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"

ⵓⵢⵙⵔⵙⴰ ⵓⵢⵙⵏⵍⵓ ⵉⵎⵉⵍⵙⵅ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DERMOUN ET DE SES OUVRAGES ANNEXES (W. BATNA)

Présenté par :

MAZED Cilia

Devant les membres du jury

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

Session : Novembre 2021

DEDICACES

Ce mémoire est le fruit d'un dur labeur, d'extrêmes efforts et de challenge que j'ai pu surmonter, grâce à Dieu et à mes proches, durant la crise épidémique du Covid-19. Je vais enfin le soutenir, j'espère mériter le titre d'ingénieur d'Etat en Hydraulique et que je vais être à la hauteur de cette responsabilité.

Je dédie mon travail aux futures générations de l'ENSH, pour qui je souhaite un avenir prometteur.

A mes parents, que j'espère, seront fiers de moi.

A mes frères et à toute ma famille.

A mes amis, et à toute personne, de loin ou de près, qui m'a encouragé ou contribué dans l'achèvement de ce travail.

REMERCIEMENTS

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail :

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mr. Zaibak, pour sa précieuse aide et son orientation durant la préparation de mon MFE ainsi qu'à Mr. Zeroual qui a toujours répondu à mes questions et problèmes rencontrés en hydraulique. A mon encadreur Mr. Benlaoukli, avec qui j'ai appris à travailler au-delà de mes limites.

J'adresse aussi mon respect à Mr. Ourari, ingénieur à l'ANBT pour toutes les données qui m'a fournis ainsi qu'à Mr. Bey, travaillant à l'ANRH, qui m'a facilité l'acquisition des donnes pluviométriques.

Je remercie ma famille : tout d'abord, mes parents qui m'ont toujours pousse à être ambitieuse et sérieuse dans tout ce que j'entreprends, et ensuite, mes frères, qui ont toujours été là pour me soutenir.

A toute personne, qui m'a soutenu et cru en moi : Merci !

RESUME

L'objectif du présent travail est de conclure la faisabilité ou non d'un barrage sur Oued Dermoun (Wilaya de Batna). L'étude consiste à définir la géologie du site, ses propriétés géotechniques ainsi que les caractéristiques hydrologiques du bassin versant. Ces informations nous conduiront à estimer les débits de crue pour pourvoir, ensuite, dimensionner 3 différentes variantes de digue et 2 variantes d'évacuateur de crue. En ne retenant qu'une seule variante chacune, nous passerons au dimensionnement des ouvrages annexes qui conviennent au barrage. Pour finir, nous aborderons l'organisation du chantier et la planification des travaux.

Mots clés : Dermoun, barrage, Batna, évacuateur latéral.

ABSTRACT

This work aims to conclude the feasibility of a dam on the Dermoun wadi at Batna. The study consists in defining the geology of the site, its geotechnical properties as well as the hydrological characteristics of the watershed. These data will lead us to estimate the flood flow, then, to determine 3 different variants of dam and 2 variants of spillway. By retaining only one variant each, we will move on to the sizing of the ancillary structures that are suitable for the dam. Finally, we will discuss the construction site organization and the work planning.

Key words : Dermoun, dam, Batna, lateral spillway.

ملخص

يهدف هذا العمل إلى استخلاص إمكانية إنشاء سد على واد درمون (ولاية باتنة). تكمن الدراسة في تحديد جيولوجيا الموقع وخصائصه الجيوتقنية وكذلك الخصائص الهيدرولوجية للحوض المائي في المنطقة. ستقودنا هذه المعلومات إلى تقدير تدفقات الفيضانات من أجل تحديد حجم ثلاث أنواع من السدود وعرض خيارين لجهاز صرف الفيضانات. ثم الاحتفاظ بنوع واحد لكل منهما، انتقلنا إلى تحديد حجم الهياكل الإضافية المناسبة للسد. وفي الأخير، ناقشنا تنظيم الموقع وتخطيط العمل.

TABLE DES MATIERES

Dédicaces I
Remerciements II
Résumé III
Abstract III
ملخص III
Table des matières IV
Liste des figures X
Liste des tableaux XI
Introduction générale 1
Chapitre 1 : Presentation du site 2
Introduction 2
1.1. Situation géographique 2
1.2. Choix de l'axe du barrage (Mihoubi, 2020) 3
1.2.1. Facteurs topographiques 3
1.2.2. Facteurs géologiques 3
1.2.3. Facteurs hydrologiques 3
Conclusion 4
Chapitre 2 : Etude geologique et geotehnique 6
Premiere partie : Etude géologique 6
Introduction 6
2.1. Géologie du site 6
2.2. Géologie du réservoir 7
2.3. Hydrogéologie 8
2.4. Sismicité de la région d'étude 8
Conclusion 9
Deuxième partie : Etude géotechnique 10
Introduction 10
2.5. Les travaux de reconnaissance 10
2.6. Essais in-situ 10
2.6.1. Essai SPT 10
2.6.2. Essais Lefranc 10
2.6.3. Essais Lugeon 11
2.7. Essais de laboratoire 11

2.7.1. Analyses granulométriques, limites d'Atterberg, teneurs en eau et densité des particules11
2.7.2. Essai œdométrique 12
2.7.3. Essai de compression simple 12
2.8. Matériaux de construction 13
2.8.1. Puits de reconnaissance 13
2.8.2. Zones d'emprunt 13
2.9. Conditions de fondation 13
2.10. Fouilles du barrage 14
2.11. Fondation / Soutènement des ouvrages annexes 14
2.11.1. Galerie de dérivation provisoire/vidange de fond et prise d'eau 14
2.11.2. Évacuateurs de crues principal 14
2.12. Perméabilité et traitement de la fondation 14
2.13. Stabilité des pentes et perméabilité de la cuvette 14
2.14. Matériaux de construction 15
2.14.1. Sols fins a utiliser pour le noyau 15
2.14.2. Matériaux pour les recharges 15
2.15. Matériaux F1, F2, D - filtres et drains 17
2.16. Matériaux E1 et E2 – Enrochements (Rip rap) 18
Conclusion 19
Chapitre 3 : Etude hydrologique 21
Introduction 21
3.1. Bassin versant 21
3.1.1. Caractéristiques géographiques du bassin versant 21
3.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant 22
3.1.3. Caractéristiques morphologiques du bassin versant (Touaibia, 2004) 22
3.1.4. Hypsométrie du bassin versant 23
3.1.5. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant 27
3.2. Caractéristiques climatologiques 31
3.2.1. Températures 31
3.2.2. Evaporation 32
3.2.3. Pluviométrie 32
3.2.4. Les précipitations maximales journalières 33
3.3. Ajustement des précipitations 34
3.4. Précipitations de longue durée 37
3.5. Etude des apports 39

3.5.1. Formules empiriques 39
3.5.2. Méthode analogique 40
3.5.3. Caractéristiques de l'écoulement 41
3.5.4. Les apports fréquentiels 42
3.6. Etude des crues 44
3.6.1. Hydrogramme de crue (Par la méthode de Sokolovsky) 45
3.6.2. Choix de la crue de projet 47
3.6.3. Choix de la crue de chantier 48
3.7. Apports solides et estimation du volume mort 49
3.7.1. Par les formules empiriques 49
3.7.2. Par analogie avec la station de Foum El Gherza 50
3.8. Régularisation 50
3.8.1. Répartition mensuelle de la consommation 51
3.8.2. Courbes « Hauteurs – Capacité – Surfaces » 51
3.8.3. Calcul du volume utile 52
3.8.4. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes 53
3.8.5. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes 55
3.1. Laminage des crues 57
3.1.1. Définition de la méthode de Muskingum 57
3.1.2. Les étapes de calcul du laminage par Muskingum 59
3.1.3. Application de Muskingum : pour B = 30m 59
3.2. Etude d'optimisation 67
3.2.1. Revanche 68
3.2.2. Tassement 68
3.2.3. Largeur en crête 69
3.2.4. Calcul des coûts 69
Conclusion 79
Chapitre 4 : Etude des variantes de la digue 81
Introduction 81
4.1. Situation et Choix de l'axe d'implantation 81
4.2. Choix du type de barrage 82
4.3. Les variantes à choisir 83
4.3.1. Barrage en enrochements avec masque en géomembrane 83
4.3.2. Barrage en enrochements avec masque en béton 83
4.3.3. Barrage zoné a noyau argileux 83
4.4. Définition du profil général du barrage 83

4.4.1. Hauteur du barrage 83
4.4.2. Largeur en crête : 84
4.4.3. Longueur en crête 84
4.4.4. Pente des talus 84
4.4.5. Les bermes : 85
4.4.6. Protection de la crête 85
4.5. VAR 1 : Barrage en enrochements avec masque en geomembrane 85
4.5.1. Pente des talus 85
4.5.2. Choix de geomembrane 85
4.5.3. Choix de géotextile 85
4.6. VAR 2 : Barrage en enrochements avec masque en béton 86
4.6.1. Pente des talus 86
4.6.2. Epaisseur du masque en béton 86
4.7. VAR 3 : Barrage zoné a noyau argileux 86
4.7.1. Pentes des talus 86
4.7.2. Protection des talus 86
4.7.3. Noyau 88
4.7.4. Dimensionnement du drain tapis 89
4.7.5. Dimensionnement du prisme de drainage 89
4.8. Fixation du choix définitif du type du barrage 90
4.9. Etude comparative 90
4.9.1. Calcul des volumes 90
4.9.2. Calcul du coût 91
Conclusion 91
Chapitre 5 : Etude de la variante choisie 93
Introduction 93
5.1. Conception de la digue 93
5.1.1. Revanche 93
5.1.2. Hauteur du barrage 93
5.1.3. Largeur en crête 93
5.1.4. Classification de l'ouvrage 93
5.1.5. Les bermes 93
5.1.6. Pente des talus 93
5.1.7. Protection des talus 94
5.1.8. Drainage de la digue 95
5.2. Etanchéité du barrage 98

5.2.1. Noyau 98
5.2.2. Clé d'ancrage 98
5.2.3. Protection de la crête 98
5.3. Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation 98
5.3.1. Objectifs du calcul d'infiltration 98
5.3.2. La ligne de saturation 98
5.4. Calcul d'infiltration 99
5.4.1. Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue 99
5.4.2. Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la fondation 100
5.4.3. Débit de fuite du barrage (digue + fondation) 100
5.4.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage 100
5.5. Etude de stabilité 101
5.5.1. Présentation du logiciel Geostudio 2018 v. 9.1.1 101
5.5.2. Méthode de Bishop 102
5.6. Coefficients de securite 104
5.6.1. En condition normal d'exploitation 104
5.6.2. Avec les actions sismiques 104
Conclusion 105
Chapitre 6 : Etude des ouvrages annexes 107
Introduction 107
6.1. L'évacuateur de crues 107
6.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue 107
6.1.2. Différents types d'évacuateurs de crue 107
6.2. Dimensionnement de l'évacuateur de crue 108
6.2.1. Evacuateur de crue latéral à entonnement latéral : 109
6.3. Ouvrage de vidange 123
6.3.1. Calcul du temps de vidange 123
6.3.2. Calcul du diamètre de la conduite de vidange 125
6.4. Ouvrage de prise d'eau 125
6.4.1. Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau 125
6.4.2. Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre 125
6.4.3. Correction de la valeur de coefficient μ 126
6.4.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite 126
Conclusion 127
Chapitre 7 : Derivation provisoire 129
Introduction 129

7.1. Choix de la crue de dimensionnement 129
7.2. Succession des travaux 129
7.2.1. Première phase 129
7.2.2. Deuxième phase 129
7.2.3. Troisième phase 130
7.2.4. Quatrième phase 130
7.3. Calcul hydraulique de la galerie (Hassane, 2006) 130
7.3.1. Laminage de crue de chantier 130
7.3.2. Etude d'optimisation 133
7.4. Ouvrage de restitution 137
Conclusion 138
Chapitre 8 : Organisation de chantier 140
Introduction 140
8.1. Rôle et responsabilité des intervenants sur un chantier 140
➢ Le maitre de l'ouvrage : 140
8.2. Organisation : moyens et programme (technique des petits barrages) 140
8.2.1. Moyens 140
8.2.2. Programme 141
8.3. Planification 141
8.3.1. Définition 141
8.3.2. Objectif 142
8.4. Techniques de planification 142
8.4.1. Méthodes basées sur le réseau 142
8.4.2. Méthodes basées sur le graphique 143
8.5. Symboles des différentes opérations 144
Conclusion 148
Conclusion générale 149
Références bibliographiques 150
Annexes VII

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Image satellitaire de la région du barrage Dermoun (W. Batna) 2
Figure 2 : Localisation du site de barrage sur l'extrait de la carte géologique au 1/100000 des Aurès .. 6
Figure 3 : Carte tectonique interprétative du secteur de Biskra .....**Erreur ! Signet non défini.**
Figure 4 : Carte de zonage sismique (RPA99/version 2003) 9
Figure 5 : Bassin versant de Dermoun et les bassins voisins (A.N.B.T , 2008)..... 22
Figure 6 : Courbe hypsométrique..... 24
Figure 7 : Classification du réseau hydrographique (selon l'ordre Strahler)..... 28
Figure 8 : Répartition de la température mensuelle au niveau de la retenue..... 31
Figure 9 : Répartition de l'évaporation mensuelle 32
Figure 10 : Représentation graphique de la loi de Gumbel 35
Figure 11 : Représentation graphique de la loi log-normale 36
Figure 12 : Comparaison graphique entre la loi de Gumbel et la loi log-normale 37
Figure 13 : Tracé des isoètes sur le bassin de Dermoun et ses bassins voisins 38
Figure 14 : Graphique de la répartition mensuelle de l'apport moyen du site 41
Figure 15 : Graphique de l'ajustement des apports a la loi log-normale..... 43
Figure 16 : Les hydrogrammes de crue pour différentes périodes de retour 46
Figure 17 : L'hydrogramme de la crue de projet pour T= 1000 ans 48
Figure 18 : L'hydrogramme de la crue de chantier pour T= 20 ans..... 49
Figure 19 : Courbes Capacite - Surfaces - Hauteur..... 52
Figure 20 : La courbe caractéristique du barrage 61
Figure 21 : Hydrogrammes de sortie pour différentes valeurs de B..... 67
Figure 22 : Allure du profil longitudinal de l'axe de la digue..... 70
Figure 23 : Courbe d'optimisation des coûts (E.C + Digue)..... 78
Figure 24 : Vue de l'axe vers l'aval 81
Figure 25 : Vue de l'extrémité amont du barrage..... 82
Figure 26 : Vue vers l'amont..... 82
Figure 27 : Filtre répondant aux conditions de Terzagui vis-à-vis des matériaux (1) à drainer et (3) drainant..... 96
Figure 28 : Schéma de calcul e la ligne de saturation 99
Figure 29 : Les modules de Geostudio..... 101
Figure 30 : Calcul de stabilité du talus aval (Fin de construction)..... 103
Figure 31: Calcul de stabilité du talus amont (Vidange rapide totale) après 23 jours..... 103
Figure 32 : Calcul de stabilite du talus aval (Fonctionnement normal)..... 104
Figure 33 : Evacuateur latéral a entonnement latéral 109
Figure 34 : Detail du quadrant amont pour Hd = 1 m 111
Figure 35 : Déversoir a parement amont surplombant 112
Figure 36 : Profil en long de l'auge..... 114
Figure 37 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier..... 119
Figure 38 : Bassin de dissipation type III..... 121
Figure 39 : Courbe de tendance de la courbe Surace - Hauteur 124
Figure 40: Hydrogramme de crue T = 20 ans..... 129
Figure 41 : Courbe d'optimisation de la galerie..... 137
Figure 42 : Reseau à nœuds..... 145

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Les valeurs de l'accélération sismique à adopter 9
Tableau 2 : Résultats obtenus des essais d'identification 11
Tableau 3 : Résultats d'essai de consolidation (œdométrique) 12
Tableau 4 : Résumé des résultats des essais de compression simple 12
Tableau 5 : Surfaces partielles par tranche d'altitude 24
Tableau 6 : Récapitulatif des résultats obtenus par hypsométrie 25
Tableau 7 : Longueurs des courbes de niveaux 26
Tableau 8 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) 26
Tableau 9 : Récapitulatif des valeurs du temps de concentration 29
Tableau 10 : Caractéristiques hydromorphometriques du bassin versant 30
Tableau 11 : Température mensuelle estimée 31
Tableau 12 : Evaporation mensuelle au niveau de la retenue 32
Tableau 13 : Stations disponibles à proximité de la zone d'étude 32
Tableau 14 : Station pluviométrique choisie 33
Tableau 15 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne dans le bassin de Foum El Gherza 33
Tableau 16 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne dans notre bassin 33
Tableau 17 : Série des précipitations journalières max. de la station de Foum El Gherza 34
Tableau 18 : Caractéristiques de la série pluviométrique 34
Tableau 19 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel 35
Tableau 20 : Caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon 35
Tableau 21 : Résultat de l'ajustement à la loi log-normale 36
Tableau 22 : Caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon 36
Tableau 23 : Précipitation moyenne annuelle estimée pour chaque station 38
Tableau 24 : Résultats du calcul des apports par des formules empiriques 40
Tableau 25 : Analogie entre le bassin versant de Dermoun et les bassins de Foum El Gherza et de Khengat Sidi Nadji 40
Tableau 26 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site 41
Tableau 27 : Série des apports de la station de Foum el Gherza 42
Tableau 28 : Résultats de l'ajustement des apports à la loi log-normale 43
Tableau 29 : Répartition mensuelle de l'apport 80% de Dermoun 43
Tableau 30 : Débits fréquentiels obtenus par la formule de Mallet-Gauthier 44
Tableau 31 : Débits fréquentiels obtenus par la formule de Possenti 44
Tableau 32 : Débits fréquentiels calcules par la formule de Giandotti 45
Tableau 33 : Coefficients de forme δ 45
Tableau 34 : Valeurs des débits de crue en fonction du temps pour chaque période de retour 46
Tableau 35 : Recommandations du CAGB 47
Tableau 36 : Différentes valeurs de α 49
Tableau 37 : Répartition mensuelle de la consommation 51
Tableau 38 : Calcul des courbes topographiques et volumétriques 51
Tableau 39 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes 54
Tableau 40 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes 56
Tableau 41 : Résultats du calcul de la courbe caractéristique du barrage 60
Tableau 42 : Résultats du calcul de l'hydrogramme laminé 61
Tableau 43 : Resultats de calcul des hydrogrammes de sortie pour differentes valeurs de B 64
Tableau 44 : Récapitulatif des résultats de laminage 67

Tableau 45 : Les résultats de calcul de la revanche 68
Tableau 46 : Variation de la hauteur du barrage selon les largeurs deversantes B 69
Tableau 47 : Largeurs en crête pour différentes largeurs deversantes 69
Tableau 48 : Calcul du profil longitudinal 70
Tableau 49 : Calcul du volume digue pour B = 30 m 71
Tableau 50 : Calcul du volume digue pour B = 35 m 71
Tableau 51 : Calcul du volume digue pour B = 40 m 72
Tableau 52 : Calcul du volume digue pour B = 45 m 72
Tableau 53 : Calcul du volume digue pour B = 50 m 73
Tableau 54 : Calcul du volume digue pour B = 55 m 73
Tableau 55 : Calcul du volume digue pour B = 60 m 74
Tableau 56 : Calcul du volume digue pour B = 65 m 74
Tableau 58 : Cout de la digue pour différents largeurs deversantes 75
Tableau 59 : Coût du déversoir 76
Tableau 60 : Coût du canal d'approche 76
Tableau 61 : Coût total du barrage pour différentes valeurs de B 78
Tableau 62 : Caractéristiques du barrage 79
Tableau 63 : Récapitulation des résultats de calcul de la revanche 84
Tableau 64 : Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête 84
Tableau 65 : Valeurs de fruits de talus du remblai en fonction du type de matériaux du barrage 85
Tableau 66 : Valeurs du coefficient C en fonction des pentes de talus et du poids volumique du matériau de revêtement 87
Tableau 67 : Epaisseur de l'enrochement et D_{50} des pierres en fonction de la hauteur de la vague 87
Tableau 68 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation (Tchougaev, 1975) 88
Tableau 69 : Valeurs de gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage 89
Tableau 70 : Caractéristiques du noyau 89
Tableau 71 : Coût des trois variantes de la digue 91
Tableau 72 : Cotes des bermes sur le talus aval 93
Tableau 73 : Valeurs du coefficient C en fonction des pentes de talus et du poids volumique du matériau de revêtement 94
Tableau 74 : Epaisseur de l'enrochement et D_{50} des pierres en fonction de la hauteur de la vague 95
Tableau 76 : Caractéristiques du noyau 98
Tableau 77 : Coordonnées de la ligne de saturation 99
Tableau 78 : Resultats du calcul d'infiltrations a travers le barrage 100
Tableau 79 : Gradient d'infiltration admissible 100
Tableau 80 : Détermination du coefficient de sécurité Ks 101
Tableau 81 : Résultats des facteurs de sécurité pour les 3 cas de stabilité étudiés 105
Tableau 82 : Calcul du profil Creager du déversoir (parement aval) 110
Tableau 83 : Rayons R et Origines O du parement amont pour Hd = 1 m 111
Tableau 84 : Rayons R et Origines O pour Hd = 5.15 m 111
Tableau 85 : Calcul de la ligne d'eau dans la première tranche (X = 55 m à X = 50 m) 113
Tableau 86 : Récapitulatif des cotes de la ligne d'eau et d'auge 113
Tableau 87 : Calcul de la profondeur normale du chenal 115
Tableau 88 : Récapitulatif des données de départ 117
Tableau 89: Calcul de la ligne d'eau dans le coursier 118
Tableau 90: Hauteurs des murs bajoyers dans le coursier 119
Tableau 91 : Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR 120
Tableau 99 : Pertes de charges singulières (source A.N.B.T) 124

Tableau 100 : Resultats de calul du dimensionnement de la conduite de vidange 125
Tableau 101 : Coefficients de debit pour differents diamteres 131
Tableau 102 : Q=f(D) 132
Tableau 103 : H=f(T) 132
Tableau 104 : Résultats du laminage 132
Tableau 105 : Résultats de calcul de la revanche du batardeau 133
Tableau 106 : Résultats du calcul de la largeur en crête du batardeau 134
Tableau 107 : Paramètres du calcul d'optimisation 135
Tableau 108 : Résultats de calcul de l'optimisation 136
Tableau 110 : Les différents travaux de chantier et leur durée 144
Tableau 111 : Methode du tableau 146
Tableau 112 : Diagramme de Gantt 147

INTRODUCTION GENERALE

Le barrage Dermoun aura pour objectif de stocker et régulariser les apports de l'oued Dermoun, dans la Wilaya de Batna, à 60-70 km au Nord-Est de la ville de Biskra et à 20 km au Nord de la ville de Zeribet el Oued. Le débit régularisé sera utilisé pour l'irrigation de la vallée en aval. L'étude de sa faisabilité s'est penché sur plusieurs aspects : géologique, géotechnique et hydraulique.

Apres avoir présenté notre zone d'étude, nous avons introduit les caractéristiques géologiques et géotechniques du site, en récapitulant les différents essais d'identifications, en laboratoire et in-situ permettant d'obtenir les propriétés mécaniques du site afin d'orienter notre décision vers les variantes envisageables et convenables en vue de ces caractéristiques.

Hydrologiquement parlant, nous avons procédé à la détermination des volumes du barrage (volume mort, volume utile et volume force) puis à l'étude des crues pour différentes périodes de retour. A partir de l'hydrogramme d'entrée milléniale nous avons calculé l'hydrogramme sortant pour plusieurs largeurs deversantes pour enfin optimiser la capacité de l'évacuateur de crue tout en tenant de l'économie de son cout.

Une fois que les niveaux d'eau de la retenue sont connus et que la conception du barrage est définie, nous passons à l'étude des variantes en suggérant 3 variantes et ne choisissant qu'une seule a la fin : la plus favorable techniquement et économiquement.

