : correspond au débit entrant à l'instant t_2
- On calcule $2\frac{S2}{\Delta} + O_2$ d'après l'équation suivante :
  $I_1 + I_2 + 2\frac{S1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$
- On détermine débit sortant (O) par la courbe caractéristique : $(O) = \frac{2S}{\Delta} + O$.

Les résultats de calcul pour le laminage de la crue de projet par la méthode de Muskingum sont :

A l'instant t_0 : débit sorti est $Q_s = 0\ m^3/s$ ⇨ $H_{min} = 0m$

La valeur maximale du débit entré est $Q_{e\ max} = 289.11\ m^3/s$

$H = \left(\frac{Q}{mb\sqrt{2g}}\right)^{2/3}$

Les résultats obtenus pour plusieurs valeurs de b sont donnés dans **l'annexe B08.**

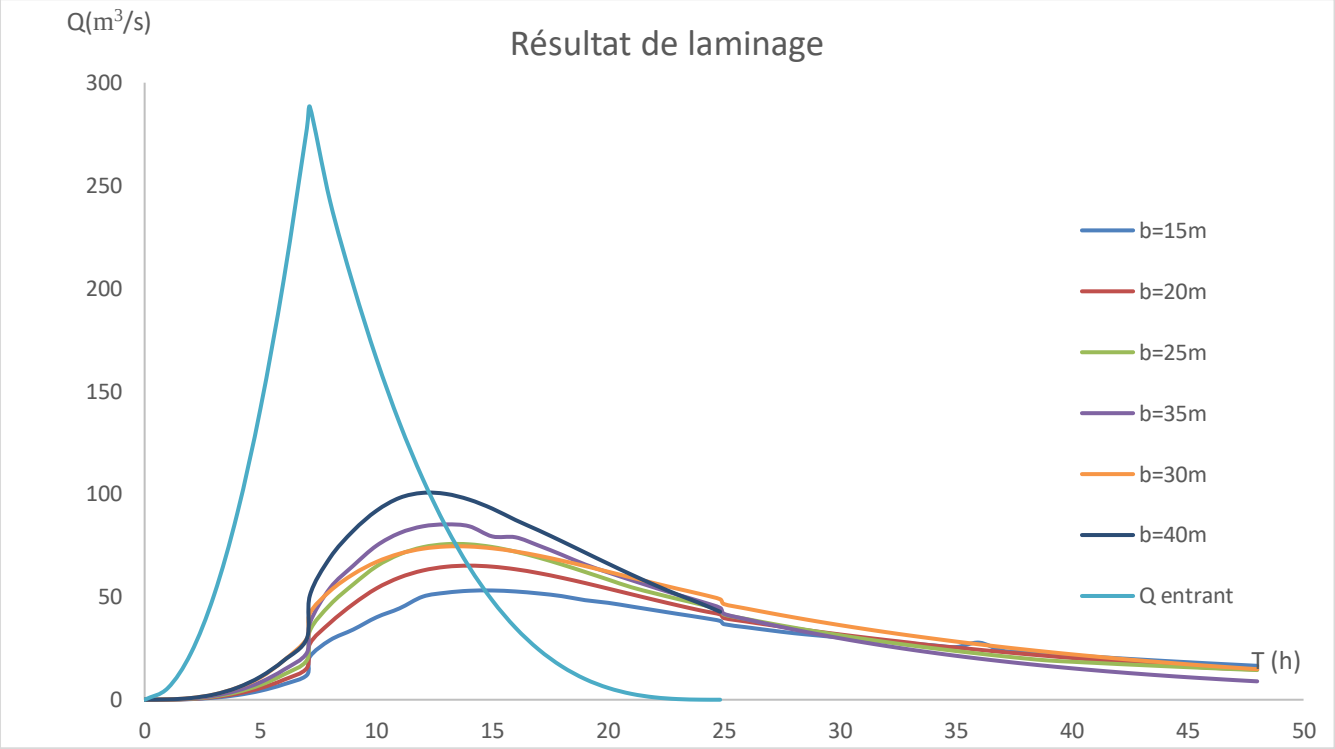


Figure II. 18 : Hydro-gramme de débit entrant et des débits sortants

Tableau. II. 53 : Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode de Muskingum

Largeur b (m)	Hauteur H (m)	Débit laminé (m³/s)
15	4.28	53.11
20	3.5	65.19
25	3.04	75.63
30	2.69	85.24
35	2.43	94.24
40	2.23	100.59

II.11 Etude d'optimisation :

Pour choisir les dimensions de l'évacuateur de crue les plus adaptées, il faut comparer le coût estimé de l'ouvrage pour différentes valeurs de largeur (b) et de hauteur déversant (H). Ainsi, on réalise une étude technico-économique qui permet de déterminer la largeur et la hauteur optimale.

II.11.1 Calcul du coût de la digue :

Le volume de la digue est donné par :

$V_B = \Sigma V_i$ avec $V_i = \frac{Si+Si+1}{2} L$ ..... (II.81)

V_i : le volume partielle du barrage (m^3) ;

L_i : Distance entre deux coupes voisines (m) ;

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i ; donnée par :

$S_i = \frac{bcr+Bi}{2} H_i$ ..... (II.82)

b_{cr} : Largeur en crête (m);

H_i : Hauteur de la tranche au point i (m) ;

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

m_1 , m_2 : Les fruits des talus.
On prend $m_1 = 3$; $m_2 = 2.5$

II.11.1.1 Calcul de la revanche :

La revanche est la différence de hauteur entre le niveau le plus haut de l'eau et le sommet de la digue. Elle sert à protéger la digue des vagues et des vents, et à compenser les affaissements du sol.

La revanche dépend de :

- La montée de l'eau pendant les crues extrêmes.
- La hausse de l'eau causée par les vagues ou les vents violents.
- La marge de sécurité.

Elle est donnée par :

- **Formule de Mallet et Pacquant :**

$$R = h_v + \frac{v^2}{2g} \quad \text{.....(II.83)}$$

Avec : $h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$ $\qquad v = 1.5 + 2h_v$

R : La revanche ;

F : longueur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment (Nord-Ouest) depuis l'exutoire appelé Fetch ($F = 2.1\ km$) ;

v : Vitesse de propagation des vagues (m/s) ;

$\frac{v^2}{2g}$: Energie cinétique des vagues ;

H_v : hauteur des vagues (m).

- **Formule de Davis :**

$$R = 0.75H_v + \frac{v^2}{2g} \quad \text{.....(II.84)}$$

$\frac{v^2}{2g}$: Energie cinétique des vagues ; $v = 1.5 + 2H_v$

H_v : hauteur des vagues (m). Elle est donnée par la formule de **STEVENSON :**

$$H_v = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \quad \text{.....(II.85)}$$

- **Formule simplifié :**

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \quad \text{.....(II.86)}$$

Les résultats de calcul de la Revanche sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. II. 54 : Résultat de calcul de la revanche

Formules	H_v (m)	$v\ (m/s)$	Revanche R (m)
Mallet et Pacquant	0.99	2.97	1.59
Davis	0.94	3.38	1.27
Simplifié	/	/	1.43

On remarque que la formule simplifié est la plus proche de la moyenne, donc on prend une valeur de la revanche : $R = 1.4m$

II.11.1.2 Calcul de la hauteur du barrage :

La hauteur du barrage est donnée par:

$$H_b = NNR - Cf + h_d + R + t \quad \text{.....(II.87)}$$

NNR : niveau normal de la retenue $NNR = 298\ m$;

C_f : cote du fond $Cf = 270\ m$;

h_d : hauteur déversée ;

R : La revanche en (m)

t : Le tassement en (m) estimé à 1% de la hauteur de barrage ; $t = 0.45m$

Tableau. II. 55 : Résultat de calcul de la hauteur de barrage.

b (m)	h_d (m)	NPHE(m)	Q (m3/s)	Revanche (m)	tassements (m)	Cote Crête (m)	H_b (m)
15	4.28	302.28	53.11	1.4	0.45	304.13	47.13
20	3.5	301.50	65.19	1.4	0.45	303.35	46.35
25	3.04	301.04	75.63	1.4	0.45	302.89	45.89
30	2.69	300.69	85.24	1.4	0.45	302.54	45.54
35	2.43	300.43	94.24	1.4	0.45	302.28	45.28
40	2.23	300.23	100.59	1.4	0.45	302.08	45.08

II.11.1.3 Calcul de la largeur en crête :

- **Formule de Knapen :**

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b} \quad \text{..... (II.88)}$$

- **Formule de E-F-Preece :**

$$b_{cr} = 1.1\sqrt{H_b} + 1 \quad \text{..... (II.89)}$$

- **Formule simplifiée :**

$$b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3 \quad \text{.....(II.90)}$$

- **Formule simplifiée :**

$$b_{cr} = \frac{5}{3}\sqrt{H_b} \quad \text{.....(II.91)}$$

H_b : Hauteur de la digue (m)

Tableau. II. 56 : Calcul de largeur en crête

Formule utilisé	Largeur en crête					
	15m	**20m**	**25m**	**30m**	**35m**	**40m**
T. KNAPEEN	11.33	11.23	11.18	11.13	11.10	11.08
E .F.PREECE	8.55	8.49	8.45	8.42	8.40	8.38
Simplifiée	10	9.93	9.89	9.85	9.83	9.81
Pratique	11.44	11.35	11.29	11.25	11.21	11.19
Moyenne	10.33	10.25	10.20	10.16	10.14	10.12

On opte pour une largeur en crête de : $\boldsymbol{b_{cr} = 10m}$

II.11.1.4 Estimation du coût de la digue :

En se basant sur le tracé du profil longitudinal de l'axe du barrage, il est possible d'estimer les volumes de la digue pour chaque largeur déversante en utilisant les formules mentionnées précédemment :

A noter que les longueurs L_i et les hauteurs partielles H_i ont été mesurés à partir de logiciel Arcscene.

Tableau. II. 57 : Calcul du volume et le cout de la digue Pour le **cas** $b = 15m$

Pour évaluer le coût de la digue, on estime le prix du mètre cube de remblai à 500 DA.

coupe	Hauteur	B	S (m²)	Smoy(m²)	L (m)	V (m³)	Cout (MDA)
0	0	10.33	0.00	376.84	22.51	8482.57	4.24
1-1	14.73	92.08	753.67	1123.65	20.85	23428.09	11.71
2-2	21.42	129.21	1493.63	1981.16	20.58	40772.28	20.39
3-3	28.03	165.90	2468.69	3745.67	57.15	214065.15	107.03
4-4	40.73	236.38	5022.65	5808.64	35.79	207891.39	103.95
5-5	46.93	270.79	6594.64	6621.77	58.5	387373.51	193.69
6-6	47.13	271.90	6648.90	6608.25	117.67	777592.28	388.80
7-7	46.83	270.24	6567.59	6315.91	69.48	438829.68	219.41
8-8	44.93	259.69	6064.24	5760.65	29.08	167519.59	83.76
9-9	42.53	246.37	5457.06	4196.90	87.83	368613.36	184.31
10-10	30.73	180.88	2936.74	1958.39	62.86	123104.46	61.55
11-11	17.03	104.85	980.05	490.02	61.68	30224.64	15.11
12	0	10.33	0.00	**Total**	**643.98**	**2787897.00**	**1393.95**

Les résultats de calcule pour les différentes largeurs sont présenté sur l'annexe

Tableau. II. 58 : Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes

b (m)	H_b (m)	Volume (Mm^3)	Coût (MDA)
15	47.13	**2.787**	**1393.95**
20	46.35	**2.536**	**1331.68**
25	45.89	**2.663**	**1301.93**
30	45.54	**2.604**	**1279.52**
35	45.28	**2.559**	**1263.12**
40	45.08	**2.526**	**1250.53**

II.11.2 Calcul du coût préliminaire de l'évacuateur de crue :

II.11.2.1 Coût du déversoir :

Le béton armé sera utilisé pour construire le déversoir, dont le profil est celui de Creager, qui convient mieux au flux de l'eau. La forme du déversoir est déterminée en utilisant l'équation du profil de Creager donnée par :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{k}\left(\frac{X}{H}\right)^n \quad \text{(II.91)}$$

Avec : $K = 2.127$ et $n = 1.85$

$$\frac{Y}{H} = 0.47\left(\frac{X}{H}\right)^{1.85} \quad \text{(II.92)}$$

H : Charge sur le seuil (m) ;
Y : Ordonnée du profil (m) ;
X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir est donné par la formule suivante :

$$V = S \times b \quad \text{(II.93)}$$

S : Section transversale (m^2).
b : Largeur De déversoir (m).

Le tableau suivant montre le coût du déversoir pour les différentes largeurs :

Tableau. II. 59 : Résultats de calcul du coût du déversoir pour différentes largeurs déversantes.

b (m)	h_d (m)	S (m^2)	V (m^3)	Coût (MDA)
15	**4.28**	130.32	1954.87	68.42
20	**3.5**	87.15	1743.03	61.01
25	**3.04**	65.75	1643.71	57.53
30	**2.69**	51.48	1544.42	54.05
35	**2.43**	42.01	1470.34	51.46
40	**2.23**	35.38	1415.17	49.53

Le prix estimé du mètre cube de béton à 35000 DA .

II.11.2.2 Coût du canal d'approche :

La hauteur totale du mur est calculée par :

$H_{ca} = H_d + R + P$ .....(II.94)

P : hauteur de pelle en m. ($\frac{P}{\mathrm{Hd}} \geq 1.33$)

R : la revanche en m. ($R = 1.4m$)

Le volume du canal d'approche est déterminé par :

$V = S \times e = L \times H_{ca} \times e$ .....(II.95)

L : longueur du canal d'approche déterminée selon la topographie du site,

$L = 15m.$

e : l'épaisseur en m, ($e = 0.5\ m$)

Tableau. II. 60 : Coût du canal d'approche

b (m)	H_d (m)	R(m)	P (m)	H_{ca} (m)	V (m^3)	Coût (MDA)
15	4.28	1.4	5.7	11.38	113.8	3.98
20	3.5	1.4	4.7	9.6	96	3.36
25	3.04	1.4	4.1	8.54	85.4	2.99
30	2.69	1.4	3.6	7.69	76.9	2.69
35	2.43	1.4	3.3	7.13	71.3	2.50
40	2.23	1.4	3	6.63	66.3	2.32

Le prix estimé du mètre cube de béton à 35000 DA.

II.11.2.3 Coût du coursier :

Pour garantir l'écoulement régulier, on réalise un coursier de section rectangulaire avec une longueur approximative de 130 m, déterminée par la carte topographique. Le volume du béton de coursier est calculé par :

$V_{béton} = S_{béton} \times L_{coursier}$ .....(II.96)

L'épaisseur du radier est comprise entre $[0.5 - 1]$

La largeur de coursier est donnée par :

$$b_{coursier} = Q_{e,max}^{0.4} \quad \text{(II.97)}$$

Tableau. II. 61 : Coût du coursier

b (m)	Hd (m)	Qe (m³/s)	Bcoursier (m)	Sbéton (m²)	Vb (m³)	Coût (MDA)
15	4.28	53.11	4.90	2.94	382.09	13.37
20	3.5	65.19	5.32	3.19	414.73	14.52
25	3.04	75.63	5.64	3.39	440.12	15.40
30	2.69	85.24	5.92	3.55	461.69	16.16
35	2.43	94.24	6.16	3.70	480.61	16.82
40	2.23	100.59	6.32	3.79	493.31	17.27

Le prix estimé du mètre cube de béton à 35000 DA.

II.11.3 Coût Total du barrage :

Le coût total du barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau. II. 62 : Coût total de barrage

b (m)	hd (m)	Coût de la digue (MDA)	Coût de l'évacuateur de crue (MDA)	Coût total (MDA)
15	4.28	1393.95	85.77	**1479.72**
20	3.5	1331.68	78.89	**1410.57**
25	3.04	1301.93	75.92	**1377.85**
30	2.69	1279.52	72.9	**1352.42**
35	2.43	1263.12	70.78	**1333.9**
40	2.23	1250.53	69.12	**1319.65**

D'après l'étude d'optimisation de la digue et de l'évacuateur de crue, on choisit une largeur optimale de 40m avec une hauteur déversante de 2.23m.

Ces dimensions permettent de diminuer le coût du barrage tout en assurant sa sécurité globale.

Conclusion :

Nous avons étudié de manière approfondie les paramètres hydrologiques nécessaires à la conception de notre barrage dans ce chapitre.

Nous avons ainsi défini les caractéristiques hydrologiques qui sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau. II. 63 : Récapitulatif des résultats obtenus

Désignations	**Valeurs**
Apport moyen annuel A	2.17 Hm^3
Apport fréquentiel A80%	2.93 Mm^3
Débit max de la crue (T=1000 ans)	289.11 m^3/s
Volume mort	0.482 hm^3
Volume utile	1.867hm^3

Désignations	Valeurs
Volume au NNR	$2.349 hm^3$
Côte du fond	257 m NGA
Côte NVM	270 m NGA
Côte NNR	298 m NGA
Côte NPHE	300.2m NGA
Côte en crête	302.1 m NGA
Largeur en crête	10 m
Largeur du déversoir	40 m
Hauteur déversante	2.23 m
Hauteur de barrage	45.1 m

Chapitre III

Etude des variantes de la digue

Introduction :

Pour choisir le type de barrage, il faut tenir compte de nombreux paramètres et informations. L'objectif est de trouver la solution la plus rentable tout en assurant le maximum de sécurité. Ce choix dépend également de la disponibilité des matériaux de construction en quantité et en qualité suffisante. Il faut minimiser la distance d'approvisionnement.

Afin d'évaluer le type de barrage convenable au site, le facteur de la forme de la vallée (Sinske, 1987) a été calculé comme suit :

$$\alpha = \frac{C}{H} \quad \text{.....(III.1)}$$

Où C : largeur de crête de vallée.

Et H : Hauteur de la digue.

Tableau III. 1 : Type des barrages selon le type de vallée.

Valeur de α	**α < 3**	**3 < α < 6**	**α > 6**
Type de vallée	Gorge	Vallée étroite	Large vallée
Type de barrage convenable au site	Barrage voute.	Barrage poids Barrage en remblai	Barrage poids Barrage en remblai

Dans le cas de Berkeche α = 17 ce qui est considéré comme une vallée très large. Pour cette forme de vallée, seulement un barrage en remblai sera économiquement faisable.

La solution du barrage en remblai est proposée car elle utilise des matériaux locaux peu coûteux et disponibles près du site.

Le type de la digue sera déterminé après une analyse économique. La variante retenue sera celle qui a le meilleur rapport technico-économique.

III.1 Les barrages en remblais :

On appelle barrage en remblai tous les barrages construis avec des matériaux terreux. Cette catégorie de barrages comprend plusieurs catégories différentes selon les types de matériaux utilisés et la méthode employée pour assurer l'étanchéité. Ainsi les matériaux de construction peuvent avoir une granulométrie variée avec une gamme de grains allant du très fins au grossier.

a) Les digues en terre : Il existe deux types principaux de digues en terre selon la nature du matériau utilisé :

- Les digues homogènes, faites d'un seul type de matériau, souvent de l'argile peu plastique qui a des caractéristiques hydrauliques et mécaniques adaptées pour des pentes de talus de 1/2 ou 1/2,5 en amont et en aval, à condition de respecter les normes de compactage ;

- Les digues zonées, composées d'un noyau étanche au centre et de recharges en matériaux plus grossiers qui assurent la stabilité du massif. On choisit souvent ce type de digue pour des ouvrages de grandes hauteurs ou quand les matériaux disponibles sur place sont hétérogènes et que le volume de matériaux étanche est insuffisant pour former tout le corps du barrage. Le massif est donc divisé en plusieurs zones avec des matériaux différents selon leur fonction.

b) Les barrages en enrochements : Pour les barrages en enrochements, l'étanchéité est assurée soit par un noyau central soit par un masque amont (géo-membrane ou voile bitumineux par exemple). C'est un ouvrage qui résiste à la pression de l'eau par son poids.

c) Les barrages en gabions : Les barrages en gabions sont des barrages à zones (une partie pouvant être en enrochement) avec une partie déversante en gabion à l'aval.

III.2 Choix du type de barrage :

Pour choisir le type de barrage, il faut considérer les éléments suivants :

- La topographie et les apports du bassin versant.
- La forme de la vallée.
- La géologie et les conditions de fondation.
- La disponibilité de matériaux de construction.

Dans certains cas, ces éléments ne suffisent pas à déterminer un seul type de barrage possible. Il faut alors faire une analyse économique pour comparer les solutions.

En fonction de ces critères, on peut ensuite définir la variante adaptée au site et le type de barrage à construire.

III.3 Les variantes à choisir :

Dans notre cas, les conditions topographiques, géotechniques et géologiques du site permettent de considérer un barrage en matériaux locaux.

Ce qui donne le choix entre les variantes suivantes :

- Barrage en terre homogène.
- Barrage zoné à noyau d'argile.

III.4 Conception des éléments principaux dans barrage :

D'après l'étude d'optimisation les dimensions de la digue sont représentés sur le tableau

Suivant :

Tableau III. 2 : Les dimensions de la digue.

Désignations	Valeurs
La hauteur de barrage	45.1m
Longueur de la digue	644m
Largeur en crête	10m

❖ **Pente des talus :**

La stabilité des talus dépend de leur pente. Il faut donc déterminer les pentes des talus en fonction des conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Le tableau suivant donne les valeurs des pentes des talus, mais elles devront être confirmées par le calcul de stabilité.

Tableau III. 3 : Valeurs des fruits de talus selon la hauteur et le type de barrage

Hauteur de la digue (m)	Type de barrage	Fruits des talus	
		Amont (m1)	Aval (m2)
$H < 5m$	Homogène	2.5	2
	A zones	2	2
$5 \leq H \leq 10m$	Homogène granularité étendue	2	2
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	2.5
	A zones	2	2.5
$10 \leq H < 20m$	Homogène granulométrie étendue	2.5	2.5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	3	2.5
	A zones	2	3
H>20m	Homogène à granulométrie étendue	3	2.5
	A zones	3	3

III.5 Revêtement des talus de la digue :

Les talus d'un barrage peuvent être érodés par le ruissellement des eaux de pluie, et par les renards causés par le drainage des eaux de saturation du barrage. Il faut donc prévoir une protection pour les talus.

- **Protection du talus aval :**

La protection contre l'érosion due aux eaux de pluie et au ravinement causé par les eaux de ruissellement est l'objectif principal. Pour protéger les talus, on utilise souvent un revêtement en pierre. Dans notre cas, la pierre a une épaisseur de 0.40m.

- **Protection du talus amont :**

Le revêtement s'étend de la crête de la digue jusqu'à une profondeur sous le niveau minimal d'exploitation, égale à la hauteur maximale de la vague ou au moins 2,0 m

Pour le revêtement, on utilise généralement un rip-rap d'enrochement sur une couche de filtre dont l'épaisseur peut être déterminée par les méthodes suivantes :

1 **Méthode de Tennessee Valley Authority (TVA) :**

$e = C \times v^2$ ..... (III.2)

e : l'épaisseur de l'enrochement en m ;

V : Vitesse des vagues calculée par la formule de Gaillard en m/s,

$v = 3.46\ m/s$

C : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé

Tableau III. 4 : Valeurs de coefficient C :

Fruit du talus	**Valeur de C pour différents γ_p**		
	$\gamma_p = 2.5$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
4 :1	0.027	0.024	0.022
3 :1	0.028	0.025	0.023
2 :1	0.031	0.028	0.026
1.5 :1	0.036	0.023	0.030

D'après ce tableau, on choisit une digue homogène avec une valeur de C = 0.028, ce qui donne une épaisseur d'enrochement $e = 0.34$.

2 **Méthode de US Army :**

Les ingénieurs de l'US Army Corps of Engineers se basent souvent sur le tableau qui donne l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues, qui sont données dans le tableau suivant :

Tableau III. 5 : Epaisseur de l'enrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues (m)	**Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)**	**$D_{50,}$ (m)**
0 – 0.3	0.30	0.20
0.3 – 0.6	0.40	0.25
0.6 – 1.2	0.45	0.30
1.2 – 1.8	0.55	0.40
1.8 – 2.4	0.70	0.45
2.4– 3	0.80	0.55

Pour notre cas, la hauteur des vagues est comprise entre 0.6m et 1.2m, ce qui donne une épaisseur de 0.45m et un diamètre minimum de 0.3m.

D'après ces résultats obtenus, on choisit le dimensionnement de la digue homogène et à zone avec une épaisseur de couche $e = 0.4m$ et un diamètre moyen $dmoy = 0.3m$ pour la protection du talus amont.

III.6 Digue à terre homogène :

III.6.1 Pentes des talus :

D'après le tableau (III.2), on obtient :

- Parement amont $m_1 = 3$
- Parement aval $m_2 = 2.5$

III.6.2 Système de drainage :

Ces constructions visent à réguler l'évacuation du flux de filtration et à diminuer le volume des matériaux saturés du barrage, ce qui augmente la stabilité de l'ouvrage.

III.6.2.1 Prisme de drainage :

Il est envisagé lorsqu'il y a une présence d'eau à l'aval du barrage avec une variation du niveau, mais il demande pour sa construction un volume d'enrochement important ce qui rend son choix dépendant de la disponibilité à proximité du site de l'ouvrage de zones d'emprunts où les enrochements sont disponibles en quantité suffisante et qualité acceptable.

Dans notre barrage la réalisation d'un drain tapis suffit pour le drainage.

III.6.2.2 Dimensionnement du drain tapis :

Pour son dimensionnement, il est conseillé d'utiliser des épaisseurs minimales de e = 0.80m ; selon les matériaux utilisés et le remblai, on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre.

La longueur est calculée selon USBR par la formule suivante :

$L_c = 3H$ ..... (III.3)

L_c : Longueur du tapis.