La variante choisie sera plus tard, étudiée en détail, en définissant matériaux de construction et leur disposition, filtres et drains.

Le dimensionnement des ouvrages annexes inclura l'évacuateur de crue, la vidange de fond et la prise d'eau. Pour l'évacuateur, nous avons proposé deux variantes.

Durant l'exécution du chantier, il est indispensable d'assurer les travaux contre toute inondation probable. Pour cela, nous avons prévu le dimensionnement de la dérivation provisoire pour une crue de période retour égale à 20 ans.

Arrivés à cette étape, nous aurons abordé tous les volets techniques de l'étude, il ne reste qu'à planifier et organiser le chantier en prévoyant un diagramme de Gantt illustrant les travaux à faire, ainsi que leur durée de réalisation. Et pour finir, nous estimerons le cout total du projet.

Pour conclure l'étude, nous révèlerons si le barrage est faisable ou non en vue de tous les chapitres cités précédemment.

CHAPITRE 1

PRESENTATION DU SITE

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU SITE

Introduction

Avant d'entamer l'étude, il nous est nécessaire de connaitre l'emplacement du barrage de Dermoun dans la Wilaya de Batna. Ce chapitre nous initie à la localisation de la zone d'étude ainsi à quelques critères techniques à mettre en évidence lors du choix de l'axe du site le plus fiable et le plus rentable.

1.1. Situation géographique

Le bassin versant de l'oued Dermoun se situe dans le grand bassin de chott Melrhir, i1 est greffé dans la partie est de Biskra à 68 km environ et à 50 km du barrage Foum El Gherza (Figure 1.1).

Il s'étend du nord-ouest ou l'oued prend sa source à une altitude de 2000 m jusqu'à la côte 150m au sud, ensuite il se déverse dans Chott Melrhir. Le site est localisé sur par les coordonnées UTM (Zone 32) suivantes :

X= 273456.270 m

Y= 3861965.510 m

Z = 256 m

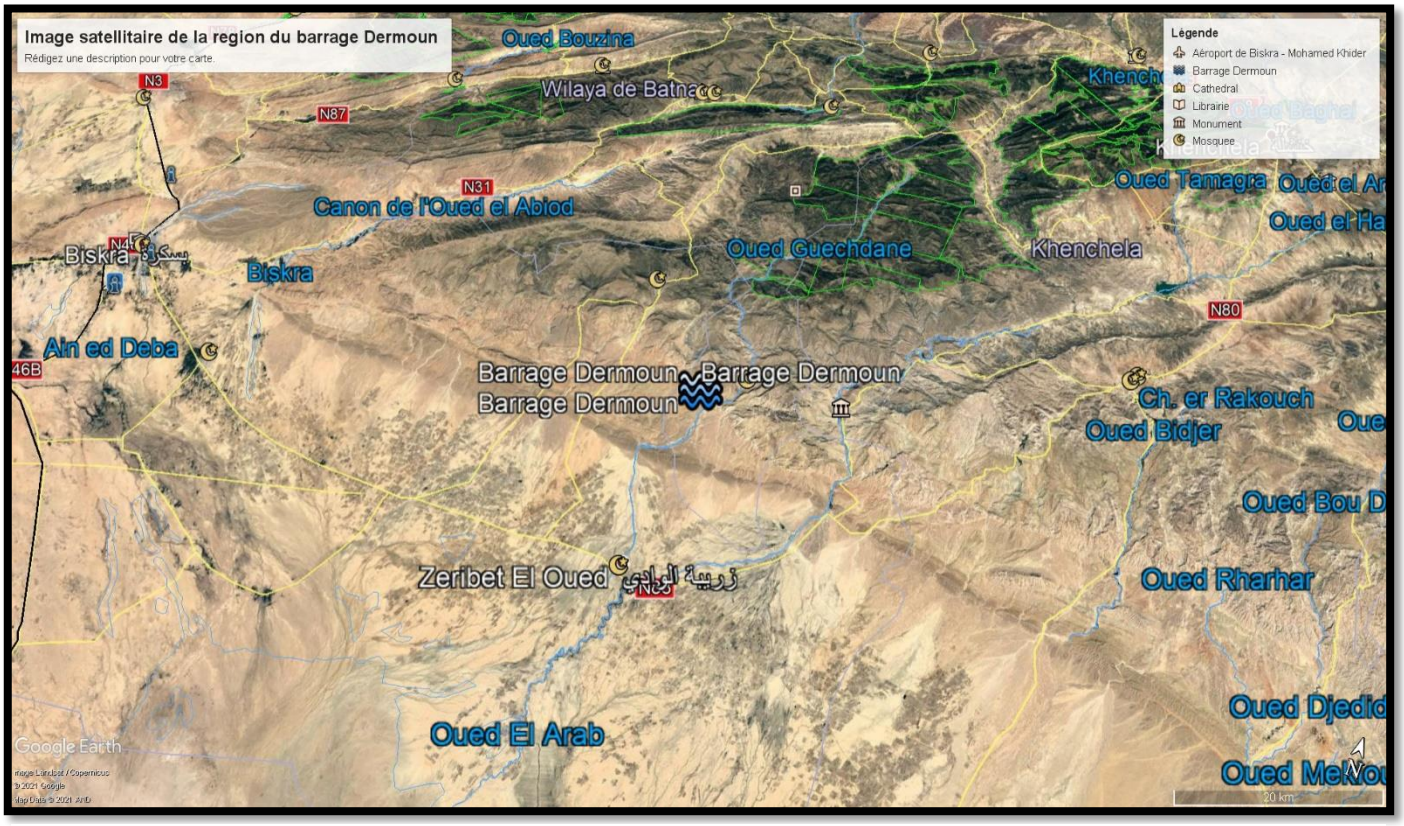


Figure 1 : Image satellitaire de la région du barrage Dermoun (W. Batna)

L'écoulement des eaux du bassin versant est drainé dans la direction nord-ouest sur oued Cheurfa jusqu'à la confluence avec oued Fadhala sur une longueur de 30km environ puis il change la direction nord-est, a 26km environ, sur le tronçon de l'oued Guechdane et transite par le site du futur barrage de l'oued Dermoun pour se déverser plus loin dans Chott melrhir.

1.2. Choix de l'axe du barrage (Mihoubi, 2020)

Il dépend de plusieurs facteurs techniques toute en prenant en considération le facteur économique le plus moindre :

1.2.1. Facteurs topographiques

La morphologie de la vallée est un facteur clé sur le choix d'axe du barrage. A ce titre, il est souhaitable de chercher un resserrement de vallée garantissant un emploi de quantités minimum du matériau dans le corps du barrage. La forme de la vallée peut avoir des conséquences significatives dans le remplissage du réservoir.

Pour ce qui de la cuvette, il est indispensable de s'assurer son étanchéité et de repérer l'existence des zones potentiellement instables pouvant mettre en péril l'exploitation du barrage. La courbe de remplissage peut, éventuellement, nous renseigner sur les performances de la cuvette.

1.2.2. Facteurs géologiques

En premier stade, l'approche géologique d'un site de barrage préconise une recherche sur des cartes géologiques au 1/80000 et 1/50000 ou bien d'autres supports, tels que les photos aériennes qui permettent de dégager un diagnostic sur la structure générale et la qualité des fondations.

En second stade, il est nécessaire de dresser un plan topographique aux échelles 1/1000 ou au 1/5000 pour la retenue et au 1/100 ou au 1/500 et même au 1/1000 pour la zone d'emprise du barrage.

1.2.3. Facteurs hydrologiques

a. Remplissage du réservoir :

Il ne suffit pas d'avoir une bonne cuvette topographique pour avoir un bon barrage, encore faut-il assurer qu'elle pourra être régulièrement remplie et garantir ainsi le soutirage d'un débit régulier.

Le barrage peut stocker les eaux de crues de l'année pour les restituer aux moments ou les besoins sont importants, en été particulièrement. Dans ce contexte, on introduit la notion de calcul de régularisation annuelle et la régularisation interannuelle (pour plusieurs années).

Pour répondre aux questions posées, il est indispensable d'avoir une connaissance parfaite autant que possible du bassin versant, et des caractéristiques hydrologiques du cours d'eau, qui se résument comme suit :

- Apports annuels - débit moyen annuel,
- Irrégularité du débit annuel moyen et mensuel,
- Hydrogramme des crues en fonction des fréquences des crues,

- Apports solides.

b. Besoins en eau :

Le dimensionnement du barrage et son exploitation sont commandés par l'importance des besoins à l'aval, de leur nature et de leurs variations dans le temps. Il faut donc, faire au niveau préalable des études, faire une étude d'estimation précise des besoins dont la satisfaction nécessite la création du barrage.

Sachant que leurs variations dans l'année sont à connaître avec précision. Contrairement à l'irrigation, l'alimentation en eau potable nécessite un débit de soutirage régulier au cours de l'année. La confrontation des apports et des besoins permet de déterminer la capacité et la hauteur de la digue (barrage). On appelle débit régularisé (80% du débit moyen), le débit distribuable ou garanti 9 années sur 10 ; la deuxième année, on aurait 90 chances sur 100 d'obtenir 90% de ce débit régularisé.

c. Evaporation des eaux :

Les pertes par évaporation peuvent être très importantes et on doit apporter à ce facteur toute l'attention voulue pour éviter de sérieux problèmes (non seulement du a la perte d'eau, mais également a l'augmentation de la salinité qui peut en résulter).

d. Alluvionnement et envasement d'un barrage :

La perte de capacité par alluvionnement et envasement est souvent importante particulièrement dans notre pays. Il est important donc de bien estimer les apports solides des cours d'eau. Généralement, les dépôts solides se répartissent en matériaux grossiers, charries au fond du lit et d'éléments fins transportes en suspension.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté la position géographique du barrage ainsi que les critères du choix de l'axe, qu'on va étudier en détails dans les prochains chapitres.

CHAPITRE 2

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

CHAPITRE 2 : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTEHNIQUE

PREMIERE PARTIE : ETUDE GEOLOGIQUE

Introduction

La géologie joue un rôle important dans le choix du site. Ce chapitre vise à déceler les avantages et défauts de ce dernier afin d'orienter notre étude vers le choix d'un type de barrage ou de variantes adaptées à ces conditions géologiques.

2.1. Géologie du site

La zone du barrage est située dans la bande sud des Aurès constitué par une guirlande discontinue de collines ou « Gueheb ». La zone de Gueheb est constituée par des terrains d'âge miocène-pliocène surmontés par des terrains quaternaires ou s'accumulent les alluvions anciennes et récentes ainsi que les matériaux issus des cônes de déjection torrentiels fréquents dans cette zone (Figure 2).

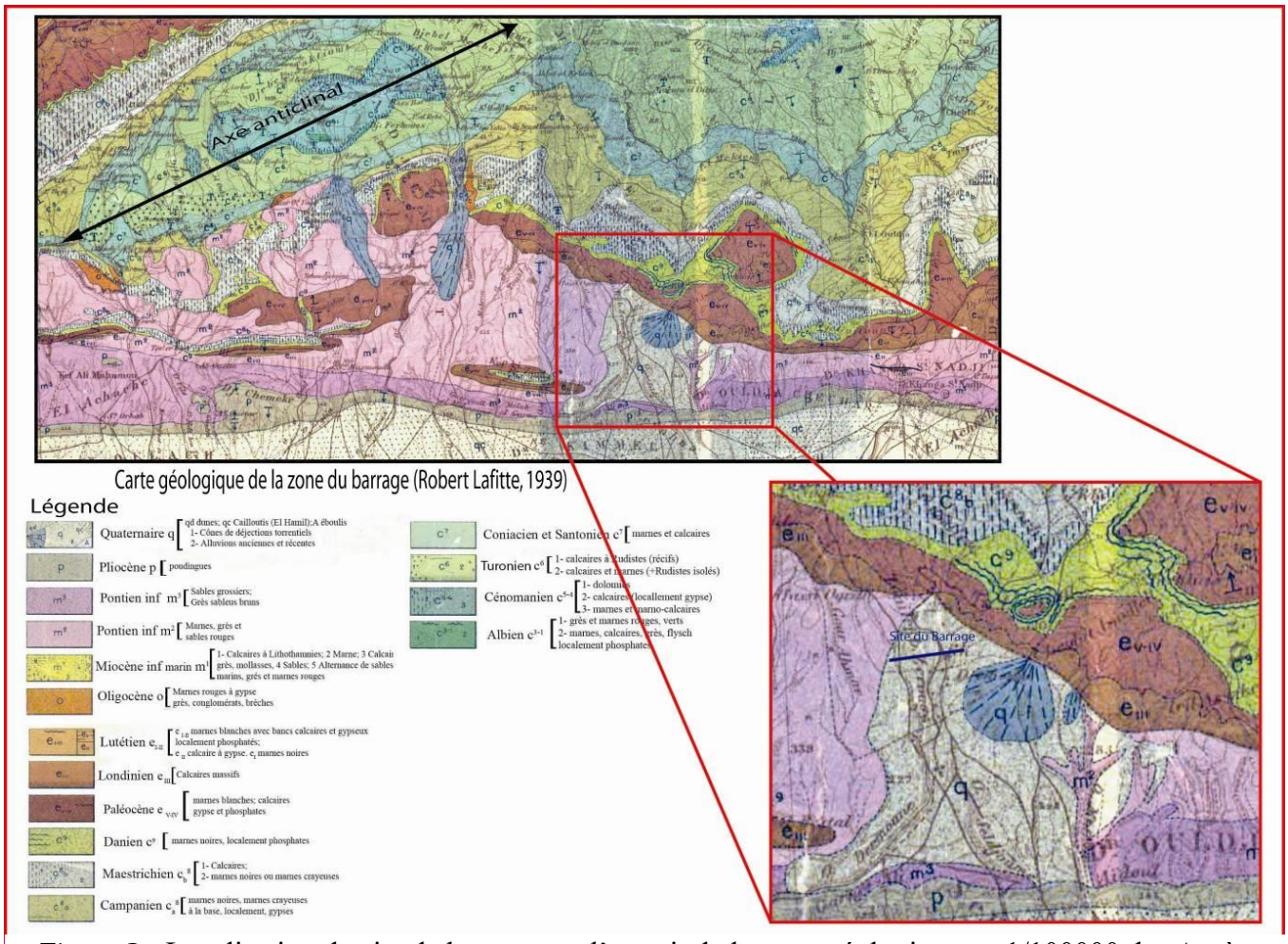


Figure 2 : Localisation du site de barrage sur l'extrait de la carte géologique au 1/100000 des Aurès

Sur le site du barrage on trouve plusieurs types lithologiques, notamment :

a) *Quaternaire (qt)*

- Alluvions actuelles composées par des galets avec graviers grossiers et sable graveleux (al) ;
- Dépôts de terrasse inférieurs (argileux et caillouteux) et supérieure (conglomératique) (T) ;
- Eboulis de pente composés de cailloux et graviers à matrice silteuse et conglomérat cailloutis (Co).

b) *Miocène (Mc)*

- Argile silteuse légèrement marneuse (M3) ;
- Conglomérat à ciment limoneux à argileuse (M2) ;
- Marne à marne calcaire (M1).

2.2. Géologie du réservoir

Le réservoir du barrage est constitué de formations géologiques d'âge Eocène, Miocène et Quaternaire. Ces formations se présentent de la plus récente à la plus ancienne comme suit :

- ***Terrasse actuelle :*** Forme le recouvrement actuel de l'oued Dermoun : alluvions graveleuses recouvertes au niveau des zones de méandres par des épandages argilo-limoneux verdâtres à nodules gypseux. Les épaisseurs des épandages n'excèdent guère 4 m ;

- ***Terrasse inférieure :*** D'âge quaternaire, elle est caillouteuse, assez cimentée et présente des épaisseurs variables (environ 3 à 5 m). Cette terrasse surmonte la formation marneuse rougeâtre du Miocène et se présente en blocs basculés au niveau des zones de falaises ;

- ***Terrasse supérieure :*** D'âge quaternaire, c'est une terrasse caillouteuse assez cimentée, de 6 à 10 m d'épaisseur. Cette terrasse repose également sur la marne rougeâtre du Miocène et se retrouve du côté de la rive droite de l'oued au niveau de l'axe du barrage ;

- ***La marne :*** D'âge Miocène (Pontien inférieur), elle est très compacte, de couleur rougeâtre. La marne est très déformée au contact de la faille chevauchante et peu déformée vers le Sud où elle présente un pendage d'environ 15°S.

- ***Calcaire et marno-calcaire :*** D'âge éocène, ils constituent la limite Nord du réservoir. Ils sont limités du côté sud par l'accident chevauchant. Cette formation se présente en alternance de niveaux métriques de marno-calcaire et de calcaire.

2.3. Hydrogéologie

Deux aquifères peuvent être distingués dans la cuvette du barrage, notamment :

- un aquifère superficiel dans les alluvions graveleuses ;
- et un aquifère représenté par la faille.

L'aquifère superficiel dans les alluvions graveleuses des différentes terrasses constitue un réservoir aquifère alluvionnaire de faible importance, reposant sur la marne étanche et imperméable. Cette nappe est localisée essentiellement dans les formations graveleuses du lit mineur et de la terrasse moyenne des deux rives gauche et droite. Le reste des formations géologiques rencontrées dans le réservoir (cuvette du barrage) ne présente pas des réservoirs aquifères.

Un autre aquifère est représenté par la faille. En effet, un sondage profond au droit de cette faille en queue de barrage (environ 2 000 m) a rencontré un niveau phréatique qui est actuellement en exploitation pour les besoins en AEP pour le village de Dermoun. Cette faille représente un drain préférentiel pour les eaux qui s'infiltrent au niveau de l'oued et probablement au niveau des fissures calcaires très en amont du réservoir.

Cette faille, sans importante régionale, n'est pas représentée dans les cartes géologiques aux échelles 1/200 000 et 1/500 000, mettant en contact les marnes du miocène avec les calcaires massifs. De même, aucune faille ne fut identifiée sur le site de barrage, soit par les différentes reconnaissances de surface soit par tous les sondages réalisés.

2.4. Sismicité de la région d'étude

Tenant compte des caractéristiques de l'ouvrage par rapport au risque potentiel, on a admis pour le séisme SMD (le Séisme Maximal de Dimensionnement), une période de retour de 1 000 ans et pour le séisme SMP (le Séisme Maximal Possible) une période de retour de 10 000 ans.

Le règlement parasismique algérien, RPA99/version2003, divise le territoire national en cinq (05) zones de sismicité croissante (Figure 7), définies comme suit :

Zone 0 : sismicité négligeable ;

Zone I : sismicité faible ;

Zone (IIa – IIb) : sismicité moyenne ;

Zone III : sismicité élevée.

Pour le site du barrage et pour un ouvrage du groupe 1A, on doit considérer pour la composante horizontale du coefficient la valeur 0.15g.

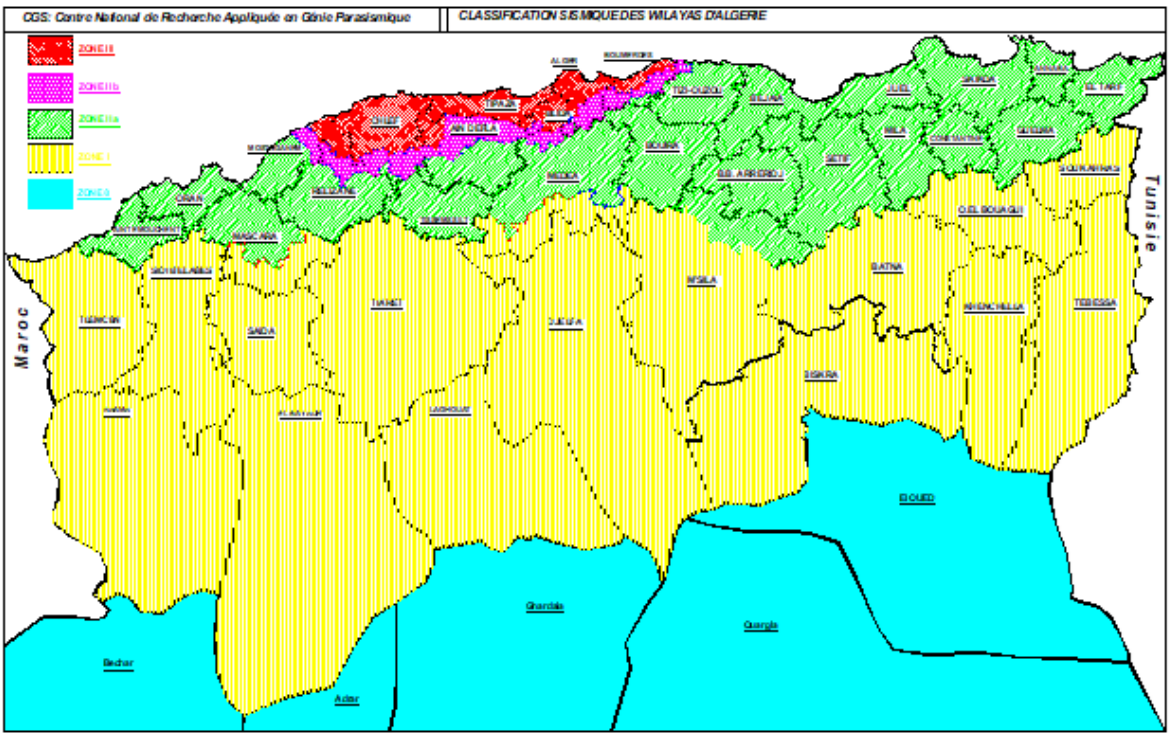


Figure 3 : Carte de zonage sismique (RPA99/version 2003)

Les valeurs des accélérations maximales à adopter sont de 0.15 g pour le séisme SMD et de 0.25 g pour le séisme SMP.

Tableau 1 : Les valeurs de l'accélération sismique à adopter

Séisme	**Accélération** [g]
SMD	0.15
SMP	0.25

Conclusion

L'étude géologique a permis de conclure les points suivants :

- Le massif de fondation est composé par un terrain de nature essentiellement marneux, ce qui se traduit par un substratum imperméable à peu perméable. Néanmoins, l'adoption d'une tranchée parafouille ou d'un voile d'injection est conseillée afin de renforcer l'étanchéité de la cuvette ;
- L'hydrogéologie du site ne pose pas de problème dans le cas où on envisage une digue en terre ;
- D'après la carte de zonage sismique : le site du barrage se trouve dans une zone à faible sismicité.

DEUXIEME PARTIE : ETUDE GEOTECHNIQUE

Introduction

Tenant compte de l'importance du barrage et des ouvrages hydrauliques annexes, et dans le cadre de la recherche de zones d'emprunt, un programme d'investigation détaillé fut réalisé.

Des essais "in situ" et de laboratoire ont été réalisés pour objectif de caractériser les terrains d'implantation des ouvrages, du point de vue géomécanique et hydraulique, et ainsi permettre d'appuyer les décisions de l'étude.

2.5. Les travaux de reconnaissance

- L'exécution des sondages carottés ; puits et tranchées de reconnaissance a eu pour objectif principal l'identification des caractéristiques de perméabilité, déformabilité et de résistance au cisaillement du massif de fondation du barrage et respectifs appuis, ainsi que des ouvrages hydrauliques annexes ;
- Concernant le niveau piézométrique du site de barrage, plusieurs sondages carottés ont été équipés d'un tube PVC piézométrique afin d'effectuer un relevé du niveau d'eau pendant la durée des travaux et du projet.

2.6. Essais in-situ

2.6.1. Essai SPT

Tous les sondages effectués en relation avec les terrains meubles et roches tendres ont été accompagnés de l'exécution d'essais SPT (« Standard Penetration Test »), avec un écart de 1.5 m.

L'analyse des résultats des essais a permis de conclure que la généralité des sols présente valeurs de N_{SPT} supérieurs à 50 coups (sols très compacts et durs).

Jusqu'à environ 3 m de profondeur, on enregistre aussi une présence significative des valeurs de N_{SPT} compris entre 10 et 30 coups (sols moyennement compacts), en association aux dépôts alluvionnaires.

2.6.2. Essais Lefranc

En association avec les terrains meubles et roches tendres des essais de perméabilité du type Lefranc ont été réalisés. Fonction de la nature granulométrique des alluvions, ces essais ont été exécutés en tranches de 0.5 m.

L'analyse des résultats des essais a permis de conclure que les sols de fondation du barrage de nature marneuse sont peu perméables à imperméables (de l'ordre de 10-5 à 10-6 m/s).

2.6.3. Essais Lugeon

L'exécution des sondages carottés fut accompagnée de la réalisation d'essais de perméabilité du type Lugeon. Le programme arrêté prévoyait l'exécution des essais Lugeons en tranches de 3 m avec 5 paliers de pression (3 ascendants et 2 descendants).

L'analyse des résultats obtenus permet de conclure que le terrain de fondation du barrage est pratiquement imperméable, avec des valeurs fréquemment inférieures à 3 Lugeon. Les valeurs de perméabilité de 10 à 12 UL enregistrées, sont associées à la présence du massif marneux plus altéré et fracturé, proche des dépôts de terrasse sous-jacents. Ces valeurs plus importantes correspondent à la première tranche d'essai réalisée dans les sondages, justifiant l'adoption d'un voile d'injections à ce niveau.

2.7. Essais de laboratoire

2.7.1. Analyses granulométriques, limites d'Atterberg, teneurs en eau et densité des particules

46 échantillons remaniés prélevés dans les tranchées et les sondages réalisés au niveau de la fondation du barrage ont été sélectionnés et soumis à des essais d'identification - analyses granulométriques, détermination des limites de consistance, teneurs en eau et de la densité des particules. La synthèse des principaux résultats obtenus est présentée dans le Tableau 3.

Dans la vaste zone prospectée on peut distinguer les dépôts de terrasse, les marnes et les sols colluvionnaires qui présentent des caractéristiques géotechniques distinctes.

Le Tableau 3 présente l'analyse des résultats des essais d'identification obtenus.

Tableau 2 : Résultats obtenus des essais d'identification

Matériaux		**Limites d'Atterberg**		**Teneurs en eau, W (%)**	**Densité des Particules**	**Masse volumique (g/cm^3)**
		WL (%)	**IP (%)**			
Dépôts de terrasse graveleuse (T1g)	Fourchette	NL-38	NP-18	2.6-17.9	-	1.20-1.64
	Valeurs plus fréquentes	NL	NP	5.6-11.0	-	1.34-1.58
Dépôts de terrasse argileuse (T1a)	Fourchette	41-61	21-31	1.2-21.9	-	1.25-1.70
	Valeurs plus fréquentes	41-61	21-31	7.9-17.4	-	1.25-1.70
Sol colluvionnaire (Co)	Fourchette	35-52	18-26	4.3-10.7	-	1.32
	Valeurs plus fréquentes	35-52	18-26	4.3-10.7	-	1.32
Marnes (M)	Fourchette	48-62	24-32	3.9-23.5	2.69-2.74	1.19-1.28
	Valeurs plus fréquentes	58-62	29-32	5.5-12.7	2.72-2.74	1.19-1.28

2.7.2. Essai œdométrique

Pour les essais œdométriques on a sélectionné les échantillons intacts provenant des sondages S104 (9.30-9.84 m), S109 (20.58-21.00 m) et S112 (16.50-16.80 m), en association aux matériaux marneux de la fondation du barrage. Les échantillons présentent un pourcentage de fins de 82-99%, desquels 25-27% est argile, de forte plasticité (WL de 48-59% et IP de 24-29%).L'interprétation des résultats obtenus dans l'essai est présentée au Tableau 4.

Tableau 3 : Résultats d'essai de consolidation (œdométrique)

Sondage	Prof. (m)	Lithologie	Limites d'Atterberg		Classif. Unifiée	Essai Œdométrique					
			WL (%)	IP (%)		C_c	$C_c/(1+e_0)$	C_s	m_v (m^2/N)	k (m/s)	c_v (m^2/s)
S104	9.3-9.8	Marne	48	24	CL	0.098	0.064	0.028	7.08E-08	5.37E-11	7.58E-08
S109	20.6-21.0	Marne	59	29	CH	0.160	0.102	0.029	5.66E-08	1.72E-10	3.04E-07
S112	16.5-16.8	Marne	58	29	CH	0.101	0.086	0.034	4.76E-08	5.77E-11	1.21E-07

C_c - indice de compression
C_s - indice de gonflement
e_0 - indice des vides du sol en place
m_v - coefficient de compressibilité
k - coefficient de perméabilité
c_v - coefficient de consolidation verticale

Interprétation : D'après les valeurs de k, le sol est très imperméable.

2.7.3. Essai de compression simple

Dans le but de caractériser le massif de fondation du barrage, des éprouvettes marneuses de nature rocheuse ont été sélectionnées et soumises à des essais de laboratoire pour caractériser leurs propriétés mécaniques.

L'exposition prolongée des carottes marneuses des sondages à l'air a provoqué une chute de la qualité géomécanique des éprouvettes, raison pour laquelle l'essentiel des matériaux à essayer est devenu meuble. Parmi les échantillons sélectionnés, peu d'entre eux ont une nature rocheuse franche. Les résultats obtenus sont résumés au Tableau 4.

Tableau 4 : Résumé des résultats des essais de compression simple

Sondage	Profondeur (m)	Lithologie	Résistance à la compression (MPa)
S104	39.14-39.70	Marne	0.51
S114	10.54-10.90	Marne	0.47
S114	29.34-29.74	Marne	0.64

De l'analyse des résultats obtenus, on peut considérer que les faibles résultats enregistrés sont essentiellement dus à l'exposition prolongée à l'air des éprouvettes (comparer avec les bonnes valeurs in situ de N_{SPT} enregistrées).

2.8. Matériaux de construction

2.8.1. Puits de reconnaissance

Dans le cadre de la recherche de zones d'emprunt, de mode préférentiel dans la zone du futur réservoir. Un creusement de 28 puits de reconnaissance fut effectué avec une profondeur maximale de l'ordre de 0.9 à 4.0 m et avec le prélèvement d'échantillons pour la réalisation d'essais au laboratoire (terrains non rocheux).

Il a été aussi prélevé un ensemble d'échantillons au niveau des alluvions de l'oued et au niveau des marnes existantes en rive droite, à l'amont du site de barrage.

Les travaux ont été distribués par zones potentielles d'emprunt situées en amont et en aval du site de barrage (dépôts de terrasse argileuses et/ou sols d'altération des marnes) et sur les alluvions de l'oued (potentiels agrégats pour béton, filtres et/ou drains ou d'autres utilisations), également à l'amont et à l'aval.

2.8.2. Zones d'emprunt

L'ensemble des puits réalisés a permis d'identifier les différents types de sol, notamment :

a) Zone d'emprunt 1 (ZE1)

- ✓ Argile limoneuse peu marneuse à limon argileux, avec une épaisseur moyenne de l'ordre de 2 à 3m (dépôts de terrasse argileuse) ;
- ✓ Conglomérat à ciment argileux (dépôts de terrasse graveleuse) ;
- ✓ Galets et gravier sableux (dépôts de terrasse graveleuse) ;

b) Zone d'emprunt 2 (ZE2)

- ✓ Galets et gravier sableux (alluvions) ;
- ✓ Marnes dures de couleur rougeâtre (Miocène) ;

c) Zone d'emprunt 3 (ZE3)

- ✓ Argile limoneuse avec une épaisseur moyenne de l'ordre de 3 à 4 m (dépôts de terrasse argileuse) ;
- ✓ Sable graveleux à limoneux (dépôts de terrasse graveleuse) ;

2.9. Conditions de fondation

Le massif de fondation est composé par une couverture perméable, composée par des sols alluvionnaires, des colluvions et des dépôts de terrasse, sur un massif marneux peu perméable à imperméable.

Tenant compte des caractéristiques du site et des matériaux de construction disponibles, on pourrait envisager une variante digue en remblai zonée avec un noyau imperméable en terre, argileux, et des recharges composées par des matériaux caillouteux et des enrochements.

2.10. Fouilles du barrage

En ce qui concerne la fondation de la digue, les fouilles pour ancrage du noyau seront de l'ordre de 3 à 6 m d'épaisseur, pour enlever les sols colluvio-alluvionnaires, les dépôts de terrasse ainsi que la partie d'altération plus décomprimée du massif marneux. Pour les fouilles des recharges, les profondeurs à atteindre devront être de l'ordre de 1 - 2 mètres.

2.11. Fondation / Soutènement des ouvrages annexes

2.11.1. Galerie de dérivation provisoire/vidange de fond et prise d'eau

Du point de vue géologique et géotechnique, la galerie de dérivation provisoire/vidange de fond et prise d'eau intéressera aussi un terrain composé par une couverture de sols alluvionnaires et dépôts de terrasse, sur un massif marneux peu perméable à imperméable.

2.11.2. Évacuateurs de crues principal

Concernant l´évacuateur de crues du barrage, il sera implanté en rive droite et l'axe de l'ouvrage traversera un terrain composé par des formations miocènes (argile silteuse et marneuse, conglomérats a ciment silteux à argileux et marnes calcaires) et quaternaires (dépôts de terrasse et colluvions).

2.12. Perméabilité et traitement de la fondation

Pour augmenter l'imperméabilité et compte tenu de la grande largeur de la vallée, le profil type du barrage intégrera une tranchée parafouille qui creuserait la totalité des alluvions, des colluvions et des dépôts de terrasse et serait ancrée dans la fondation marneuse.

Il est recommandable d'assurer la nécessité d'un traitement d'imperméabilisation de la fondation moyennant l'adoption d'un voile d'injection, essentiellement justifié par le cadre de perméabilité de la fondation et par la hauteur du barrage, n'étant pas nécessaire, en principe, de procéder à une consolidation généralisée du massif de fondation.

2.13. Stabilité des pentes et perméabilité de la cuvette

Les observations faites sur les formations géologiques au niveau de la cuvette et de la digue montrent qu'au niveau des marnes, ils existent des fissures de retrait de décompression qui les rendent ainsi vulnérables à l'érosion et particulièrement au sapement des berges lors des crues de l'oued.

Elles ne sont instables que dans le cas cité plus haut ; c'est-à-dire, reposant sur des marnes instables. Ce cas se présente très peu en rive gauche. La digue n'est donc pas menacée par ce type d'instabilités. Pour assurer l'adéquate condition de stabilité aux talus du futur réservoir, un talutage avec une pente de 1 / 1 devra être adoptée, dans un tronçon d'environ 400 m de manière à réduire l'excessive pente existante.

Concernant la perméabilité de la cuvette et considérant le substratum marneux de la majorité de la surface de la cuvette, les fuîtes lors de la mise en eau seront très minimes.

2.14. Matériaux de construction

Les résultats obtenus dans les travaux de prospection réalisés permettent d'affirmer qu'à proximité du site du barrage il y aura des matériaux convenables pour la construction d'un barrage en remblai :

2.14.1. Sols fins à utiliser pour le noyau

Dans la construction du noyau imperméable du barrage on peut utiliser les dépôts de terrasse argileuses définis dans les zones d'emprunt ZE1 et ZE3 : sols argileux, sablo-argileux ou sablo-limoneux, avec des fins plastiques (indice de plasticité $7\% \leq IP \leq 30\%$) et un pourcentage supérieur à 40%, des groupes CH, MH, CL, SC et SM.

Ses caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

$$c' = 10\ KN/m^2$$

$$\phi' = 25^o$$

$$E = 15\ MPa$$

$$\nu = 0.25$$

Où :

c' : Cohésion en termes de contraintes effectives (KN/m^2) ;

ϕ' : Angle de frottement en termes de contraintes effectives ;

E : Module d'Young (indique la plasticité du sol) en MPa ;

ν : Coefficient de Poisson (qui nous donne une idée sur la compressibilité du sol).

Les valeurs moyennes à considérer pendant le compactage seront :

$\gamma_s = 0.98 \times 16.2 = 16\ kN/m^3$ – masse volumique sèche ;

W = 18.4% - teneur en eau ;

$\gamma_t \cong 19\ KN/m^3$ – masse volumique totale ;

$S_r \cong 73\%$ - degré de saturation (avec la densité des particules solides de 2.68) ;

Après saturation ($S_r = 100\%$), la masse volumique totale sera :

$\gamma_{sat} = \gamma_d (1 + w) = 16 (1 + 0.25) \cong 20\ KN/m^3$.

Les essais de perméabilité ont fourni les valeurs, $k = 6x10^{-7}$ à $3x10^{-6}$ m/s.

2.14.2. Matériaux pour les recharges

Pour la construction des recharges de la digue on pourra disposer de plusieurs types de matériaux. Une première possible utilisation pour les recharges est les dépôts de terrasse inférieure caillouteuse (T1g), qui sont sous-jacents aux dépôts de terrasse argileuse, à exploiter dans les zones d'emprunt ZE1 et ZE3.

- *Matériau R1 – Parties internes des recharges amont et aval*

Les limites granulométriques du matériau R1 seront les suivants :

$D_0 \leq 2$ mm ;

$D_{10} \leq 10$ mm ;

$D_{15} \leq 15$ mm ;

0.074 mm $\leq D_{30} \leq 35$ mm ;

2 mm $\leq D_{50} \leq 90$ mm ;

4 mm $\leq D_{60} \leq 130$ mm ;

14 mm $\leq D_{85} \leq 350$ mm ;

18.1 mm $\leq D_{100} \leq 600$ mm.

Le facteur d'uniformité granulométrique, Cu ≥ 10.

Les caractéristiques mécaniques adoptées sont les suivantes :

$c' = 0$

$\phi' = 33^o$

$E = 40$ MPa

$\nu = 0.25$

Les coefficients de perméabilité dans la direction verticale $k_v \leq 5 \times 10^{-7}$ m/s et dans la direction horizontale de $k_h \leq 5 \times 10^{-6}$ m/s.

- *Matériau R2 – Parties externes des recharges amont et aval*

Les limites granulométriques du matériau R2 sont les suivants :

$D_0 \leq 2$ mm ;

0.074 mm $\leq D_{10} \leq 11$ mm ;

0.6 mm $\leq D_{15} \leq 17$ mm ;

5 mm $\leq D_{30} \leq 36$ mm ;

19 mm $\leq D_{50} \leq 86$ mm ;

30 mm $\leq D_{60} \leq 130$ mm ;

120 mm $\leq D_{85} \leq 360$ mm ;

220 mm $\leq D_{100} \leq 600$ mm.

Le facteur d'uniformité granulométrique, Cu ≥ 10.

Les caractéristiques mécaniques qu'on a adoptées sont les suivantes :

c' = 0

ϕ' = 37º

E = 50 MPa

ν = 0.25

Le coefficient de perméabilité est de $k_v = k_h = 5 \times 10^{-6}$ m/s.

2.15. Matériaux F1, F2, D - filtres et drains

Les sables et les graviers pour filtres et drains pourront être obtenus, après traitement, de l'exploitation des alluvions graveleuses occurrentes à l'amont et à l'aval – zones d'emprunt désignées par ZE2. Leurs limites granulométriques sont :

Matériau F1

$D_0 \leq 0.3$ mm ;

$0.074 \text{ mm} \leq D_5 \leq 0.36$ mm ;

$0.17 \text{ mm} \leq D_{10} \leq 0.42$ mm ;

$0.2 \text{ mm} \leq D_{15} \leq 0.5$ mm ;

$0.52 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1.2$ mm ;

$0.68 \text{ mm} \leq D_{60} \leq 1.65$ mm ;

$1.4 \text{ mm} \leq D_{85} \leq 3$ mm ;

$2 \text{ mm} \leq D_{100} \leq 4.76$ mm.

Matériau F2

$0.18 \text{ mm} \leq D_0 \leq 0.42$ mm ;

$0.25 \text{ mm} \leq D_{10} \leq 0.6$ mm ;

$0.30 \text{ mm} \leq D_{15} \leq 0.7$ mm ;

$0.94 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 2.0$ mm ;

$1.3 \text{ mm} \leq D_{60} \leq 2.7$ mm ;

$3 \text{ mm} \leq D_{85} \leq 6.0$ mm ;

$4.76 \text{ mm} \leq D_{100} \leq 9.51$ mm.

Matériau D

$2 \text{ mm} \leq D_0 \leq 4.76$ mm ;

$2.6 \text{ mm} \leq D_{10} \leq 6$ mm ;

$3 \text{ mm} \leq D_{15} \leq 7$ mm ;

$7 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 18$ mm ;

9 mm ≤ D_{60} ≤ 24 mm ;

18 mm ≤ D_{85} ≤ 47 mm ;

25.4 mm ≤ D_{100} ≤ 70 mm.

Les caractéristiques mécaniques adoptées sont les suivantes :

c' = 0

ϕ' = 36º

E_{50} = 30 MPa

ν = 0.20

Les coefficients de perméabilité des matériaux de filtres et drains :

Matériau	$k_v = k_h$ (m/s)
Filtre - F1	2×10^{-4}
Filtre - F2	4×10^{-4}
Drain – D	2×10^{-2}

2.16. Matériaux E1 et E2 – Enrochements (Rip rap)

L'enrochement de protection et l'enrochement du prisme adopté à l'aval pourront être obtenus à partir des meilleurs matériaux provenant de la carrière potentielle.

Caractéristiques granulométriques du matériau E1 :

300 mm ≤ D_0 ≤ 500 mm ;

350 mm ≤ D_{15} ≤ 600 mm ;

500 mm ≤ D_{50} ≤ 700 mm ;

700 mm ≤ D_{85} ≤ 800 mm ;

800 mm ≤ D_{100} ≤ 850 mm.

Le matériau E2 pourrait être utilisé pour le prisme d'enrochement à l'aval dont les caractéristiques granulométriques sont :

10 mm ≤ D_0 ≤ 50 mm ;

15 mm ≤ D_{10} ≤ 75 mm ;

19 mm ≤ D_{15} ≤ 90 mm ;

70 mm ≤ D_{50} ≤ 230 mm ;

90 mm ≤ D_{60} ≤ 300 mm ;

$150\ mm \leq D_{85} \leq 470\ mm$;

$200\ mm \leq D_{100} \leq 600\ mm$.

Et les caractéristiques mécaniques :

$c' = 0$

$\phi' = 40^o$

$E_{50} = 50\ MPa$

$\nu = 0.20$

Avec un coefficient de perméabilité : $k_v = k_h = 5 \times 10^{-3}$ m/s.

Conclusion

D'après les travaux de reconnaissance géotechnique exécutés, il a été possible de confirmer que :

- ✓ le terrain de fondation est constitué par une couverture alluvionnaire peu profonde, de l'ordre de 4 à 5 m d'épaisseur, suivie d'un terrain essentiellement marneux.
- ✓ Les alluvions (Al) sont essentiellement constituées par un limon argileux et sableux avec fréquents graviers roulés, moyennement compacts à très compact (N_{SPT} de 11 à > 50 coups). Les vitesses des ondes sismiques longitudinales (V_L) sont fréquemment inférieures à 600 m/s.
- ✓ Les terrains miocènes (Mc) sont essentiellement formés par une marne avec des intercalations sableuses, montrant la présence d'une stratification entrecoupée et oblique. Les résultats des essais SPT confirment que la marne se présente très dure (> 50 coups),
- ✓ Le massif rocheux est essentiellement composé de marnes, plus ou moins dures, avec des plans de fracturation horizontaux et entrecroisés.

En ce qui concerne les zones d'emprunts, les résultats obtenus dans les travaux de prospection réalisés permettent d'affirmer que :

- ✓ à proximité du site du barrage il y aura des matériaux convenables, et en quantité suffisante, pour la construction d'un barrage en remblai zoné.
- ✓ Les sols avec les meilleures caractéristiques géotechniques pour un noyau imperméable sont les dépôts de terrasse argileuse, définis dans les zones d'emprunt ZE1 et ZE3, respectivement à l'amont et à l'aval du site de barrage.
- ✓ Les essais triaxiaux confirment que les caractéristiques de résistance et déformabilité sont convenables pour utiliser ces matériaux dans le noyau de la digue.
- ✓ Les sols argileux de la zone d'emprunt ZE3 peuvent être utilisés dans la construction des batardeaux.
- ✓ Les sables et les graviers pour filtres et drains pourront être obtenus de l'exploitation, avec lavage, séparation, et concassage, des alluvions graveleuses occurrentes à l'amont et à l'aval (zone d'emprunt ZE2), qui sont très abondantes.
- ✓ Les matériaux pour les agrégats à béton, nommément les sables, pourront être obtenus à partir des matériaux des dépôts alluvionnaires.
- ✓ Les enrochements de protection seront aussi prévenants de l'exploitation de matériaux de nature gréseux à calcaire dans la carrière potentielle.

CHAPITRE 3

ETUDE HYDROLOGIQUE

CHAPITRE 3 : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

Le volet « hydrologie » est la partie la plus importante dans notre étude car elle permet de déterminer plusieurs caractéristiques du barrage comme : le volume mort, le volume utile et le volume force.

En commençant par la présentation de notre bassin versant, nous avons calculé ses diverses caractéristiques (géométrie et géomorphologie), ce qui nous donne une idée sur le relief.

Ensuite, à partir des données climatologiques, plus précisément les précipitations, nous avons procéder à leur ajustement pour pouvoir obtenir les précipitations fréquentielles et déterminer les débits au moyen des formules empiriques (à défaut de manque de données). Sans oublier, les apports solides pour l'estimation du volume mort.

Dans cette partie, on trouve aussi l'étude de crue qui vise à calculer les hydrogrammes de crues a différentes périodes de retour puis on passe au laminage pour amortir ces crues et estimer les débits de sortie.

L'objectif est de déterminer la capacité du barrage ainsi que le coût optimal de son exécution tout en garantissant la sécurité des ouvrages.

3.1. Bassin versant

3.1.1. Caractéristiques géographiques du bassin versant

Le bassin versant de l'oued Dermoun est localisé environ 70 km à l'est de Biskra et se développe entre les bassins versants des oueds Abiod et Arab, l'oued Dermoun étant un affluent de celui-ci. Ces bassins drainent le versant sud des Aurès, une vaste zone montagneuse qui s'étend le long de 100 km dans le sens est-ouest et qui sépare le versant méditerranéen du versant saharien, et jettent leurs eaux dans le chott Melrhir.

Les coordonnees UTM (Zone 32) du site sont :

X= 273456.270 m ;

Y= 3861965.510 m ;

Z= 256 m.NGA.