H : Charge hydraulique de la retenue en m. $H = 41m$

A.N : $L_c = 123\ m$

III.7 Digue zoné à noyau d'argile :

III.7.1 Pentes des talus :

D'après le tableau (III.2), on obtient :

- Parement amont $m_1 = 3$;
- Parement aval $m_2 = 3$;

III.7.2 L'étanchéité du remblai :

Pour un barrage à zones, l'étanchéité est assurée par un noyau d'argile très imperméable, qui peut être au centre ou incliné. Son épaisseur est environ 1/6 de la hauteur de l'ouvrage.

Le noyau doit dépasser le niveau des plus hautes eaux au sommet. Il doit être protégé de la dessiccation en haut pour éviter des fissures de retrait qui seraient très dangereuses. Cette protection peut être faite par une couche de sable ou mieux, en traitant le sommet du barrage avec une chaussée enrobée bitumineuse.

De chaque côté, on met un drain filtre, vers l'aval pour récupérer les eaux de filtration, vers l'amont pour drainer les eaux de ressuyage après la vidange. En bas, il faut continuer l'étanchéité en la reliant à la fondation imperméable ou au dispositif d'étanchéité des fondations.

III.7.2.1 Dimensionnement du noyau :

❖ **La hauteur du noyau :**

La hauteur du noyau est déterminée par:

$H_n = H_b - 1$ ..... (III.6)

H_n : hauteur du noyau en m ;

H_b : hauteur du barrage en m ;

A.N : $H_n = 45.1 - 1 = 44.1\ m$

❖ **La largeur en crête du noyau :**

La largeur en crête du noyau est donnée par :

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

A.N $L_{c,n} = 7.5\ m$

❖ **L'épaisseur du noyau :**

On définit l'épaisseur du noyau à la base de la digue en veillant à ce que les gradients du flux de filtration ne dépassent pas dix ni ne soient inférieurs à quatre.

Le gradient hydraulique pour le noyau est calculé comme suit :

$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm}$ .....(III.8)

I : gradient hydraulique.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible entre 1.50 et 1.80.

ΔH : charge hydraulique dans le noyau. $\Delta H = H_1 - H_2$

b_{moy} : largeur moyenne du noyau

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

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont,$_1$=$45.1m$

La largeur moyenne en base du moyeu :

$b_{moy} \geq \frac{\Delta H}{I_{adm}}$ .....(III.9)

$b_{moy} \geq 25.05\text{m} \Longrightarrow b_{moy} = 25.1m$

La largeur en base du noyau :

$L_b = 2 \times b_{moy} - L_{c,n}$ ..... (III.10)

$L_b = 42.7\ m$

- **Les fruits des talus du noyau :**

$L_b = 2mH_n + L_{c,n} \Longrightarrow m = \frac{Lb-Lc,n}{2Hn}$ .....(III.11)

m : talus du noyau.

L_{cn} : largeur en crête du noyau en m.

H_n : hauteur du noyau en m.

$m = 0.4$

- **La cote en crête du noyau :**

$NC\hat{o}te_{noyau} = NC\hat{o}te_{fond} + H_n$ .....(III.12)

$NC\hat{o}te_{noyau} = 301.1\ m$

III.7.3 Dimensionnement du drain tapis :

- L'épaisseur égale à e = 0.50 m.
- La longueur est déterminée selon USBR par :

$L_c = 3H$ ..... (III.13)

L_c : Longueur de la couche de filtre. (Tapis)

H : Charge hydraulique de la retenue en m. $H = 41m$

A.N : $L_c = 123\ m$

III.8 Calcul du volume des différents matériaux :

III.8.1 Digue homogène en argile :

- **Volume des recharges (argiles) :**

Le volume des recharges en argile pour la digue homogène est présenté dans le tableau suivant :

Tableau III. 6 : Calcul des volumes des recharges (argile)

coupe	Hauteur	B	S (m^2)	Smoy(m^2)	L (m)	V (m^3)
0	0	10	0.00	285.24	22.51	6420.68
1-1	12.68	79.86	570.47	899.14	20.85	18747.16
2-2	19.37	116.66	1227.82	1673.44	20.58	34439.34
3-3	25.98	153.01	2119.06	3312.45	57.15	189306.29
4-4	38.68	222.86	4505.83	5249.55	35.79	187881.54
5-5	44.88	256.96	5993.28	6019.03	58.5	352113.03
6-6	45.08	258.06	6044.78	6006.19	117.67	706748.61
7-7	44.78	256.41	5967.61	5728.98	69.48	398049.60
8-8	42.88	245.96	5490.36	5203.12	29.08	151306.82
9-9	40.48	232.76	4915.89	3734.06	87.83	327962.68
10-10	28.68	167.86	2552.23	1660.47	62.86	104376.89
11-11	14.98	92.51	768.70	384.35	61.68	23706.67
12	0	10.12	0.00	**Total**	**644**	**2501059.31**

- **Matériaux de protection :**

Les tableaux suivants résument le volume des matériaux de protection.

$V_i = S_i . L$

$S_i = e . \sqrt{H_i^2 + (m_1 . H_i)^2}$

Tableau III. 7 : Calcul des volumes du rip-rap (enrochement), talus amont (e = 0.4m)

Hauteur	S (m²)	S_{moy}(m²)	L (m)	V (m³)
0	0.00	8.02	22.51	180.52
12.68	16.04	20.27	20.85	422.63
19.37	24.50	28.68	20.58	590.27
25.98	32.86	40.89	57.15	2337.12
38.68	48.93	52.85	35.79	1891.43
44.88	56.77	56.90	58.5	3328.40
45.08	57.02	56.83	117.67	6687.47
44.78	56.64	55.44	69.48	3852.04
42.88	54.24	52.72	29.08	1533.14
40.48	51.20	43.74	87.83	3841.74
28.68	36.28	27.61	62.86	1735.75
14.98	18.95	9.47	61.68	584.37
0	0.00	**Total**	**644**	**26984.90**

Tableau III. 8 : Calcul des volumes du sable, talus amont (e= $\mathbf{0}.2\ \boldsymbol{m}$)

Hauteur	S (m^2)	S_{moy}(m^2)	L (m)	V (m^3)
0	0.00	4.01	22.51	90.26
12.68	8.02	10.14	20.85	211.32
19.37	12.25	14.34	20.58	295.14
25.98	16.43	20.45	57.15	1168.56
38.68	24.46	26.42	35.79	945.71
44.88	28.38	28.45	58.5	1664.20
45.08	28.51	28.42	117.67	3343.74
44.78	28.32	27.72	69.48	1926.02
42.88	27.12	26.36	29.08	766.57
40.48	25.60	21.87	87.83	1920.87
28.68	18.14	13.81	62.86	867.88
14.98	9.47	4.74	61.68	292.18
0	0.00	**Total**	**644**	**13492.45**

Tableau III. 9 : Calcul des volumes du gravier, talus amont (e= $\mathbf{0.2}\ \boldsymbol{m}$)

Hauteur	S (m^2)	S_{moy}(m^2)	L (m)	V (m^3)
0	0.00	4.01	22.51	90.26
12.68	8.02	10.14	20.85	211.32
19.37	12.25	14.34	20.58	295.14
25.98	16.43	20.45	57.15	1168.56
38.68	24.46	26.42	35.79	945.71
44.88	28.38	28.45	58.5	1664.20
45.08	28.51	28.42	117.67	3343.74
44.78	28.32	27.72	69.48	1926.02
42.88	27.12	26.36	29.08	766.57
40.48	25.60	21.87	87.83	1920.87
28.68	18.14	13.81	62.86	867.88
14.98	9.47	4.74	61.68	292.18
0	0.00	**Total**	**644**	**13492.45**

Tableau III. 10 : Calcul des volumes des pierres, talus aval (e= $\mathbf{0.4}\boldsymbol{m}$)

Hauteur	S (m^2)	S_{moy}(m^2)	L (m)	V (m^3)
0	0.00	6.83	22.51	153.71
12.68	13.66	17.26	20.85	359.86
19.37	20.86	24.42	20.58	502.60
25.98	27.98	34.82	57.15	1989.99
38.68	41.66	45.00	35.79	1610.49
44.88	48.34	48.44	58.5	2834.03
45.08	48.55	48.39	117.67	5694.18
44.78	48.23	47.21	69.48	3279.90
42.88	46.18	44.89	29.08	1305.42
40.48	43.60	37.24	87.83	3271.12
28.68	30.89	23.51	62.86	1477.94
14.98	16.13	8.07	61.68	497.57
0	0.00	**Total**	**644**	**22976.81**

- **Drain tapis :**

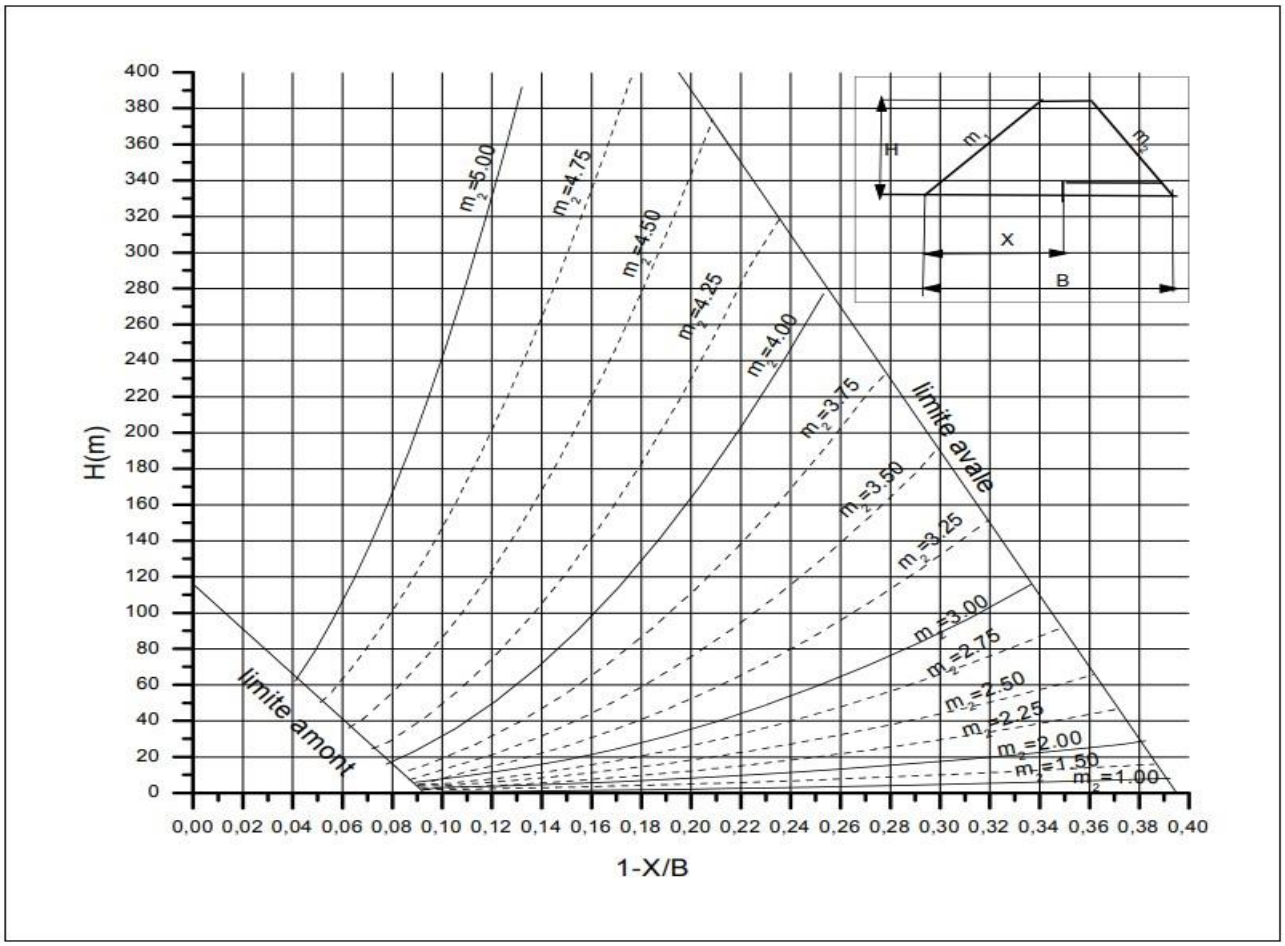


Figure III.1 : Longueur du drain tapis en fonction de hauteur du barrage.

Le graphique de la figure ci-dessus est d'une utilisation très facile et donne directement la longueur Du drain tapis interne dans un barrage en terre.

$m = 3 \quad et \quad B = 258.05m$

$1 - \frac{X}{B} = 0.22 \quad \rightarrow \quad X = 201.28m$

$V_C = L_c \times e \times X$

$\boldsymbol{V_C = 12378.72\ m^3}$.

III.8.2 Digue zonée à noyau d'argile :

- **Noyau :**

Un filtre protège l'argile des deux côtés.

Le volume nécessaire d'argile est donné dans le tableau ci-dessous.

Tableau III. 11 : Calcul de volume du noyau

Hauteur	B	S (m^2)	S_{moy}(m^2)	L (m)	V (m^3)
0	7.50	0.00	71.08	22.51	1600.11
11.68	16.84	142.17	207.46	20.85	4325.61
18.37	22.20	272.76	354.85	20.58	7302.89
24.98	27.48	436.95	643.73	57.15	36789.26
37.68	37.64	850.51	974.90	35.79	34891.58
43.88	42.60	1099.28	1103.55	58.5	64557.68
44.08	42.76	1107.82	1101.42	117.67	129604.32
43.78	42.52	1095.03	1055.35	69.48	73325.69
41.88	41.00	1015.67	967.62	29.08	28138.42
39.48	39.08	919.57	716.82	87.83	62958.35
27.68	29.64	514.07	348.55	62.86	21909.83
13.98	18.68	183.03	91.51	61.68	5644.53
0	7.50	0.00	**Total**	**644**	**471048.27**

- **Recharge :**

Les recharges sont faites d'alluvions ou d'enrochement. Le Volume des recharges égale à la différence entre le volume total de la digue et le volume du noyau :

$V_{recharge} = V_{Total} - V_{noyau} = 2501059.31 - 471048.27$

$V_{recharge} = 2030011.04\ m^3$

- **Matériaux de protection :**
- **Talus amont :**

Les tableaux suivant résument les volumes des matériaux de protection.

Tableau III. 12 : Calcul des volumes du rip-rap (enrochement), talus amont (e=0.4m)

Hauteur	S (m²)	Smoy(m²)	L (m)	V (m³)
0	0.00	7.39	22.51	166.28
11.68	14.77	19.01	20.85	396.26
18.37	23.24	27.42	20.58	564.24
24.98	31.60	39.63	57.15	2264.84
37.68	47.66	51.58	35.79	1846.16
43.88	55.50	55.63	58.5	3254.40
44.08	55.76	55.57	117.67	6538.63
43.78	55.38	54.18	69.48	3764.16
41.88	52.97	51.46	29.08	1496.36
39.48	49.94	42.48	87.83	3730.64
27.68	35.01	26.35	62.86	1656.24
13.98	17.68	8.84	61.68	545.36
0	0.00	**Total**	**644**	**26223.57**

Tableau III. 13 : Calcul des volumes du sable, talus amont (e= 0.2m)

Hauteur	S (m^2)	S_{moy}(m^2)	L (m)	V (m^3)
0	0.00	3.69	22.51	83.14
11.68	7.39	9.50	20.85	198.13
18.37	11.62	13.71	20.58	282.12
24.98	15.80	19.81	57.15	1132.42
37.68	23.83	25.79	35.79	923.08
43.88	27.75	27.82	58.5	1627.20
44.08	27.88	27.78	117.67	3269.32
43.78	27.69	27.09	69.48	1882.08
41.88	26.49	25.73	29.08	748.18
39.48	24.97	21.24	87.83	1865.32
27.68	17.51	13.17	62.86	828.12
13.98	8.84	4.42	61.68	272.68
0	0.00	**Total**	**644**	**13111.78**

Tableau III. 14 : Calcul des volumes du gravier, talus amont (e= 0.2m)

Hauteur	S (m^2)	S_{moy}(m^2)	L (m)	V (m^3)
0	0.00	3.69	22.51	83.14
11.68	7.39	9.50	20.85	198.13
18.37	11.62	13.71	20.58	282.12
24.98	15.80	19.81	57.15	1132.42
37.68	23.83	25.79	35.79	923.08
43.88	27.75	27.82	58.5	1627.20
44.08	27.88	27.78	117.67	3269.32
43.78	27.69	27.09	69.48	1882.08
41.88	26.49	25.73	29.08	748.18
39.48	24.97	21.24	87.83	1865.32
27.68	17.51	13.17	62.86	828.12
13.98	8.84	4.42	61.68	272.68
0	0.00	**Total**	**644**	**13111.78**

Tableau III. 15 : Calcul des volumes des pierres, talus aval (e= 0.4m)

Hauteur	S (m^2)	S_{moy}(m^2)	L (m)	V (m^3)
0	0.00	7.39	22.51	166.28
11.68	14.77	19.01	20.85	396.26
18.37	23.24	27.42	20.58	564.24
24.98	31.60	39.63	57.15	2264.84
37.68	47.66	51.58	35.79	1846.16
43.88	55.50	55.63	58.5	3254.40
44.08	55.76	55.57	117.67	6538.63
43.78	55.38	54.18	69.48	3764.16
41.88	52.97	51.46	29.08	1496.36
39.48	49.94	42.48	87.83	3730.64
27.68	35.01	26.35	62.86	1656.24
13.98	17.68	8.84	61.68	545.36
0	0.00	**Total**	**644**	**26223.57**

III.9 Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne le coût des deux variantes étudiées :

Tableau III. 16 : Coûts des différentes variantes étudiées

Variante	Matériaux	Quantité (m^3)	Prix unitaire (DA/m^3)	Coût (MDA)	Coût total (MDA)
homogène	Recharge (Argile)	2501059.3	500	1250.530	1316.994
	Enrochement (rip-rap)	26984.9	700	18.889	
	Sables	13492.45	800	10.794	
	Graviers	13492.45	800	10.794	
	Pierres (talus aval)	22976.81	700	16.084	
	Filtres et drains	12378.72	800	9.903	
zoné	Noyau	471048.27	500	235.524	1318.124
	Recharge (alluvions)	2030011	500	1015.006	
	Encochement (Rip-rap)	26223.57	700	18.356	
	Sables	13111.78	800	10.489	
	Graviers	13111.78	800	10.489	
	Pierres (talus aval)	26223.57	700	18.356	
	Filtres et drains	12378.72	800	9.903	

❖ **Comparaison des deux variantes :**

Selon le tableau (III.16), la première variante est la plus rentable. Cependant, le choix de la variante tient compte aussi de la disponibilité des matériaux sur le site. Dans notre cas, nous disposons d'assez d'argiles pour construire une digue homogène. Ainsi, nous choisissons une digue en terre homogène en nous basant sur l'analyse économique et l'étude de la zone d'emprunt.

Conclusion :

Après avoir comparé les deux variantes possibles pour construire le barrage, nous avons choisi un barrage en terre homogène. Ce type de barrage constitué d'un seul matériau, assure à la fois l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

Ce choix est motivé par des raisons techniques et économiques, car il présente des avantages tels que la simplicité de conception, la facilité de mise en œuvre et le faible coût de construction.

Chapitre IV

Conception détaillée de la digue

Introduction :

Lorsque de la variante de la digue est déterminé, nous devons réaliser une conception détaillée de la digue, qui comprend tous les éléments nécessaires pour garantir son bon fonctionnement. Nous devons notamment étudier les infiltrations d'eau à travers la digue et sa stabilité face aux différentes sollicitations.

Ces études nous permettront de confirmer le choix de la digue homogène et de définir ses dimensions et ses caractéristiques.

IV.1 Détail constructif de la digue :

Le profil général de la digue est présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 1 : Profil général de la digue

Désignation	**Valeur**	
Revanche	1.4 m	
Hauteur de la digue	45.1 m	
Longueur en crête	644 m	
Largeur en crête	10 m	
Classification de l'ouvrage	III	
Pente des talus	Talus amont	3
	Talus aval	2.5

IV.2 Protection du remblai :

La protection du remblai a pour objectif de prévenir les dégradations causées par l'action mécanique des eaux sur les talus de la digue. Il s'agit notamment de :

- Protéger le talus amont contre le batillage provoqué par les eaux de la retenue, en choisissant une revanche adaptée.
- Protéger le talus aval contre le ravinement causé par les eaux de ruissellement, en utilisant des matériaux résistants à l'érosion.

IV.2.1 Revanche :

Un barrage en remblai ne peut pas résister à la surverse ou au déferlement de vagues au-dessus de la crête. La crête et le talus aval seraient alors rapidement érodés, ce qui pourrait entraîner la formation d'une brèche.

Pour éviter ce risque, il faut dimensionner correctement l'évacuateur de crues pour que le niveau des plus hautes eaux soit nettement inférieur à celui de la crête du remblai.

Il faut aussi prévoir une revanche suffisante entre le niveau des plus hautes eaux et la cote de la crête pour empêcher le déferlement de vagues.

Dons notre cas la revanche est égale à : $R = 1.4m$

IV.2.2 Revêtement des talus :

La protection des talus des barrages en terre a pour but de prévenir l'érosion causée par les vagues et les pluies. Le choix et la conception du revêtement dépendent de plusieurs facteurs, tels que :

1. L'amplitude de la vague.
2. Les variations du niveau du barrage.
3. Matériaux de construction.
4. Le climat de la région.
5. L'importance de l'ouvrage.

Les revêtements les plus courants pour les barrages en terre sont :

- L'enrochement sur des couches de filtre.
- La végétation (gazon).

Le type de revêtement doit être déterminé par une analyse technico-économique, en utilisant au maximum les engins et les matériaux locaux, en considérant le type de sol, le corps de la digue, l'agressivité de l'eau et la durabilité du revêtement selon les conditions d'exploitation.

L'épaisseur de l'enrochement doit être validée en tenant compte des risques d'érosion de la surface du talus sous l'effet des vagues, du déplacement des gros blocs rocheux, d'un certain tassement du matériel du revêtement, ainsi que de l'expérience acquise dans l'exploitation de revêtements similaires.

Les caractéristiques des revêtements des talus sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau IV. 2 : Détail de revêtement des talus

Talus amont	Rip-rap	$e = 40\ cm$
Talus aval	Pierres	$e = 40\ cm$

IV.3 Protection de la crête :

Le revêtement de la crête doit être de bonne qualité pour garantir sa stabilité. Il doit être composé de matériaux qui ne se dégradent pas au contact de l'eau et qui résistent au passage des véhicules.

On utilise pour cela une couche d'asphalte de 20 cm d'épaisseur. La crête doit avoir une forme de toit avec des pentes régulières de 2 ‰ vers l'amont et l'aval, pour éviter la stagnation de l'eau.

IV.4 Bermes :

Les bermes sont des éléments qui renforcent la stabilité et la protection des barrages de grande hauteur (plus de 15m).

Elles ont aussi des avantages pratiques pour la construction et la circulation des engins.

Leurs dimensions sont de 2m à 4m de largeur, avec des pentes de 2 ‰ vers le bas du talus aval pour drainer les eaux de pluie par des rigoles latérales. Elles sont espacées verticalement de 10 à 15m.
On disposera deux bermes pour chaque talus.

Tableau IV. 3 : Les détails des bermes.

Bermes	Talus amont	Talus aval	Largeur	Pente
1ére berme	272 NGA	272 NGA	3m	2 ‰
2eme berme	287 NGA	287 NGA	3m	2 ‰

IV.5 Drains et filtres :

IV.5.1 Les drains :

Le système de drainage comprend deux parties fondamentales : de réception et d'évacuation. Les conditions de drainage sont :

– Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.

– Ne pas permettre l'effet de renard ; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.

– On doit contrôler son fonctionnement. Pour notre cas, on a proposé un tapis drainant.

Le tapis de drainage est le plus adapté à notre digue, car d'une part, il sert à abaisser la ligne phréatique à l'intérieur du massif, et d'autre part, il intercepte les infiltrations à travers la fondation lorsqu'elle n'est pas complètement imperméable.

Tableau IV. 4 : Dimensions du tapis drainant.

Longueur	123 m
épaisseur	0.5 m
Largeur	201.28 m

IV.5.2 Les filtres :

Les filtres sont des couches de sols plus grossiers que le sol à protéger, qui empêchent le passage des particules fines sous l'effet de l'eau infiltrée.

Ils sont utilisés pour éviter le renard, qui est la dégradation du sol par érosion interne. Ils servent aussi de drain pour évacuer l'eau excédentaire.

Les filtres doivent être conçus selon des critères de perméabilité, de finesse, de stabilité et de durabilité.

IV.5.2.1 Calcul des filtres :

Les filtres sont des matériaux perméables qui empêchent le passage des particules fines du sol. Ils sont disposés en couches de plus en plus grossières dans le sens de l'écoulement de l'eau. Chaque couche doit filtrer les particules de la couche précédente.

❖ **Détermination de la courbe granulométrique des filtres :**

Selon les critères suivants :

$$12 < \frac{F_{15}}{B_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{F_{50}}{B_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

F_{15}, F_{50} : Diamètre de filtre.

B_{15}, B_{50} : Diamètre du sol à protéger.

➢ **Granulométrie du sol à protégé :**

$B_{15} = 0.0057\ m$;

$B_{50} = 0{,}035\ m$;

$B_{85} = 0{,}280\ mm$

➢ **La première couche du filtre :**

C'est entre les terres du corps du barrage et la première couche du drain, aux limites suivantes :

$0{,}068\ mm < F_{15} < 0{,}228 mm$;

$0{,}420\ mm < F_{50} < 2{,}030\ mm.$

La courbe granulométrique moyenne donne les dimensions suivantes :

$B_{15} = 0.148\ m$;

$B_{50} = 1.225\ mm.$

$B_{85} = 2.300\ mm$

- **La deuxième couche de filtre :**

On la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$1.776\ mm < F_{15} < 5.920\ mm$;

$14.700\ mm < F_{50} < 71.050\ mm.$

- **Vérification des règles de filtre :**

Selon les conditions de terzagui :

$$\frac{F_{15}}{B_{15}} > 4 > \frac{F_{15}}{B_{85}}$$

- Pour la première couche de filtre :

Tableau IV. 5 : Récapitulatif des résultats de la 1ére couche de filtre

F_{15} (mm)	B_{15} (mm)	B_{85} (mm)	$\frac{F_{15}}{B_{15}}$	$\frac{F_{15}}{B_{85}}$
0.148	0.0057	0.280	25.96	0.53

La condition est vérifiée

- Pour la deuxième couche de filtre :

Tableau IV. 6 : Récapitulatif des résultats de la 2eme couche de filtre

F_{15} (mm)	B_{15} (mm)	B_{85} (mm)	$\frac{F_{15}}{B_{15}}$	$\frac{F_{15}}{B_{85}}$
3.848	0.148	2.300	26.20	1.67

La condition est vérifié

En conclusion on prévoit deux couches de filtre :

- Une couche de sable d'épaisseur de 15 cm.
- Une couche de gravier d'épaisseur de 15 cm.
- L'enrochement d'épaisseur de 20 cm.