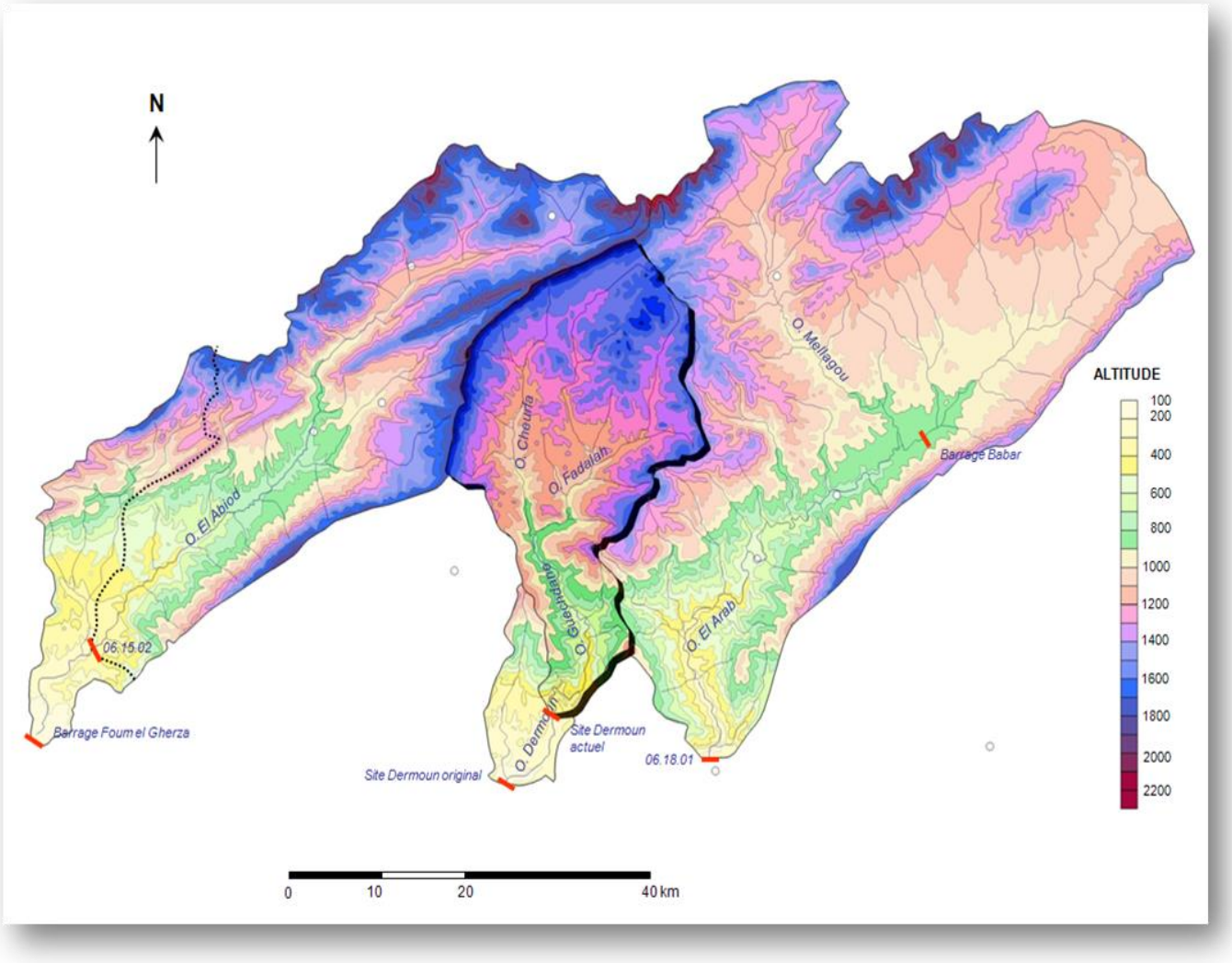


Figure 4 : Bassin versant de Dermoun et les bassins voisins (A.N.B.T , 2008)

3.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant

- La surface du bassin versant : S = 681 Km^2.
- Le périmètre du bassin versant : P = 148 Km.
- Longueur du thalweg principal : L = 70 Km.
- Altitude du bassin versant :
  Altitude maximale : 2000 m.
  Altitude minimale : 256 m.
  Altitude moyenne : 1228 m.
- Pente moyenne de l'oued : qui se calcule comme suit :
  I0= Hmax – Hmin / L= 25.6 m/Km = 2.56 %.

3.1.3. Caractéristiques morphologiques du bassin versant (Touaibia, 2004)

a. *Indice de compacité de Gravelius Kc :* Cet indice caractérise la forme du bassin versant et est défini par 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 : $Kc = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\pi R}$

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

Alors :

$$Kc = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{\sqrt{\pi}}{2\pi}\frac{P}{\sqrt{S}} = 0.28\frac{P}{\sqrt{S}} = 1.58$$

Avec :

Kc : indice de compacité (sans dimension) ;

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

P : périmètre du bassin versant [Km] ;

P' : périmètre du cercle [Km].

D'après la formule de Kc, on distingue 3 cas :

- Kc = 1 : lorsque le bassin est parfaitement circulaire ;
- Kc = 1.12 : lorsque le bassin est carré ;
- Kc > 1.12 : lorsque le bassin est relativement allongé.

Interprétation : Dans notre cas : Kc = 1.58 > 1.12 donc, le bassin est allongé.

b. Coefficient d'allongement : qui se calcule par la formule suivante :

$$Kp = \frac{{L_{cp}}^2}{S}$$

Avec :
Kp : coefficient d'allongement (sans dimension) ;
Lcp : longueur du talweg principal [Km] ;
S : superficie du bassin [Km^2].
Kp = $70^2/681 = 7.19$

Interprétation : Plus Kp est grand, plus le bassin est allongé et le temps de concentration est grand.

3.1.4. Hypsométrie du bassin versant

- Relief

La courbe hypsométrique est représentée en ordonnée par l'altitude et en abscisse par la surface en %. Elle exprime la répartition des surfaces partielles du bassin versant comprises entre deux courbes niveaux successives de différentes cotes (tableau 5).

Les surfaces partielles par tranches d'altitudes sont données dans le tableau, et la courbe hypsométrique est visualisée à la figure suivante.

Tableau 5 : Surfaces partielles par tranche d'altitude

Tranches d'altitude H (m)	Altitude moyenne des tranches Hi (m)	Surfaces partielles Si (km2)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)	Hi*Si
2000 – 1826	1913	4.67	0.69	0.69	8933.71
1826 – 1652	1739	17.05	2.5	3.19	29649.95
1652 – 1478	1565	91.71	13.45	16.64	143526.15
1478 – 1304	1391	196.91	28.88	45.52	273901.81
1304 – 1130	1217	164.55	24.13	69.65	200257.35
1130 – 956	1043	94.9	13.92	83.57	98980.7
956 – 782	869	50.91	7.47	91.04	44240.79
782 – 608	695	34.97	5.13	96.17	24304.15
608 – 434	521	19.92	2.92	99.09	10378.32
434 – 256	345	6.21	0.91	100	2142.45

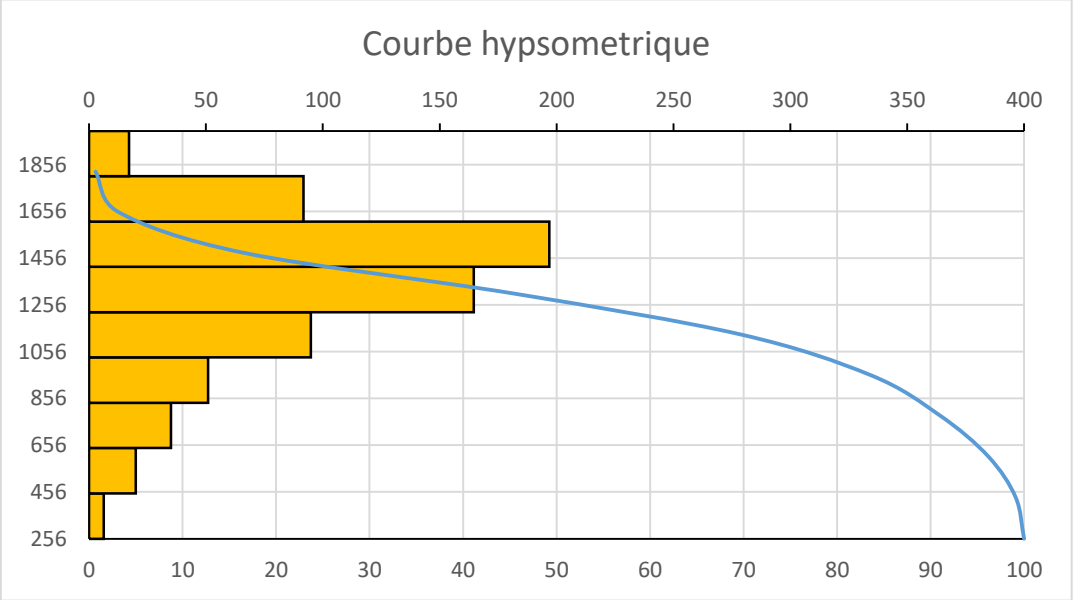


Figure 5 : Courbe hypsométrique

A partir de la courbe hypsométrique, on a déterminé, par projection, les altitudes suivantes :

H95% = 830 m ;
H50% = 1460 m ;
H5% = 1800 m.

On calcule, ensuite, l'altitude moyenne par la relation :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^{n} S_i * H_i}{S} \quad avec: H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$$

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux consécutives n-1 et n (m) ;
Si : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux consécutives n-1 et n (Km2) ;
S : Surface totale du bassin versant (Km2).

A.N : Hmoy = 1228 m.

Les résultats obtenus par la courbe hypsométrique sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 6 : Récapitulatif des résultats obtenus par hypsométrie

Altitudes	**Valeurs (m)**
Hmax	2000
Hmin	256
Mediane (H50%)	1460
H95%	830
H5%	1800
Hmoy	1228

- Indices

a. Indice de pente globale Ig :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$$

Avec :
D : Dénivelée entre H5% et H95% (m) ;
L : longueur du rectangle équivalent (Km).

A.N : Ig = 15.61 m/Km = 1.56 %.

Interprétation : Selon la classification O.R.S.T.O.M , 0.01<Ig<0.02 c'est-à-dire la classe R4 (relief modéré). Mais cet indice est significatif seulement pour les bassins versants d'ordre 25 Km^2 et donc, il n'est pas fiable pour notre bassin versant.

b. Indice de pente de roche Ip :

$$I_p = \frac{1}{L}\sum_{i=1}^{n}\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$$

L : longueur du bassin versant (m) ;
Si : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux consécutives H_i et H_{i-1} (Km^2).

A.N : Ip = 3.84 %

c. Pente moyenne du bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H\ (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \cdots + 0.5l_n)}{S}$$

ΔH : Dénivelée (m) ;
l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, …, n (m) ;
S : Surface du bassin versant (Km^2).

Tableau 7 : Longueurs des courbes de niveaux

Courbes de niveaux (m)	Longueurs (m)
2000	0.21
1826	1.55
1652	8.36
1478	17.95
1304	14.99
1130	8.65
956	4.64
782	3.19
608	1.81
434	0.57

A.N : Im =15.82 m^2/km^2.

d. *Densité spécifique :* Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes. D'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M, appliquée à tous les bassins versant de déférentes surfaces. Elle est calculée à partir de la formule suivante :

$$Ds=Ig\sqrt{S}$$

Avec :
Ig : Pente globale [m / Km].
S : Surface du bassin versant [Km^2].

A.N : Ds = 407.35 m ≅ 407 m.

Tableau 8 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

Interprétation : D'après le tableau 8, notre bassin versant est classé a fort relief (250 < Ds < 500).

3.1.5. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

a. *Réseau hydrographique* : Le réseau hydrographique du bassin versant est constitué par deux oueds principaux : le Cheurfa, avec une longueur d'environ 30 km qui se développe dans le sens nord-sud, et le Fadalah, un peu plus long, qui s'écoule dans le sens NE-SW. Ces deux oueds présentent des sous bassins de forme allongée. Après leur confluence, ils constituent l'oued Dermoun au site du barrage, et qui suit généralement la direction nord-sud sur 26 km jusqu'à la section du barrage.

b. *Densité de drainage :* C'est le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « L_i » du bassin et la surface « S » du bassin versant. Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_i}{S}$$

Avec :
$\sum_{i=1}^{n} L_i$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (Km) ;
S : Surface du bassin (Km^2).

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, nous avons classé les cours d'eau selon la règle « Strahler » qui dit : "Est considéré d'ordre (x+1) tout cours d'eau formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) ; tout cours d'eau sans affluent étant d'ordre 1".

La classification qui se trouve dans la figure 7, a été réalisée en utilisant le logiciel d'ArcGis, et qui nous a permis de calculer la somme des longueurs de tous les cours d'eau, égale à 399.344 Km.

A.N : Dd = 0.59 Km/Km^2.

Interprétation : Cette faible valeur de densité nous indique une perméabilité considérable du sol du bassin versant et que le chevelu hydrographique est lâche.

c. *Densité élémentaire :* Elle exprime la fréquence des cours d'eau d'ordre 1 et est définie par le rapport du nombre de ces cours d'eau à la superficie du bassin.

$$F_1 = \frac{N_1}{S}$$

N_1 : nombre de cours d'eau d'ordre 1 = 188 ;
S : Superficie du bassin versant (Km^2).

A.N : F_1 = 0.28 thalweg/Km^2

d. *Coefficient de torrentialité :* Ce coefficient reflète le caractère torrentiel des averses dans le bassin. Il est fortement lié à la densité de drainage et à la fréquence des drains par la relation :

$$C_t = Dd^* F_1$$

A.N : C_t = 0.165 Km^{-3}.

Interprétation : Plus ce coefficient est petit et plus la lithologie du terrain est perméable.

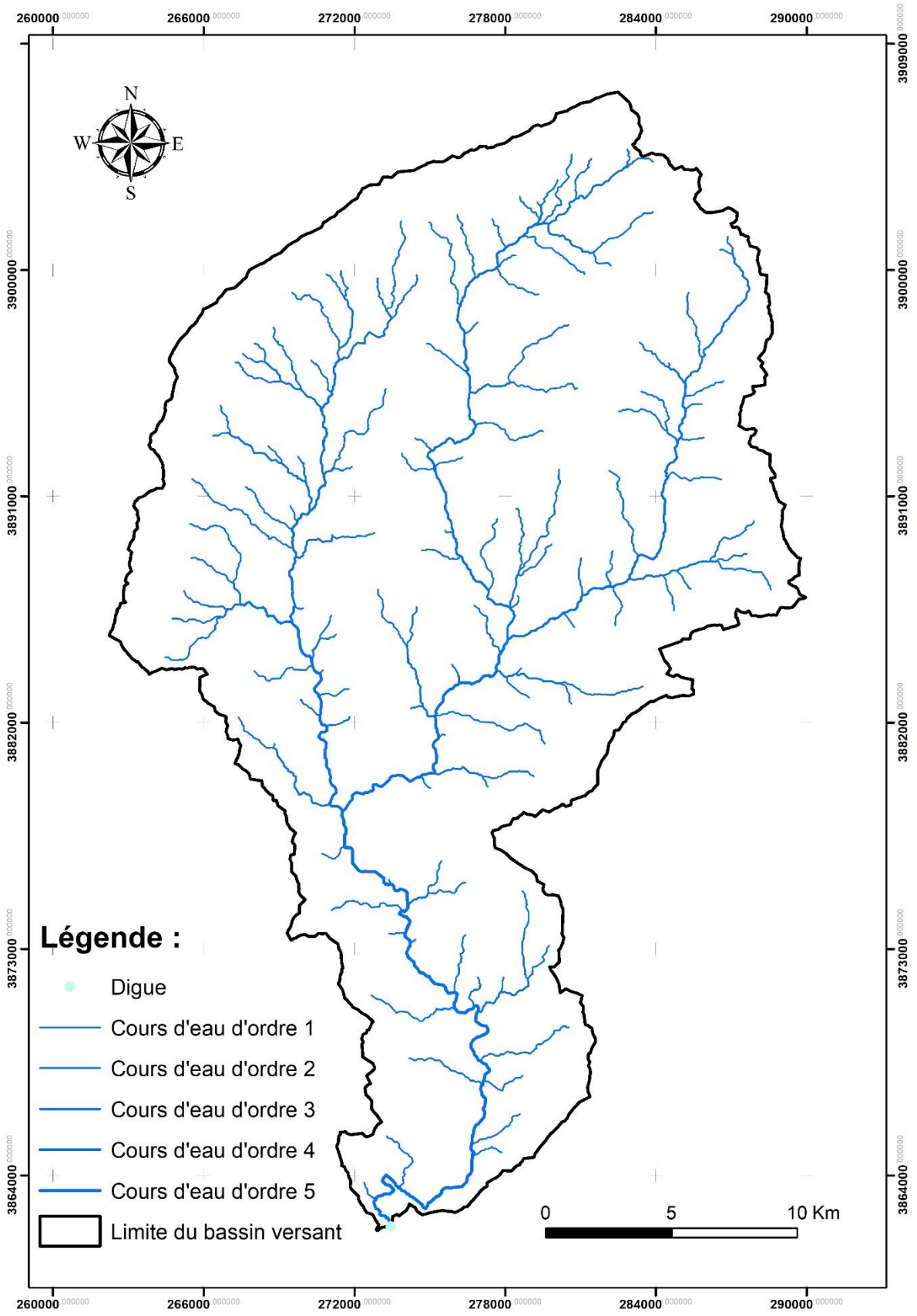


Figure 6 : Classification du réseau hydrographique (selon l'ordre Strahler)

e. *Temps de concentration du bassin versant Tc :* C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Il existe plusieurs formules pour ce calcul :

- **Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA)**

$$tc = \left(0.87 \times \frac{L^3}{\Delta H}\right)^{0.387}$$

L : longueur du thalweg principal (Km) ;
ΔH : Différence entre altitude maximale et altitude minimale (m) ;
Tc : temps de concentration (h).

A.N : tc = 7.32 h.

- **Formule de GIANDOTTI :**

$$tc = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Avec :
S : Surface du bassin versant (Km^2) ;
L_{cp} : Longueur du thalweg principal (Km) ;
Hmoy : Altitude moyenne du bassin (m) = 1228 m ;
Hmin : Altitude minimale du bassin (m) = 256 m.

A.N : tc = 8.39 h

- **Formule de VENTURA :**

$$tc = 73.3 \times \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I_{cp}}}$$

S : Superficie du bassin versant (Km^2) ;
I_{cp} : Pente de l'oued (%).
Tc : Temps de concentration (min).

A.N : tc= 403.06 = 6.72 h

Nous présentons dans le tableau suivant les valeurs trouvées :

Tableau 9 : Récapitulatif des valeurs du temps de concentration

Formule	Valeur de Tc (h)
SCS	7.32
Giandotti	8.39
Ventura	6.72

Conclusion : On va prendre la valeur minimale du temps de concentration, c'est-à-dire : tc = 6.72 h.

f. *Vitesse de ruissellement* : C'est le rapport entre le talweg principal et le temps de concentration.

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

A.N : Vr = 10.42 Km/h.

Dans le tableau qui suit, nous retrouverons un récapitulatif des résultats obtenus précédemment :

Tableau 10 : Caractéristiques hydromorphometriques du bassin versant

Désignation		**Symbole**	**Unité**	**Valeur**
Superficie		S	Km^2	681
Périmètre		P	Km	148
Longueur du thalweg principal		L	Km	70
Indice de compacité		Kc	/	1,58
Coefficient d'allongement		Kp	/	7.19
Altitudes	maximale	Hmax	m	2000
	moyenne	Hmoy	m	1228
	médiane	H50%	m	1460
	minimale	Hmin	m	256
Indice de pente globale		Ig	m/Km	15.61
Indice de pente moyenne		Im	m/Km	15.82
Densité spécifique		Ds	m	407
Densité de drainage		Dd	Km/Km^2	0.59
Coefficient de torrentialité		Ct	Km^{-3}	0.165
Temps de concentration		Tc	h	6.72
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	10.42

3.2. Caractéristiques climatologiques

Il est primordial d'aborder les données climatologiques car ils influencent le bilan d'eau au niveau du barrage et nous servirons, plus tard, au calcul des différents volumes d'eau. Parmi ces facteurs, il y a la température, l'évaporation et les précipitations.

3.2.1. Températures

En l'absence de mesures directes de température sur le bassin de Dermoun, nous avons utilisé les valeurs moyennes de la température mensuelle disponibles pour la ville de Biskra, située à environ 68 km à l'est du site du barrage, à l'altitude de 87 m, fournies par l'office National de la Météorologie (O.N.M) pour la période de (1967 – 1995) pour obtenir les valeurs indiquées dans le Tableau 10.

Tableau 11 : Température mensuelle estimée

Site	Altitude	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Année
Biskra	87	28.3	22.1	16.1	12.2	11.5	13.6	16.5	19.8	24.9	30.2	33.4	32.8	**21.8**
Bassin Dermoun	1231	20.9	14.7	8.7	4.8	4.1	6.2	9.1	12.4	17.5	22.8	26.0	25.4	**14.3**
Retenue Dermoun	298	26.9	20.7	14.7	10.8	10.1	12.2	15.1	18.4	23.5	28.8	32.0	31.4	**20.4**

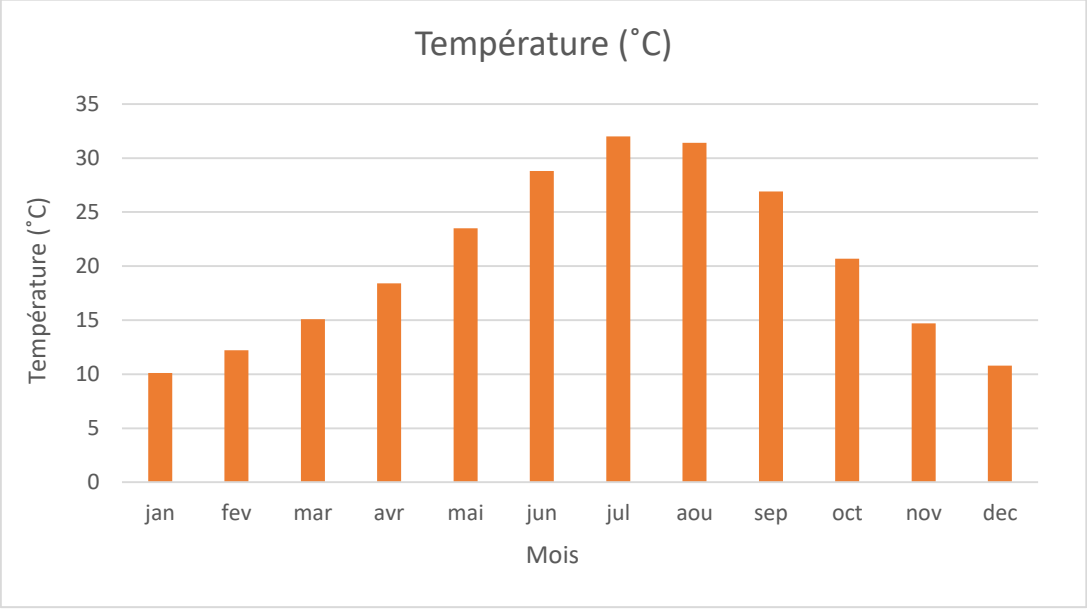


Figure 7 : Répartition de la température mensuelle au niveau de la retenue

La température maximale est enregistrée au mois de juillet (32 ºC) et la température minimale est au mois de janvier (10.1 ºC).

3.2.2. Evaporation

Tableau 12 : Evaporation mensuelle au niveau de la retenue

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Année
Evp (mm)	155	108	56	36	36	32	78	107	189	215	258	233	1500

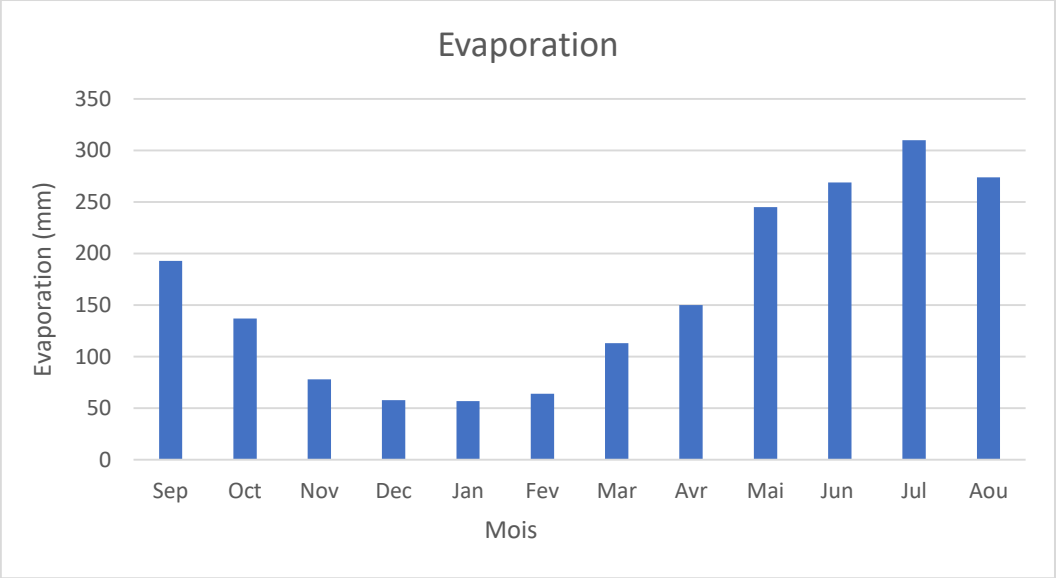


Figure 8 : Répartition de l'évaporation mensuelle

3.2.3. Pluviométrie

On a recueilli auprès de l'ANRH les données disponibles concernant la précipitation dans les stations pluviométriques voisines de la zone d'étude.

a. <u>Stations et données disponibles :</u>

Parmi les neuf stations pluviométriques voisines, nous disposons des mesures directes de la précipitation au niveau de 4 stations des bassins versants adjacents. Les stations sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 13 : Stations disponibles à proximité de la zone d'étude

Station	Code de la station	Altitude (m)	Années de fonctionnement
Menaa	061304	1005	1967 - 2013
Foum el gherza	061601	200	1947 - 2012
Tifelfel	061511	740	1972 - 2010
Khengat sidi nadji	061806	160	1966 - 2013

La station la plus représentative est la station de Foum El Gherza avec une période d'observation de 30 ans.

Tableau 14 : Station pluviométrique choisie

Station	Code	Source	coordonnées			N (ans)
			X (Km)	Y (Km)	Z (m)	
Foum el gherza	061601	A.N.R.H Alger	795.1	177.65	200	30

Source : A.N.R.H

b. <u>Répartition mensuelle de la pluie moyenne :</u>

Tableau 15 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne dans le bassin de Foum El Gherza

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
Pm (mm)	20	23.7	34.7	6.4	23.9	5	43.2	23	15.5	36.2	0.3	0	231.9
Pm (%)	8.62	10.21	14.96	2.75	10.31	2.16	18.62	9.92	6.68	15.61	0.13	0	100

Tableau 16 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne dans notre bassin

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
Pm (mm)	26.9	40	46.7	8.6	32.2	6.7	58.1	30.9	20.8	48.7	0.4	0	312
Pm (%)	8.62	10.21	14.96	2.75	10.31	2.16	18.62	9.92	6.68	15.61	0.13	0	100

3.2.4. Les précipitations maximales journalières

a. <u>Estimation des précipitations maximales journalières pour une période de retour donnée :</u> Pour ce fait nous avons utilisé le logiciel « HyfranPlus », en passant par les étapes suivantes :

1. Classer la série des précipitations (Tableau 14) par ordre croissant ;
2. Calculer la fréquence expérimentale (formule de Hazen) ;
3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données ;
4. Ajuster graphiquement la série à la loi choisie ;
5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Tableau 17 : Série des précipitations journalières max. de la station de Foum El Gherza

Année	Pj max (mm)	Année	Pj max (mm)	Année	Pj max (mm)
1966	75	1988	26.3	2001	17.2
1967	27	1989	44	2002	64
1969	108.6	1990	27.5	2003	67
1972	22.8	1991	35	2004	29
1975	20.5	1992	23	2005	19.1
1976	33.6	1995	34	2008	25.3
1981	27.2	1996	29.5	2009	24.8
1982	22	1997	33.5	2010	29.4
1984	23	1999	28.2	2011	107
1985	30	2000	22.1	2012	29.8

Tableau 18 : Caractéristiques de la série pluviométrique

Caractéristique	Valeur
Minimum	17.2
Maximum	109
Médiane	28.6
Moyenne	36.8
Ecart-type	23.7
Coefficient de variation	0.642

b. *Choix de la loi d'ajustement :* Les critères de choix sont d'abord liés à un ajustement graphique et ensuite un test de dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet a priori d'accepter ou de rejeter la loi (toute sinuosité ou mauvaise courbure est considéré comme un mauvais ajustement). Le test de dispersion permet d'accepter ou de rejeter l'appartenance des donnes a une loi en fonction d'un seuil de tolérance (5%).

Nous avons choisi d'ajuster la série à deux lois :
- la loi de log-normale (droite de GALTON).
- la loi de GUMBEL (droite de HENRY).

3.3. Ajustement des précipitations

- *Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :*

Tableau 19 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pj max (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	139	17.1	106 – 173
2000.0	0.9995	120	14.3	91.8 – 148
1000.0	0.9990	111	13.1	85.8 – 173
200.0	0.9950	92.0	10.3	71.8 – 112
100.0	0.9900	83.5	9.09	65.7 – 101
50.0	0.9800	75.1	7.89	59.6 – 90.6
20.0	0.9500	63.9	6.33	51.5 – 76.3
10.0	0.9000	55.2	5.16	45.1 – 65.3
5.0	0.8000	46.1	4.00	38.3 – 53.9

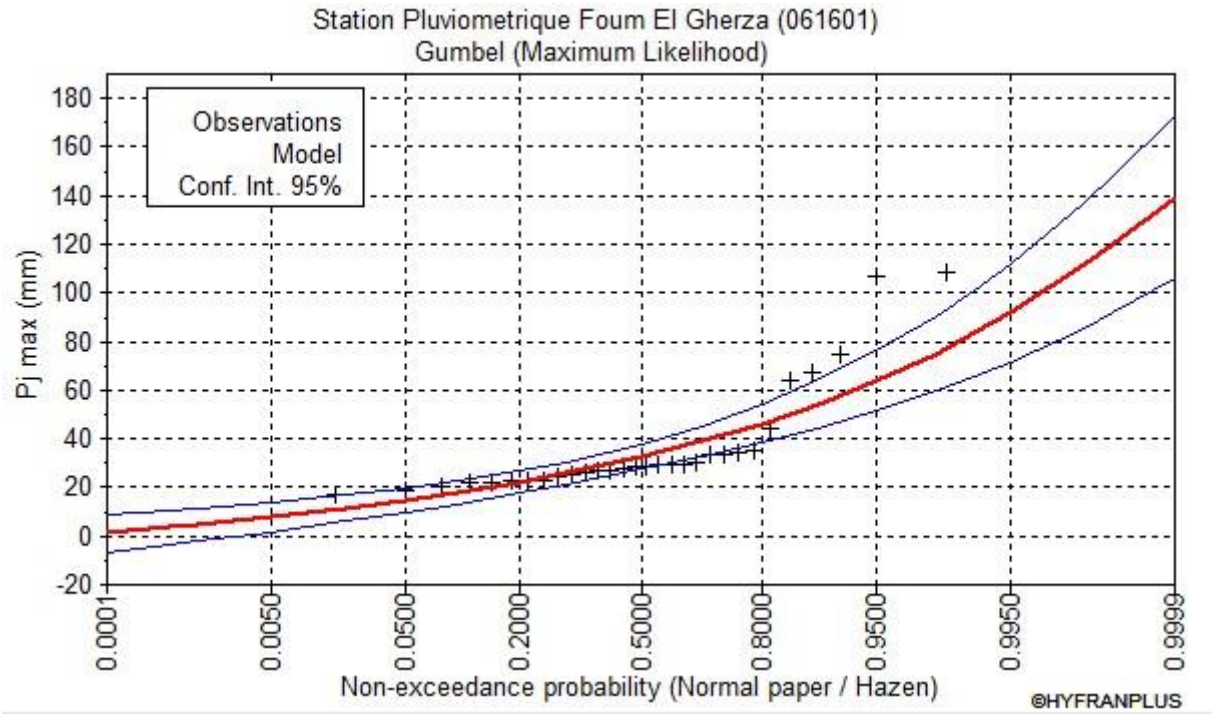


Figure 9 : Représentation graphique de la loi de Gumbel

Tableau 20 : Caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	17.2
Maximum	Aucun	109
Moyenne	35.0	36.8
Ecart-type	15.5	23.7
Médiane	32.4	28.6
Coefficient de variation (Cv)	0.443	0.642
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	2.16
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	5.82

- *Ajustement de la série pluviométrique à la loi log-normale*

Tableau 21 : Résultat de l'ajustement à la loi log-normale

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pj max (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	189	47.0	97.3 – 281
2000.0	0.9995	154	34.5	86.9 – 222
1000.0	0.9990	140	29.7	82.1 – 199
200.0	0.9950	110	20.1	70.5 – 149
100.0	0.9900	97.6	16.5	65.2 – 130
50.0	0.9800	85.8	13.3	59.7 – 112
20.0	0.9500	70.6	9.50	52.0 – 89.2
10.0	0.9000	59.4	7.01	45.6 – 73.1
5.0	0.8000	48.2	4.89	38.6 – 57.7

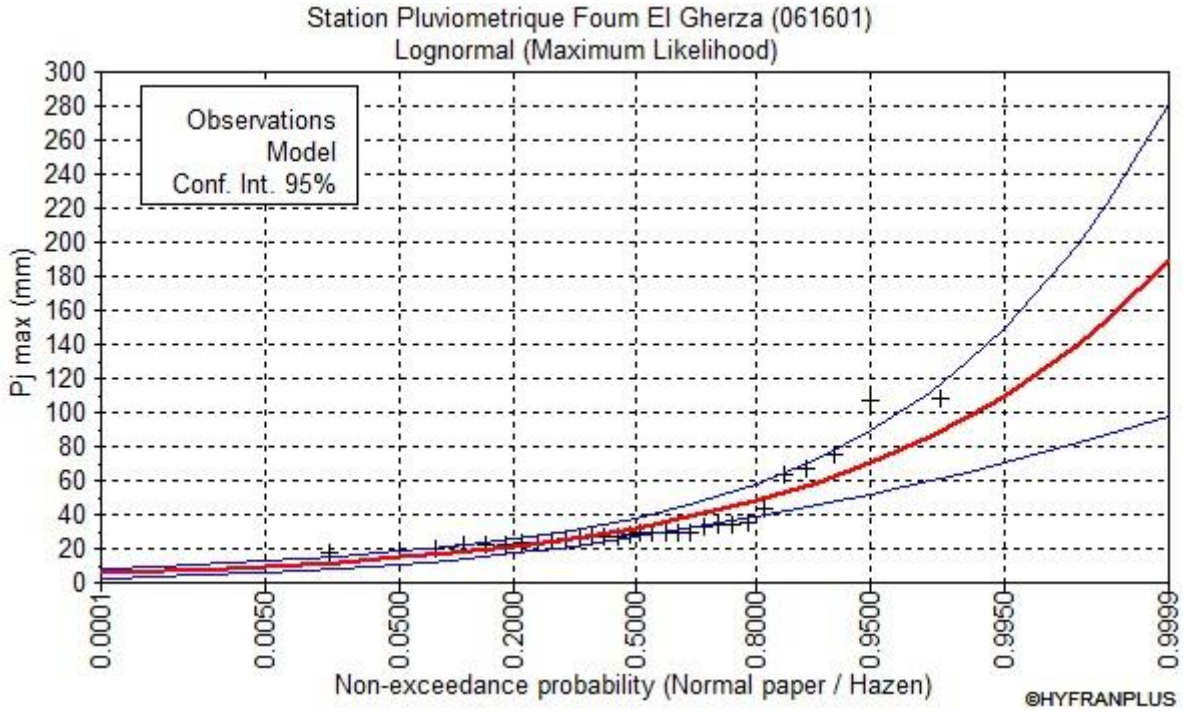


Figure 10 : Représentation graphique de la loi log-normale

Tableau 22 : Caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	17.2
Maximum	Aucun	109
Moyenne	36.1	36.8
Ecart-type	18.2	23.7
Médiane	32.3	28.6
Coefficient de variation (Cv)	0.504	0.642
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.64	2.16
Coefficient d'aplatissement (Ck)	8.13	5.82

- *Comparaison des deux lois*

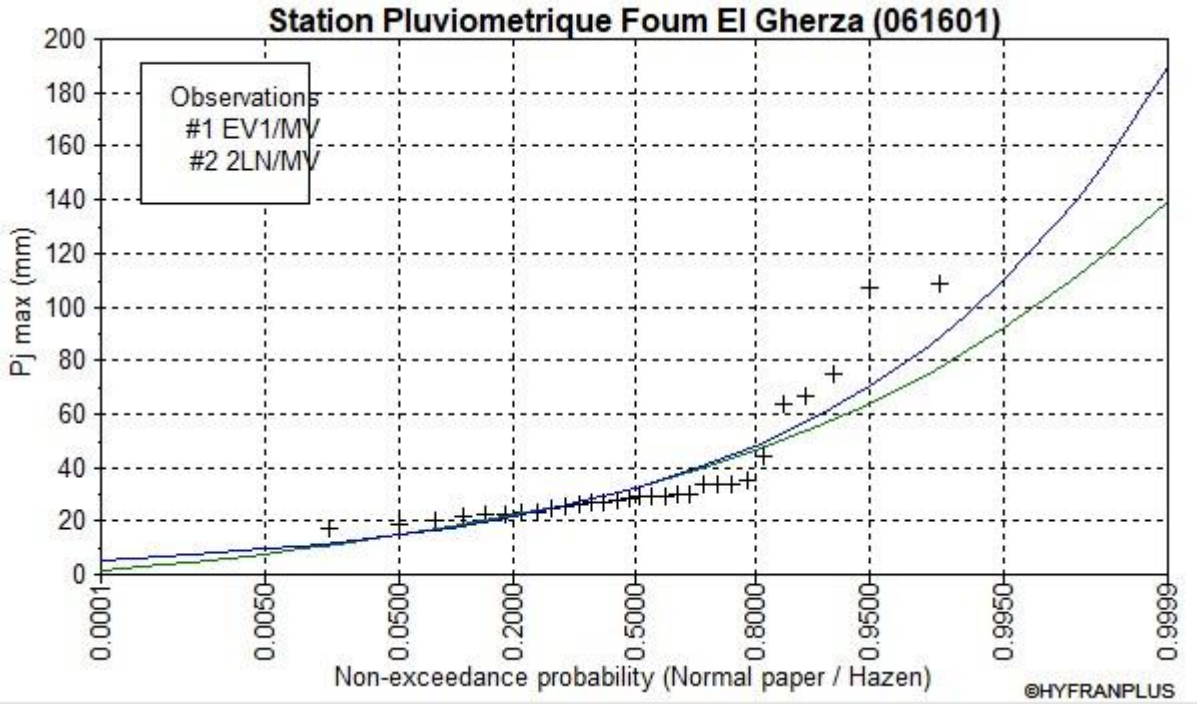


Figure 11 : Comparaison graphique entre la loi de Gumbel et la loi log-normale

D'après la comparaison graphique des deux lois, on remarque que la droite de GALTON (bleue) est plus proche au nuage de points de l'échantillon que celle de HENRY (verte). De plus, tous les points sont à l'intérieur de son intervalle de confiance (à l'exception, un seul point est en dehors). Et même pour le test du « Khi carré », établi par HyfranPlus, est plus adéquat pour la loi log-normale.

On conclut que les précipitations journalières maximales suivent la loi log-normale.

3.4. Précipitations de longue durée

Dans le tableau 18, on présente les valeurs de la précipitation annuelle moyenne proposée pour chaque station, après vérification de la consistance des donnés de précipitation et de l'utilisation de différentes méthodes pour comblement des lacunes observées. Dans la figure 19, on indique le tracé estimé des isohyètes sur le bassin de Dermoun et sur ses bassins voisins :

Tableau 23 : Précipitation moyenne annuelle estimée pour chaque station

Code	Station	Altitude (m)	P annuelle moy (m)
06.13.05	Dejmora	520	140
06.16.01	Foum El Gherza	120	106
06.14.16	Biskra	80	115
06.13.02	Bouzina	1320	289
06.13.03	Thniet	1253	281
06.15.11	Tifelfel	764	159
06.13.04	Menaa	890	262
06.15.03	Medina el Anaceur	1451	408
06.15.05	Tkout	980	263
06.16.04	Tadjemout	930	209
06.18.02	Halla Boudella	740	210
06.18.03	Bou Hammama	1140	391
06.18.05	Kheirane	590	210
06.18.06	Khangat Sidi Nadji	160	61
06.20.02	Seiar	460	76
06.16.09	Mziraa	130	84

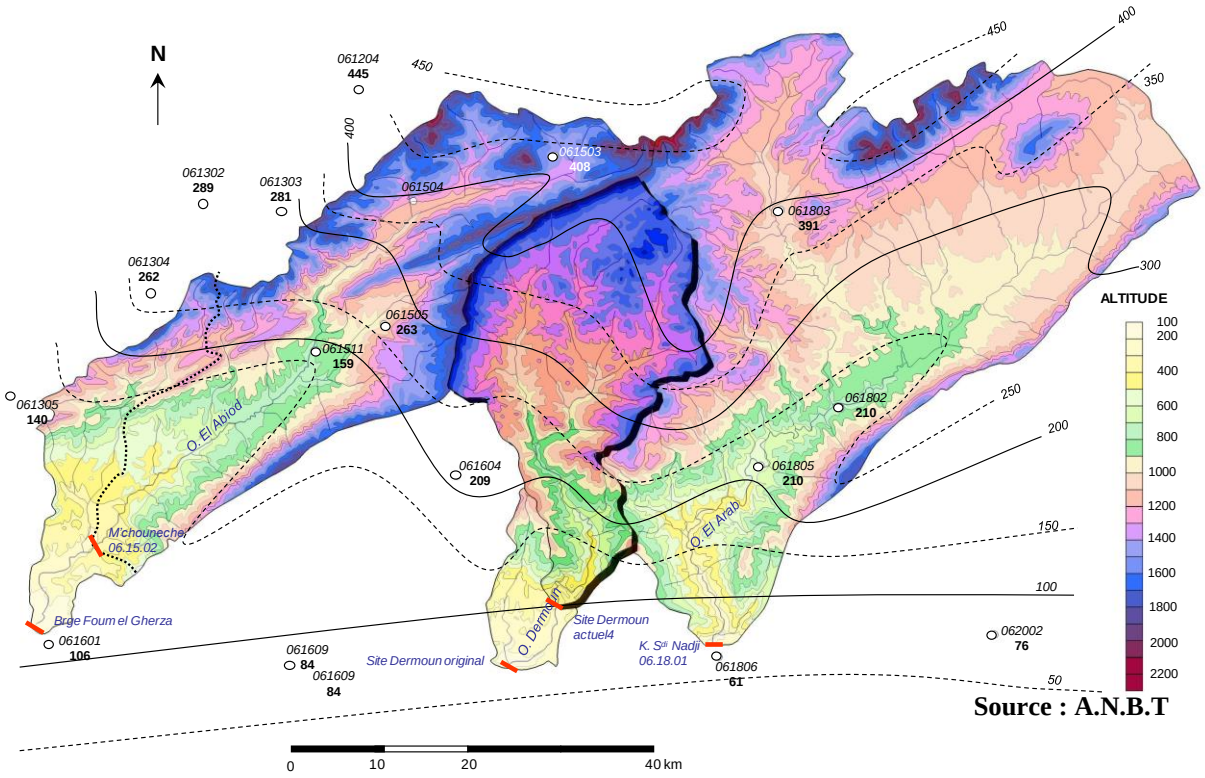


Figure 12 : Tracé des isoètes sur le bassin de Dermoun et ses bassins voisins

La précipitation moyenne pondérée estimée à partir de ces isohyètes pour le bassin de Dermoun est de 312 mm/an.

3.5. Etude des apports

Puisque notre bassin n'est pas jaugé, deux approches s'offrent à nous pour le calcul des apports :

3.5.1. Formules empiriques

a. Estimation de la lame d'eau écoulée :

- **Formule de Samie :**

$$Le = \bar{P}^2(293 - 2.2\sqrt{S})$$

$\bar{P}$: Pluie moyenne annuelle (m) ;
S : Surface du bassin versant (Km^2) ;
Le : lame d'eau écoulée (mm).

- **Formule de Mallet et Gauthier :**

$$Le = 600\bar{P}\left(1 - 10^{-0.36\bar{P}^2}\right)$$

$\bar{P}$: Pluie moyenne annuelle (m) ;
Le : lame d'eau écoulée (mm).

- **Formule de Turc :**

$$Le = \bar{P} - \frac{\bar{P}}{\sqrt{0.9 + \frac{\bar{P}^2}{L^2}}}$$

Avec :
L : Coefficient qui dépend de la température $L = 300 + 25T + 0.05T^3$;
$\bar{P}$: Pluie moyenne annuelle (mm) ;
T : Température moyenne annuelle T = 14.3 ºC ;
Le : Lame d'eau écoulée (mm).

b. Estimation de l'apport moyen annuel :

Pour toutes ces formules, on calcule l'apport moyen annuel par cette relation :

$$A_0 = Le \times S \times 10^{-3}$$

Le : Lame d'eau écoulée (mm) ;
S : Surface du bassin versant (Km^2) ;
A_0 : Apport moyen annuel (hm^3).

Les résultats sont donnés au tableau suivant :

Tableau 24 : Résultats du calcul des apports par des formules empiriques

Formules	Lames d'eau écoulée (mm) Le	Apport moyen annuel (hm3)
Samie	22.93	15.61
Mallet-Gauthier	14.51	9.88
Turc	7.62	5.19

3.5.2. Méthode analogique

On va procéder à l'analogie avec deux bassins voisins : le bassin versant du barrage de Foum El Gherza et celui de la station de Khengat Sidi Nadji. L'apport sera déduit par cette relation :

$$A_{Dermoun} = \frac{S_{bv}^{site}}{S_{bv}^{station}} \times A_{station}$$

L'apport moyen calculé au barrage de Foum El Gherza est de 23.93 hm3 et la pluie moyenne annuelle est de 271 mm avec un coefficient d'écoulement de 0.067. De ce fait, l'apport moyen annuel estimé est de 12.27hm3 soit une lame ruisselée de 18.02 mm/an.

Par ailleurs, l'apport moyen au bassin versant de Khengat Sidi Nadji est de 28.25 hm3 et une pluie moyenne de 313mm et un coefficient d'écoulement de 0.043. Alors par analogie, on obtient pour notre bassin versant un apport moyen de 9.26 hm3 et une lame ruisselée de 13.59 mm/an.

Tableau 25 : Analogie entre le bassin versant de Dermoun et les bassins de Foum El Gherza et de Khengat Sidi Nadji

Paramètre	***Unité***	***Dermoun***	***Foum el Gherza***	***Khangat Sidi Nadji***
Superficie du bassin	*km²*	681	1328	2077
Altitude moyenne	*m*	1231	1140	1104
Altitude maximale	*m*	2050	2220	2350
Altitude minimale	*m*	256	150	190
Pente moyenne bassin	*m/km*	~16.8%	~ 20.6%	~16.6%
Longueur de l'oued principal	*km*	67	98	120
Pente moyenne de l'oued principal	*m/km*	23.1	20.1	12.2

D'après le tableau, on peut constater que les caractéristiques du bassin versant de Foum El Gherza sont plus proches aux caractéristiques de notre bassin versant que celles de Khengat Sidi Nadji.

Pour cette raison, l'analogie qui est meilleure et qu'on choisit est celle qu'on a fait avec le bassin de Foum El Gherza.