IV.6 La clé d'étanchéité :

Pour assurer l'imperméabilité et la stabilité du remblai, il faut prévoir une clé d'étanchéité qui suit le profil du sol argileux.

La clé d'étanchéité est faite du même matériau que le remblai imperméable.

La profondeur de la clé d'étanchéité depuis le sol naturel ne dépasse pas souvent les 8m (profondeur de fouille), dans notre cas la profondeur sera de 3m.

La clé d'étanchéité a des talus avec une pente de m=1.0

IV.7 Etude des infiltrations :

Dans L'eau de la retenue s'infiltre dans le barrage en terre et dans le sol en aval. Cela entraîne une perte d'eau et une instabilité du barrage.

On distingue deux sortes d'infiltrations :

- **Les fuites diffuses :** elles sont dues à un remblai trop poreux et elles réduisent la capacité du barrage.
- **La surélévation de la ligne de saturation :** elle est due à un remblai trop imperméable et elle menace la solidité du talus aval et favorise les renards, qui sont des cavités creusées par l'eau dans le remblai.

Pour étudier les infiltrations, il faut connaître la ligne de saturation, la pression de l'eau interstitielle et le débit de fuite.

IV.7.1 Tracé de la ligne de saturation :

Le tracé de la ligne de saturation est nécessaire pour calculer les débits de fuite à travers le corps de barrage afin d'éviter que l'eau ne sorte du talus aval.

La ligne de saturation a une forme parabolique, dont l'équation est :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad \text{(IV.1)}$$

$$y_0 = \sqrt{y^2 + x^2} - x \quad \text{(IV.2)}$$

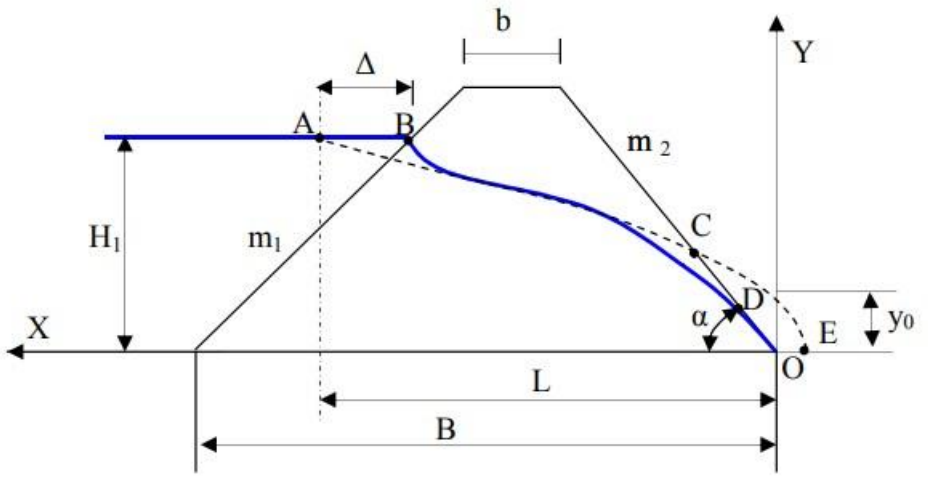


Figure IV. 2 : Schéma de de la ligne de saturation

On calcule la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante au niveau normal de la retenue (NNR).

Le point d'intersection : $y = H1 = 41m$ et $x = L = B - b = 258.1 - 123 = 135.1m$

Au limite : $x = d = 135.1 + 0.3 \times 123 = 172\ m$ et $y = H_1 = 41m$

$y_0 = \sqrt{H_1^2 + d^2} - d = 4.82\ m$

De l'équation (IV.1) : $y = \sqrt{2y_0x + {y_0}^2}$ ..... (IV.3)

$y = \sqrt{9.64x + 23.23}$

L'intersection avec le talus aval :

On a $\alpha = \tan^{-1}(m)$ avec m=2.5
$\alpha = 68.2°$

$30° \leq \alpha \leq 180°$

$\Delta l_2 = y_0 \frac{a}{1-\cos\alpha}$ ..... (IV.4)

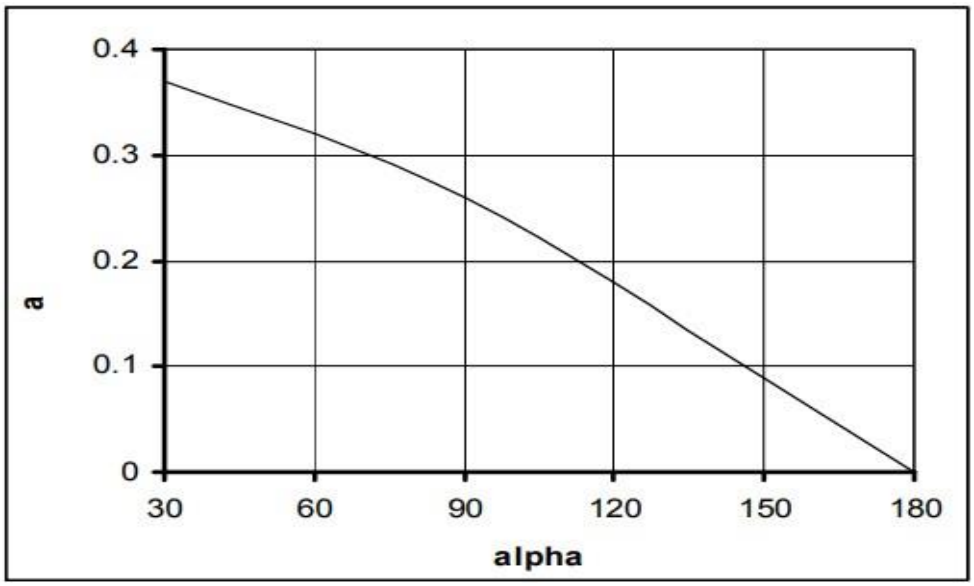


Figure IV. 3 : Courbe de casagrande des variations de a en fonction de l'angle α

$\alpha = 68.2° \rightarrow a = 0.31$
$\Delta l_2 = 2.38\ m$

$a = \frac{\Delta l_1}{\Delta l_1 + \Delta l_2}$ ..... (IV.5)

$\rightarrow \Delta l_1 = \frac{a\Delta l_2}{1-a} = 1.07\ m$

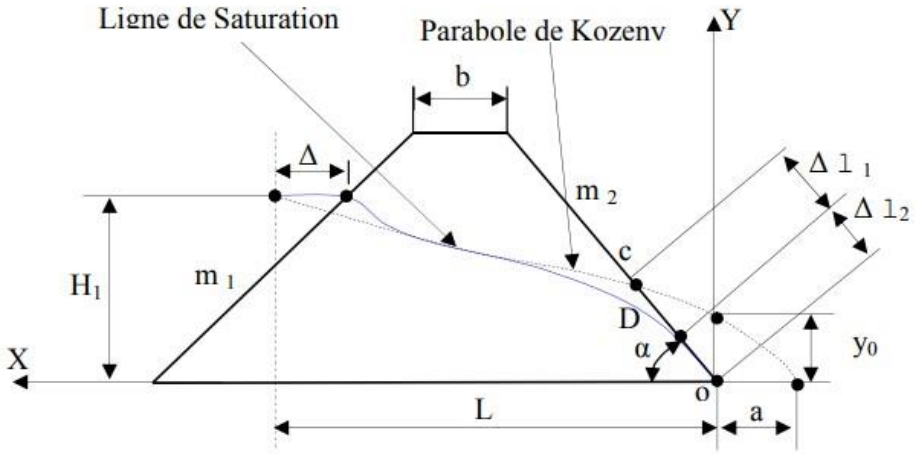


Figure IV. 4 : Les points d'intersection de la courbe de Kozeny avec le talus aval

Tableau IV. 7 : Coordonnées des points d'intersection avec le talus aval

Point	x	y
C	0.88	2.21
D	1.28	3.20

IV.7.2 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue :

La loi de Darcy nous a permis de déterminer le débit de fuite à travers la digue :

$q = K.I.A$ ..... (IV.6)

q: débit d'infiltration spécifique en $m^3/s/ml$.

K :La perméabilité en m/s. ($K = 5.10^{-9} m/s$)

I : gradient hydraulique, donné par : $I = \frac{dy}{dx}$

A : section d'infiltration, donnée par : $A = y.1$

Donc : $q = K.y.\frac{dy}{x}$ ..... (IV.7)

Avec : $y\frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q = K.y_0$ ..... (IV.8)

Le débit de fuite à travers la digue sera :

$Q = q.L$ ..... (IV.9)

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant

Tableau IV. 9 : Débit de fuite à travers la digue

K (m/s)	Y_0 (m)	q (m^3/s/ml)	Q (m^3/s)	Q (m^3/an)
5.10^{-9}	4.82	2.41×10^{-8}	6.2×10^{-6}	195.52

IV.7.3 Calcul du débit de fuite à travers la fondation :

Le débit d'infiltration à travers la fondation sera déterminé par la loi de Darcy :

$q_n = K.I.A$ ..... (IV.10)

K : La perméabilité en m/s, ($K = 4 \times 10^{-8}\ m/s$)

I : Gradient hydraulique, donné par : $I = \frac{H}{L}$

H : Charge d'eau dans retenue en m ; $H = 41\ m$

L : L'emprise de barrage en m ;

A : Section d'infiltration, elle est donnée par : $A = T.1$;

T : Profondeur du sol de fondation perméable ; $T = 3\ m$

D'où :

$q = K.\frac{H}{L}.T$ .....(IV.11)

$$q = 4 \times 10^{-8} \times \frac{41}{258.1} \times 3 = 1.9.10^{-8}\ m^3/s/ml$$

Le débit de fuite à travers la fondation sera :

$Q = q.L$ ..... (IV.12)

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau IV. 10 : Débit de fuite de la fondation

K (m/s)	q ($m^3/s/ml$)	Q (m^3/s)	Q (m^3/an)
4×10^{-8}	1.9×10^{-8}	4.9×10^{-6}	154.53

IV.7.4 Calcul du débit total de fuite à travers le barrage (digue + fondation) :

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

Tableau IV. 11 : Débit de fuite total

Digue	Fondation	Total
195.52	154.53	350.05

IV.8 Etude de stabilité :

La valeur du coefficient de sécurité indique le degré de stabilité d'un talus. Cette valeur mesure la réduction possible de la résistance au cisaillement du sol avant que le sol ne glisse le long de la surface la plus critique.

Le coefficient de sécurité final dépend de plusieurs facteurs :

- Les caractéristiques mécaniques du sol, déterminées par l'investigation géotechniques, qui correspondent aux états de charge à considérer lors de la conception du talus.
- La méthode de calcul de stabilité employée pour évaluer le coefficient de sécurité.
- La précision avec laquelle on estiment les valeurs des pressions interstitielles (pressions des pores) et leur mode d'application dans la méthode d'analyse de la stabilité choisie.

Le calcul de stabilité du talus a pour objectif de trouver le coefficient de sécurité minimal qui assure le bon fonctionnement de l'ouvrage et qui soit le plus économique.

IV.8.1 Hypothèses de calcul de stabilité de la digue :

Pour analyser la stabilité des talus sur la fondation, il n'existe pas de méthode globale qui permette de calculer la stabilité d'un tel système sans faire des hypothèses.

On doit donc définir la forme de la surface de rupture le long de laquelle le glissement peut se produire. On adopte généralement, une surface cylindrique circulaire à axe horizontal, qui se présente comme un cercle appelé cercle de glissement dans une coupe verticale de la digue. Cette hypothèse correspond bien à ce qu'on a pu observer sur les glissements de talus.

A partir de cette hypothèse, on divise le terrain en tranches verticales de petite épaisseur adjacentes et on examine l'équilibre de l'ensemble ; à la limite du glissement le long du cercle ; on sait que le barrage et sa fondation quand elle est alluvionnaire, sont constitués de terres dont la résistance au cisaillement r dépend de la contrainte normale N, de la pression interstitielle U et des deux paramètres :

Cohésion C et angle de frottement interne φ, selon la relation suivante :

$$r = C + (N - U)\,\varphi \quad \text{(IV.13)}$$

On peut choisir différentes méthodes de calcul selon les hypothèses faites sur les interactions entre tranches et sur la pression interstitielle.

La méthode la plus courante est celle de FELLENIUS.

IV.8.2 Etude de l'équilibre des talus par la méthode de FELLENIUS :

Le coefficient F de sécurité au glissement est défini comme le rapport entre le moment total des forces résistantes et celui des forces motrices. Le cercle qui donne le coefficient le plus faible est le cercle critique. Il correspond au coefficient de sécurité du talus.

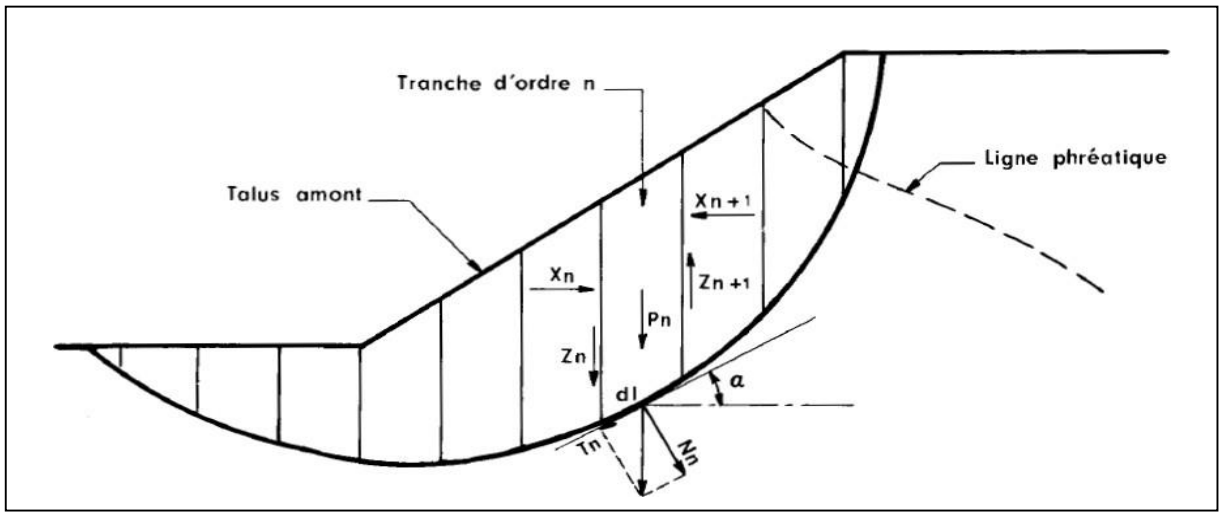


Figure IV. 5 : Le cercle de glissement par la méthode des tranches

Selon la méthode de FELLENIUS, il faut faire le bilan des forces pour une tranche (i) du cercle de glissement le plus défavorable, qui comporte les sollicitations suivantes :

- Poids de la tranche Wi : qui inclut le sol et l'eau en présence de la ligne phréatique.
- Les forces de réaction du sol de composante tangentielle et normale.
- Les pressions interstitielles.
- Les forces d'interaction sont ignorées, cela veut dire :

$$X_{n+1} - X_n = 0$$

$$Z_{n+1} - Z_n = 0$$

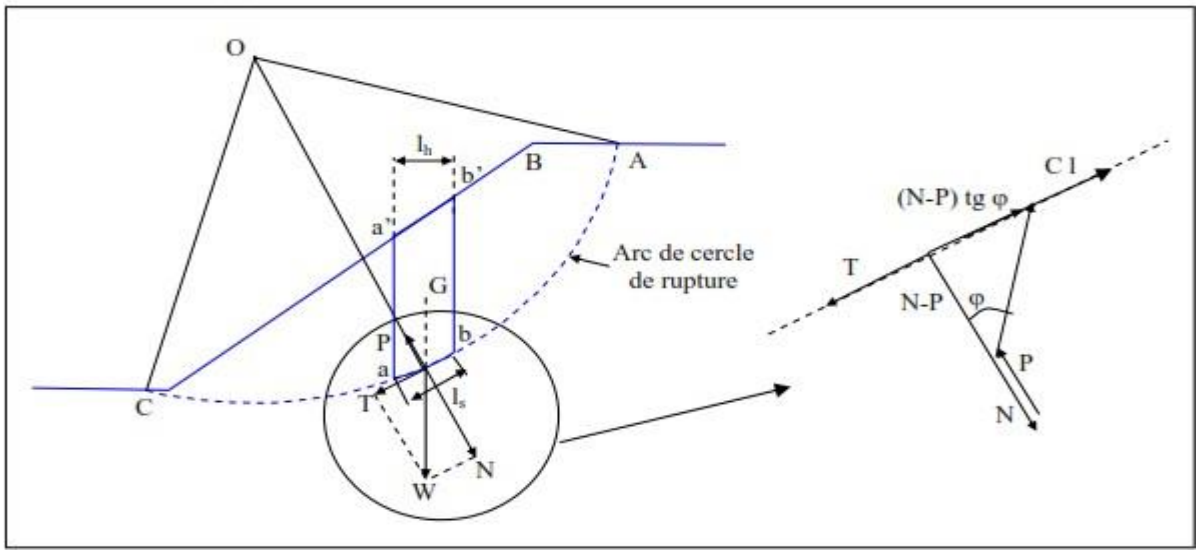


Figure IV. 6 : Les forces agissantes sur une tranche selon la méthode de FELLENIUS

Pour trouver le cercle critique, FONDEEV conseille de suivre quelques étapes pour placer le centre de glissement dans une zone bien définie.

IV.8.3 Détermination de la zone du cercle critique selon le principe de FONDEEV :

Le tracé et la localisation du centre du cercle critique sont effectués de la manière suivante :

- Tracer le profil en travers du barrage à l'échelle.
- Tracer deux lignes au milieu du talus, l'une est verticale et l'autre faisant un angle de 85° avec le talus considéré.
- Tracer les arcs de deux cercles de rayons, R_{min} et R_{max} donnés par :

  $R_{min} = K_1 H_b$

  $R_{max} = K_2 H_b$

  Avec :

  H_b : Hauteur du barrage, $H_b = 45.1\ m$.

  K_1, K_2 : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant

Tableau IV. 12 : Détermination des rayons max et min en fonction des pentes du talus

Fruit de talus	1	2	3	4	5	6
$k_1 = R_{min}/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$k_2 = R_{max}/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Pour notre barrage, les valeurs sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV. 13 : Valeurs des R_1 et R_2

Talus	**Pente du talus**	**K_1**	**K_2**	**R_{min} (m)**	**R_{max} (m)**
Amont	3	1	2.3	45.1	103.7
Aval	2.5	0.875	2.025	39.46	91.3

La zone des cercles (centres des cercles) est obtenue en intersectant R1 et R2 avec les deux lignes précédentes.

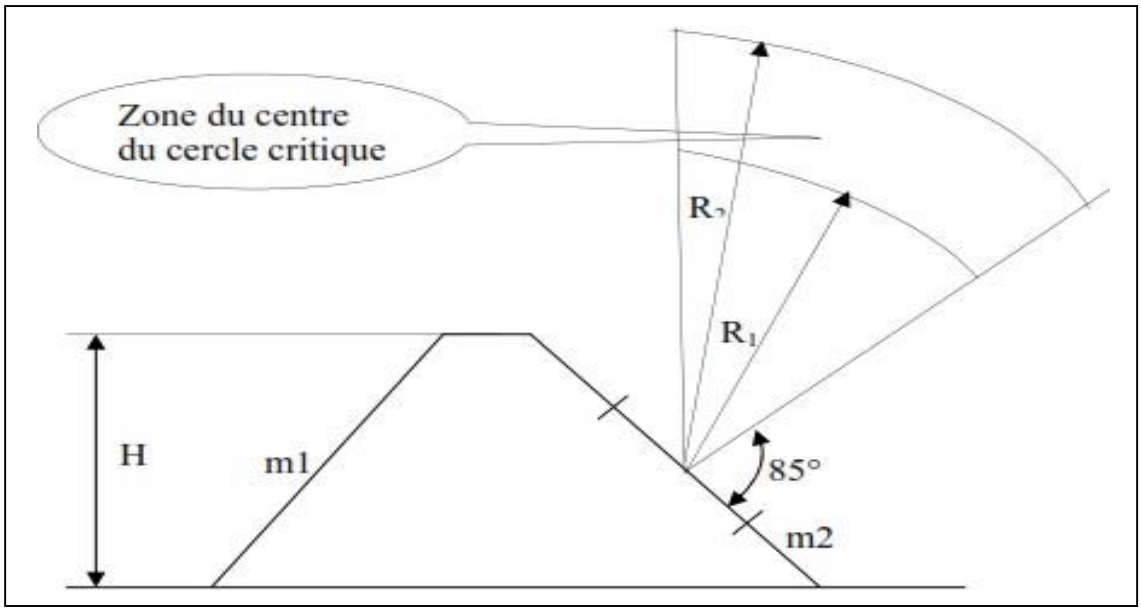


Figure IV. 7 : Zone du centre du cercle critique selon le principe de FONDEEV

- Indiquer le centre « O » et tracer un cercle de glissement qui doit être dans la limite du talus.
- Découper la zone de glissement en tranches verticales d'épaisseur b=0.1R.

IV.8.4 Les forces agissant sur une tranche :

1- Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

Pour chaque tranche, la force de pesanteur est appliquée au centre de gravité, qui peut être calculée à l'aide de la formule suivante :

$G_i = b \sum (\gamma_i h_i)$ .....(IV.14)

G_i : Poids propre de la tranche.

b : Largeur d'une tranche (b=0.1R).

h_i : Hauteurs des tranches.

γ_i: La densité du massif correspondante (en dessous et au-dessus de la ligne de saturation, respectivement la densité à l'état saturé et la densité sèche).

L'expression suivante est utilisée pour calculer le poids volumique apparent du sol d'humidité naturelle :

$\gamma = (1 - n)\, \gamma_s\, (1 + \omega)$ .....(IV.15)

γ_s: Le poids volumique du sol.

: La teneur en eau.

n: La porosité du sol .

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$\gamma_{sat} = (1-n)(\gamma_s - \gamma_w)$ .....(IV.16)

γ_w: Poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'une vidange rapide, nous utilisons le poids volumique déjaugé qui est donné par la formule ci-après :

$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ ..... (IV.17)

Avec : $\gamma_w = 1\ t/m^3$

Le poids « Gi » étant une force qui présente deux composantes :

$N_n = G_i \cos\alpha = b\gamma \sum h_i \cos\alpha$ .....(IV.18)

$T_n = G_i \sin\alpha = b\gamma \sum h_i \sin\alpha$ .....(IV.19)

N_n : Composante normale stabilisatrice.

T_n : Composante tangentielle déstabilisatrice.

$$\sin\alpha = \frac{Numéro\ d'ordre\ de\ la\ section}{Nombre\ total\ des\ tranches}$$

$$\cos\alpha = \sqrt{1-\sin^2\alpha}$$

2- Force de pression interstitielle :

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

$U_i = \gamma_w . h . dl$..... (IV.20)

dl : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche, elle est donnée par :

$$dl = \frac{b}{\cos\alpha} = \frac{2\pi.R.\theta}{360} \quad \text{..... (IV.21)}$$

θ : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

3- Force de cohésion :

$F_c = C.dl$ ..... (IV.22)

C : Cohésion du sol considéré

4- Force de frottement :

La contrainte est donnée par :

$\tau = (\sigma_N - U)\ tg\varphi$ ..... (IV.23)

En multipliant la contrainte par la surface, on obtient la force de frottement donnée par :

$F_f = (\sigma_N . dl - U.dl) = (N_n - U_i dl)$ .....(IV.24)

φ: Angle de frottement interne.

5- Force de séismique :

Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et causées par l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = \frac{1}{R} G_i . d_{ni} . a \quad \text{.....(IV.25)}$$

G_i : poids de la tranche.

a : Coefficient de séisme.

d_{ni}: La distance qui sépare le centre de gravité de la tranche du centre de glissement du cercle.

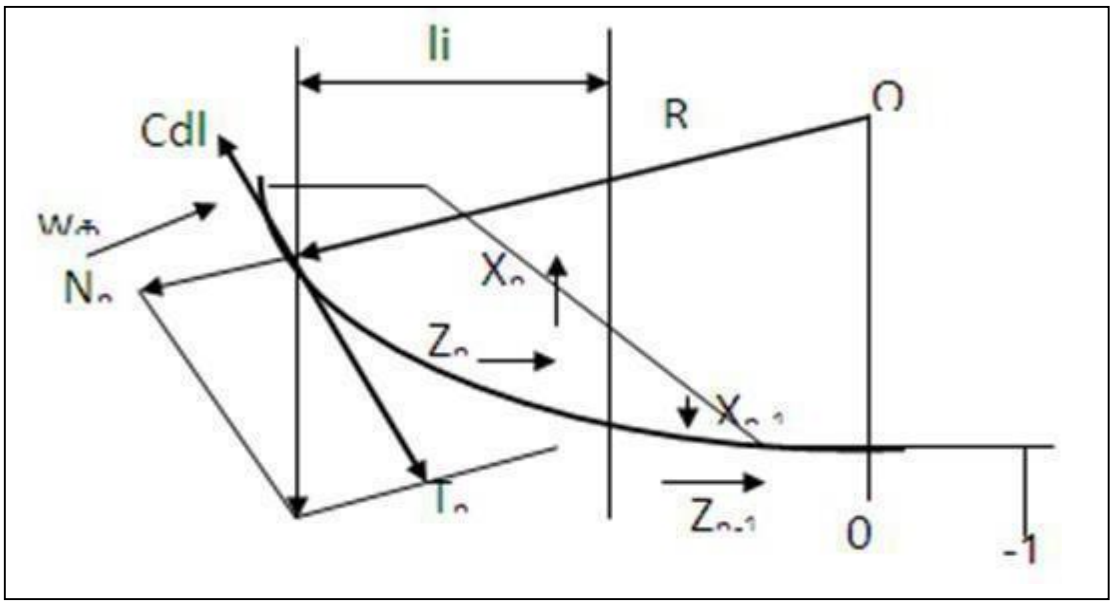


Figure IV. 8 : Schéma de calcul statique

IV.8.5 Classement des forces :

1- Les forces stabilisatrices :

Les forces qui s'opposent au glissement sont les forces dues au frottement, à la cohésion, à la composante perpendiculaire du poids de la tranche et à la pression de l'eau dans les pores. La valeur du couple exercé par ces forces sur le centre de glissement est :

$$\sum M^t_{résistant} = R \sum_{i=1}^{n} [C_i . dl_i + (G_i \cos \alpha - U_i . dl_i)] \quad \text{..... (IV.26)}$$

2- Les forces déstabilisatrices :

Les forces qui provoquent le glissement du talus sont les forces dues à la composante tangentielle (Tn) du poids (Gn). La valeur du couple exercé par ces forces sur le centre de glissement est :

$$\sum M^t_{moteur} = R \sum_{i=1}^{n} G_i \sin \alpha \quad \text{.....(IV.27)}$$

IV.8.6 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Pour savoir si l'ouvrage est stable ou pas, il faut calculer le coefficient de sécurité et le comparer à un coefficient qui est acceptable. Ce coefficient acceptable dépend de l'expérience et du type de sollicitation, normale ou exceptionnelle. Le coefficient de sécurité contre le glissement du terrain doit être plus grand ou égal au coefficient acceptable « K_{adm} » qui est donné dans ce tableau.

Tableau IV. 14 : Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1.20 :1.30	1.15 :1.20	1.10 :1.15	1.05 :1.10
Spéciales (avec séisme)	1.05 :1.10		1.05	

Le coefficient de sécurité "Ks" sera déterminé en fonction des différents types de fonctionnement du barrage :

1- Fin de construction.

2- En exploitation (barrage plein).

3- Vidange rapide.

1- Barrage vide (fin de construction) :

Le moment le plus critique est à la fin de la construction, quand les pressions de l'eau dans les pores sont très élevées, le drainage n'est pas encore fait, le calcul se base alors sur les contraintes réelles en tenant compte des densités des terres lors de la mise en place.

Le calcul concerne le talus du côté amont et du côté aval.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \quad \text{(IV.28)}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum (G_i.a.d_{ni})} = \frac{\sum G_i \cos \alpha \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha + \frac{1}{R}\sum (G_i.a.d_{ni})} \geq K_{adm} \quad \text{(IV.29)}$$

K_{ss} : Coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : Coefficient de sécurité avec séisme.

2- Barrage pleine (cas d'exploitation) :

Le calcul prend en compte les contraintes réelles en considérant le flux d'eau à l'intérieur de la digue causé par les infiltrations. Ce cas est connu pour être le plus critique pour le talus du côté aval, car il peut entraîner une rupture brutale de la digue sous la pression de l'eau.

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_n - U_i l_i)\tan\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum(G_i - U_i l_i)\cos\alpha\tan\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin\alpha} \geq K_{adm} \quad \text{(IV.30)}$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_n - U_i l_i)\tan\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum(G_i.a.d_{ni})} = \frac{\sum(G_i - U_i l_i)\cos\alpha\tan\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin\alpha + \frac{1}{R}\sum(G_i.a.d_{ni})} \geq K_{adm} \quad \text{(IV.31)}$$

3- Vidange rapide :

La vidange rapide est le cas le plus critique. Quand le niveau de l'eau baisse rapidement, il y a un écoulement variable dans la digue. L'état le plus dangereux se produit juste après la vidange, quand les pressions de l'eau dans les pores sont encore élevées, dans ce cas les forces qui s'opposent au glissement sont dues au poids saturé.

Pour ce mode de fonctionnement, nous ferons les calculs seulement pour le talus du côté amont.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \tan\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos\alpha\tan\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin\alpha} \geq K_{adm} \quad \text{(IV.32)}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \tan\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum(G_i.a.d_{ni})} = \frac{\sum G_i \cos\alpha\tan\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin\alpha + \frac{1}{R}\sum(G_i.a.d_{ni})} \geq K_{adm} \quad \text{(IV.33)}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans l'annexe C.

Pour le talus amont : (barrage vide, vidange rapide)

$K_{ss} = 1.39 > K_{adm} = 1.2$

$K_{as} = 1.2 > K_{adm} = 1$

Et pour le talus aval : (barrage vide, en exploitation)

$K_{ss} = 1.9 > K_{adm} = 1.2$

$K_{as} = 1.49 > K_{adm} = 1$

Selon ces résultats pour les diverses conditions de fonctionnement, il est établi que les pentes des talus de notre structure sont stables.

Conclusion :

Nous avons réalisé la conception détaillée de la digue du barrage, en tenant compte des caractéristiques du site et des matériaux disponibles. Nous avons défini le profil général de la digue, qui est un barrage en terre homogène construit avec un matériau suffisamment étanche (argile, limon).

Nous avons dimensionné les filtres, pour éviter le lessivage du remblai par l'eau. Nous avons étudié les infiltrations, et nous avons vérifié la stabilité des talus, qui sont les pentes de la digue, en utilisant des méthodes de calcul du moment de la force par rapport au centre de glissement.

Nous avons déterminé que la variante "digue homogène" était la meilleure option pour notre barrage car elle garantit une bonne résistance au glissement et une bonne étanchéité.

Chapitre V

Conception détaillée des ouvrages annexes

Introduction :

La construction d'un barrage nécessite aussi des structures complémentaires pour gérer le réservoir et garantir la sûreté du barrage. Ces structures complémentaires sont des structures hydrauliques qui permettent le passage de l'eau de l'amont à l'aval, par des ouvertures spécifiques, des évacuateurs, des canaux, des tuyaux, des tunnels et autres. Ces structures comprennent la vidange du fond, le captage de l'eau et le déversement des crues. La forme, la taille, la conception et la composition de ces structures dépendent du débit prévu, de la pression effective, du relief et de la géologie du site, ainsi que des conditions de construction et d'exploitation.

V.1 Vidange de fond :

Tout barrage qui représente un coût important doit avoir un dispositif de vidange. Cela concerne la plupart des barrages et des retenues collinaires qui doivent avoir une structure située au fond du réservoir et capable d'évacuer beaucoup d'eau.

La vidange de fond permet de vider totalement ou partiellement le réservoir en quelques jours, en cas de problème grave sur les structures ou pour le nettoyage de la retenue (élimination éventuelle des sédiments), de ses structures complémentaires et des parties en amont du barrage (captage, vidange, revêtement en amont du barrage).

L'entrée de la structure doit être placée, si possible, plus bas pour abaisser le niveau du réservoir. Cette structure est aussi utilisée pour fournir les débits nécessaires à la consommation et au détournement des eaux pendant la construction des retenues collinaires et des barrages ; ainsi que pour vérifier le premier remplissage du réservoir.

V.1.1 Choix de l'ouvrage de vidange :

La vidange se fait généralement par une conduite placée sous le barrage. Parfois, pour de grands ouvrages, il peut être utile de prévoir un tunnel latéral. Il existe différents types d'ouvrages de vidange, tels que :

- **Conduite de vidange en charge :**

Quand la conduite est pressurisée, il faut garantir son imperméabilité totale, car toute fuite dans le barrage en terre peut provoquer des pressions interstitielles dangereuses ou causer la formation de cavités. On utilise souvent une conduite en acier enrobée de béton armé ou une conduite en tôle sous le remblai.

- **Conduites à écoulement libre :**

Pour les ouvrages assez importants, ou s'il y a risque de déplacement de sédiments à travers la vidange, on utilise des conduites de vidange à écoulement libre.

Il est possible que la conduite soit constituée :

D'un tube en acier de grand diamètre ou d'une canalisation en béton de forme galerie ou ovoïde.

♦ **Choix de la variante :**

Notre projet a une retenue de classe III, donc l'évacuation de l'eau n'a pas besoin d'être très importante. Une conduite sous pression peut suffire pour acheminer les eaux. La solution retenue pour l'ouvrage est celle d'une conduite sous pression.

♦ **Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange :**

- Il faut à la fois une protection en amont pour éviter les problèmes liés au déplacement de sédiments (obstruction), et aussi un dispositif de dissipation d'énergie en aval pour prévenir les érosions.
- Il faut assurer une bonne stabilité pour la conduite.
- Il faut déterminer le nombre et l'emplacement des vannes nécessaires selon le type des conduites, leurs diamètres, la pression en amont du barrage et le volume stocké.

I.1.2 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

Le débit volumique reste constant entre la surface S à l'entrée et la sortie de la conduite, car l'écoulement est homogène et sans compression. Le niveau d'eau H baisse au cours de l'écoulement donc change avec le temps. Il se calcule par conservation du débit à l'altitude H et au point de vidange. La formule du débit est la suivante :

$$Q = \frac{dV}{dt} \quad \text{(V.1)}$$

Avec :

$$Q = \mu A\sqrt{2gH} \quad \text{(V.2)}$$

$$dV = SdH \quad \text{(V.3)}$$

En remplaçant l'équation (V.2) et (V.3) dans l'équation (V.1), on obtient :

$$Qdt = -SdH \quad \Longrightarrow \quad \mu A\sqrt{2gH}dt = -SdH \quad \text{(V.4)}$$

Avec :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum\zeta+\lambda\frac{L}{D}}} \quad \text{(V.5)}$$

$$\lambda = \frac{0.021}{D^{0.3}} \quad \text{(V.6)}$$

μ : Coefficient de débit ;

A : surface de la vanne (m²) ; $A = \pi D^2/4$

H : dénivellation de l'eau (m) ; H = Zi – Z0

Z_i : cote initiale dans le réservoir ;

Z_0 : cote dans l'axe de la vanne ;

$\Sigma\zeta$: somme de coefficient de perte de charge = 1.6 ;

λ : coefficient de perte par friction ;

L : longueur du tuyau (m) ; $L = 270m$

D : diamètre (mm) ;
S : surface du plan d'eau (de la courbe capacité hauteur) (m²) ;

dH : variation de hauteur (m).

On obtient l'équation de la courbe de tendance de la surface en fonction de la hauteur, représentée dans la figure ci-dessous :

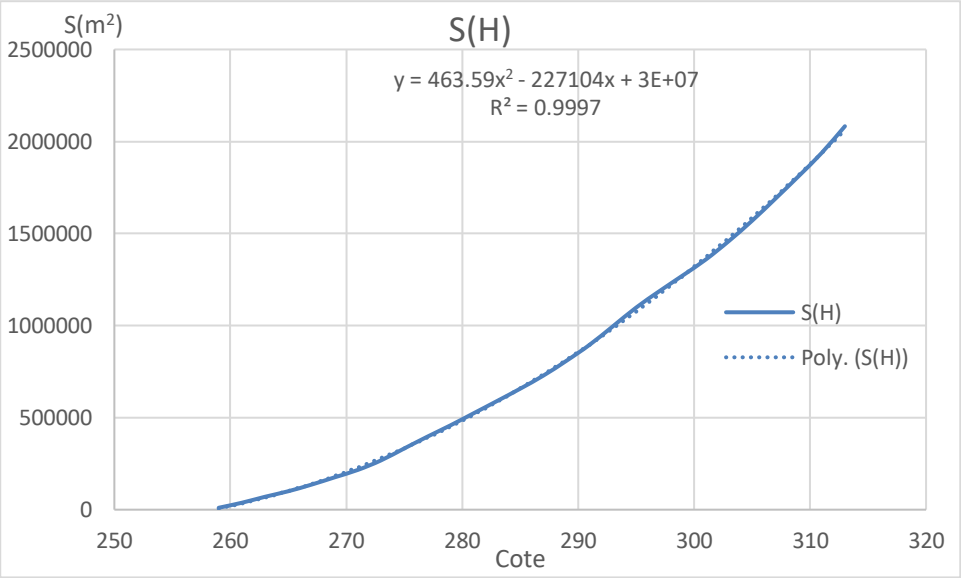


Figure V. 1 : Courbe de tendance de la courbe surface-hauteur

En intégrant l'équation (V.4), on obtient :

$$\int_0^T Qdt = -\int_{270}^{298} Sdh \ldots\ldots\ldots\

Tableau V.1 : Temps de vidange pour différents diamètres

Diamètres (mm)	Temps de vidange (h)
400	810
600	289.7
800	140.5
1000	81
1200	52
1500	30.5

Tableau V. 2 : Calcul des débits et des vitesses

Diamètres (mm)	Temps de vidange (h)	Section (m^2)	Débit (m^3/s)	Vitesse (m/s)
400	810	0.13	0.64	4.92
600	289.7	0.28	1.79	6.39
800	140.5	0.50	3.69	7.38
1000	81	0.79	6.40	8.10
1200	52	1.13	9.97	8.82
1500	30.5	1.77	16.98	9.59

On opte pour deux conduites de diamètre Ø800, pour un temps de vidange de 60h15min. Le débit évacué aura une vitesse de $\mathbf{7.38}\ \boldsymbol{m/s}$.

V.2 La prise d'eau :

La prise d'eau peut être placée au fond du réservoir. Elle peut être un simple branchement à la fin aval de la conduite de vidange.

Elle est souvent associée à l'ouvrage de vidange, sauf si la prise se fait par aspiration ou par siphonage par-dessus le barrage.

Cet ouvrage permet de fournir le débit maximal de la demande entre le niveau normal du réservoir et le niveau des plus basses eaux. Il achemine l'eau de consommation vers l'aval ou vers un canal situé sur l'une des rives de la vallée, destiné à l'irrigation ou à l'eau potable.

V.2.1 Choix de l'ouvrage de prise d'eau :

La prise d'eau est un dispositif qui permet de capter l'eau du réservoir pour des usages divers.

Il existe plusieurs types d'ouvrages de prise d'eau, tels que :

- **Prise d'eau en charge :**

Ce type consiste en une conduite enfouie en tôle ou en acier recouvert de béton. Il est très économique, car il permet une prise d'eau avec peu de perte de charge et regroupe les éléments de commande au pied aval du barrage. De plus, il fonctionne en lien avec la vidange et il maintient un seul niveau de prise.

- **Prise d'eau flottante :**

Dans ce cas, les ouvrages de prise d'eau et de vidange sont distincts, et le prélèvement d'eau se fait à une profondeur fixe. Cependant, le coût de cet ouvrage est très élevé et il nécessite des mécanismes assez complexes qui demandent un entretien régulier des pièces hydromécaniques.

- **Tour de prise :**

La tour de prise permet de collecter à plusieurs niveaux et de séparer les fonctions (prise vidange), mais elle est plus coûteuse en termes économiques (tour + passerelle), et elle est sensible aux vibrations dues aux séismes.

- **<u>Choix de la variante :</u>**

On choisit de combiner la prise d'eau avec la vidange de fond pour réduire les coûts. Donc la solution retenue est la conduite sous pression.

V.2.2 Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de la prise d'eau dépend de la demande en eau pendant la consommation maximale. Comme cette retenue est destinée à l'irrigation, la consommation la plus élevée est celle du mois de Juillet : $Vmax = 0.525$ hm^3.

$$Q_{max} = \frac{Vmax}{T} \quad \text{(V.8)}$$

T : temps de prise (T= 22 jours, chaque jour 8 h de fonctionnement).

$Q_{max} = 828$ l/s

$Q = \mu A\sqrt{2gH}$

μ: Coefficient de débit ;

A : section de la conduite en m²

H : charge d'eau minimale (m), $H = 28\ m$

La surface est : $S = 0.152\ m^2$

Le diamètre de la conduite est $D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 0.44$ m

On prend un diamètre de 500mm (Ø500).

La conduite de vidange de fond a le diamètre le plus large, donc vous la utiliserez pour deux choses : vider et prendre l'eau. Par conséquent, nous avons opté pour un diamètre de 800 mm (Ø 800).

V.3 Ouvrages d'évacuateur de crue :

L'évacuateur de crue est un élément essentiel pour la sûreté d'un barrage. En effet, il permet d'évacuer les débits de crue en toute sécurité et d'éviter ainsi une submersion qui pourrait être catastrophique.

Les ouvrages d'évacuateur de crue sont des structures complémentaires aux barrages, qui permettent de restituer les débits de crues excédentaires (non retenus dans le réservoir) à l'aval du barrage.

Ces structures sont primordiales pour la sécurité du barrage, car elles doivent empêcher le débordement de l'eau par-dessus la digue et la formation d'érosions à l'aval de la digue dans la zone de rejet dans l'oued.

V.3.1 Différents types d'évacuateurs de crue :

Les évacuateurs de crue sont des structures qui permettent de réguler le niveau d'eau dans le réservoir d'un barrage et d'éviter les risques de débordement ou de rupture. Selon leur mode de fonctionnement hydraulique, on peut distinguer deux groupes d'évacuateurs de crue : les évacuateurs de surface et les évacuateurs en charge.

- **Evacuateurs de surface :**

C'est le type le plus largement utilisé et le plus fiable. Le seuil est le point de départ de l'évacuateur de surface. L'eau passe par ce seuil dans un canal à faible pente qui la dirige vers l'aval de la digue.

Le coursier est suivi par l'eau, dont la pente compense la différence de niveau entre le réservoir et l'oued à l'aval.

Le coursier se termine soit directement dans l'oued (avec une faible différence de niveau), soit dans un bassin d'amortissement (avec une forte pente).

Il existe deux situations dans lesquelles l'évacuateur de surface peut être placé :

- Le déversoir latéral se trouve sur une rive située sur le côté du barrage.
- Le déversoir frontal se situe en face du barrage.

- **Evacuateur en charge :**

Ils peuvent être du type siphon ou du type puits. Une structure en béton de forme circulaire est un évacuateur de puits. L'eau est évacuée par une chute verticale dans une conduite enterrée qui débouche dans un bassin de dissipation à l'aval de la digue. L'évacuateur en siphon est composé d'une seule conduite fonctionnant par aspiration. Cette conduite peut être incorporée dans la digue ou, de préférence, placée dans une tranchée latérale creusée dans la berge. Des grilles à l'entrée de l'évacuateur empêchent les corps flottants de l'obstruer.

V.3.2 Critères de choix de type de l'évacuateur de crue :

Le type d'évacuateur de crue dépend de plusieurs éléments, dont le premier est le type de barrage choisi. Il dépend aussi de :

- La nature du sol.
- Les débits à évacuer.
- La disponibilité des ressources.
- Dans la zone de rejet des eaux à l'aval, il y an une différence de niveau entre le niveau des eaux les plus hautes et celui du lit de l'oued.
- La composition des roches au niveau du site choisi.
- L'optimum économique.

V.3.3 Choix de la variante :

Le positionnement, le type et la dimension de l'évacuateur de crue sont importants pour assurer des opérations d'évacuation fiables et sûres qui correspondent aux besoins opérationnels du projet.

Dans notre cas, l'évacuateur de crue est situé dans une zone dégagée avec une pente faible et une longueur plus courte.

Par conséquent, il s'agit d'un évacuateur latéral à évacuation frontale sur la rive gauche du site choisi, où il sera fondé sur des grès, des grès marneux et des calcaires. Les profondeurs d'excavation varieront de 10 à 19 m. A noter que la plupart des matériaux fouillés conviendront à l'usage dans les recharges de la digue.

C'est la meilleure disposition du point de vue hydraulique.

V.3.4 Constitution de l'ouvrage :

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal est composé généralement des éléments suivants :

1- Canal d'approche.
2- Déversoir.
3- Chenal d'écoulement.
4- Convergent.
5- Coursier.
6- Bassin de dissipation.

V.4 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue :

Pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crue, on a besoin des données suivantes :

Tableau V. 3 : Données de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue

Paramètres	Valeurs
Débit maximum à évacuer	289.11 m³/s
Largeur déversante	40 m
Charge hydraulique au-dessus du déversoir	2.23 m

V.4.1 Canal d'approche :

En assurant un écoulement fluvial sur le seuil de déversement, le canal d'amené (canal d'approche) sert à diriger les eaux d'évacuation vers le déversoir. La section d'entrée du canal d'approche doit être convergente, donc elle est considérée comme trapézoïdale. La vitesse d'approche (Va) doit être calculée pour déterminer l'effet de l'écoulement sur le canal d'approche, et la formule suivante l'indique :

$$V_a = \frac{Qev}{S_c} \quad \text{(V.9)}$$

V_a : vitesse d'approche en (m/s)

$Q_{év}$: Débit maximum à évacuer en (m^3/s) , $Q_{ev} = 289.11\ m^3/s$

S_c : Section du canal d'approche en (m²) , $S_c = (B + b) \times H/2$

B : La largeur à l'entrée du canal. (B= $50m$)

b : Largeur du déversoir en (m) ;

H : Charge d'eau en (m), $H = h + P$;

P : Hauteur de pelle en (m) ; $(P = 3\ m)$

h : Lame déversante en (m).

$V_a = 1.23\ m/s.$

$V_a < V_{adm} = (1.8 \text{ à } 2.2)/s$ ⟹ Pas de risque d'érosion.

- **Hauteur des murs du canal d'approche :**

La hauteur du mur est donnée par la formule suivante :

$H_m = h + P + R$

h : Lame déversante en (m)

P : Hauteur de pelle en (m) ;

R : Revanche en (m), $(R = 1.4\ m)$

$H_m = 6.6\ m.$

- **Longueur du canal d'approche :**

La longueur du canal d'approche est estimée à 15 mètres en fonction de la topographie.

V.4.2 Déversoir :

Les caractéristiques de l'écoulement sont influencées par la forme du déversoir. La hauteur, la pente de la surface en amont de la section de trop-plein et la hauteur de la section de trop-plein au-dessus du sol du canal d'entrée influencent la géométrie d'un tel profil. En termes hydrauliques, il est préférable d'utiliser un profil de type USBR, qui se caractérise par une partie en amont représentée soit par une courbe simple et tangente, soit par une courbe circulaire, et par une partie en aval représentée par l'équation ci-dessous :

$$x^n = K.H_0^{n-1} \quad \text{.....(V.10)}$$

X, Y : coordonnées du profil USBR ;

K, n : paramètres dépendent de l'inclinaison en amont et de la vitesse d'approche

H_0 : charge au-dessus du déversoir en (m).

La figure suivante montre les différents paramètresdu profil USBR du déversoir.

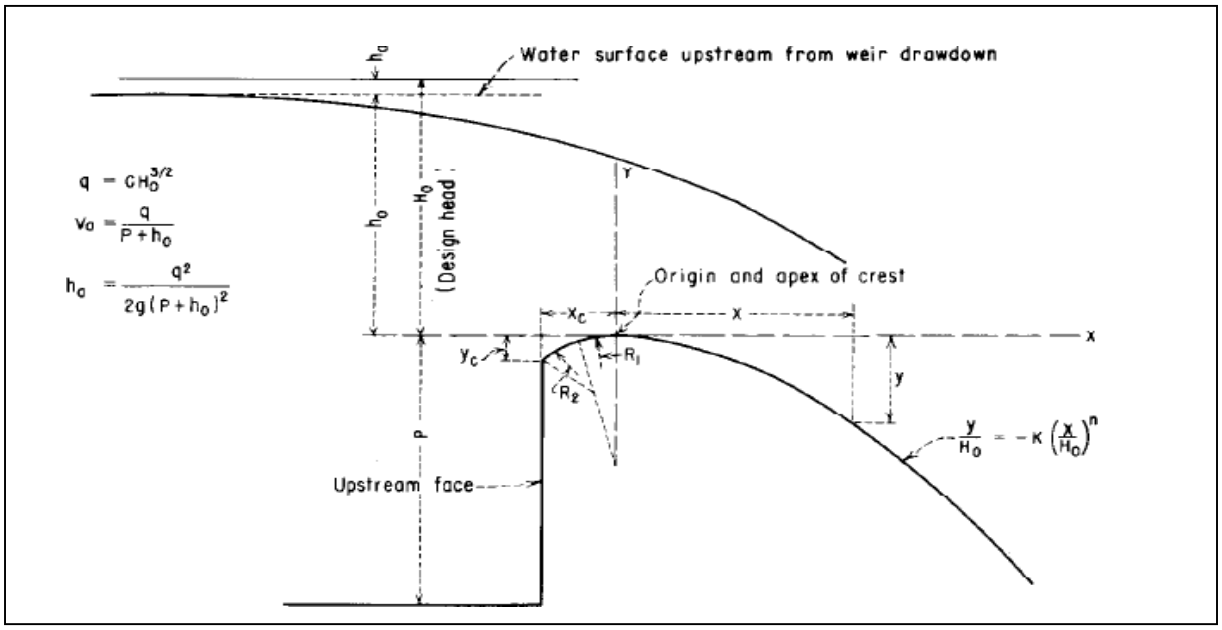


Figure V. 2 : Paramètre du profil du déversoir de type USBR (Design of Small dams)

- **Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation :**

Pour $\frac{p^*}{H} < 19$ on utilise la formule suivante :

$$R_{ac} = H_0.(1 + 0.25.\frac{p^*}{H} - 0.0004\left(\frac{p^*}{H}\right)^{2.5}) \quad \text{.....(V.11)}$$

Pour $\frac{p^*}{H} > 19$ on utilise la formule suivante :

$$R_{ac} = H_0.(2.9.\left(\frac{p^*}{H}\right)^{0.128}) \quad \text{.....(V.12)}$$

Avec :
H0 : Charge d'eau sur le déversoir (m).
P* : la hauteur du parement en aval.