Tableau 26 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
Am (hm3)	1.05	1.25	1.84	0.34	1.27	0.27	2.28	1.22	0.82	1.91	0.02	0	12.27
Am (%)	8.62	10.21	14.96	2.75	10.31	2.16	18.62	9.92	6.68	15.61	0.13	0	100

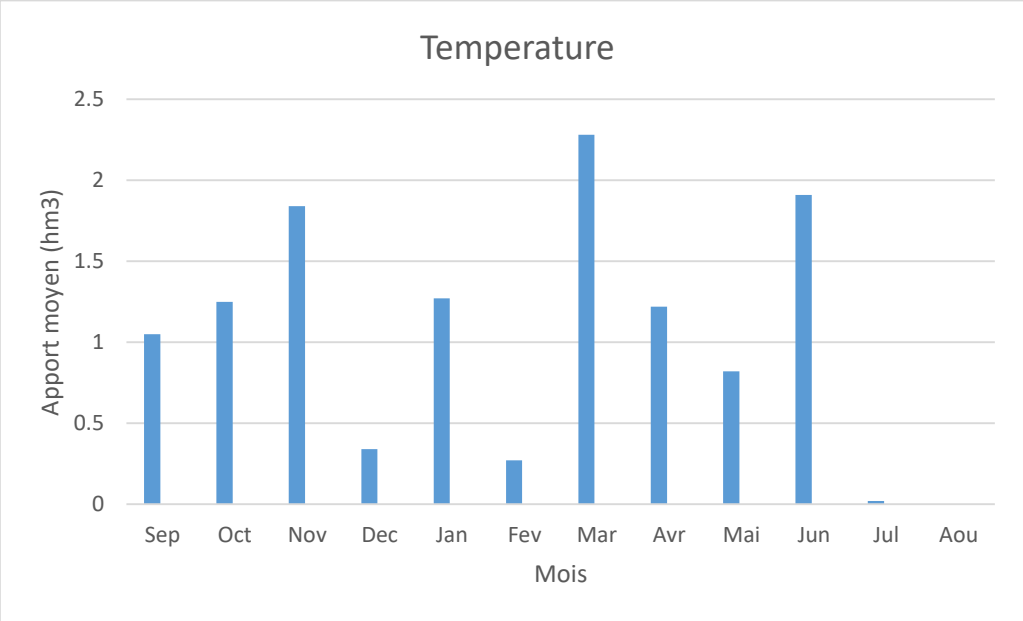


Figure 13 : Graphique de la répartition mensuelle de l'apport moyen du site

3.5.3. Caractéristiques de l'écoulement

- **Module de l'écoulement :**

$$M_0 = \frac{A_0}{T}$$

A0 : Apport moyen annuel (l) ;
T : Temps d'une année en secondes = 31536000 s.

A.N : M_0 = 389.08 l/s.

- **Module de l'écoulement relatif :**

$$M_e = \frac{M_0}{S}$$

M0 : Module de l'écoulement (l/s) ;
S : Superficie du bassin versant (Km^2).

A.N : M_e = 0.57 l/s/Km^2

- **Lame d'eau écoulée :**

$$L_e = \frac{A_0}{S}$$

A0 : Apport moyen annuel (hm^3) :
S : Superficie du bassin versant (Km^2).

A.N : Le = 0.018 m = 18.02 mm

- **Coefficient de l'écoulement :**

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}}$$

Le : Lame d'eau écoulée (mm) ;
Pmoy : Précipitation moyenne annuelle (mm).

A.N : Ce = 0.058

3.5.4. Les apports fréquentiels

Nous ne disposons que d'une courte série (N =15 ans) d'observations des apports moyens annuels à la station de Foum El Gherza (Tableau 27).

Tableau 27 : Série des apports de la station de Foum el Gherza

Année	Apport Moyen Annuel (Hm^3)
1972/1973	87.64
1974/1975	32.55
1975/1976	35.35
1976/1977	26.33
1977/1978	21.69
1981/1982	11.79
1984/1985	66.17
1985/1986	37.74
1986/1987	19.23
1987/1988	21.34
1988/1989	16.97
1991/1992	7.484
1992/1993	4.936
1993/1994	5.700
1994/1995	62.71

Nous l'avons ajusté à la loi log-normale et qui nous a fourni les résultats suivants :

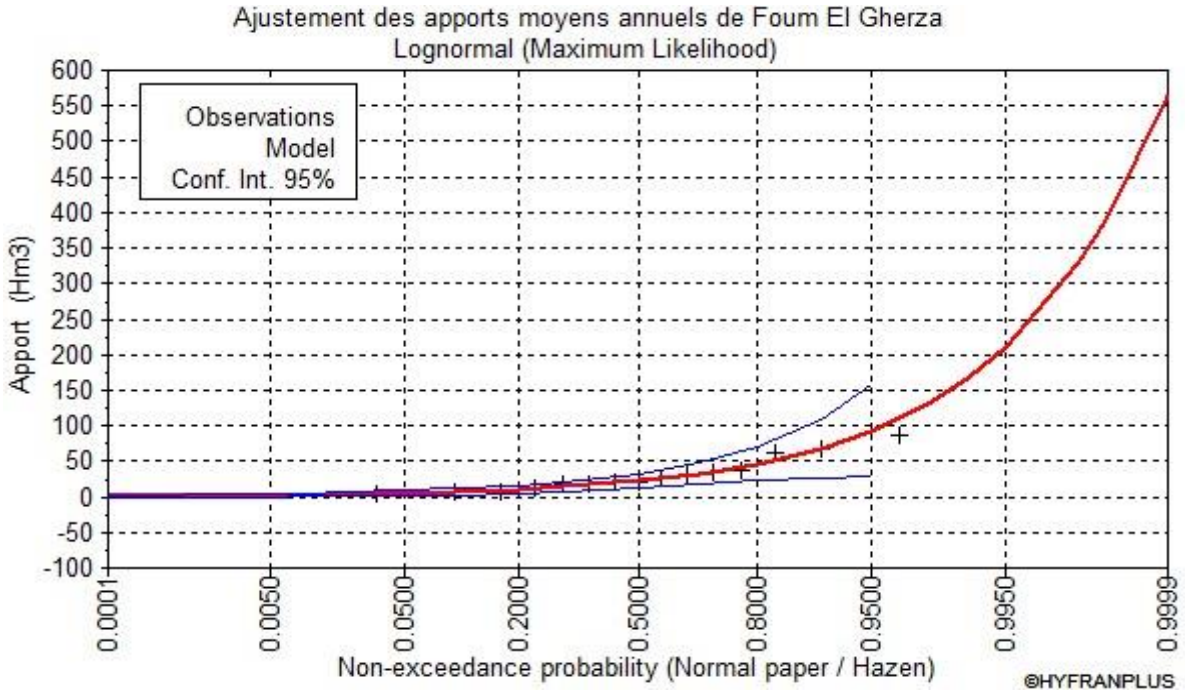


Figure 14 : Graphique de l'ajustement des apports a la loi log-normale

Tableau 28 : Résultats de l'ajustement des apports à la loi log-normale

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Apport moyen (hm^3)	Ecart type
10000.0	0.9999	565	368
2000.0	0.9995	389	228
1000.0	0.9990	327	182
200.0	0.9950	209	100
100.0	0.9900	168	74.7
50.0	0.9800	133	53.9
20.0	0.9500	93.0	32.7
10.0	0.9000	67.8	20.9
5.0	0.8000	46.2	12.2

A partir du tableau 28, on remarque que l'apport 80% de la station de Foum El Gherza est égal à 46.2 Hm^3.

Donc par analogie, on trouve l'apport 80% de notre bassin versant : **A80% = 23.7 Hm^3**

Tableau 29 : Répartition mensuelle de l'apport 80% de Dermoun

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout
A80% (Hm3)	4.1	1.51	2.51	2.29	3.4	1.91	3.16	1.16	1.94	0.51	0.35	0.86

3.6. Etude des crues

Une crue est un épisode pluvieux majeur où les débits sont maximaux et mettent en danger les ouvrages hydrotechniques et la vie humaine. L'objectif est de déterminer les hydrogrammes de crue pour différentes périodes de retour et de définir les débits maximas correspondants.

En absence des données de débits, on a déterminé les débits de pointe de la crue des différentes périodes de retour par les formules empiriques suivantes :

- **Formule de Mallet-Gauthier :** Cette formule qui est utilisée en Algérie, exprime le débit maximum de crue en fonction des précipitations, de la surface su bassin versant et d'un coefficient K.

$$Q_{max,p\%} = 2Klog(L + 20P_{moy})\frac{S}{\sqrt{L}}\sqrt{1 + 4logT - logS}$$

K : Constante comprise entre 1 ÷ 3 ;
Pmoy : Précipitation moyenne annuelle (m) ;
S : Superficie du bassin versant (Km^2) ;
L : Longueur du thalweg principal (Km) ;
T : Période de retour (ans).

Tableau 30 : Débits fréquentiels obtenus par la formule de Mallet-Gauthier

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Qmax,p (m^3/s)	772.57	963.61	1169.19	1303.34	1673.47	1975.43

- **Formule de Possenti :**

$$Q_{max,p\%} = \frac{\mu P_{max,p\%} S}{L}$$

μ : Coefficient compris entre 700 et 800, on le prend égal à 750 ;
$P_{max,p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour (m) ;
L : Longueur du thalweg principal (Km) ;
S : Superficie du bassin versant (Km^2).

Tableau 31 : Débits fréquentiels obtenus par la formule de Possenti

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Qmax,p (m^3/s)	433.41	515.13	626.03	712.13	1021.5	1379.03

- **Formule de Giandotti :**

$$Q_{max,p\%} = \frac{C \times S \times h_{tc,p\%}\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}{4\sqrt{S} + 1.5L}$$

S : Surface du bassin versant (km^2) ;
L : Longueur du thalweg principal (Km) ;
Hmoy : Altitude moyenne en m ;
Hmin : Altitude minimale en m ;
Htc,p : Lame d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration ;
C : Coefficient topographique entre 66 et 166.

Tableau 32 : Débits fréquentiels calculés par la formule de Giandotti

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Qmaxp (m3/s)	698.18	829.83	1008.49	1147.18	1645.55	2221.51

Conclusion : Nous avons choisi d'adopter les résultats de la formule de Giandotti car elle est utilisée en Algérie et c'est la plus proche à la moyenne.

3.6.1. Hydrogramme de crue (Par la méthode de Sokolovsky)

Sokolovsky considère que l'hydrogramme de crue est une courbe symétrique, par rapport au débit maximum de la crue, et qui est constituée par deux parties : une montée et une décrue. Chacune d'elle est caractérisée par son équation :

c. Pour la montée : $Q_m = Q_{max,p\%}(\frac{T}{T_m})^2$

Tm : temps de montée, on le prend égal à Tc (= 6.72 h).

d. Pour la décrue : $Q_d = Q_{max,p\%}(\frac{T_b - T}{T_d})^3$

Td : temps de décrue (h), qui se calcule comme suit : $T_d = \delta \times T_m$, où δ est un coefficient de forme de l'hydrogramme de crue, on le détermine à partir du tableau 33 :

Tableau 33 : Coefficients de forme δ

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

On prend : δ = 2.
Donc, on trouve : **Td = 2 * 6.72 = 13.44 h.**
Tb : Temps de base de la crue, c'est la durée totale de la crue. Il est égal à la somme de Td et Tm : **Tb = 20.16 h.**

Maintenant qu'on dispose des formules de débits, on calcule les hydrogrammes c'est-à-dire les débits de montée et de décrue en fonction du temps.

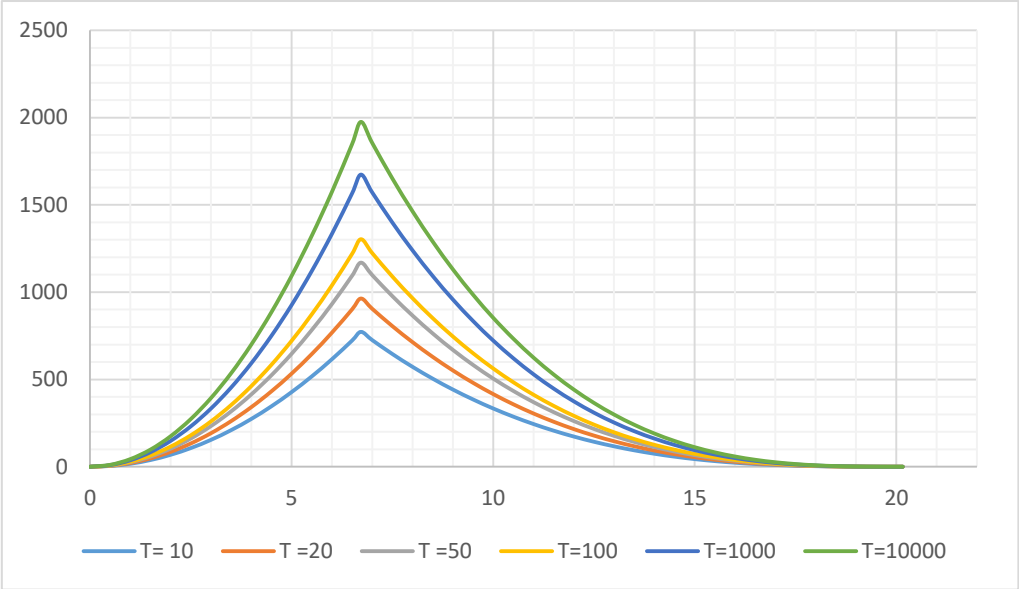


Figure 15 : Les hydrogrammes de crue pour différentes périodes de retour

Tableau 34 : Valeurs des débits de crue en fonction du temps pour chaque période de retour

Temps (h)	T= 10	T =20	T =50	T=100	T=1000	T=10000
0	0	0	0	0	0	0
0.5	4.27700051	5.33461106	6.47271604	7.21537964	9.26444471	10.936116
1	17.1080021	21.3384442	25.8908642	28.8615186	37.0577788	43.7444639
1.5	38.4930046	48.0114995	58.2544444	64.9384168	83.3800024	98.4250438
2	68.4320082	85.3537769	103.563457	115.446074	148.231115	174.977856
2.5	106.925013	133.365276	161.817901	180.384491	231.611118	273.4029
3	153.972018	192.045998	233.017777	259.753667	333.52001	393.700175
3.5	209.573025	261.395942	317.163086	353.553602	453.957791	535.869683
4	273.728033	341.415108	414.253827	461.784297	592.924461	699.911423
4.5	346.437042	432.103496	524.289999	584.445751	750.420022	885.825395
5	427.700051	533.461106	647.271604	721.537964	926.444471	1093.6116
5.5	517.517062	645.487938	783.198641	873.060937	1120.99781	1323.27003
6	615.888074	768.183992	932.07111	1039.01467	1334.08004	1574.8007
6.5	722.813087	901.549269	1093.88901	1219.39916	1565.69116	1848.2036
6.72	772.57	963.61	1169.19	1303.34	1673.47	1975.43
7	725.28334	904.630362	1097.62744	1223.56652	1571.04199	1854.51994
7.5	645.71541	805.386989	977.211126	1089.33394	1398.68927	1651.06798
8	572.190652	713.681135	865.940418	965.296303	1239.42671	1463.06818
8.5	504.470395	629.21511	763.45411	851.050966	1092.73732	1289.91024
9	442.315967	551.691225	669.391001	746.195287	958.104123	1130.9839
9.5	385.488696	480.811788	583.389892	650.326621	835.01012	985.678884
10	333.74991	416.279109	505.089581	563.042324	722.938326	853.384917
10.5	286.860937	357.795498	434.128867	483.939752	621.37175	733.491724
11	244.583105	305.063264	370.146551	412.616261	529.793403	625.389031

11.5	206.677743	257.784718	312.781431	348.669207	447.686297	528.466564
12	172.906178	215.662169	261.672306	291.695947	374.533442	442.114048
12.5	143.029738	178.397926	216.457977	241.293836	309.817849	365.72121
13	116.809752	145.694299	176.777242	197.06023	253.022529	298.677774
13.5	94.0075472	117.253598	142.2689	158.592485	203.630493	240.373466
14	74.3844524	92.778133	112.571751	125.487959	161.124752	190.198013
14.5	57.7017955	71.9702126	87.3245949	97.3440053	124.988317	147.541139
15	43.7209046	54.532147	66.1662301	73.7579815	94.7041979	111.792571
15.5	32.2031076	40.1662459	48.7354562	54.3272433	69.7554067	82.3420337
16	22.9097329	28.5748187	34.6710726	38.6491467	49.624954	58.5792532
16.5	15.6021084	19.4601753	23.6118786	26.3210478	33.7958506	39.8939551
17	10.0415622	12.5246252	15.1966735	16.9403027	21.7511074	25.6758652
17.5	5.98942242	7.47047819	9.06425669	10.1042673	12.9737354	15.314709
18	3.20701719	4.00004379	4.85342742	5.41029781	6.94674534	8.20021222
18.5	1.45567458	1.8156317	2.20298505	2.45575017	3.15314824	3.72210057
19	0.49672269	0.61955157	0.75172891	0.83798045	1.07595496	1.27009968
19.5	0.09148962	0.11411305	0.13845833	0.1543447	0.1981764	0.23393524
20	0.00130347	0.00162579	0.00197264	0.00219897	0.00282345	0.00333291
20.16	0	0	0	0	0	0

3.6.2. Choix de la crue de projet

La crue de projet est celle pour laquelle l'ouvrage va être dimensionné, et pour laquelle le transit s'effectuera sans risque ni dommage sur l'ouvrage. Son choix dépend de de la classe de l'ouvrage à réaliser, des obstacles à son aval et des différents considérations technico-économiques du barrage.

Pour faire ce choix, nous allons suivre les recommandations du Comité Australien des Grands Barrages **(CAGB).** (Tableau 35)

Tableau 35 : Recommandations du CAGB

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

Si pour notre cas nous considérons que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles et que nos connaissances hydrologiques sont moyennes, les dommages s'estiment être faibles. Alors nous optons pour une crue de projet centennale : $\boldsymbol{Q_{0.1\%} = 1673.47\ m^3/s}$

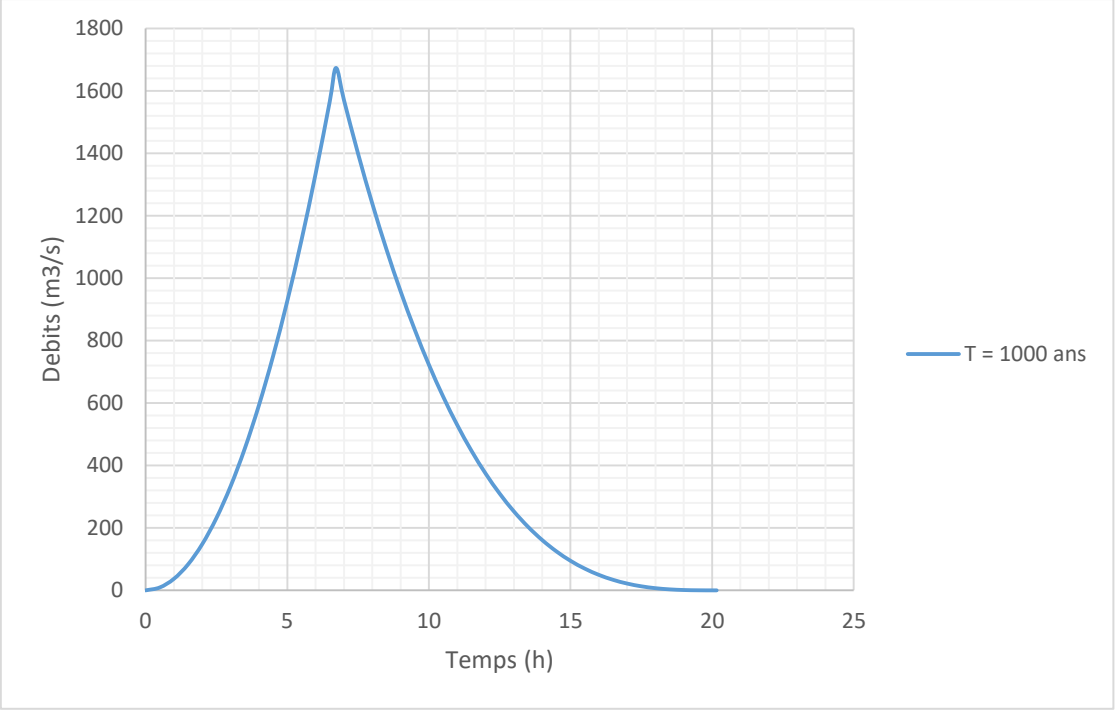


Figure 16 : L'hydrogramme de la crue de projet pour T= 1000 ans

3.6.3. Choix de la crue de chantier

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

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquantenales ou même centennale, mais l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Le déversement peut être contrôlé pendant les crues de période de retour : 10 – 20 ans.

On peut évaluer le risque d'inondation du chantier pendant la construction par cette formule :

$$r = 1 - (1 - \frac{1}{P})^n$$

P : Période de retour ;
N : Durée du chantier = 5ans.
Pour T=10ans : on trouve r = 41% ; et pour T=20 ans : r = 23%.

On remarque qu'en augmentant la période de retour le risque diminue, donc pour la conception pour les ouvrages de dérivation et prises d'eau, on choisit une crue de T = 20 ans comme crue de chantier : $\boldsymbol{Q_{5\%} = 963.61 m^3/s}$

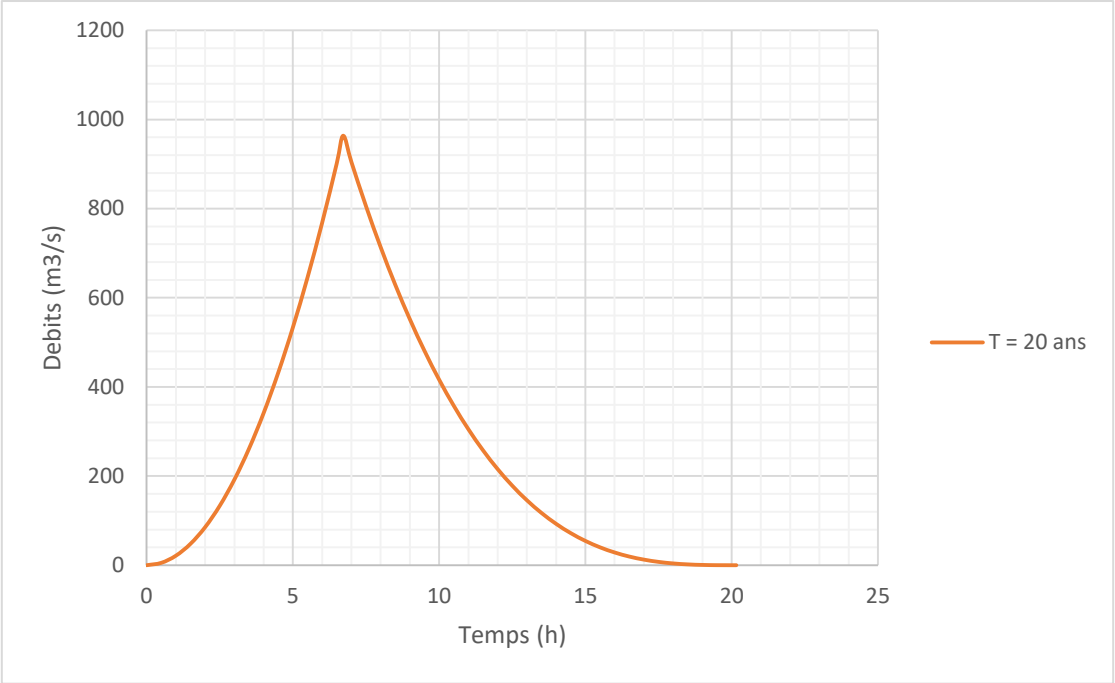


Figure 17 : L'hydrogramme de la crue de chantier pour T= 20 ans

3.7. Apports solides et estimation du volume mort

3.7.1. Par les formules empiriques

- **Formule de Tixeront :** Cette formule tient compte de la perméabilité du bassin versant et la lame écoulée Le. Le débit solide Qs est donné par : (manuel d'hydrologie)

$$Qs = \alpha \times Le^{0.15} \times S$$

D'où, on calcule le volume mort :

$$Vm = (1.05 \div 1.10) \times \frac{Qs \times T}{\gamma_s}$$

Avec :
Qs : Débit solide en [t/an] ;
γ_s : Poids spécifique des sédiments = 1,6 t/m3 ;
T : temps d'exploitation [T = 50 ans] ;
α : Caractéristique de perméabilité.

Tableau 36 : Différentes valeurs de α

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

Le bassin versant de l'oued Dermoun est caractérisé par une perméabilité faible a moyenne ($\alpha = 1400$) dans sa partie avale (80Km2) qui devient moyenne ($\alpha = 350$) dans sa partie intermédiaire (20Km2) ensuite forte perméabilité aux sommets ($\alpha = 8.5$) sur 120 km2 et moyenne à forte à l'intérieur du bassin versant ($\alpha = 75$) dans sa partie amont (461 km2).
Alors : $\alpha = \frac{1}{S}(80 \times 1400 + 350 \times 20 + 8.5 \times 120 + 75 \times 461) = 227.01$

A.N : Qs = 228928.67 t/m^3.

On obtient : **Vm = 7.87 hm^3/an ,** qui représente le volume des particules en suspension. On rajoute 40 % de volume pour prendre en compte le volume du charriage.

Donc le volume mort total = 11.02 hm^3/an.

- **Formule de Fournier :** la formule de Fournier donne le taux d'abrasion spécifique Ta en t/km^2.an

$$T_a = \frac{1}{36}\left(\frac{P_m^2}{P_a}\right)^{2.65}\left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46}$$

Pm : Pluie du mois le plus arrosé (mm) ;
Pa : Pluie moyenne annuelle (mm) ;
H : Dénivelé moyenne (45% de la différence entre l'altitude maximale et minimale) en m ;
S : Surface du bassin versant (Km^2).

A.N : Ta = 350.15 t/km^2.an

On applique la même relation précédente pour le calcul du volume mort, on trouve :
Vm = 7.45 hm3/an.
En rajoutant le pourcentage de charriage on trouve : **le volume mort total = 10.43 hm^3/an.**

3.7.2. Par analogie avec la station de Foum El Gherza

L'apport solide observé à Foum El gherza est de 23.6 hm^3/an (pour une période d'exploitation de 50 ans). En appliquant la loi d'analogie, on trouve un apport de sédiments équivalent à 12.1 hm^3/an.

Conclusion : On peut remarquer qu'entre les formules empiriques et l'analogie, l'apport de sédiments est variable. On considère de prendre un volume mort de l'ordre de 15hm^3 pour garantir une certaine marge de sécurité.

3.8. Régularisation

L'étude de régularisation a pour but de déterminer le volume utile du barrage ainsi que son niveau. Il existe deux types de régularisations :

- Régularisation saisonnière : lorsque l'apport > la demande ;
- Régularisation interannuelle : lorsque l'apport < la demande.

Pour réaliser ce calcul, nous avons besoins des données initiales suivantes :

- Répartition mensuelle de l'apport 80% ;

- Répartition mensuelle de la consommation ;
- Les infiltrations et l'évaporation ;
- Les courbes caractéristiques du barrage.

3.8.1. Répartition mensuelle de la consommation

Tableau 37 : Répartition mensuelle de la consommation

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout
A80% (Hm3)	1.09	0.37	0.67	0.67	0.67	0.54	1.54	1.38	2.25	2.76	2.17	3.63

3.8.2. Courbes « Hauteurs – Capacité – Surfaces »

Le calcul des volumes a été fait par la relation suivante :

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

S_i : Surface du plan d'eau correspondante a la courbe de niveau H_i (m^2) ;
S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondante a la courbe de niveau H_{i+1}(m^2) ;
ΔH : Différence d'altitude entre deux courbes de niveau successives (m) ;
ΔVi : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives (hm^3).

Pour le premier volume élémentaire, on le calcule comme suit :

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \times S_{moy} \times \Delta H$$

Tableau 38 : Calcul des courbes topographiques et volumétriques

Cote (m)	Surface (m2)	ΔH (m)	Smoy (m2)	V (hm3)
256	0	2	0	0
258	0.0106	2	0.00706667	0.01413333
260	0.0471	2	0.02885	0.07183333
262	0.1091	2	0.0781	0.22803333
264	0.1619	2	0.1355	0.49903333
266	0.2498	2	0.20585	0.91073333
268	0.3168	2	0.2833	1.47733333
270	0.3788	2	0.3478	2.17293333
272	0.4414	2	0.4101	2.99313333
274	0.504	2	0.4727	3.93853333
276	0.5975	2	0.55075	5.04003333
278	0.6731	2	0.6353	6.31063333
280	0.7545	2	0.7138	7.73823333
282	0.8533	2	0.8039	9.34603333
284	0.9499	2	0.9016	11.1492333
286	1.0427	2	0.9963	13.1418333

288	1.1236	2	1.08315	15.3081333
290	1.1922	2	1.1579	17.6239333
292	1.2723	2	1.23225	20.0884333
294	1.335	2	1.30365	22.6957333
296	1.402	2	1.3685	25.4327333
298	1.4691	2	1.43555	28.3038333
300	1.5252	2	1.49715	31.2981333
302	1.584	2	1.5546	34.4073333
304	1.6442	2	1.6141	37.6355333

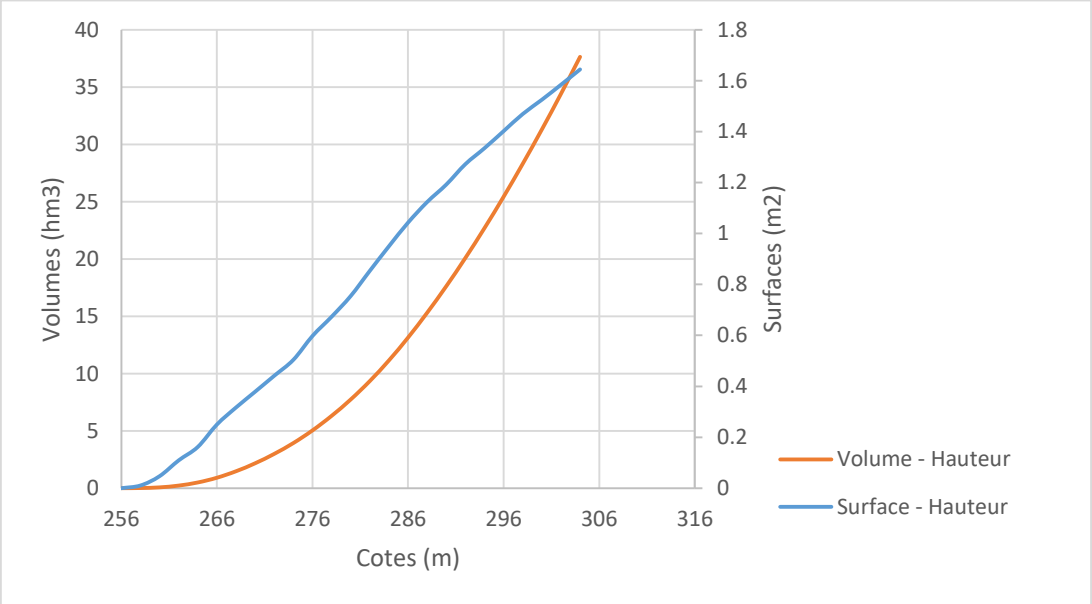


Figure 18 : Courbes Capacite - Surfaces - Hauteur

3.8.3. Calcul du volume utile

- **Choix de type de la régularisation :** puisque les apports sont supérieurs aux consommations, on opte alors pour une régularisation saisonnière.

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

La période de bonne hydraulicité est [Septembre – Mars].
Les calculs se font comme suit : $Vr_f = Vr_i + (W-U)$.

Vrf : Volume de remplissage final ;
Vri : Volume de remplissage initial ;
S : Volume excédentaire à évacuer ;
W : Apports (hm^3) ;
U : Consommation (hm^3).

3.8.4. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue NNR. L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. A ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

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

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

- **Deuxième Consigne d'exploitation :** Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires par la vidange du fond. Elle est utilisée dans les pays humides.

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

Tableau 39 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	**W80% (hm^3)**	**U80% (hm^3)**	**W-U (hm^3)**	**1ere consigne : Vrf= Vri + (W-U)**			**2eme consigne : Vrf= Vri - (W-U)**		
				Vrf (hm^3)	**Vri (hm^3)**	**S (hm^3)**	**Vrf (hm^3)**	**Vri (hm^3)**	**S (hm^3)**
					15			15	
Sep	4.1	1.09	3.01	18.01	18.01		11.99	15	3.01
Oct	1.51	0.37	1.14	18.85	18.85		14.16	15	
Nov	2.51	0.67	1.84	20.69	20.69		13.19	15	1.81
Dec	2.29	0.67	1.62	22.31	22.31		15.03		
Jan	3.4	0.67	2.73	25.04	22.37	2.67	16.65		
Fev	1.91	0.54	1.37	23.74	22.37	1.37	19.38		
Mar	3.16	1.54	1.62	23.99	22.37	1.92	20.75		
Avr	1.16	1.38	-0.22	21.85	21.85		22.37		
Mai	1.94	2.25	-0.31	21.54	21.54		22.15		
Jun	0.51	2.76	-2.25	19.29	19.29		21.84		
Jul	0.35	2.17	-1.82	17.47	17.47		19.59		
Aout	0.86	3.63	-2.77	14.7	15		17.77	17.77	
						$\sum S$ =5.96			$\sum S$ =5.96

Du tableau précèdent, on trouve :

$$Vs = 13.33\ hm^3$$
$$Vd = 7.37\ hm^3$$

La retenue fonctionne à un seul temps : Vs > Vd donc Vu = Vd = 7.37 hm^3 ;
Le volume de la retenue normale sera : VNNR = Vm + Vu = 22.37 hm^3.

3.8.5. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

✓ Pertes par évaporation :

$$Vevp = Smoy \times Evp$$

Vevp : volume perdu à cause de l'évaporation (hm3).
Evp : Evaporation mensuelle (m).
Smoy : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen (Vmoy).
Vmoy : volume moyen (hm^3), qui se calcule comme suit :

$$Vmoy = \frac{Vrf_i + Vrf_{I+1}}{2}$$

Vrf_i et Vrf_{I+1} : Volume de la retenue final de deux mois successives (hm^3).

✓ Pertes par infiltration :

Elles sont estimées à 1% des pertes par évaporation (source : A.N.B.T).

Tableau 40 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes															
Vri (hm^3)	**Vmoy (hm^3)**	**Smoy (Km^2)**	**Evp (mm)**	**Vevp= Evp*S moy**	**Vinf=0.01 *Vevp**	**Pertes =Vevp + Vinf**	**W (hm^3)**	**W-U (hm^3)**	**W-U-pertes (hm^3)**	**1 ere consigne : Vrf= Vri + (W-U)**			**2eme consigne : Vrf= Vri + (W-U)**		
										Vrf (hm^3)	**Vri (hm^3)**	**S (hm^3)**	**Vrf (hm^3)**	**Vri (hm^3)**	**S (hm^3)**
15										15				15	
15.21	15.10	0.94	155	0.1457	0.001457	0.147	1.02	3.01	2.862	18.006	18.006		11.993	15	3.006
17.53	16.37	0.99	108	0.10692	0.0010692	0.107	0.57	1.14	0.732	19.143	19.143		13.862	15	1.137
20.31	18.92	1.1	56	0.0616	0.000616	0.062	0.57	1.84	1.777	20.982	20.982		13.226	15	1.773
20.93	20.62	1.17	36	0.04212	0.0004212	0.042	0.67	1.62	1.577	22.601	22.601		15.064		
24.83	22.88	1.27	36	0.04572	0.0004572	0.046	0.44	2.73	2.683	25.329	22.398	2.931	16.683		
24.83	24.83	1.36	32	0.04352	0.0004352	0.043	0.54	1.37	1.326	23.767	22.398	1.368	19.412		
24.83	24.83	1.36	78	0.10608	0.0010608	0.107	1.38	1.62	1.512	24.015	22.398	1.617	20.781		
23.78	24.30	1.33	107	0.14231	0.0014231	0.143	1.38	-0.22	-0.363	22.175	22.175		22.398		
22.44	23.11	1.28	189	0.24192	0.0024192	0.244	1.38	-0.31	-0.554	21.859	21.859		22.175		
19.32	20.88	1.19	215	0.25585	0.0025585	0.258	1.63	-2.25	-2.508	19.602	19.602		21.859		
17.15	18.23	1.07	258	0.27606	0.0027606	0.278	2.17	-1.82	-2.098	17.775	17.775		19.602		
15	16.07	0.98	233	0.22834	0.0022834	0.230	1.63	-2.77	-3.000	15	15		17.775	17.775	
											$\sum S$ =	5.917		$\sum S$ =	5.917

D'après le tableau, on trouve :

$$Vs = 13.31\ hm^3$$
$$Vd = 7.39\ hm^3$$

La retenue fonctionne à un seul temps : Vs > Vd donc Vu = Vd = 7.39 hm^3.
Le volume de la retenue normale sera : VNNR = Vm + Vu = 22.39 hm^3.

Nous avons :
E = (Vu'-Vu)/Vu < 2%
Donc, le volume utile saisonnier est de 22.39 Mm^3.
Il correspond à un niveau NNR = 295 m.

3.1. Laminage des crues

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

$$Qdt=q.dt+S.dt$$

Q : Le débit entrant de la crue ;
q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé) ;
S : La surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q-q=S.\frac{dh}{dt}$$

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

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Kotcherine,Step by step, Muskingum ainsi que d'autres méthodes. Nous retenons la méthode de Muskingum.

3.1.1. Définition de la méthode de Muskingum

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right)+gA\frac{\partial y}{\partial x}=gA\left(S_0-S_f\right)+q\frac{Q}{A} \qquad (1)$$

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

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=q \qquad (2)$$

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

La signification des cinq termes de l'équation(1) est la suivante :

- ✓ Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue.
- ✓ Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
- ✓ Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.
- ✓ Le terme 4 exprime les forces de gravité (So) et les forces de frottement (Sf).
- ✓ Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

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

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation (1) peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation (1) devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f$$

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

$$I - O = \frac{dS}{dt} \qquad (3)$$

I :(INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée Qe ;
O :(OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Qs ;
S : l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

L'équation (3) exprime tout simplement le principe de conservation de la masse : le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrants et sortants.

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2, l'équation (3) s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t1}^{t2} I dt - \int_{t1}^{t2} O dt$$

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

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

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

On peut réécrire l'équation précédente, d'une autre manière, pour traduire le bilan d'eau :

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

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème, car elle permet de calculer la quantité inconnue $2\frac{S_2}{\Delta t} + O_2$ en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps, qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle : sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants. $S_1 et\ O_1$ Sont connus car ils constituent les conditions initiales d'avant le début de la crue. Au cours de la crue, $S_1 et\ O_1$ sont connus à cause récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

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

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique .Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

3.1.2. Les étapes de calcul du laminage par Muskingum

Les données initiales dont nous avons besoin sont :

- ✓ L'hydrogramme de crue entrant ;
- ✓ La courbe surface-hauteur.

Les étapes à suivre pour le laminage sont les suivants :

- ✓ Supposer B : largeur du deversoir ;
- ✓ Déterminer une plage d'hauteurs déversantes H (m) ;
- ✓ Calculer la surface du plan d'eau A (m^2) à partir de l'équation de la courbe surface-hauteur ;
- ✓ Calculer le volume stocké S : S =A x H (m^3) ;
- ✓ Calculer le débit sortant O par la formule : $O = mB\sqrt{2g}H^{3/2}$;
- ✓ Calculer la quantité : $2\frac{S}{\Delta t} + O$;
- ✓ Tracer la courbe caractéristique du barrage $O = f(2\frac{S}{\Delta t} + O)$;
- ✓ Déterminer l'hydrogramme en utilisant la courbe $O = f(2\frac{S}{\Delta t} + O)$ et l'équation $2\frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$.

3.1.3. Application de Muskingum : pour B = 30m

Données initiales : m = 0.49 ; B = 30 m ; g = 9.81 m/s^2

La valeur maximale de débit d'entrée Qe =1673.47 m^3/s nous donne un intervalle variable de H à couvrir : $1673.47 = 65.11\ H^{3/2}$, soit Hmax = 8.71 m. Donc, H varie de 0 m à 8.71 m.

On calcule la surface du plan d'eau A (Km2) par cette equation de la courbe surface-hauteur :
A = 0.0372 (NNR+H) – 9.6182 avec : NNR = 295 m.
Le volume stocké : S (m^3) = A x H x 10^6.
Le débit sortant O se calcule comme suit : O (m^3/s) = 65.11 $H^{3/2}$.
Le pas du temps : $\Delta t = 0.5\ h = 1800\ s$

Tableau 41 : Résultats du calcul de la courbe caractéristique du barrage

H(m)	A (Km^2)	S (m^3)	O (m^3/s)	2S/dt + O (m^3/s)
0	1.3558	0	0	0
0.5	1.3744	687200	23.01	786.57
1	1.393	1393000	65.11	1612.88
1.5	1.4116	2117400	119.61	2472.28
2	1.4302	2860400	184.15	3362.38
2.5	1.4488	3622000	257.36	4281.81
3	1.4674	4402200	338.32	5229.65
3.5	1.486	5201000	426.33	6205.22
4	1.5046	6018400	520.88	7207.99
4.5	1.5232	6854400	621.53	8237.53
5	1.5418	7709000	727.95	9293.50
5.5	1.5604	8582200	839.83	10375.60
6	1.579	9474000	956.91	11483.58
6.5	1.5976	10384400	1078.99	12617.21
7	1.6162	11313400	1205.85	13776.29
7.5	1.6348	12261000	1337.33	14960.66
8	1.6534	13227200	1473.27	16170.16
8.5	1.672	14212000	1613.52	17404.63
8.71	1.679812	14631162.52	1673.68	17930.53

Après avoir fait ce calcul, on va dessiner la courbe caractéristique du barrage
$O = f(2\frac{S}{\Delta t} + O)$:

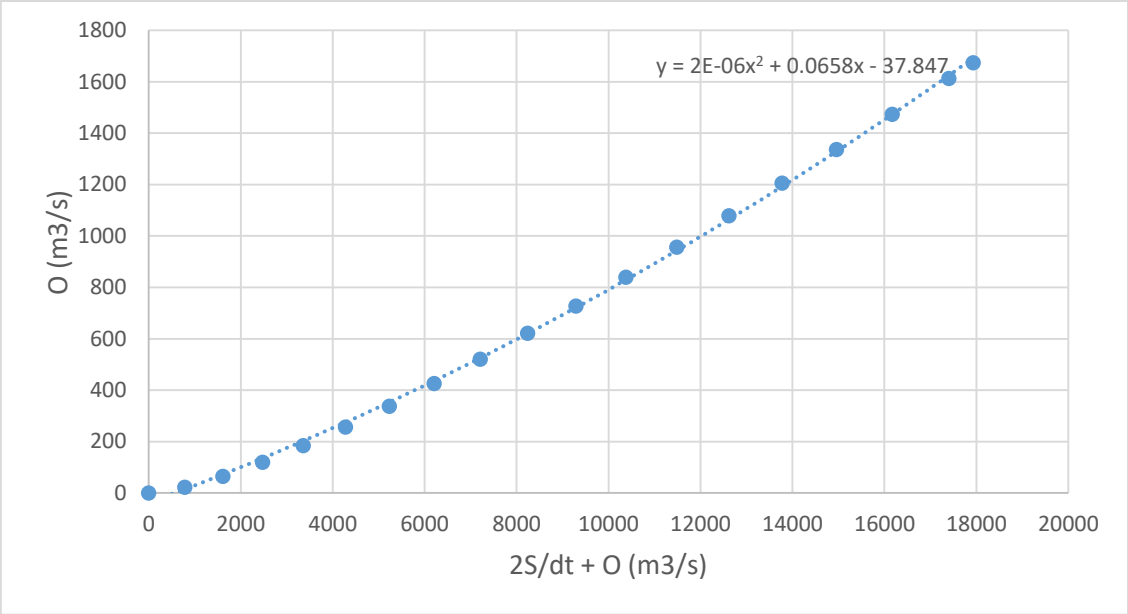


Figure 19 : La courbe caractéristique du barrage

Maintenant, en utilisant la courbe caractéristique du barrage et cette équation : $2\frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$, nous allons passer au calcul de l'hydrogramme laminé.

Tableau 42 : Résultats du calcul de l'hydrogramme laminé

T (h)	I1 (m^3/s)	I1 + I2 (m^3/s)	2S/dt+O (m^3/s)	(2S/dt+O) – 2O (m^3/s)	O (m^3/s)
0	0	0			
0.5	9.26444471	9.26444471	0	0	0
1	37.05777884	46.32222355	9.26444471	9.26444471	0
1.5	83.38000239	120.4377812	55.58666826	55.58666826	0
2	148.2311154	231.6111178	176.0244495	176.0244495	0
2.5	231.6111178	379.8422331	407.6355672	407.6355672	0
3	333.5200096	565.1311273	787.4778004	757.0592367	15.20928184
3.5	453.9577908	787.4778004	1322.190364	1216.891363	52.64950067
4	592.9244615	1046.882252	2004.369163	1800.218198	102.0754824
4.5	750.4200215	1343.344483	2847.10045	2515.692107	165.7041716
5	926.444471	1676.864493	3859.03659	3367.312721	245.8619344
5.5	1120.99781	2047.442281	5044.177214	4354.282597	344.9473082
6	1334.080038	2455.077848	6401.724878	5471.023559	465.3506598

6.5	1565.691156	2899.771194	7926.101407	6707.428128	609.3366396
6.72	1673.47	3239.161156	9607.199322	8049.392776	778.903273
7	1571.04199	3244.51199	11288.55393	9368.948435	959.8027485
7.5	1398.689267	2969.731257	12613.46043	10392.8255	1110.317464
8	1239.426707	2638.115973	13362.55675	10965.50659	1198.525081
8.5	1092.737322	2332.164028	13603.62257	11148.84565	1227.388459
9	958.1041226	2050.841444	13481.00968	11055.65232	1212.678681
9.5	835.0101203	1793.114243	13106.49376	10770.25247	1168.120647
10	722.9383257	1557.948446	12563.36671	10354.36892	1104.498896
10.5	621.3717496	1344.310075	11912.31736	9852.737179	1029.790093
11	529.7934029	1151.165153	11197.04725	9297.714367	949.6664438
11.5	447.6862966	977.4796996	10448.87952	8712.784642	868.0474388
12	374.5334416	822.2197382	9690.264341	8115.114662	787.5748397
12.5	309.8178487	684.3512903	8937.3344	7517.371409	709.9814959
13	253.0225289	562.8403776	8201.722699	6928.996971	636.362864
13.5	203.6304929	456.6530218	7491.837348	6357.095046	567.3711512
14	161.1247519	364.7552448	6813.748068	5807.044171	503.3519483
14.5	124.9883166	286.1130684	6171.799416	5282.920181	444.4396176
15	94.70419786	219.6925144	5569.033249	4787.785948	390.6236504
15.5	69.7554067	164.4596046	5007.478463	4323.888935	341.7947639
16	49.62495397	119.3803607	4488.348539	3892.794781	297.7768791
16.5	33.79585058	83.42080455	4012.175142	3495.476696	258.3492231
17	21.75110741	55.54695798	3578.8975	3132.37456	223.2614701
17.5	12.97373536	34.72484277	3187.921518	2803.433672	192.2439231
18	6.946745342	19.9204807	2838.158514	2508.130279	165.0141178
18.5	3.153148243	10.09989358	2528.05076	2245.489117	141.2808213
19	1.075954962	4.229103205	2255.589011	2014.09677	120.7461205
19.5	0.198176399	1.274131361	2018.325873	1812.113631	103.1061211
20	0.00282345	0.200999848	1813.387762	1637.286432	88.0506651
20.5	0	0.00282345	1637.487432	1486.962625	75.26240319
21	0	0	1486.965449	1358.130531	64.41745903

21.5	0	0	1358.130531	1247.716479	55.207026
22	0	0	1247.716479	1152.983805	47.36633713
22.5	0	0	1152.983805	1071.627649	40.67807764
23	0	0	1071.627649	1001.701907	34.96287096
23.5	0	0	1001.701907	941.5583095	30.07179892
24	0	0	941.5583095	889.7971077	25.88060086
25.5	0	0	889.7971077	845.2268528	22.28512748
26	0	0	845.2268528	806.8313652	19.19774378
26.5	0	0	806.8313652	773.7424502	16.54445754
27	0	0	773.7424502	745.2172342	14.26260798
27.5	0	0	745.2172342	720.6192513	12.29899146
28	0	0	720.6192513	699.4025894	10.60833094
28.5	0	0	699.4025894	681.0985527	9.152018346
29	0	0	681.0985527	665.3044022	7.897075244
29.5	0	0	665.3044022	651.6738231	6.815289561
30	0	0	651.6738231	639.9088329	5.882495103
30.5	0	0	639.9088329	629.7528972	5.077967832
31	0	0	629.7528972	620.9850611	4.38391806
31.5	0	0	620.9850611	613.4149373	3.785061912
32	0	0	613.4149373	606.87842	3.268258643
32.5	0	0	606.87842	601.2340142	2.822202868
33	0	0	601.2340142	596.3596886	2.437162817
33.5	0	0	596.3596886	592.1501741	2.104757267
34	0	0	592.1501741	588.5146439	1.817765112
34.5	0	0	588.5146439	585.3747188	1.569962538
35	0	0	585.3747188	582.6627515	1.355983619
36.5	0	0	582.6627515	580.3203499	1.171200816
37	0	0	580.3203499	578.297105	1.011622441
37.5	0	0	578.297105	576.5494958	0.873804594
38	0	0	576.5494958	575.0399449	0.754775469