- **Calcul de la hauteur du parement en aval P* :**

$$p^* = \left(y_1 + \frac{Q^2}{18.46.b^2.{y_1}^2}\right) - H_0 \quad \text{.....(V.13)}$$

Avec :
y_1: Profondeur d'eau au pied du déversoir.

$$y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{88.29.b^2}} \quad \text{.....(V.14)}$$

$y_1 = 0.84$ m
D'où : $p^* = 2.62$ m

- **Calcul du profil du déversoir :**

On a un parement vertical donc : K=2 et n=1.85

Le tableau ci-dessus présente les résultats des coordonnées du profil déversoir obtenus Par la méthode WES :

Tableau V. 5 : calcul du profil aval du déversoir par la méthode WES

x/Hd	y/Hd	Hd	X	y	Y (lame d'eau)
0	-0.755	2.23	0	-1.684	0
0.2	-0.681	2.23	0.446	-1.519	0.042
0.4	-0.586	2.23	0.892	-1.307	0.151
0.6	-0.465	2.23	1.338	-1.037	0.319
0.8	-0.32	2.23	1.784	-0.714	0.543
1	-0.145	2.23	2.23	-0.323	0.820
1.2	0.055	2.23	2.676	0.123	1.149
1.4	0.294	2.23	3.122	0.656	1.529
1.6	0.563	2.23	3.568	1.255	1.957
1.8	0.857	2.23	4.014	1.911	2.433

V.4.1 Chenal d'écoulement :

Le site présente une topographie qui impose de concevoir un canal d'évacuation qui prolonge directement le déversoir. Ce dernier a une forme rectangulaire et sa longueur est de 20 m. Il a une pente qui assure un écoulement fluvial entre 0,1% et 0,2%. On prend i=0,1%.
Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calcule la hauteur critique "h_c" et la pente critique.

- **Calcul de la hauteur critique :**

$$\boldsymbol{h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g}(\frac{Q}{b})^2}} \quad \text{(V.11)}$$

Q **:** Débit à évacuer (m^3/s),
b **:** largeur du chenal, $b = 40m$
g : l'accélération de pesanteur, $g = 9{,}81m/s$
$\boldsymbol{h_c = 1.75\ m}$

- **Calcul de la profondeur normale :**

$Q = C.S\sqrt{RI}$ (V.12)
Q : débit à évacuer (m3/s) ;
S : section du chenal (m^2) ; $S = b \times hn.$
I : pente du chenal ; $I = 0{,}1\ \%$
C : coefficient de Chezy ; $C = \frac{1}{n} R^{1/6}.$
n : Coefficient de Manning ; Pour un canal en béton $n = 0.013\ s/m^{0.5}$
R : Rayon hydraulique ; $R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2h_n + b}$
On remplaçant dans l'équation (V.12) et par itération :
$\boldsymbol{h_n = 1.99\ m}$

- **Calcul de la pente critique :**

$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2}$ (V.13)

Q : débit à évacuer (m^3/s) ;
R : rayon hydraulique en (m) ;
I : pente en (m/m) ;
S : section mouillée (m^2) ;
K : coefficient de Manning –Strickler ; K =80 à 100 Pour le béton.
On prend ; $K = 90\ m^{1/3}/s$
$\boldsymbol{I_c = 0.14\%}$

$I = 0.1\% < I_c = 0.14\%$
$h_c = 1.75 < h_n$ =1.99 } Le régime d'écoulement est fluvial.

V.4.2 Convergent :

Le convergent est une structure qui relie le chenal d'écoulement et le coursier. Il a pour fonction de diriger les courants d'eau vers le coursier en faisant passer l'écoulement d'un régime fluvial à la sortie du chenal à un régime torrentiel à l'entrée du coursier. La transition vers un écoulement torrentiel dans le coursier est facilitée par le rétrécissement des parois. Le convergent doit être conçu de manière à respecter la condition suivante :

$$\tan\alpha < \frac{1}{3F} \quad \text{(V.14)}$$

La longueur de convergent est estimée par la formule suivante (Augustin.AG ,2004) :

$$L = 1.6(l_1 - l_2) \quad \text{(V.15)}$$

l_1 : La largeur à l'entrée de convergent. $l_1 = 40m$

l_2 : La largeur à l'entrée de coursier, Avec :

$$l_2 = 0.07\sqrt{\frac{Q^2}{g.P^3}} \quad \text{(V.16)}$$

P : Hauteur des parements en eau en aval.

$$P = \left(h_n + \frac{Q^2}{18.46b^2{h_n}^2}\right) - H \quad \text{(V.17)}$$

H : La charge hydraulique ; $H = 2.23\ m$

$P = 0.47m$

Donc la largeur de coursier sera :

$$\boldsymbol{l_2 = 20\ m}$$

La longueur de convergent est :

$$\boldsymbol{L = 32m}$$

$\tan\alpha = \frac{(l_1 - l_2)/2}{L} = 0.31$

Le nombre de Froude est donné par :

$$F = \frac{v}{\sqrt{gh_n}} \quad \text{(V.18)}$$

La vitesse est calculé par :

$v = \frac{Q}{b.h_n} = 3.63\ m/s \quad \rightarrow \quad F = 0.82$

D'où : $\tan\alpha = 0.31 < \frac{1}{3F} = 0.41$ La condition est vérifiée.

La profondeur à la sortie de convergent :

$$h = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81}\left(\frac{289.11}{20}\right)^2} = 2.77\ m$$

La Vitesse à la sortie de convergent :

$$v = \frac{Q}{l_2.h} = 5.22\ m/s$$

V.4.3 Coursier :

Le coursier est une partie qui suit le convergent et qui a pour but de transporter l'eau vers le bassin de dissipation. Pour garantir un bon écoulement vers le bassin de dissipation, il est recommandé de lui donner une section rectangulaire. Les courants qui arrivent au bas d'un coursier ont une vitesse très grande. Mais ils doivent se joindre au cours d'eau à une vitesse beaucoup plus faible, l'énergie en trop doit être dissipée. C'est sur ce critère que se fondent les bassins d'atténuation à ressaut hydraulique. Les paramètres hydrauliques calculés à la fin du convergent sont pris comme des données pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

- **Largeur du coursier :**

Elle est égale à la largeur l_2 du convergent. Pour notre cas : $b_{cour} = 20m$.

- **Longueur du coursier :**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique. $L = 130\ m$

- **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :**

Pour déterminer la ligne d'eau, on utilise la méthode indirecte qui consiste à intégrer numériquement l'équation du mouvement pour les canaux à section constante. L'équation à intégrer est la suivante :

$\frac{dQ}{dx} = 0$……..……..(V.19)

$\frac{dy}{dx} = \frac{I_0 - I_f}{1 - F_r^2}$……..……..(V.20)

I_0 : pente du fond.

I_f : pente de la ligne d'énergie.

F_r : nombre de Froude

La pente de la ligne d'énergie I_f est calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning.

L'équation devient en différences finies :

$\frac{dy}{dx} = \frac{I_0 - (n^2Q^2)/(S^2R^{\frac{4}{3}})}{1 - F_r^2}$……..……..(V.21)

La méthodologie de calcul est la suivante :

- Il faut avoir comme données : la longueur du coursier et la variation de y (Δy).
- Pour notre cas : $L_{cour} = 130\ m$, $\Delta y = 0.04$.
- On donne des valeurs arbitraires à yi.

On calcule :

- h_{moy} : $h_{moy} = \frac{h_i + h_{i+1}}{2}$.
- la section mouillée moyenne S_{moy} : $S_{moy} = B.h_{moy}$

- Le périmètre mouillé moyen Pmoy : $P_{moy} = B + 2h_{moy}$.
- Le rayon hydraulique moyen R_{moy} : $R_{moy} = S_{moy}/P_{moy}$
- Δx pour chaque valeur de yi.
- Le cumule de Δx , on s'arrête lorsque la somme de Δx égale à la longueur L du Coursier.
- Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 6 : Calcul de la ligne d'eau dans la première partie du coursier

Y (m)	ymoy (m)	Smoy (m^2)	Pmoy (m)	Rmoy (m)	V(m/s)	Fr^2	$1-Fr^2$	Sf	S0-SF	ΔX(m)	L(m)
2.77											
2.73	2.75	55.00	25.5	2.16	5.26	1.02	-0.02	0.002	0.30	0.00	0
2.69	2.71	54.20	25.42	2.13	5.33	1.07	-0.07	0.002	0.30	-0.01	0.01
2.65	2.67	53.40	25.34	2.11	5.41	1.12	-0.12	0.002	0.30	-0.02	0.03
2.61	2.63	52.60	25.26	2.08	5.50	1.17	-0.17	0.002	0.30	-0.02	0.05
2.57	2.59	51.80	25.18	2.06	5.58	1.23	-0.23	0.002	0.30	-0.03	0.08
2.53	2.55	51.00	25.1	2.03	5.67	1.28	-0.28	0.002	0.30	-0.04	0.12
2.49	2.51	50.20	25.02	2.01	5.76	1.35	-0.35	0.002	0.30	-0.05	0.16
2.45	2.47	49.40	24.94	1.98	5.85	1.41	-0.41	0.002	0.30	-0.06	0.22
2.41	2.43	48.60	24.86	1.95	5.95	1.48	-0.48	0.002	0.30	-0.07	0.28
2.37	2.39	47.80	24.78	1.93	6.05	1.56	-0.56	0.003	0.30	-0.08	0.36
2.33	2.35	47.00	24.7	1.90	6.15	1.64	-0.64	0.003	0.30	-0.09	0.45
2.29	2.31	46.20	24.62	1.88	6.26	1.73	-0.73	0.003	0.30	-0.10	0.54
2.25	2.27	45.40	24.54	1.85	6.37	1.82	-0.82	0.003	0.30	-0.11	0.65
2.21	2.23	44.60	24.46	1.82	6.48	1.92	-0.92	0.003	0.30	-0.12	0.78
2.17	2.19	43.80	24.38	1.80	6.60	2.03	-1.03	0.003	0.30	-0.14	0.92
2.13	2.15	43.00	24.3	1.77	6.72	2.14	-1.14	0.004	0.30	-0.15	1.07
2.09	2.11	42.20	24.22	1.74	6.85	2.27	-1.27	0.004	0.30	-0.17	1.24
2.05	2.07	41.40	24.14	1.71	6.98	2.40	-1.40	0.004	0.30	-0.19	1.43
2.01	2.03	40.60	24.06	1.69	7.12	2.55	-1.55	0.004	0.30	-0.21	1.64
1.97	1.99	39.80	23.98	1.66	7.26	2.70	-1.70	0.005	0.30	-0.23	1.87
1.93	1.95	39.00	23.9	1.63	7.41	2.87	-1.87	0.005	0.30	-0.25	2.13
1.89	1.91	38.20	23.82	1.60	7.57	3.06	-2.06	0.005	0.29	-0.28	2.40
1.85	1.87	37.40	23.74	1.58	7.73	3.26	-2.26	0.006	0.29	-0.31	2.71
1.81	1.83	36.60	23.66	1.55	7.90	3.48	-2.48	0.006	0.29	-0.34	3.05
1.77	1.79	35.80	23.58	1.52	8.08	3.71	-2.71	0.006	0.29	-0.37	3.42
1.73	1.75	35.00	23.5	1.49	8.26	3.97	-2.97	0.007	0.29	-0.41	3.82
1.69	1.71	34.20	23.42	1.46	8.45	4.26	-3.26	0.007	0.29	-0.45	4.27
1.65	1.67	33.40	23.34	1.43	8.66	4.57	-3.57	0.008	0.29	-0.49	4.76
1.61	1.63	32.60	23.26	1.40	8.87	4.92	-3.92	0.008	0.29	-0.54	5.30
1.57	1.59	31.80	23.18	1.37	9.09	5.30	-4.30	0.009	0.29	-0.59	5.89
1.53	1.55	31.00	23.1	1.34	9.33	5.72	-4.72	0.010	0.29	-0.65	6.54
1.49	1.51	30.20	23.02	1.31	9.57	6.19	-5.19	0.011	0.29	-0.72	7.26
1.45	1.47	29.40	22.94	1.28	9.83	6.71	-5.71	0.012	0.29	-0.79	8.05
1.41	1.43	28.60	22.86	1.25	10.11	7.28	-6.28	0.013	0.29	-0.88	8.92

Y (m)	ymoy (m)	Smoy (m^2)	Pmoy (m)	Rmoy (m)	V(m/s)	Fr^2	1-Fr^2	Sf	S0-SF	ΔX(m)	L(m)
1.37	1.39	27.80	22.78	1.22	10.40	7.93	-6.93	0.014	0.29	-0.97	9.89
1.33	1.35	27.00	22.7	1.19	10.71	8.66	-7.66	0.015	0.28	-1.08	10.97
1.29	1.31	26.20	22.62	1.16	11.03	9.48	-8.48	0.017	0.28	-1.20	12.17
1.25	1.27	25.40	22.54	1.13	11.38	10.40	-9.40	0.019	0.28	-1.34	13.50
1.21	1.23	24.60	22.46	1.10	11.75	11.45	-10.45	0.021	0.28	-1.50	15.00
1.17	1.19	23.80	22.38	1.06	12.15	12.64	-11.64	0.023	0.28	-1.68	16.68
1.13	1.15	23.00	22.3	1.03	12.57	14.01	-13.01	0.026	0.27	-1.90	18.57
1.09	1.11	22.20	22.22	1.00	13.02	15.58	-14.58	0.029	0.27	-2.15	20.72
1.05	1.07	21.40	22.14	0.97	13.51	17.39	-16.39	0.032	0.27	-2.45	23.17
1.01	1.03	20.60	22.06	0.93	14.03	19.49	-18.49	0.036	0.26	-2.81	25.98
0.97	0.99	19.80	21.98	0.90	14.60	21.95	-20.95	0.041	0.26	-3.24	29.22
0.93	0.95	19.00	21.9	0.87	15.22	24.84	-23.84	0.047	0.25	-3.77	32.99
0.89	0.91	18.20	21.82	0.83	15.89	28.27	-27.27	0.054	0.25	-4.44	37.43
0.85	0.87	17.40	21.74	0.80	16.62	32.35	-31.35	0.063	0.24	-5.29	42.72
0.81	0.83	16.60	21.66	0.77	17.42	37.25	-36.25	0.073	0.23	-6.39	49.11
0.77	0.79	15.80	21.58	0.73	18.30	43.20	-42.20	0.086	0.21	-7.88	56.99
0.73	0.75	15.00	21.5	0.70	19.27	50.49	-49.49	0.101	0.20	-9.97	66.96
0.69	0.71	14.20	21.42	0.66	20.36	59.51	-58.51	0.121	0.18	-13.09	80.05
0.65	0.67	13.40	21.34	0.63	21.58	70.82	-69.82	0.146	0.15	-18.17	98.22
0.61	0.63	12.60	21.26	0.59	22.95	85.19	-84.19	0.179	0.12	-27.76	125.98
0.6052	0.61	12.15	21.2152	0.57	23.79	94.96	-93.96	0.201	0.10	-4.56	130.54

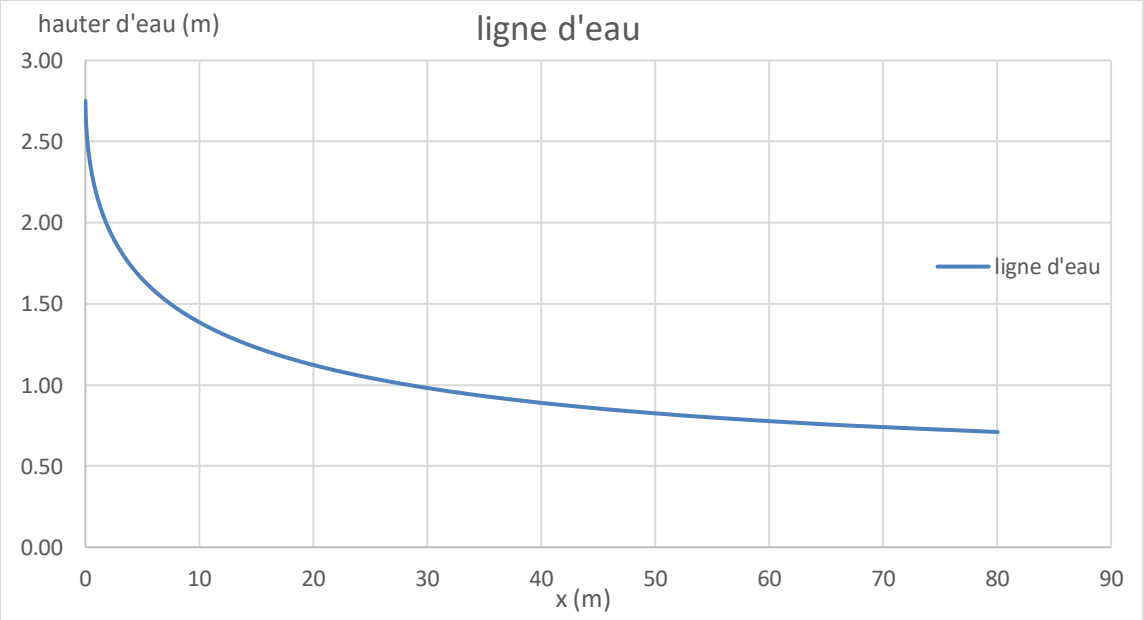


Figure V. 9 : Graphique de la ligne d'eau dans Le coursier

D'après la ligne d'eau ; Les paramètres principaux à la sortie de coursier sont :

Tableau V. 6 : Calcul de la ligne d'eau dans la première partie du coursier

Parametre	Valeur
$\mathbf{h_n}$ **(m)**	0.605
$\boldsymbol{v}$**(m/s)**	23.79
$\mathbf{F_r}$	9.74

V.4.4 Bassin de dissipation :

Les bassins à ressaut sont les méthodes les plus courantes pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau.

Un moyen très efficace de réduire la vitesse de sortie est le bassin à ressaut, qui an une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

La dissipation d'énergie du flot évacué se produit par un brusque ralentissement de la vitesse de l'écoulement, ce qui change le régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Le type et la forme du bassin sont déterminés par l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Selon les tests (USBR), le ressaut dépend directement du nombre de Froude.

- **Choix de type de bassin de dissipation :**

$F_r = 9.74 > 4.5$

$V = 23.79\ m/s > 15\ m/s$

} D'après USBR, le bassin de dissipation adopté est un bassin de type III.

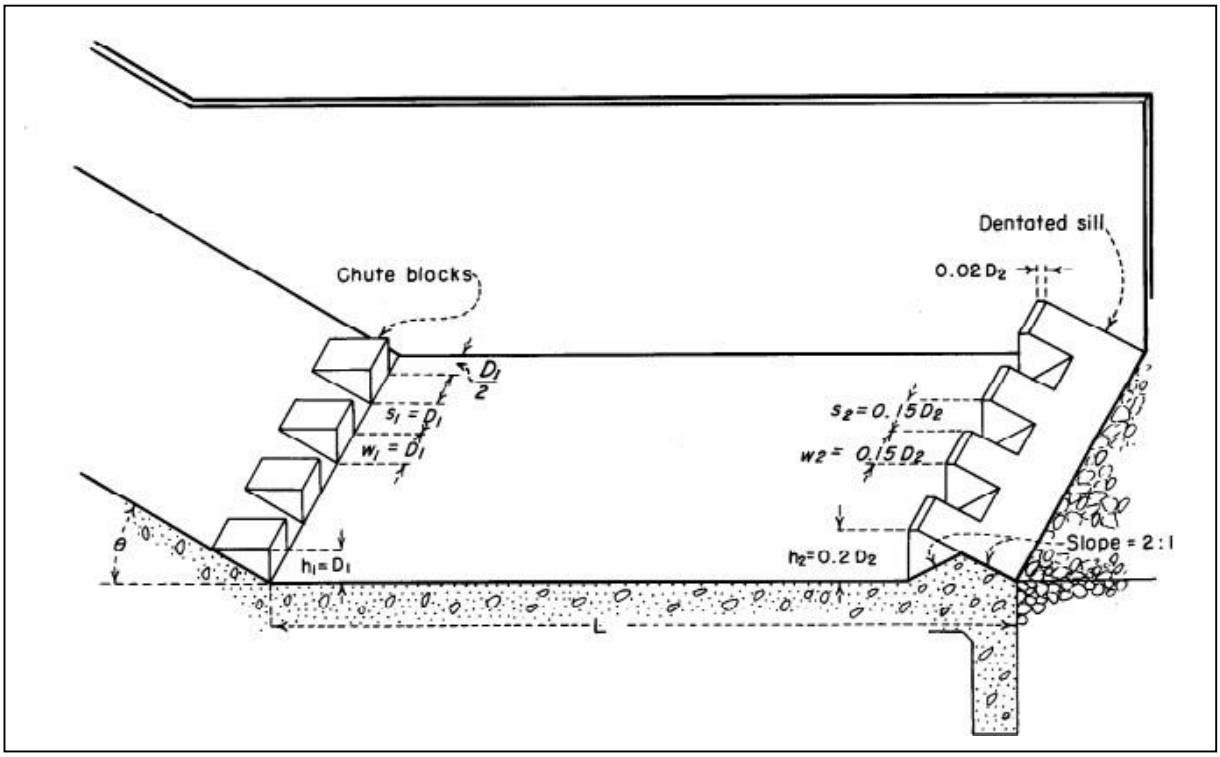


Figure V. 11 : Schema de bassin de dissipation de type III
(Hydraulic design of stillingbasins and energy dissipators)

- **Dimensionnement du bassin de dissipation :**

On commence par calculer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin en utilisant l'abaque suivant, Puis on va dimensionner les blocs chicanes :

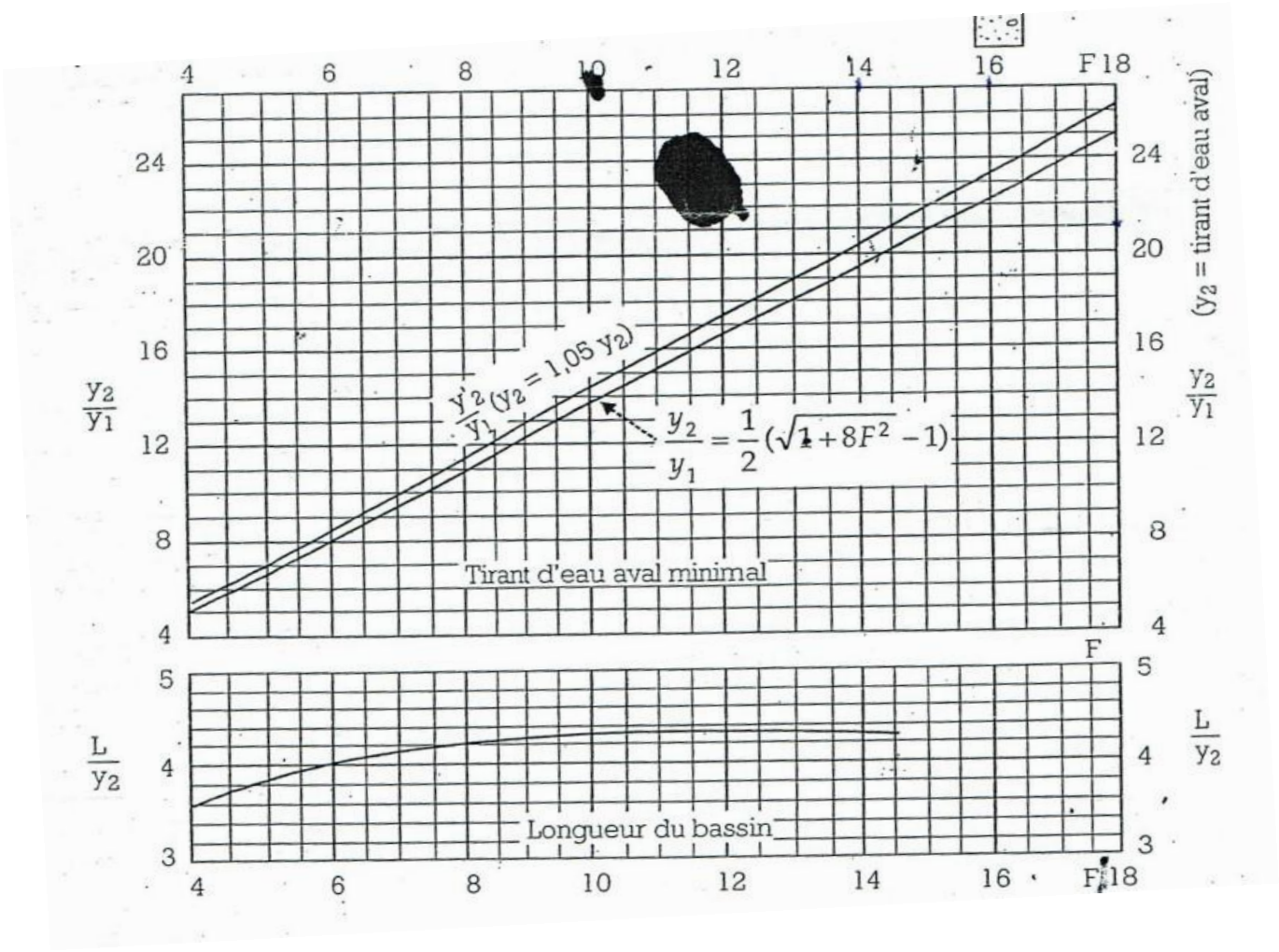


Figure V. 12 : Caractéristiques du bassin de dissipation type III
(Hydraulic design of stillingbasins and energy dissipators)

$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1)$ ……...……...……..(V.22)

$\frac{y_2}{y_1} = 14$

$\frac{L}{y_2} = 4.3$

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m)

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m)

L : longueur de bassin de dissipation en (m).

D'après ces équations on aura :

$y_2 = y_1 \times 9.2 = 0.605 \times 14 = 8.47\ m$

$L = y_2 \times 4.3 = 36.4\ m$

- **Dimensionnement des blocs de chute :**

$h_1 = y_1 = 0.605\ m$

$W_1 = y_1 = 0.605\ m$

$S_1 = y_1 = 0.605\ m$

$e_1 = \frac{y_1}{2} = 0.302$

h_1: la hauteur du bloc de chute en (m) ;

W_1: l'épaisseur du bloc de chute en (m) ;

S_1: l'espacement entre deux blocs de chutes successif en (m) ;

e_1 : l'espacement entre le mur bajoyer et le premier bloc de chute en (m) .

Le nombre de bloc de chute est 18 blocs.

- **Dimensionnement des blocs chicane :**

$h_2 = 0.2\ y_2 = 1.694\ m$

$W_2 = 0.15\ y_2 = 1.27\ m$

$S_2 = 0.15\ y_2 = 1.27$

$e_2 = 0.02\ y_2 = 0.17\ m$

h_2: la hauteur du bloc de chicane en (m) ;

W_2: l'épaisseur du bloc de chicane en (m) ;

S_2: l'espacement entre deux blocs de chicane successif en (m) ;

e_2 : l'espacement entre le mur bajoyer et le premier bloc de chicane en (m).

Le nombre de bloc de chicane est 17 blocs.

V.4.5 Canal de fuite :

Le canal de fuite projeté an une section rectangulaire de 20 mètres de largeur. Les paramètres hydrauliques nécessaires pour le dimensionnement du canal sont :

- **Calcul de la profondeur critique :**

$$h_c = K(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times {\sigma_{cr}}^2) \quad \text{.....(V.23)}$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{289.11^2}{9.81 \times 20^2}} = 2.77$$

$$\sigma_{cr} = \frac{K}{B} = 0.138$$

$$h_c = 2.62\ m$$

♦ **Calcul de la pente critique :**

$$I_c = \frac{Q^2}{{S_c}^2 \times {C_c}^2 \times R_c} \quad \text{.....(V.24)}$$

S_c : surface mouillée en (m²), donnée par :

$S_c = b.h_c$

$S_c = 52.8\ m^2$

R_c : rayon hydraulique en (m),

P_c : périmètre mouillé en (m), donné par : $P_c = b + 2h_c$

$P_c = 25.28\ m$

$R_c = 2.09\ m$

C_c : coefficient de Chezy, donné par : $C_c = \frac{1}{n} R^{1/6}$

$C_c = 87$

$I_{cr} = 1.9 \times 10^{-3} = 0.19\%$

♦ **Calcul de la profondeur normale :**

La profondeur normale se détermine par l'équation de Manning :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad \text{.....(V.25)}$$

Q : débit évacué en (m³/s),

S : section mouillée en (m²), donnée par : $S = bh_n$

R : rayon hydraulique en (m),

n : coefficient de Manning(n=0.013)

I : pente (I=0.19 %).

En remplaçant les valeurs des terme dans l'équation on obtient :

$$Q = \frac{1}{n} \times (b \times h_n)^{5/3} \times (2h_n + b)^{-2/3} I^{1/2} \quad \text{.....(V.26)}$$

Et par itération :

$h_n = 2.64\ m$

♦ **Calcul de la vitesse d'écoulement dans le canal de fuite :**

$$v = \frac{Q}{s} = C\sqrt{RI}$$

$v = 5.47\ m/s$

$h_n = 2.64\ m > h_c = 2.62m$ et $I_c > I$, donc le régime d'écoulement est fluvial.

$V > V_{adm} = (1.8 \text{ à } 2.2)/s$; donc il faut prévoir une protection en enrochement en aval.

V.4.6 Les murs bajoyers :

Les eaux sont dirigées sans risque de débordement vers l'aval par les murs bajoyers, qui stabilisent aussi les terres autour du canal et du déversoir.

- **Chenal d'écoulement :**

Pour le chenal d'écoulement la hauteur des murs bajoyers sera :

$$H = NPHE - NNR + R = 3.63 \text{ m} \quad \text{(V.27)}$$

On prend $H = 3.7\ m$

- **Le coursier :**

➢ Hauteur de mur à l'entrée du coursier :

$$H = h_n + r \quad \text{(V.28)}$$

h_n : La hauteur d'eau $h_n = 2.77\ m$

r : La revanche donné par :

$$r = 0.61 + 0.14\ v^{1/3} \quad \text{(V.29)}$$

tel que v la vitesse d'écoulement $v = 5.22\ m/s$

$r = 0.85\ m$

$H = 3.6\ m$

➢ Hauteur de mur à la sortie du coursier :

$$H = h_n + r \quad \text{(V.30)}$$

h_n : La hauteur d'eau $h_n = 0.61\ m$

La vitesse d'écoulement $v = 23.79\ m/s$

$r = 1.01\ m$

$H = 1.7\ m$

- **Le bassin de dissipation :**

$$H = h_2 + r \quad \text{(V.30)}$$

h_n : La hauteur d'eau $y_2 = 1.69\ m$

La vitesse d'écoulement $v = 23.79\ m/s$

$r = 1.01\ m$

$$H = 2.7\ m$$

Tableau V. 6 : Les dimensions des ouvrages annexes.

Les éléments constrictifs	Evacuateur latéral
Déversoir	B = 40 m
	Q = 289.11 m^3/ s
Le convergent	L= 32 m
	$l_1 = 40$ m
	$l_2 = 20m$
Le coursier	L = 130m
	B =20 m
	A l'entrée
	H_n = 2.77 m
	$v = 5.22\ m/s$
	A la sortie
	H_n = 0.61 m
	$v = 23.79\ m/s$
Le bassin de dissipation	y_1= 0.61 m
	y_2 = 8.47 m
	L = 36.4 m
	Bloc de chute
	$H_1 = W_1 = S_1$ = 0.6 m
	e_1= 0.3 m
	N =18
	Bloc chicane
	$H_2 = W_2 = S_2$ = 1.7 m
	E_2= 0.2 m
	N =17
Le canal de fuite	H_c =2.62 m
	I_c = 0.19%
	H_n = 2.64 m
Le mur bajoyer	**Le chenal d'écoulement**
	H = 3.7 m
	A l'entrée du coursier
	H = 3.6 m
	A La sortie du coursier
	H = 1.7 m
	Le bassin de dissipation
	H =2.7m

♦ **Vidange de fond et prise d'eau :**

- Temps de vidange : $T = 70h15min$.
- Diamètre de la conduite : $\emptyset 800$.
- Longueur de la conduite : $L = 270\ m$.

Conclusion :

Un évacuateur latéral à entonnement frontal sur la rive gauche, ainsi que les ouvrages de vidange et de prise d'eau, ont été calculés et dimensionnés dans ce chapitre pour la protection et l'exploitation du barrage de berkeche.

Chapitre VI

Organisation de chantier et estimation quantitative et financière du projet

Introduction :

Un chantier bien organisé vise à réaliser un travail de qualité en optimisant les ressources humaines et matérielles et en réduisant les coûts de production. Pour cela, il faut :

- Choisir les méthodes d'exécution les plus adaptées et les plus efficaces pour appliquer les techniques modernes de construction.
- Répartir et coordonner les tâches en faisant appel à une main d'œuvre qualifiée et compétente.
- Structurer correctement les postes de travail fixes et utiliser une mécanisation de plus en plus performante.
- Déterminer le nombre et le profil du personnel à employer, en tenant compte de l'impact du coût de la main d'œuvre sur le prix de revient.

VI.1 Ordre d'exécution des travaux :

Pour réaliser le chantier, les étapes suivantes sont respectées :

- Aménagement d'un accès routier au site ;
- Mise en place du matériel et des installations nécessaires ;
- Définition des repères des différentes structures ;
- Réalisation de la prise d'eau et du dispositif de vidange ;
- Réalisation du barrage proprement dit : la digue ;
- Réalisation du dispositif d'évacuation des crues ;
- Remplissage du réservoir.

VI.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

Pour installer le chantier, il faut prévoir un terrain avec de grands espaces libres autour de la zone de la prise d'eau, pour y aménager des zones de stockage et des voies de circulation pour les engins, puis les occuper progressivement avec les équipements, les machines, les postes fixes de travail. Les installations suivantes sont à distinguer :

♦ **Installations destinées au personnel :**

Les installations suivantes sont destinées au personnel du chantier : les dortoirs, les vestiaires, les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

♦ **Installations destinées au stockage des matériaux :**

- Magasin Les installations suivantes sont destinées au stockage des matériaux :

- Magasin central : c'est un endroit où on entrepose le petit matériel.

- Les produits consommables et les articles qui craignent les intempéries.

- Zone de stockage couverte.

- Zone de stockage à ciel ouvert.

- Pour les agrégats : utilisés pour la fabrication de béton (sable, graviers), ils doivent être vérifiés à leur arrivée car le taux d'humidité de l'air varie ainsi que les éventuelles précipitations.

- Le ciment est conservé soit dans des silos en métal, soit dans des hangars en bois ou de métal.

♦ **Installations destinées à la réparation des engins :**

Le chantier n'est pas le lieu où on effectue les réparations importantes, mais il faut avoir un atelier assez bien équipé pour faire l'entretien régulier et les réparations urgentes des différents équipements.

♦ **Installations destinées pour la préfabrication :**

L'installation comprend des hangars équipés du matériel nécessaire pour fabriquer les éléments de l'ouvrage comme les poutres, dalles, conduites, murettes…etc

VI.3 Travaux de réalisation :

♦ **Travaux de terrassements :**

Travaux de terrassements : Pour faire les travaux de terrassements, il faut établir la balance des volumes de terrassement en choisissant les travaux les plus économiques pour la répartition et le transport des matériaux de construction sur le site, ainsi que le choix selon les caractéristiques techniques des engins mécaniques.

♦ **Travaux d'excavations :**

Les différentes opérations d'excavation doivent être effectuées conformément aux données indiquées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces opérations comprennent le décapage de la terre végétale sur l'emplacement de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transportée vers une décharge dans une zone stable sans affecter le déroulement et le régime des travaux.

♦ **Travaux secondaires :**

L'objectif de ces travaux est de faire fonctionner tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- Préparation de la zone d'emprunt.
- Sécurité des décharges et leur protection contre l'érosion et leur distance des cours d'eau.
- Replantation des zones exposées à l'érosion autour du barrage.

VI.4 Les moyens de chantier :

Une digue en terre nécessite l'utilisation de divers outils mécaniques pour excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux.

Les différents engins de terrassement et de compactage qui peuvent être utilisés pour la construction de barrages peuvent être classés en fonction de leur matériel, de leur fonction principale et de leur rendement.

♦ **Moyens humains :**

Pour la réalisation de l'ouvrage, il faut justifier l'utilisation du personnel qualifié pour faire les études préalables et pour la construction en indiquant leurs titres et leurs compétences.

♦ **Moyens matériels du chantier :**

Pour faire les travaux de terrassement, différents engins sont utilisés pour creuser le sol du barrage, extraire et transporter les matériaux et faire les finitions,

On utilise les engins suivants :

- La grue pour lever et tenir en l'air des matériaux très lourds.
- Le bulldozer pour niveler une surface irrégulière.
- La pelle mécanique hydraulique pour faire des fossés et charger des matériaux.
- La décapeuse, aussi nommée scraper.
- La niveleuse, aussi nommée grader.
- Le camion de chantier.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.

Le compactage des remblais est une étape essentielle car cette opération garantit l'étanchéité de l'ouvrage. C'est un renforcement artificiel de la densité d'un sol.

On utilise les engins suivants :

- Les compacteurs à pneus : Ils sont adaptés pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont employés pour le compactage des matériaux avec un angle de frottement élevé, comme les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils sont appropriés pour le compactage des sols fins.

VI.5 Planification :

La méthode consiste à optimiser l'utilisation rationnelle des ressources humaines et matérielles pour garantir l'efficacité de l'action à mener.

Elle implique les étapes suivantes :

- Aménagement des postes de travail.
- Observations ponctuelles.
- Étude des tâches.
- Mesure du temps.
- Détermination des objectifs et des responsabilités.
- Simplification des procédés.
- Stabilisation des postes de travail.

VI.5.1 Etapes de la planification :

La planification est le processus qui définit la manière de conduire les travaux à réaliser.

Elle comprend les étapes suivantes :

- Recueil des informations : il s'agit de faire une synthèse d'analyse des informations obtenues par des études comparatives pour utiliser correctement le plan de réalisation du projet.
- Découpage du projet : le projet sera divisé en tâches, et nous attribuerons à chaque tâche un responsable, ses besoins en matériel, et sa durée de réalisation en fonction du rythme des travaux de chaque engin.
- Relations entre les tâches : il existe deux relations principales entre les tâches lors de la réalisation ; l'une concerne une succession logique et l'autre une succession préférentielle.
- Le choix de la méthode de calcul dépend principalement du type d'ouvrage à construire. Dans les cas où les opérations se succèdent, comme dans notre cas, il est préférable d'utiliser la méthode CPM.

VI.5.2 Plannings des travaux :

1- Plan de travail anticipé :

Les opérations débutent à leur date la plus précoce, l'entreprise choisit ce type de planning quand elle dispose de beaucoup de moyens et qu'elle intervient sur plusieurs chantiers.

2- Plan de travail retardé :

Les opérations débutent à leur date la plus tardive ; les tâches ne sont pas reportées, l'entreprise choisit ce type de planning quand elle a des moyens limités (plus économique).

3- Plan de travail intermédiaire :

Les opérations débutent à une date intermédiaire, entre la date la plus précoce et la date la plus tardive ; l'entreprise choisit ce type de planning quand elle a beaucoup de moyens et qu'elle travaille sur un seul chantier (moyens optimaux).

VI.5.3 Techniques de la planification :

Il On peut distinguer deux grandes méthodes de planification selon :

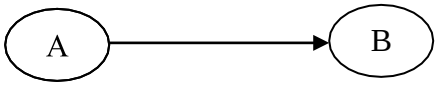
- Les méthodes fondées sur le réseau.
- Les méthodes fondées sur le graphique.

VI.5.3.1 Méthodes basées sur le réseau :

Le réseau est une illustration graphique d'un projet qui permet de montrer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être consécutives, simultanées, convergentes et qui sont nécessaires pour la réalisation de l'objectif de la planification. On peut différencier deux types de réseaux :

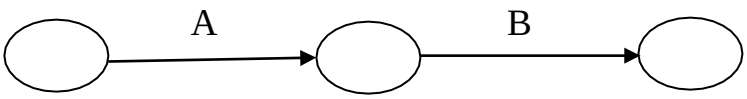
1- Réseau à nœuds :

L'opération est symbolisée par un nœud et la succession des opérations par des arcs. L'opération (B) ne peut débuter que si l'opération (A) est totalement terminée.



2- Réseau à flèches :

L'opération est symbolisée par un arc et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B.

- **Construction du réseau :**

Pour construire un réseau, il faut réaliser les trois opérations suivantes :

1- Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première étape de faire un recensement très précis et détaillé de toutes les opérations nécessaires à la réalisation d'un projet.

2- Détermination des tâches antérieures :

Il n'est pas toujours facile de construire un réseau après avoir établi une liste de tâches à accomplir car il n'est pas évident si les tâches antérieures doivent être consécutives ou convergentes.

- Créer des graphes partiels.
- Compilation de graphes partiels.
- Définir les tâches nécessaires pour le début et la fin de l'ouvrage.
- - Création d'un réseau.

3- Méthode du chemin critique (Critical Path Method / CPM) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les durées de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : le personnel nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour.

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes imposées par l'entreprise.

VI.5.4 Méthode de calcul de C.P.M

- **Les paramètres de la méthode C.P.M :**

Cette méthode nécessite six paramètres, qui sont fournis par une grille de six cellules.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

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.
Avec : $DFP = DCP + TR$

$DCPP = DFPP - TR$

- **Chemin critique C.C :**

Le projet a une durée totale (DTR) qui dépend du chemin reliant les opérations qui n'ont pas de marge totale. Pour trouver un chemin critique, il faut vérifier que les deux conditions suivantes sont remplies :

$$\begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{cc} = DTP \end{cases}$$

VI.5.5 Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1 : Symboles des opérations

Opérations	Symbole	Durée	
		En Mois	En jours
Mobilisation & installation de chantier	A	4	120
Excavations phase 1	B	1	30
Bétonnage de conduite de dérivation	C	4	120
Batardeau	D	1.5	45
Dérivation de l'oued	E	0	0
Excavations phase 2	F	8	240
Forages et injections	G	3	90
Remblais	H	24	720
Bétonnage de tour de prise et évacuateur de crue	I	7	210
Equipements hydromécaniques et électriques	J	3	90
Equipements d'auscultation	K	2	60
Mise en eau du barrage	L	0	0
Démobilisation	M	3	90

VI.6 Détermination des chemins critiques :

L'annexe E montre le réseau à nœud qui représente le projet. La durée de construction de cet ouvrage est égale à **37.5 mois.**

VI.7 Devis estimatif de la digue et des ouvrages annexes du barrage :

Pour estimer le coût du barrage et des ouvrages annexes, on additionne le coût des différents travaux, comme les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et les autres ouvrages annexes.

On calcule les différents volumes et on les présente dans les tableaux suivants.

Tableau VI. 5 : Estimation de coût total du projet

Désignation des travaux	Quantité (m^3)	Prix unitaire (DA)	Total (DA)
Décapage de la terre végétale (40cm)	66500	200	13 300 000
Excavation en grande masse	95000	250	23 750 000
Remblai compacté y compris excavation, transport, mise en place	2501059.3	500	1 250 529 650
Rip-Rap	26984.9	700	18 889 430
L'enrochement	28000	700	19 600 000
Sable	17205.6	800	13 764 480
Gravier	17205.6	800	13 764 480
Les injections	4500	5000	22 500 000
Béton armé	2710.3	35000	94 860 500
La prise d'eau et le vidange de fond	270 ml /DN800	12000	3 240 000
TTC			**1 474 198 540**
TVA		**19 %**	**280 097 722**
Le coût total		**1 754 296 262**	

VI.1 Le cout de revient du projet :

Le coût de revient du mètre cube d'eau au pied de l'ouvrage est déterminé par le rapport entre le coût global de l'ouvrage et le volume régularisé du barrage pour une durée de vie de50ans. Pour notre projet, objet de la présente étude, il est d'environ : 14 DA/ m^3.

Conclusion :

L'organisation du chantier est essentielle pour la réussite d'un projet. Elle assure une qualité de travail satisfaisante, évite les problèmes financiers et permet une exécution rapide avec les moyens disponibles. On peut donc affirmer que l'organisation du chantier est primordiale pour mener à bien et terminer dans les temps tous les projets. Une bonne organisation dépend de la planification du chantier par une bonne détermination du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Selon nos calculs, le temps de réalisation du barrage de l'Oued Berkeche Wilaya de ain temouchent est estimé à 37 mois et demi.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Une étude sur l'exécution du barrage d'Oued Berkeche a été menée grâce à ce travail et nous avons obtenu les résultats suivants : Le site choisi est adapté à la construction d'un barrage sur le plan géologique et géotechnique, sans danger majeur pour les fondations ou l'ancrage de la digue. La digue retenue est construite à partir de matériaux homogènes disponibles sur place, ce qui garantit la stabilité de ses talus pour toutes les charges.

Après une étude d'optimisation (technico-économique), les conditions topographiques du site ont permis de concevoir un évacuateur de crue de type latéral à entonnement frontal sur la rive gauche de la digue, pour une largeur de 40 m et une lame déversante de 2.23 m.

Les constructions complémentaires au barrage ont été dimensionnées de manière appropriée pour répondre aux exigences techniques. On peut conclure que le site proposé pour la réalisation de cet aménagement est favorable sur le plan technique, en se basant sur les résultats de dimensionnement et de calcul de stabilité développés dans ce travail.

Le barrage peut garantir la continuité de l'approvisionnement en eau pour l'irrigation pendant 50 ans, favorisant ainsi le développement socioéconomique de la région. Ce projet est techniquement réalisable, mais en termes d'économie, il est peu rentable.

Enfin, en utilisant les connaissances théoriques que nous avons acquises au cours de notre parcours universitaire, cette étude nous a permis d'aborder presque tous les aspects de l'étude d'exécution d'un barrage.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Bertrand, J. et Krajewski, L. (2006) Les pertes avant ruissellement. In : Cours d'Hydrologie Urbaine, INSA Lyon.

Boukhelifa, M. (2010) Contribution à la modélisation de la relation « pluie débit » en absence de données hydrométriques : cas d'une zone urbaine (ville de Tipaza), Mémoire de magister, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique Blida, 137p.

CIGB. (1986) Choix de la crue de projet. Bulletin 82.

CIGB. (1986) Maitrise de la rivière, pendant la construction du barrage. Bulletin 48a.

CIGB. (1987) Evacuateur de crue des barrages. Bulletin 58.

CIGB. (1993) Matériaux rocheux pour barrages en enrochement. Bulletin 92.

CIGB. (1994) Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95.

CIGB. (1994) Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 95.

U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.

Degoutte, G. (2002) Petits barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi.

Hager, W.H. et Schleizoghlamiss, A.J. (2009) Constructions Hydrauliques. Ecoulement stationnaires.KHATSURIA, R.M. (2005) Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators.

Maurice, J. et al. (1999) Techniques des petits barrages.

Mccuen, R.H. (2004) Hydrologic Analysis and design.

Meddi, M. et Zeroual, A. (2018) Formules empiriques d'estimation de débit de pointe. In : Introduction à la modélisation en hydrologie.

Merrien-Soukatchoff, V. (2003) Hydrologie et d'hydrogéologie, école des mines de Nancy

Mihoubi, M.K. (2014) Manuel de dimensionnement d'un barrage réservoir en remblai, ENSH, Blida.

Ministère de l'agriculture. (1998) Technique des barrages en aménagement rural.

Moghrani, S. (2015) Etude de faisabilité du barrage de SIDI NACEUR W. El Bayadh, Mémoire de fin d'étude, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique Blida, 170p.

Musy, A. (1998) Hydrologie appliquée. Editions HGA, Bucharest, Hongrie. 367p

Ouikotan, B. (2009) Etude de la propagation des crues du fleuve Oueme entre Beterou et Save, Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi, 75p.

Peterka, J. Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators.

Touabia, B. (2001) Régularisation des débits, ENSH Blida.

Touaibia, B. (2004) Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

Touabia, B. et Benlaoukli, B. (2004) Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

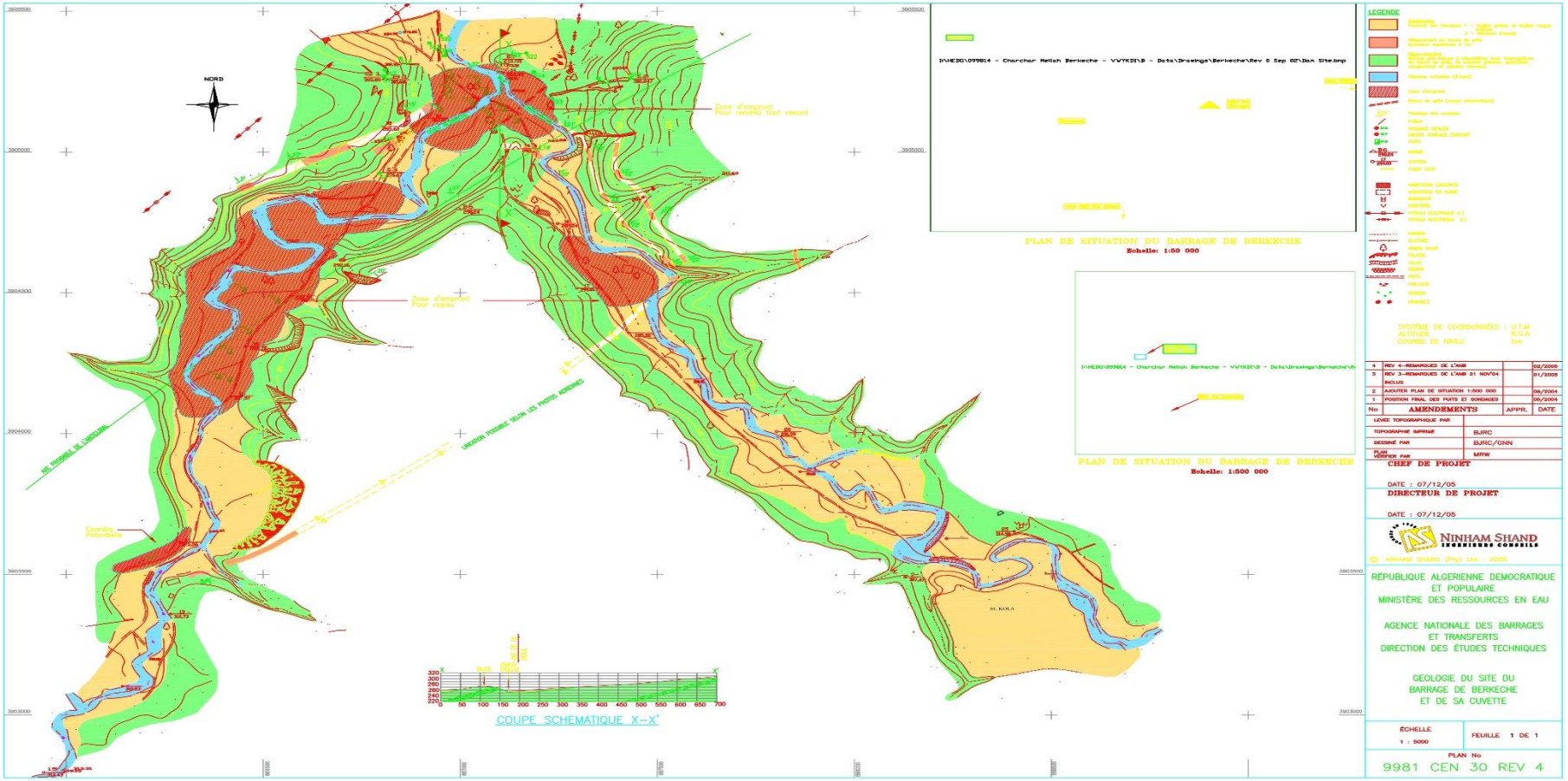
Touaibia, B. (2015) Manuel Pratique d'Hydrologie, 2eme éd, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique Blida.

United States Department of the interior. (1987) Design of small dam, 3eme éd.
Sinske BH, 1987. Dam Construction, Department of Civil Engineering, University of Stellenbosch

Zoghlami, H. (2015) Etude d'exécution de la retenue collinaire Guedili sur l'oued Tarhit commune Ain-Zaatout (W. Biskra), Mémoire de fin d'étude, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique Blida,
Agustín A.G, (2004) Manuel de conception des évacuateurs de crues, page33.

Annexes

Annexe A01 : Carte géologique du site du barrage.



Annexe B01 : Station pluviométrique : Oued Berkeche.

ANNEE	SEPT	OCT	NOV	DEC	JANV	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	annuelle	PJMax
1969	16.4	146.8	64.1	111.9	73.0	0.0	102.4	65.5	11.5	1.0	2.5	0.0	595.1	47.7
1970	0.0	21.9	6.0	44.0	96.6	0.0	76.6	61.9	131.5	10.0	0.0	0.0	448.5	68.5
1971	10.6	7.2	178.2	74.4	66.0	56.8	119.9	30.4	54.1	29.0	0.0	4.4	631.0	55
1972	59.0	37.5	39.3	34.5	73.2	85.8	86.8	49.5	2.2	8.5	0.0	6.4	482.7	49
1973	14.4	2.9	2.6	128.5	0.9	107.1	123.8	84.0	0.0	0.5	0.0	0.0	464.7	52
1974	5.7	58.8	16.9	0.0	12.0	89.1	138.1	160.5	23.1	0.0	0.0	22.9	527.1	43.8
1975	2.9	3.0	69.3	19.0	51.8	100.8	21.6	71.3	68.2	9.3	8.7	12.6	438.5	29.6
1976	13.5	77.4	12.5	63.7	90.5	21.1	38.3	15.5	48.9	0.2	0.1	0.0	381.7	36.1
1978	0.0	117.7	24.3	55.5	17.0	116.0	64.0	36.4	15.7	2.2	3.0	0.6	452.4	44
1979	23.0	45.8	31.0	134.3	35.3	34.4	83.0	16.5	21.7	0.0	0.0	0.0	425.0	44.5
1980	3.2	20.4	37.8	164.5	32.4	62.0	39.9	87.0	7.9	49.8	0.0	0.9	505.8	71.5
1981	3.7	4.3	0.0	28.4	19.5	79.7	6.7	27.2	65.9	0.6	0.0	1.8	237.8	35.9
1982	6.7	91.9	93.0	89.0	0.0	45.3	22.8	3.0	4.4	0.0	0.0	0.0	356.1	46
1983	0.0	0.0	16.1	56.9	26.5	45.7	34.1	3.0	87.0	1.0	0	0	270.3	26
1985	2.5	0.7	79.4	49.7	87.0	114.3	44.1	38.5	2.8	1.0	1.0	0.0	421.0	46.4
1986	24.9	37.1	43.0	43.9	54.0	105.5	2.5	2.0	10.4	0.0	37.5	0.0	360.8	31
1987	0.0	17.7	38.7	46.1	63.6	13.9	25.5	26.2	23.8	10.8	0.0	0.0	266.3	39
1988	28.0	0.0	32.5	0.0	28.0	21.0	124.7	19.5	1.5	0.0	0.0	0.0	255.2	73.5
1989	13.8	2.1	17.5	34.2	140.6	0.0	18.7	55.2	18.2	0.0	0.0	0.0	300.3	56.8
1990	2.5	30.3	62.7	35.3	54.2	41.4	151.0	0.0	11.4	0.0	0.0	0.0	388.8	31.6
1991	6.4	29.3	71.7	10.9	34.0	18.6	107.4	19.3	135.8	20.8	0.0	0.0	454.2	45.1
1992	0.0	5.5	42.3	27.5	2.0	55.3	13.7	44.2	44.0	2.0	0.0	0.0	236.5	33
1993	10.4	44.2	52.9	9.2	89.5	81.0	4.6	27.7	9.1	0.0	9.2	0.0	337.8	56.6

ANNEE	SEPT	OCT	NOV	DEC	JANV	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	annuelle	PJMax
1994	25.1	20.8	34.2	10.2	26.2	99.1	110.9	15.8	0.0	0.0	0.0	6.7	349.0	50.6
1995	5.8	17.1	7.2	73.3	59.4	109.7	52.7	15.7	21.6	7.2	0.0	3.2	372.9	29.5
1996	26.3	2.7	15.1	50.2	105.3	0.0	0.0	57.7	14.3	0.0	0.0	0.0	271.6	36
1997	50.9	18.1	59.1	36.6	8.9	39.4	25.7	30.8	31.8	0.0	0.0	7.6	308.9	19.5
1998	3.7	5.3	29.1	7.6	25.8	60.8	66.7	0.0	0.5	7.7	0.2	3.1	210.5	38.3
1999	14.9	32.4	87.3	100.3	0.0	0.0	5.9	30.8	46.5	0.0	0.0	0.0	318.1	36.2
2000	22.9	108.7	54.0	29.8	85.8	57.0	1.2	12.8	22.2	2.9	0.0	0.0	397.3	42
2002	0.0	39.1	94.9	8.9	117.0	84.5	32.1	24.8	16.0	3.3	0.0	0.6	421.2	30.2
2003	0.5	26.4	29.1	83.6	55.8	9.5	27.9	31.7	44.6	8.7	0.0	0.0	317.8	28.4
2004	0.0	26.1	43.3	26.4	13.2	25.2	19.5	20.3	1.0	0.0	0.0	0.0	175.0	17.8
2005	4.0	8.7	23.8	20.8	48.3	65.8	13.9	17.5	31.4	6.9	0.0	0.0	241.1	16.7
2006	11.3	3.5	5.5	45.2	12.8	48.6	111.1	77.8	0.5	0.0	0.0	0.0	316.3	58.1
2007	16.6	91.8	44.3	7.3	16.1	25.8	11.9	5.6	36.7	1.5	0.8	0.0	258.4	39
2008	25.9	109.9	53.8	139.6	129.1	19.9	19.7	39.4	7.5	0.0	0.0	0.0	544.8	48.2
2009	86.8	1.5	21.0	65.0	91.8	64.9	63.0	32.0	41.5	10.5	0.0	8.5	486.5	40.2
2010	13.0	59.3	32.0	19.8	72.4	62.0	28.0	80.0	63.4	5.5	0.0	0.0	435.4	35
2011	0.0	55.5	101.3	46.0	27.4	41.7	29.5	24.0	2.4	0.0	5.2	0.0	333.0	39.7
2012	8.0	44.6	201.8	12.3	69.1	37.9	47.7	94.1	34.7	0.0	0.0	2.5	552.7	81.5
2013	10.8	4.8	94.8	133.5	81.0	33.2	43.3	2.3	16.2	49.5	0.0	0.0	469.4	66
2014	37.5	25.1	91.4	120.5	86.5		26.2	3.8	35.3	0.8	0.0	6.5	433.6	48.7
2015	6.5	25.9	33.2	0.0	14.6	59.3	65.5	50.5	26.2	2.5	0.0	0.0	284.2	32.5
2016	7.0	15.7	77.2	101.3	162.6	12.7	18.8	0.0	7.6	0.0	2.5	1.5	406.9	56.2
2017	0.7	24.3	16.1	47.6	42.0	24.6	124.2	66.5	30.5	12.5	0.0	0.0	389.0	29.5
2018	0.0	70.6	41.1	5.7	71.0	7.0	11.4	41.0	22.5	0.0	4.2	1.5	276.0	46.2

Annexe B02 : Résultats du test de Wilcoxon

X	Y	XUY	Origine	Rang
595.1	372.9	175	Y	1
448.5	271.6	210.5	Y	2
631	308.9	236.5	X	3
482.7	210.5	237.8	X	4
464.7	318.1	241.1	Y	5
527.1	397.3	255.2	X	6
438.5	421.2	258.4		7
381.7	317.8	266.3	X	8
452.4	175	270.3	X	9
425	241.1	271.6	Y	10
505.8	316.3	276	Y	11
237.8	258.4	284.2	Y	12
356.1	544.8	300.3	X	13
270.3	486.5	308.9	Y	14
421	435.4	316.3	Y	15
360.8	333	317.8	Y	16
266.3	552.7	318.1	Y	17
255.2	469.4	333	Y	18
300.3	433.6	337.8	X	19
388.8	284.2	349	Y	20
454.2	406.9	356.1	X	21
236.5	389	360.8	X	22
337.8	276	372.9	X	23
	349	381.7	X	24
		388.8	X	25
		389	Y	26
		397.3	Y	27
		406.9	Y	28
		421	X	29
		421.2	Y	30
		425	X	31
		433.6	Y	32
		435.4	Y	33
		438.5	X	34
		448.5	X	35
		452.4	X	36
		454.2	X	37
		464.7	X	38
		469.4	Y	39
		482.7	X	41
		486.5	Y	41
		505.8	X	42
		527.1	X	43
		544.8	Y	44
		552.7	Y	45
		595.1	X	46
		631	X	47
	∑Rang X	612		

Annexe B03 : Table de χ^2

*	0,9	0,5	0,3	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01	0,001
1	0,016	0,455	1,074	1,642	2,706	3,841	5,412	6,635	10,827
2	0,211	1,386	2,408	3,219	4,605	5,991	7,824	9,210	13,815
3	0,584	2,366	3,665	4,642	6,251	7,815	9,837	11,345	16,266
4	1,064	3,357	4,878	5,989	7,779	9,488	11,668	13,277	18,467
5	1,610	4,351	6,064	7,289	9,236	11,070	13,388	15,086	20,515
6	2,204	5,348	7,231	8,558	10,645	12,592	15,033	16,812	22,457
7	2,833	6,346	8,383	9,803	12,017	14,067	16,622	18,475	24,322
8	3,490	7,344	9,524	11,030	13,362	15,507	18,168	20,090	26,125
9	4,168	8,343	10,656	12,242	14,684	16,919	19,679	21,666	27,877
10	4,865	9,342	11,781	13,442	15,987	18,307	21,161	23,209	29,588
11	5,578	10,341	12,899	14,631	17,275	19,675	22,618	24,725	31,264
12	6,304	11,340	14,011	15,812	18,549	21,026	24,054	26,217	32,909
13	7,042	12,340	15,119	16,985	19,812	22,362	25,472	27,688	34,528
14	7,790	13,339	16,222	18,151	21,064	23,685	26,873	29,141	36,123
15	8,547	14,339	17,322	19,311	22,307	24,996	28,259	30,578	37,697
16	9,312	15,338	18,418	20,465	23,542	26,296	29,633	32,000	39,252
17	10,085	16,338	19,511	21,615	24,769	27,587	30,995	33,409	40,790
18	10,865	17,338	20,601	22,760	25,989	28,869	32,346	34,805	42,312
19	11,651	18,338	21,689	23,900	27,204	30,144	33,687	36,191	43,820
20	12,443	19,337	22,775	25,038	28,412	31,410	35,020	37,566	45,315
21	13,240	20,337	23,858	26,171	29,615	32,671	36,343	38,932	46,797
22	14,041	21,337	24,939	27,301	30,813	33,924	37,659	40,289	48,268
23	14,848	22,337	26,018	28,429	32,007	35,172	38,968	41,638	49,728
24	15,659	23,337	27,096	29,553	33,196	36,415	40,270	42,980	51,179
25	16,473	24,337	28,172	30,675	34,382	37,652	41,566	44,314	52,620
26	17,292	25,336	29,246	31,795	35,563	38,885	42,856	45,642	54,052
27	18,114	26,336	30,319	32,912	36,741	40,113	44,140	46,963	55,476
28	18,939	27,336	31,391	34,027	37,916	41,337	45,419	48,278	56,893
29	19,768	28,336	32,461	35,139	39,087	42,557	46,693	49,588	58,302
30	20,599	29,336	33,530	36,250	40,256	43,773	47,962	150,892	59,703

** en lignes = ddl (degré de liberté)*

** en colonnes = la probabilité*

Annexe B04 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A (80%)	U80%	A-U	1ère consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
N	0.382	0	0.382	0.864	0.482			0.482	
D	0.404	0	0.404		0.864	0	0.864	0.482	0.382
J	0.423	0	0.423	1.268	1.268	0	0.334	0.482	0.148
F	0.376	0	0.376	1.691	1.691	0	0.738	0.738	0
M	0.396	0.025	0.371	2.067	2.039	0.028	1.161	1.161	0
A	0.283	0.175	0.108	2.410	2.039	0.371	1.537	1.537	0
M	0.223	0.200	0.023	2.147	2.039	0.108	1.908	1.908	0
J	0.044	0.425	-0.381	2.062	2.039	0.023	2.016	2.016	0
J	0.012	0.525	-0.513	1.658	1.658	0	2.039	2.039	0
A	0.015	0.450	-0.435	1.145	1.145	0	1.658	1.658	0
S	0.103	0.325	-0.222	0.710	0.710	0	1.145	1.145	0
O	0.269	0.275	-0.006	0.488	0.488	0	0.710	0.710	0
				0.482	0.482	0	0.488	0.488	0
						0.530		0.482	0.530

Annexe B05 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A (80%)	U 20%	p	A-(U+P)	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
N	0.382	0	0.013	0.369	0.851	0.482			0.482	
						0.851	0	0.449	0.482	0.033
D	0.404	0	0.016	0.388	1.239	1.239	0	0.818	0.818	0
J	0.423	0	0.021	0.402	1.641	1.641	0	1.206	1.206	0
F	0.376	0	0.031	0.376	2.017	2.017	0	1.608	1.608	0
M	0.396	0.025	0.048	0.323	2.340	2.340	0	1.984	1.984	0
A	0.283	0.175	0.060	0.048	2.388	2.355	0.033	2.307	2.307	0
M	0.223	0.200	0.076	-0.053	2.302	2.302	0	2.355	2.355	0
J	0.044	0.425	0.088	-0.469	1.833	1.833	0	2.302	2.302	0
J	0.012	0.525	0.072	-0.585	1.248	1.248	0	1.833	1.833	0
A	0.015	0.450	0.056	-0.491	0.757	0.757	0	1.248	1.248	0
S	0.103	0.325	0.031	-0.253	0.504	0.504	0	0.757	0.757	0
O	0.269	0.275	0.016	-0.022	0.482	0.482	0	0.504	0.504	0
							0.033	0.482		0.033
								S =		

Annexe B06 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes pour la deuxième approximation

Mois	A (80%)	U 20%	p	A-(U+P)	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
N	0.382	0	0.012	0.370	0.852	0.482			0.482	
						0.852	0	0.467	0.482	0.015
D	0.404	0	0.015	0.389	1.241	1.241	0	0.837	0.837	0
J	0.423	0	0.018	0.405	1.646	1.646	0	1.226	1.226	0
F	0.376	0	0.027	0.349	1.995	1.995	0	1.631	1.631	0
M	0.396	0.025	0.046	0.325	2.320	2.320	0	1.980	1.980	0
A	0.283	0.175	0.064	0.044	2.364	2.349	0.015	2.305	2.305	0
M	0.223	0.200	0.079	-0.056	2.293	2.293	0	2.349	2.349	0
J	0.044	0.425	0.089	-0.470	1.823	1.823	0	2.293	2.293	0
J	0.012	0.525	0.072	-0.585	1.238	1.238	0	1.823	1.823	0
A	0.015	0.450	0.053	-0.488	0.750	0.750	0	1.238	1.238	0
S	0.103	0.325	0.026	-0.248	0.502	0.502	0	0.750	0.750	0
O	0.269	0.275	0.014	-0.020	0.482	0.482	0	0.502	0.502	0
							0.015	0.482		0.015
								S =		

Annexe 07 : Calcule de cout de de la digue

b=20m

coupe	Hauteur	B	S (m^2)	S_{moy}(m^2)	L (m)	V (m^3)	Cout (MDA)
0	0	10.25	0.00	339.07	22.51	7632.51	3.82
1-1	13.95	86.98	678.14	1030.62	20.85	21488.33	10.74
2-2	20.64	123.77	1383.09	1852.22	20.58	38118.75	19.06
3-3	27.25	160.13	2321.36	3559.93	57.15	203449.82	101.72
4-4	39.95	229.98	4798.49	5564.27	35.79	199145.29	99.57
5-5	46.15	264.08	6330.05	6356.51	58.5	371855.94	185.93
6-6	46.35	265.18	6382.97	6343.32	117.67	746418.69	373.21
7-7	46.05	263.53	6303.67	6058.28	69.48	420929.60	210.46
8-8	44.15	253.08	5812.90	5517.13	29.08	160438.12	80.22
9-9	41.75	239.88	5221.36	3997.55	87.83	351104.98	175.55
10-10	29.95	174.98	2773.74	1833.24	62.86	115237.43	57.62
11-11	16.25	99.63	892.73	446.37	61.68	27531.93	13.77
12	0	10.25	0.00	**Total**	**643.98**	**2663351.39**	**1331.68**

b=25m

coupe	Hauteur	B	S (m^2)	Smoy(m^2)	L (m)	V (m^3)	Cout (MDA)
0	0	10.20	0.00	319.02	22.51	7181.18	3.59
1-1	13.49	84.40	638.04	981.88	20.85	20472.29	10.24
2-2	20.18	121.19	1325.73	1786.33	20.58	36762.77	18.38
3-3	26.79	157.55	2246.94	3469.13	57.15	198260.71	99.13
4-4	39.49	227.40	4691.31	5449.09	35.79	195023.03	97.51
5-5	45.69	261.50	6206.87	6233.08	58.5	364634.99	182.32
6-6	45.89	262.60	6259.28	6220.02	117.67	731909.26	365.95
7-7	45.59	260.95	6180.75	5937.82	69.48	412559.47	206.28
8-8	43.69	250.50	5694.88	5402.21	29.08	157096.22	78.55
9-9	41.29	237.30	5109.53	3900.95	87.83	342620.33	171.31
10-10	29.49	172.40	2692.36	1769.53	62.86	111232.74	55.62
11-11	15.79	97.05	846.70	423.35	61.68	26112.21	13.06
12	0	10.20	0.00	**Total**	**643.98**	**2603865.18**	**1301.93**

b=30m

coupe	Hauteur	B	S (m^2)	Smoy(m^2)	L (m)	V (m^3)	Cout (MDA)
0	0	10.16	0.00	304.16	22.51	6846.60	3.42
1-1	13.14	82.43	608.32	945.58	20.85	19715.43	9.86
2-2	19.83	119.23	1282.85	1736.97	20.58	35746.79	17.87
3-3	26.44	155.58	2191.08	3400.79	57.15	194355.12	97.18
4-4	39.14	225.43	4610.50	5362.18	35.79	191912.58	95.96
5-5	45.34	259.53	6113.87	6139.88	58.5	359183.00	179.59
6-6	45.54	260.63	6165.89	6126.92	117.67	720954.39	360.48
7-7	45.24	258.98	6087.95	5846.88	69.48	406241.19	203.12
8-8	43.34	248.53	5605.81	5315.50	29.08	154574.63	77.29
9-9	40.94	235.33	5025.18	3828.19	87.83	336229.78	168.11
10-10	29.14	170.43	2631.20	1721.82	62.86	108233.89	54.12
11-11	15.44	95.08	812.45	406.23	61.68	25056.04	12.53
12	0	10.16	0.00	**Total**	**643.98**	**2559049.45**	**1279.52**

b=35m

coupe	Hauteur	B	S (m^2)	Smoy(m^2)	L (m)	V (m^3)	Cout (MDA)
0	0	10.14	0.00	293.41	22.51	6604.58	3.30
1-1	12.88	80.98	586.81	919.23	20.85	19165.96	9.58
2-2	19.57	117.78	1251.65	1700.97	20.58	35005.99	17.50
3-3	26.18	154.13	2150.29	3350.79	57.15	191497.85	95.75
4-4	38.88	223.98	4551.29	5298.49	35.79	189632.81	94.82
5-5	45.08	258.08	6045.68	6071.54	58.5	355185.20	177.59
6-6	45.28	259.18	6097.40	6058.65	117.67	712921.53	356.46
7-7	44.98	257.53	6019.90	5780.21	69.48	401608.89	200.80
8-8	43.08	247.08	5540.52	5251.94	29.08	152726.50	76.36
9-9	40.68	233.88	4963.37	3774.93	87.83	331552.08	165.78
10-10	28.88	168.98	2586.49	1687.05	62.86	106048.19	53.02
11-11	15.18	93.63	787.61	393.81	61.68	24290.03	12.15
12	0	10.14	0.00	**Total**	**643.98**	**2526239.59**	**1263.12**

b=40m

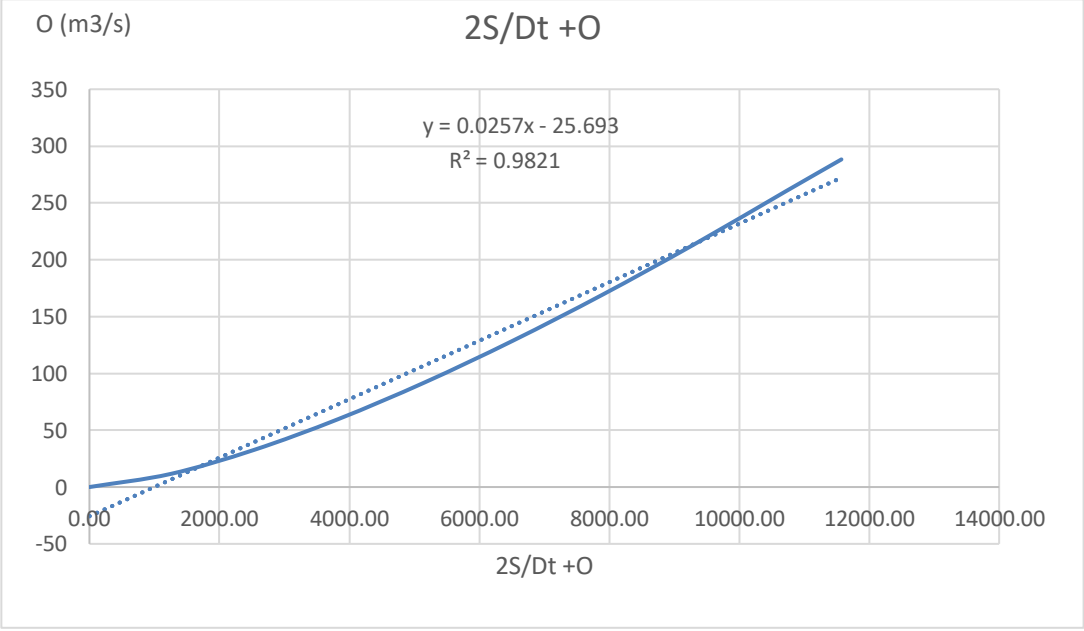
coupe	Hauteur	B	S (m^2)	Smoy(m^2)	L (m)	V (m^3)	Cout (MDA)
0	0	10.12	0.00	285.24	22.51	6420.68	3.21
1-1	12.68	79.86	570.47	899.14	20.85	18747.16	9.37
2-2	19.37	116.66	1227.82	1673.44	20.58	34439.34	17.22
3-3	25.98	153.01	2119.06	3312.45	57.15	189306.29	94.65
4-4	38.68	222.86	4505.83	5249.55	35.79	187881.54	93.94
5-5	44.88	256.96	5993.28	6019.03	58.5	352113.03	176.06
6-6	45.08	258.06	6044.78	6006.19	117.67	706748.61	353.37
7-7	44.78	256.41	5967.61	5728.98	69.48	398049.60	199.02
8-8	42.88	245.96	5490.36	5203.12	29.08	151306.82	75.65
9-9	40.48	232.76	4915.89	3734.06	87.83	327962.68	163.98
10-10	28.68	167.86	2552.23	1660.47	62.86	104376.89	52.19
11-11	14.98	92.51	768.70	384.35	61.68	23706.67	11.85
12	0	10.12	0.00	**Total**	**643.98**	**2501059.31**	**1250.53**

Annexe B08 : Laminage de crue par la méthode de Muskingum

Calcul de la courbe caractéristique $(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$:

Pour $b = 15m$

Cote (m)	H (m)	A (km2)	S (m3)	O (m3/s)	2S/Dt +O
298	0	4.454200	0	0	0.00
298.5	0.5	4.489775	2227100	11.51	1248.79
299	1	4.525600	4489775	32.56	2526.88
299.5	1.5	4.561675	6788400	59.81	3831.14
300	2	4.598000	9123350	92.08	5160.61
300.5	2.5	4.634575	11495000	128.69	6514.80
301	3	4.671400	13903725	169.17	7893.46
301.5	3.5	4.708475	16349900	213.18	9296.46
302	4	4.7458	18833900	260.45	10723.73
302.27	4.28	4.7660595	20312024	288.27	11572.73



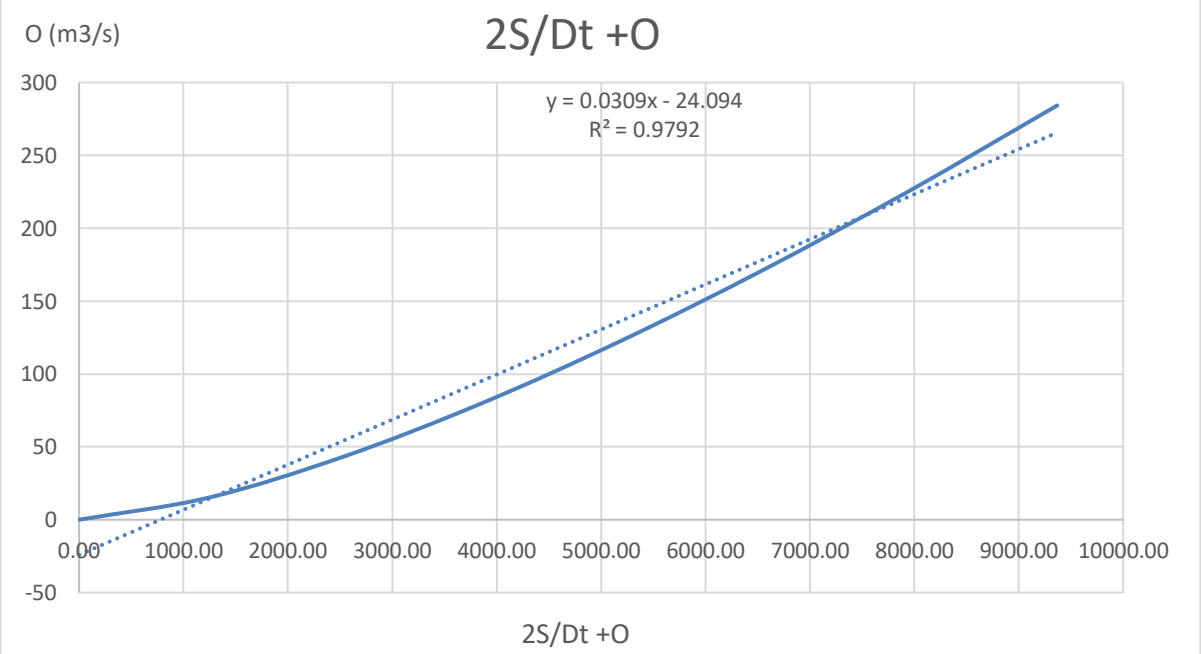
Calcul de l’hydro-gramme laminé :

T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0	0	0
1	5.67	5.67	5.67	5.57	0.05
2	22.67	28.34	33.91	33.31	0.3
3	51.02	73.69	107	105.02	0.99
4	90.69	141.71	246.73	242.19	2.27
5	141.71	232.4	474.59	465.85	4.37
6	204.07	345.78	811.63	796.67	7.48
7	277.76	481.83	1278.5	1254.52	11.99
7.13	288.17	565.93	1820.45	1778.59	20.93
8	242.35	530.52	2309.11	2251.17	28.97
9	201.67	444.02	2695.19	2626.93	34.13
10	165.81	367.48	2994.41	2914.27	40.07
11	134.48	300.29	3214.56	3125.68	44.44
12	107.37	241.85	3367.53	3267.29	50.12
13	84.17	191.54	3458.83	3354.77	52.03
14	64.58	148.75	3503.52	3397.58	52.97
15	48.29	112.87	3510.45	3404.23	53.11
16	35	83.29	3487.52	3382.26	52.63
17	24.41	59.41	3441.67	3338.33	51.67
18	16.2	40.61	3378.94	3278.22	50.36
19	10.07	26.27	3304.49	3207.67	48.41
20	5.73	15.8	3223.47	3129.25	47.11
21	2.86	8.59	3137.84	3047.2	45.32
22	1.15	4.01	3051.21	2964.19	43.51
23	0.31	1.46	2965.65	2882.19	41.73
24	0.03	0.34	2882.53	2802.55	39.99
24.83	0	0.03	2802.58	2725.94	38.32

Calcul de la courbe caractéristique $(O) = 2S/Dt + O$

Pour $b = 20m$

Cote (m)	H (m)	A (km2)	S m3	O (m3/s)	2S/Dt +O
257	0	4.454200	0	0	0.00
257.5	0.5	4.489775	2227100	15.35	1237.28
258	1	4.525600	4489775	43.41	2537.73
258.5	1.5	4.561675	6788400	79.75	3851.08
259	2	4.598000	9123350	122.78	5191.31
259.5	2.5	4.634575	11495000	171.59	6557.70
260	3	4.671400	13903725	225.56	7949.85
260.5	3.5	4.708475	16349900	284.24	9367.51



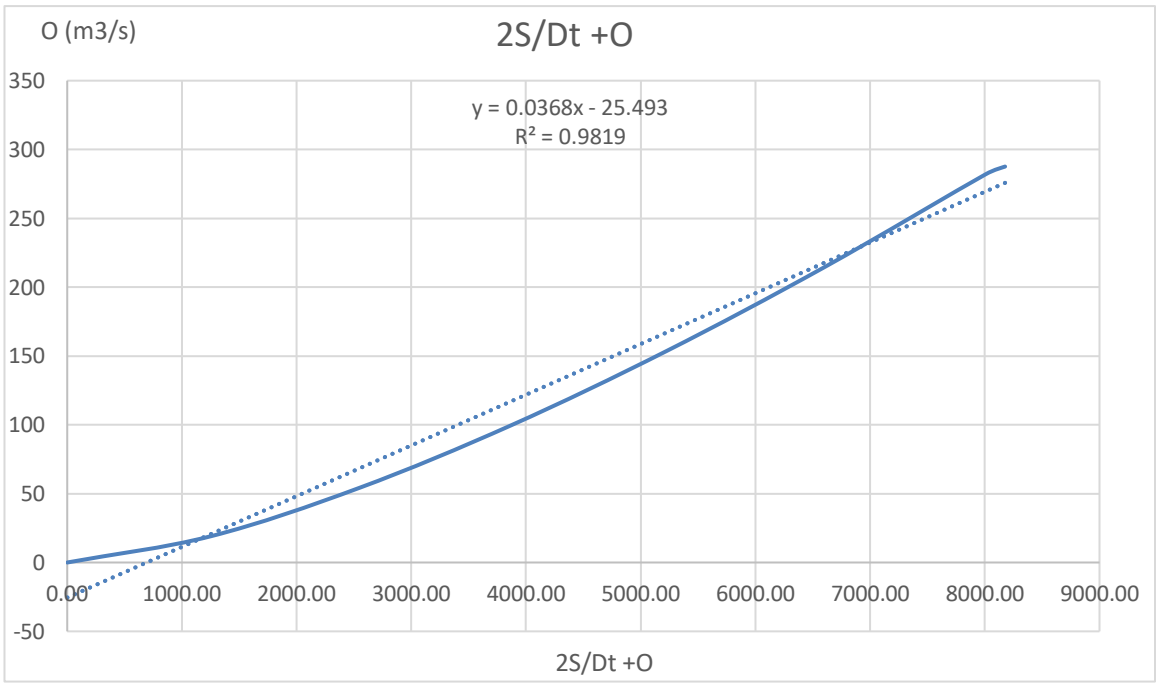
Calcul de l’hydro-gramme laminé :

T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0	0	0
1	5.67	5.67	5.67	5.55	0.06
2	22.67	28.34	33.89	33.11	0.39
3	51.02	73.69	106.8	104.24	1.28
4	90.69	141.71	245.95	240.07	2.94
5	141.71	232.4	472.47	461.17	5.65
6	204.07	345.78	806.95	787.61	9.67
7	277.76	481.83	1269.44	1238.66	15.39
7.13	288.17	565.93	1804.59	1750.17	27.21
8	242.35	530.52	2280.69	2205.95	37.37
9	201.67	444.02	2649.97	2556.93	46.52
10	165.81	367.48	2924.41	2816.19	54.11
11	134.48	300.29	3116.48	2997.64	59.42
12	107.37	241.85	3239.49	3113.83	62.83
13	84.17	191.54	3305.37	3176.07	64.65
14	64.58	148.75	3324.82	3194.44	65.19
15	48.29	112.87	3307.31	3177.91	64.70
16	35	83.29	3261.20	3134.34	63.43
17	24.41	59.41	3193.75	3070.63	61.56
18	16.2	40.61	3111.24	2992.68	59.28
19	10.07	26.27	3018.95	2905.49	56.73
20	5.73	15.8	2921.29	2813.25	54.02
21	2.86	8.59	2821.84	2719.3	51.27
22	1.15	4.01	2723.31	2626.23	48.54
23	0.31	1.46	2627.69	2535.91	45.89
24	0.03	0.34	2536.25	2449.51	43.37
24.83	0	0.03	2449.54	2366.58	41.48

Calcul de la courbe caractéristique $(O) = 2S/Dt + O$

Pour $b = 25m$

Cote (m)	H (m)	A (km2)	S m3	O (m3/s)	2S/Dt +O
298	0	4.454200	0	0	0.00
298.5	0.5	4.489775	2227100	19.18	1256.46
299	1	4.525600	4489775	54.26	2548.58
299.5	1.5	4.561675	6788400	99.68	3871.01
300	2	4.598000	9123350	153.47	5222.00
300.5	2.5	4.634575	11495000	214.48	6600.59
301	3	4.671400	13903725	281.95	8006.24
301.04	3.04	4.6743568	14201056	287.61	8177.09



Calcul de l’hydro-gramme laminé :

T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0	0	0
1	5.67	5.67	5.67	5.49	0.09
2	22.67	28.34	33.83	32.79	0.52
3	51.02	73.69	106.48	103.22	1.63
4	90.69	141.71	244.93	237.45	3.74
5	141.71	232.4	469.85	455.51	7.17
6	204.07	345.78	801.29	776.83	12.23
7	277.76	481.83	1258.66	1220.18	19.24
7.13	288.17	565.93	1786.11	1718.99	33.56
8	242.35	530.52	2249.51	2157.23	46.14
9	201.67	444.02	2601.25	2489.11	56.07
10	165.81	367.48	2856.59	2726.91	64.84
11	134.48	300.29	3027.2	2885.82	70.69
12	107.37	241.85	3127.67	2979.37	74.15
13	84.17	191.54	3170.91	3019.65	75.63
14	64.58	148.75	3168.4	3017.3	75.55
15	48.29	112.87	3130.17	2981.69	74.24
16	35	83.29	3064.98	2921	71.99
17	24.41	59.41	2980.41	2842.23	69.09
18	16.2	40.61	2882.84	2751.36	65.74
19	10.07	26.27	2777.63	2653.37	62.13
20	5.73	15.8	2669.17	2552.37	58.4
21	2.86	8.59	2560.96	2451.58	54.69
22	1.15	4.01	2455.59	2352.11	51.74
23	0.31	1.46	2353.57	2255.63	48.97
24	0.03	0.34	2255.97	2163.33	46.32
24.83	0	0.03	2163.36	2075.76	43.8

Calcul de la courbe caractéristique $(O) = 2S/Dt + O$

Pour $b = 30m$

Cote (m)	H (m)	A (km2)	S m3	O (m^3/s)	2S/Dt +O
298	0	4.454200	0	0	0.00
298.5	0.5	4.489775	2227100	23.02	1260.30
299	1	4.525600	4489775	65.11	2559.43
299.5	1.5	4.561675	6788400	119.62	3890.95
300	2	4.598000	9123350	184.17	5252.69
300.5	2.5	4.634575	11495000	257.38	6643.49
300.69	2.69	4.648539	12467007	287.27	7213.39

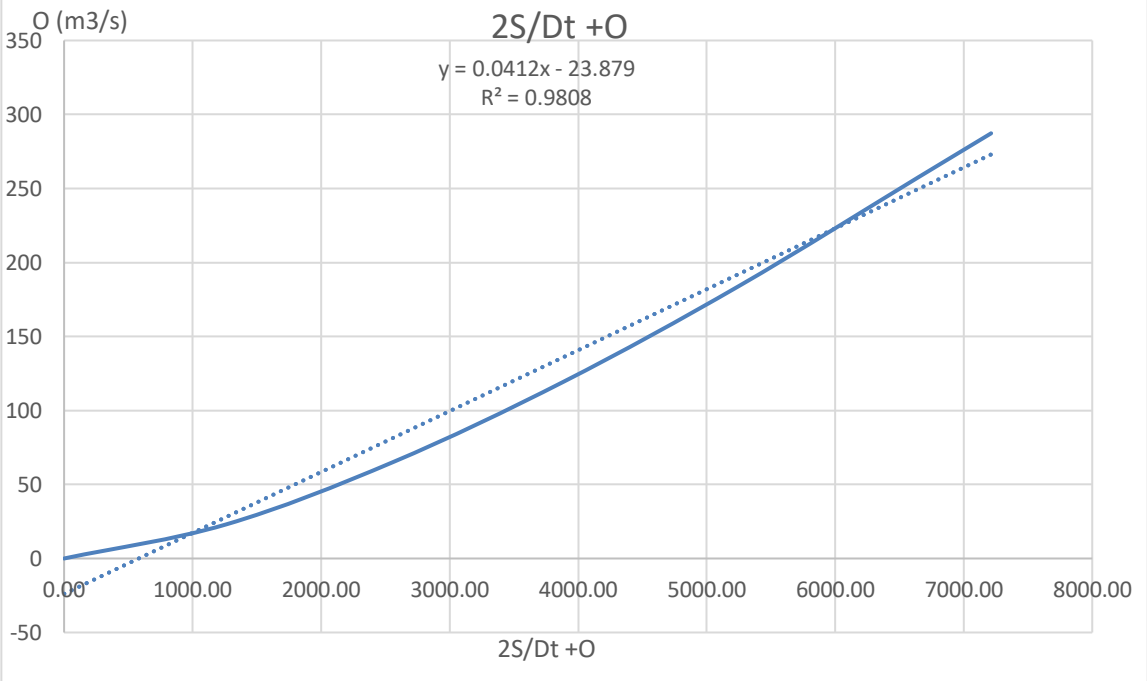


Figure II. 3 : courbe caractéristique de la retenue collinaire

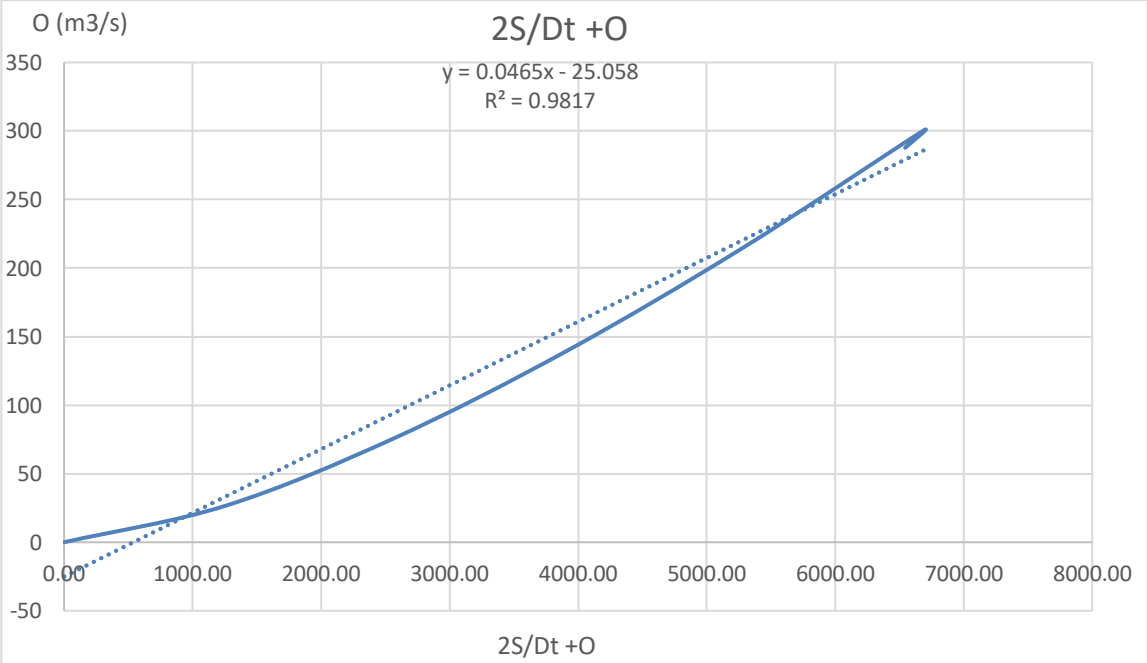
Calcul de l’hydro-gramme laminé :

T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0	0	0
1	5.67	5.67	5.67	5.47	0.1
2	22.67	28.34	33.81	32.57	0.62
3	51.02	73.69	106.26	102.38	1.94
4	90.69	141.71	244.09	235.17	4.46
5	141.71	232.4	467.57	450.49	8.54
6	204.07	345.78	796.27	767.19	14.54
7	277.76	481.83	1249.02	1203.4	22.81
7.13	288.17	565.93	1769.33	1694.65	37.34
8	242.35	530.52	2225.17	2116.61	54.28
9	201.67	444.02	2560.63	2430.31	65.16
10	165.81	367.48	2797.79	2648.05	74.87
11	134.48	300.29	2948.34	2786.28	81.03
12	107.37	241.85	3028.13	2859.55	84.29
13	84.17	191.54	3051.09	2880.61	85.24
14	64.58	148.75	3029.36	2860.66	84.35
15	48.29	112.87	2973.53	2814.75	79.39
16	35	83.29	2898.04	2740.1	78.97
17	24.41	59.41	2799.51	2649.63	74.94
18	16.2	40.61	2690.24	2549.3	70.47
19	10.07	26.27	2575.57	2444.03	65.77
20	5.73	15.8	2459.83	2336.07	61.88
21	2.86	8.59	2344.66	2228.36	58.15
22	1.15	4.01	2232.37	2123.35	54.51
23	0.31	1.46	2124.81	2022.75	51.03
24	0.03	0.34	2023.09	1927.63	47.73
24.83	0	0.03	1927.66	1838.38	44.64

Calcul de la courbe caractéristique $(O) = 2S/Dt + O$

Pour $b = 35m$

Cote (m)	H (m)	Surface (km2)	S m3	O (m3/s)	2S/Dt +O
298	0	4.454200	0	0	0.00
298.5	0.5	4.489775	2227100	26.86	1264.14
299	1	4.525600	4489775	75.97	2570.28
299.5	1.5	4.561675	6788400	139.56	3910.89
300	2	4.598000	9123350	214.86	5283.39
300.43	2.43	4.629439	11262017	287.76	6544.43



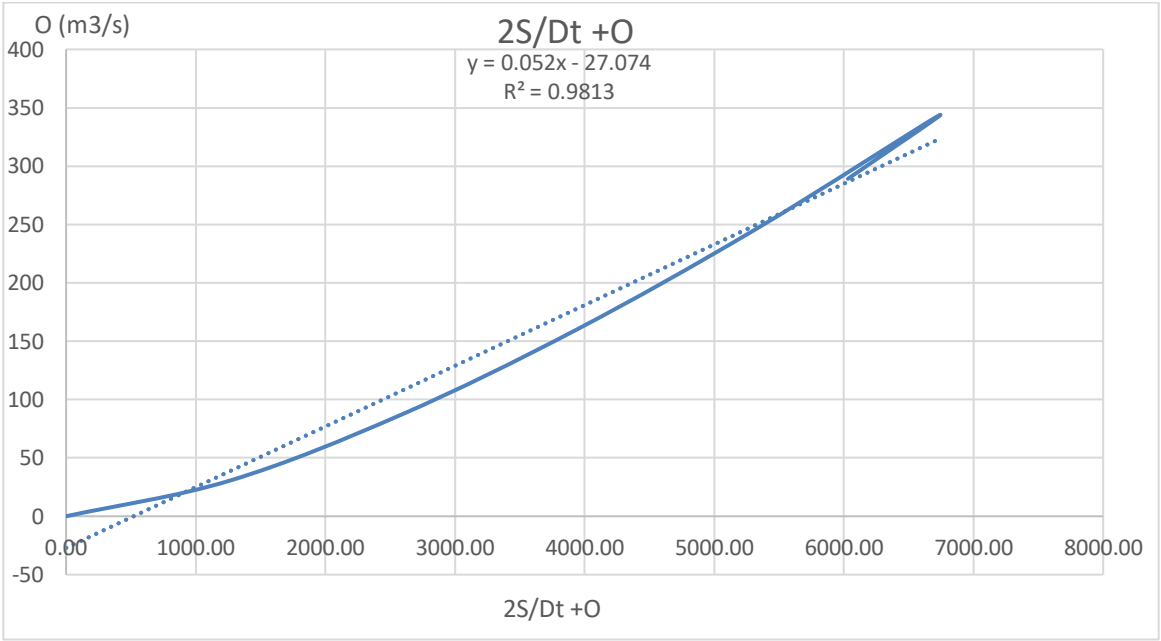
Calcul de l’hydro-gramme laminé :

T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0	0	0
1	5.67	5.67	5.67	5.43	0.12
2	22.67	28.34	33.77	32.33	0.72
3	51.02	73.69	106.02	100.98	2.52
4	90.69	141.71	242.69	232.37	5.16
5	141.71	232.4	464.77	445.03	9.87
6	204.07	345.78	790.81	757.21	16.8
7	277.76	481.83	1239.04	1186.38	26.33
7.13	288.17	565.93	1752.31	1661.89	45.21
8	242.35	530.52	2192.41	2068.89	61.76
9	201.67	444.02	2512.91	2365.29	73.81
10	165.81	367.48	2732.77	2577.71	77.53
11	134.48	300.29	2878	2710.28	83.86
12	107.37	241.85	2952.13	2763.97	94.08
13	84.17	191.54	2955.51	2767.03	94.24
14	64.58	148.75	2915.78	2731.06	92.36
15	48.29	112.87	2843.93	2666.03	88.95
16	35	83.29	2749.32	2580.4	84.46
17	24.41	59.41	2639.81	2481.27	79.27
18	16.2	40.61	2521.88	2373.58	74.15
19	10.07	26.27	2399.85	2260.73	69.56
20	5.73	15.8	2276.53	2146.67	64.93
21	2.86	8.59	2155.26	2034.52	60.37
22	1.15	4.01	2038.53	1926.57	55.98
23	0.31	1.46	1928.03	1824.39	51.82
24	0.03	0.34	1824.73	1728.85	47.94
24.83	0	0.03	1728.88	1640.22	44.33

Calcul de la courbe caractéristique $(O) = 2S/Dt + O$

Pour b =40 m

Cote (m)	H (m)	A (km2)	S m3	O (m3/s)	2S/Dt +O
298	0	4.454200	0	0	0.00
298.5	0.5	4.489775	2227100	30.69	1267.97
299	1	4.525600	4489775	86.82	2581.14
299.5	1.5	4.561675	6788400	159.49	3930.83
300	2	4.598000	9123350	245.56	5314.08
300.23	2.23	4.614793	10335102	289.11	6030.83



Annexe C : Stabilité des talus

Talus amont :

N°	b	h_1	h_2	h_3	Sinα	Cos α	G	N	T	N.tgφ	dl	C	C.l
-3	11.75	9.94	0	0	-0.30	0.95	161.35	153.92	-48.41	112.36	12.32	1.00	12.32
-2	10.3	4.27	15.87	0	-0.20	0.98	512.33	501.97	-102.47	386.22	10.51	0.80	8.44
-1	10.3	0	23.25	0	-0.10	0.99	622.64	619.51	-62.26	483.22	10.35	0.75	7.76
0	10.3	0	3.98	0	-	1.00	106.58	106.58	-	83.14	10.30	0.75	7.73
1	10.3	0	6.43	0	0.10	0.99	172.20	171.33	17.22	133.64	10.35	0.75	7.76
2	10.3	0	10.91	4.49	0.20	0.98	379.11	371.45	75.82	275.66	10.51	0.88	9.26
3	10.3	0	13.89	7.3	0.30	0.95	513.33	489.69	154.00	360.03	10.80	0.91	9.77
4	10.3	0	16.9	9.23	0.40	0.92	631.31	578.61	252.52	424.74	11.24	0.91	10.22
5	10.3	0	18.68	9.95	0.50	0.87	692.92	600.09	346.46	440.96	11.89	0.91	10.78
6	10.3	0	21.93	9.73	0.60	0.80	775.70	620.56	465.42	459.24	12.88	0.89	11.44
7	10.3	0	25.05	7.98	0.70	0.71	825.36	589.43	577.75	441.24	14.42	0.86	12.39
8	10.3	0	31.3	6.06	0.80	0.60	955.56	573.34	764.45	435.11	17.17	0.82	14.13
9	10.3	0	30.81	1.8	0.90	0.44	859.95	374.84	773.95	289.69	23.63	0.77	18.31
∑							7 208.34		3 214.47	4 325.24			140.30

Coefficient de sécurité	
Kss	1.39
Kas	1.20

Talus aval :

N°	b	h_1	h_2	h_3	Sinα	Cosα	G	N	T	N.tgφ	dl	C	C.l
-3	3.55	0	3.98	1.8	- 0.30	0.95	48.75	46.50	- 14.62	34.39	3.72	0.89	3.31
-2	9.1	0	6.43	6.06	- 0.20	0.98	255.81	250.64	- 51.16	179.69	9.29	0.97	8.99
-1	9.1	0	10.91	7.98	- 0.10	0.99	394.65	392.67	- 39.47	284.72	9.15	0.94	8.60
0	9.1	0	13.89	9.73	-	1.00	495.10	495.10	-	359.66	9.10	0.94	8.51
1	9.1	0	16.9	9.95	0.10	0.99	570.08	567.22	57.01	415.11	9.15	0.92	8.38
2	9.1	0	18.68	9.23	0.20	0.98	599.88	587.76	119.98	433.18	9.29	0.90	8.35
3	9.1	0	21.93	7.3	0.30	0.95	643.75	614.10	193.13	459.06	9.54	0.86	8.23
4	9.1	0	25.05	4.49	0.40	0.92	669.50	613.60	267.80	466.49	9.93	0.82	8.13
5	9.1	0	31.3	0	0.50	0.87	740.56	641.34	370.28	500.25	10.51	0.75	7.88
6	9.1	0	30.81	0	0.60	0.80	728.96	583.17	437.38	454.87	11.38	0.75	8.53
7	9.1	0	23.25	0	0.70	0.71	550.10	392.85	385.07	306.42	12.74	0.75	9.56
8	9.1	4.27	15.88	0	0.80	0.60	452.64	271.58	362.11	208.96	15.17	0.80	12.18
9	9.1	9.94	0	0	0.90	0.44	179.10	78.07	161.19	56.99	20.88	1.00	20.88
∑							6 328.87		2 248.68	4 159.79			121.53

Coefficient de sécurité	
Kss	1.90
Kas	1.49

Annexe E : Calcul du chemin critique par le réseau a nœud