Le calcul des hydrogrammes de sortie pour des largeurs deversantes B qui varie de 30 m à 65 m, sont présentés dans le tableau qui suit

Tableau 43 : Résultats de calcul des hydrogrammes de sortie pour différentes valeurs de B

Hydrogramme d'entrée			**Hydrogramme de sortie**							
T (h)	I (m^3/s)	I1 + I2 (m^3/s)	B = 30 m	B = 35 m	B = 40 m	B = 45 m	B = 50 m	B = 55 m	B = 60 m	B = 65 m
0	0	0								
0.5	9.26444471	9.26444471	0	0	0	0	0	0	0	0
1	37.0577788	46.3222236	0	0	0	0	0	0	0	0
1.5	83.3800024	120.437781	0	0	0	0	0	0	0	0
2	148.231115	231.611118	0	0	0	0	0	0	0	0
2.5	231.611118	379.842233	0	0	0	0.2413608	3.78423251	6.99888323	10.0811736	12.5468785
3	333.52001	565.131127	15.2092818	21.7488964	28.0013801	33.3912714	38.6849651	43.0435126	47.5867056	51.374134
3.5	453.957791	787.4778	52.6495007	61.4416345	70.9475043	78.251124	86.0906317	91.8600308	98.5409043	103.871121
4	592.924461	1046.88225	102.075482	113.589466	127.640252	137.187388	148.606329	156.000369	165.683518	172.712601
4.5	750.420022	1343.34448	165.704172	180.341374	200.568889	212.596044	228.867766	238.005637	251.727277	260.501571
5	926.444471	1676.86449	245.861934	263.905905	292.273269	306.878742	329.476068	340.349776	359.259471	369.684901
5.5	1120.99781	2047.44228	344.947308	366.519054	405.254925	422.365327	452.864976	465.32129	490.574346	502.406476
6	1334.08004	2455.07785	465.35066	490.374442	541.837857	561.192708	601.123301	614.865786	647.474827	660.33469
6.5	1565.69116	2899.77119	609.33664	637.522451	704.000253	725.16034	775.810933	790.424915	831.097337	844.513041
6.72	1673.47	3239.16116	778.903273	809.751365	893.209304	915.591022	977.815215	992.81359	1041.81491	1055.28204
7	1571.04199	3244.51199	959.802748	991.95265	1090.30107	1112.64274	1183.64853	1198.0672	1252.38951	1264.95142
7.5	1398.68927	2969.73126	1110.31746	1141.02466	1242.67287	1262.70876	1331.90479	1344.11338	1394.20236	1404.29649
8	1239.42671	2638.11597	1198.52508	1225.02553	1314.29585	1330.07819	1385.05577	1393.84597	1429.7992	1436.4232
8.5	1092.73732	2332.16403	1227.38846	1248.32719	1315.71826	1326.70838	1362.03097	1367.34188	1386.36369	1389.71053
9	958.104123	2050.84144	1212.67868	1227.93871	1271.28345	1277.92205	1294.49105	1296.90637	1301.42199	1302.22901
9.5	835.01012	1793.11424	1168.12065	1178.1961	1199.44084	1202.48274	1203.74954	1203.94724	1197.73405	1196.71452
10	722.938326	1557.94845	1104.4989	1110.1106	1112.93083	1113.132	1102.98408	1101.54114	1088.06478	1085.76337

10.5	621.37175	1344.31008	1029.79009	1031.68253	1020.09786	1018.10225	999.974401	997.330191	979.286442	976.084931
11	529.793403	1151.16515	949.666444	948.516658	926.224162	922.543122	899.172516	895.646679	874.982809	871.141003
11.5	447.686297	977.4797	868.047439	864.434854	834.56178	829.589023	803.043778	798.865698	776.936642	772.631334
12	374.533442	822.219738	787.57484	781.980622	747.049548	741.085492	712.881512	708.216858	685.946196	681.300277
12.5	309.817849	684.35129	709.981496	702.800209	664.786446	658.061614	629.288925	624.260001	602.268799	597.371161
13	253.022529	562.840378	636.362864	627.917706	588.336714	581.031002	552.462021	547.16235	525.862778	520.781424
13.5	203.630493	456.653022	567.371151	557.928765	517.924634	510.182095	482.356113	476.860543	456.520931	451.311454
14	161.124752	364.755245	503.351948	493.135246	453.558696	445.498437	418.784616	413.15617	393.945319	388.656311
14.5	124.988317	286.113068	444.439618	433.638196	395.110995	386.834999	361.4783	355.772733	337.789886	332.466313
15	94.7041979	219.692514	390.62365	379.401902	342.368263	333.966839	310.121211	304.389943	287.685122	282.370325
15.5	69.7554067	164.459605	341.794764	330.297963	295.064819	286.620267	264.372618	258.664503	243.252456	237.989195
16	49.624954	119.380361	297.776879	286.135567	252.903876	244.492783	223.880405	218.242644	204.112572	198.943376
16.5	33.7958506	83.4208046	258.349223	246.682181	215.571213	207.265693	188.289068	182.767482	169.889987	164.856965
17	21.7511074	55.546958	223.26147	211.67755	182.743744	174.611873	157.244203	151.883	140.215166	135.359409
17.5	12.9737354	34.7248428	192.243923	180.842944	154.094595	146.200195	130.394588	125.235745	114.724939	110.085597
18	6.94674534	19.9204807	165.014118	153.887013	129.295719	121.697657	107.392567	102.474921	93.06166	88.6747702
18.5	3.15314824	10.0998936	141.280821	130.509208	108.018747	100.769863	87.8932076	83.2513283	74.8714291	70.7685908
19	1.07595496	4.2291032	120.74612	110.401429	89.9345646	83.0803507	71.5525456	67.2154946	59.8016155	56.0085872
19.5	0.1981764	1.27413136	103.106121	93.2484187	74.7119907	68.2891379	58.0252305	54.015279	47.4979275	44.0332462
20	0.00282345	0.20099985	88.0506651	78.7273086	62.0158755	56.0507911	46.961813	43.2932141	37.6012719	34.4749859
20.5	0	0.00282345	75.2624032	66.5066334	51.5048922	46.0122985	38.0059495	34.6838458	29.7446682	26.9572726
21	0	0	64.417459	56.2471882	42.8315683	37.8134105	30.7943464	27.8139996	23.5533048	21.0950798
21.5	0	0	55.207026	47.625437	35.6671038	31.113304	24.9848209	22.3324554	18.6755495	16.5277259
22	0	0	47.3663371	40.3648315	29.7346418	25.6261147	20.293593	17.9491245	14.8237224	12.9616987
22.5	0	0	40.6780776	34.2395355	24.8122548	21.1241025	16.4979064	14.4377058	11.7762653	10.1727234
23	0	0	34.962871	29.0641783	20.7209798	17.4248574	13.4218717	11.6207135	9.36156868	7.98856007
23.5	0	0	30.0717989	24.6858031	17.3156341	14.3814832	10.925789	9.35819971	7.44595779	6.27625537
24	0	0	25.8806009	20.9776234	14.4778363	11.8751449	8.89816225	7.53933094	5.92483173	4.93276452
25.5	0	0	22.2851275	17.8341315	12.1106387	9.8093412	7.24964831	6.0760176	4.71603913	3.87796622

26	0	0	19.1977438	15.1672285	10.1343537	8.10545786	5.90841861	4.89804328	3.75486977	3.04940419
26.5	0	0	16.5444575	12.9031365	8.48327567	6.69928169	4.81656858	3.94930611	2.99023115	2.39829431
27	0	0	14.262608	10.979915	7.10308477	5.5382463	3.9273142	3.18489572	2.3817063	1.88647095
27.5	0	0	12.2989915	9.3454489	5.94877328	4.57924028	3.202787	2.5688048	1.89727475	1.48403819
28	0	0	10.6083309	7.95580841	4.9829789	3.78685228	2.61228896	2.07212789	1.51153742	1.16755473
28.5	0	0	9.15201835	6.7739045	4.1746367	3.13195863	2.13090414	1.67163704	1.20432788	0.91862591
29	0	0	7.89707524	5.76838082	3.49788308	2.59058152	1.73838919	1.34865126	0.95962198	0.72280835
29.5	0	0	6.81528956	4.91269665	2.93116056	2.14296247	1.41828356	1.08813643	0.7646791	0.56875569
30	0	0	5.8824951	4.18436484	2.45648384	1.77280793	1.15719356	0.87798687	0.60936435	0.44755107
30.5	0	0	5.07796783	3.56431637	2.05883582	1.4666736	0.94421497	0.70845069	0.48561249	0.35218485
31	0	0	4.38391806	3.03636902	1.72566939	1.21346058	0.77046631	0.57166933	0.38700323	0.27714533
31.5	0	0	3.78506191	2.58678168	1.44649523	1.0040024	0.62871095	0.46130821	0.30842448	0.21809786
32	0	0	3.26825864	2.20387995	1.21254018	0.83072598	0.51305073	0.37226	0.24580497	0.17163297
32.5	0	0	2.82220287	1.87774073	1.01646353	0.68737288	0.4186772	0.30040609	0.19590185	0.13506858
33	0	0	2.43716282	1.59992625	0.8521211	0.56876984	0.34166953	0.24242471	0.15613175	0.10629463
33.5	0	0	2.10475727	1.36325934	0.71436877	0.47063978	0.27883011	0.19563643	0.12443649	0.08365097
34	0	0	1.81776511	1.16163337	0.59889865	0.389446	0.2275508	0.15787971	0.09917617	0.06583134
34.5	0	0	1.56996254	0.98985134	0.50210249	0.32226362	0.18570405	0.12741072	0.07904408	0.05180792
35	0	0	1.35598362	0.84348942	0.4209575	0.26667347	0.15155418	0.10282248	0.06299895	0.04077189
36.5	0	0	1.17120082	0.71878132	0.35293105	0.22067444	0.12368508	0.08297976	0.05021099	0.03208681
37	0	0	1.01162244	0.61252003	0.29590091	0.18261117	0.10094134	0.06696654	0.04001893	0.02525184
37.5	0	0	0.87380459	0.52197443	0.24808858	0.15111416	0.08238017	0.05404367	0.03189578	0.01987285
38	0	0	0.75477547	0.44481845	0.20800349	0.12505041	0.06723229	0.04361469	0.02542153	0.01563968

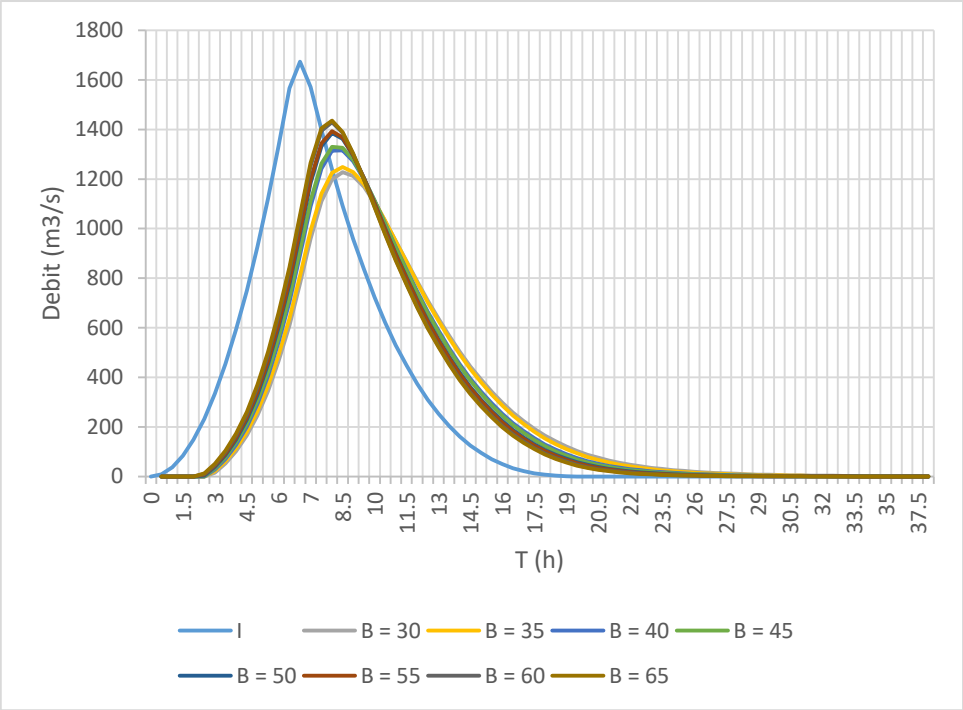


Figure 20 : Hydrogrammes de sortie pour différentes valeurs de B

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

Tableau 44 : Récapitulatif des résultats de laminage

B (m)	H_d (m)	NPHE (m)	$q_{Laminé}$ (m^3/s)	Vf (m^3)
30	7.08	302.08	1227.38	7887491.061
35	6.46	301.46	1248.32	6891918.331
40	6.12	301.12	1315.71	6352911.131
45	5.70	300.7	1330.07	5690180.241
50	5.46	300.46	1385.05	5313737.901
55	5.15	300.15	1393.85	4826376.128
60	4.94	299.94	1429.79	4507837.702
65	4.70	299.70	1436.42	4137033.913

3.2. Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

3.2.1. Revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux. Elle est en fonction de la hauteur des vagues H et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue, et elle peut se calculer par les formules suivantes :

a) Formule de Stevenson Gaillard :

$$R = 0.75 + \frac{V^2}{2g}$$
$$H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} + 0.26\sqrt[4]{F}$$

Avec :

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s) : V =1.5 + 2H ;
F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et en direction du barrage appelée Fetch. Elle doit être inférieure à 18 kilomètre (F = 1.6 km).

b) Formule de Mallet et Paquant :

$$R = 0.75 + \frac{V^2}{2g}$$
$$H = 0.5 + 0.33\sqrt{F}$$

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s) : V =1.5 + 2H ;
F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et en direction du barrage appelée Fetch. Elle doit être inférieure à 18 kilomètre (F = 1.6 km).

c) Formule simplifiée :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F}$$

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et en direction du barrage appelée Fetch. Elle doit être inférieure à 18 kilomètre (F = 1.6 km).

Les résultats sont listés dans le tableau suivant :

Tableau 45 : Les résultats de calcul de la revanche

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson Gaillard	1.47	4.44	1.75
Mallet et Paquant	0.92	3.34	1.32
Simplifiée	/	/	1.38
Moyenne	1.195	3.89	1.48

3.2.2. Tassement

Il est estimé à 0.1 m.

3.2.3. Largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme. Et pour la calculer, nous allons utiliser les formules suivantes :

- **Formule de T. Knappen :** $b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b}$
- **Formule E. F. Preece :** $b_{cr} = 1.1\sqrt{H_b} + 1$
- **Formule simplifiée :** $b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3$
- **Formule pratique :** $b_{cr} = {}^{5}/_{3}\sqrt{H_b}$

Avec :
La hauteur du barrage H_b = NNR – Cf + h_{dev} + R + T

Tableau 46 : Variation de la hauteur du barrage selon les largeurs deversantes B

B (m)	H (m)	NPHE (m)	q (m^3/s)	Vf (m^3)	R (m)	T (m)	cote de crête (m)	Hb (m)
30	7.08	302.08	1227.38	7887491.061	1.38	0.1	303.56	47.56
35	6.46	301.46	1248.32	6891918.331	1.38	0.1	302.94	46.94
40	6.12	301.12	1315.71	6352911.131	1.38	0.1	302.60	46.60
45	5.70	300.70	1330.07	5690180.241	1.38	0.1	302.18	46.18
50	5.46	300.46	1385.05	5313737.901	1.38	0.1	301.94	45.94
55	5.15	300.15	1393.85	4826376.128	1.38	0.1	301.63	45.63
60	4.94	299.94	1429.79	4507837.702	1.38	0.1	301.42	45.42
65	4.70	299.70	1436.42	4137033.913	1.38	0.1	301.18	45.18

Tableau 47 : Largeurs en crête pour différentes largeurs deversantes

Formules utilisées	Largeur en crête pour :							
	B = 30 m	B = 35 m	B = 40 m	B = 45 m	B = 50 m	B = 55 m	B = 60 m	B = 65 m
T. Knappen	11.37	11.30	11.26	11.21	11.18	11.14	11.12	11.09
E. F. Preece	8.58	8.53	8.50	8.47	8.45	8.43	8.41	8.39
Simplifiée	10.04	9.98	9.95	9.91	9.89	9.86	9.84	9.82
Pratique	11.49	11.41	11.37	11.32	11.29	11.25	11.23	11.20

On opte pour une largeur en crête : b_{cr} = 10 m.

3.2.4. Calcul des coûts

a. <u>Cout de la digue :</u>

Le volume de la digue est donné par :

$$V_b = \sum V_i \quad \text{avec :} \quad V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i$$

Vi : Volume de la digue à la coupe *i* ;
Li : Distance entre deux coupes voisines ;
Wi : Section transversale correspondante a la coupe *i*, qui se calcule par :

$$W_i = \frac{b + B_i}{2} \times H_i$$

Bi : Largeur de base, donnée par : Bi = (m1+m2)Hi + b_{cr} ;
m1, m2 : fruits de talus amont et aval du barrage. (m1= 2.5, m2=2) ;

Hi : Hauteur de la tranche *i*.

A partir du profil longitudinal de l'axe de la digue, nous avons choisi un nombre de points pour dessiner l'allure du profil sur Excel puis calculer les volumes de digues.

Tableau 48 : Calcul du profil longitudinal

N	Cote terrain naturel (m)	Xi (m)	Yi (m)	Li (m)	Li cumul (m)
1	306	46.02	404.65	0	0
2	301.8358	69.07	400.48	23.0505	23.05
3	293.929	145.93	392.58	76.8581	99.90
4	273.104	246.05	371.75	100.1171	200.02
5	263.9091	345.97	362.56	99.9202	299.94
6	260.0842	445.98	358.73	100.0077	399.95
7	257.5838	545.96	356.23	99.9784	499.93
8	256.3635	645.97	355.01	100.0134	599.94
9	274.3856	745.97	373.03	100.0022	699.94
10	283.8119	845.96	382.46	99.991	799.93
11	299.984	945.97	398.63	100.0029	899.94
12	306	968.59	404.20	22.6234	922.56

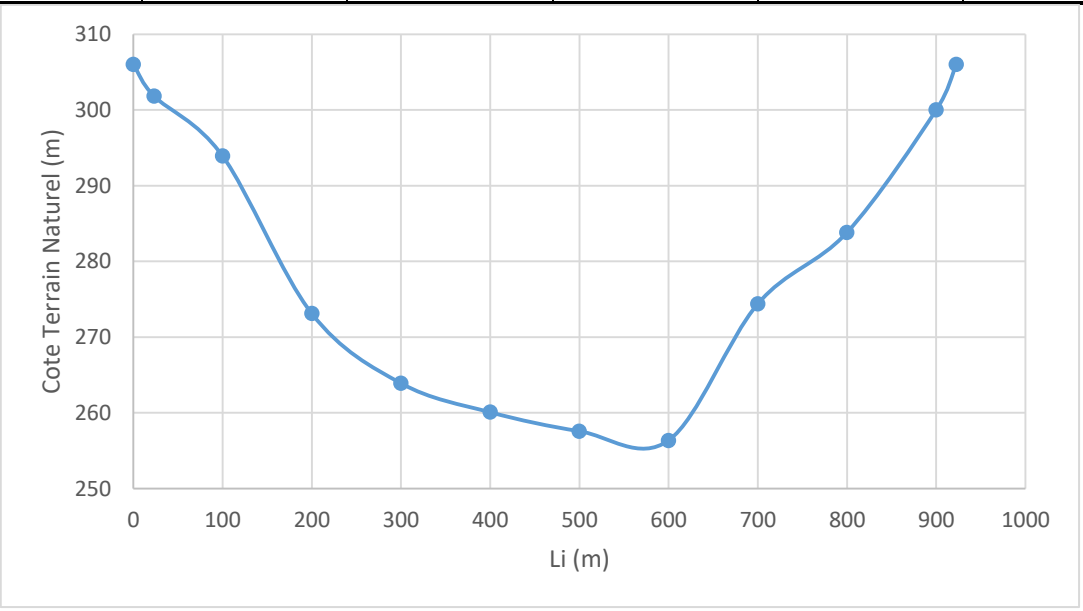


Figure 21 : Allure du profil longitudinal de l'axe de la digue

Voici les tableaux de calcul de digue pour les differents B :

Tableau 49 : Calcul du volume digue pour B = 30 m

Digue N°1 : B= 30 m, Hd = 7.08 m							
Coupe	**Hi (m)**	**Li (m)**	**Bi (m)**	**Wi (m2)**	**Wi+1 (m2)**	**Li+1 (m2)**	**Vi (m3)**
1	0	0	10	0	342.886842	85.5652	14669.5906
2	10.321	85.5652	56.4445	342.886842	2494.12496	100.1171	142016.697
3	31.146	100.1171	150.157	2494.12496	4065.03248	99.9202	327696.162
4	40.3409	99.9202	191.53405	4065.03248	4830.54825	100.0077	444813.285
5	44.1658	100.0077	208.7461	4830.54825	5366.564	99.9784	509745.484
6	46.6662	99.9784	219.9979	5366.564	5638.37799	100.0134	550320.832
7	47.8865	100.0134	225.48925	5638.37799	2305.37937	100.0022	397196.606
8	29.8644	100.0022	144.3898	2305.37937	1144.24185	99.991	172465.538
9	20.4381	99.991	101.97145	1144.24185	83.607201	100.0029	61394.2327
10	4.266	100.0029	29.197	83.607201	0	11.0951	463.815128
11	0	11.0951	10	0			
total						896.6932	2620782.24

Tableau 50 : Calcul du volume digue pour B = 35 m

Digue N°2 : B= 35 m, Hd = 6.46 m							
Coupe	**Hi (m)**	**Li (m)**	**Bi (m)**	**Wi (m2)**	**Wi+1 (m2)**	**Li+1 (m2)**	**Vi (m3)**
1	0	0	10	0	278.393442	82.7105	11513.0304
2	9.121	82.7105	51.0445	278.393442	2317.17656	100.1171	129930.471
3	29.946	100.1171	144.757	2317.17656	3838.43162	99.9202	307534.8
4	39.1409	99.9202	186.13405	3838.43162	4583.29293	100.0077	421118.651
5	42.9658	100.0077	203.3461	4583.29293	5105.80652	99.9784	484350.33
6	45.4662	99.9784	214.5979	5105.80652	5371.03089	100.0134	523912.065
7	46.6865	100.0134	220.08925	5371.03089	2135.35161	100.0022	375327.382
8	28.6644	100.0022	138.9898	2135.35161	1025.11611	99.991	158009.164
9	19.2381	99.991	96.57145	1025.11611	51.810801	100.0029	53847.9069
10	3.066	100.0029	23.797	51.810801	0	7.4052	191.834672
11	0	7.4052	10	0			
total						890.1486	2465735.64

Tableau 51 : Calcul du volume digue pour B = 40 m

Digue N°3 : B = 40 m, Hd = 6.12 m							
Coupe	**Hi (m)**	**Li (m)**	**Bi (m)**	**Wi (m2)**	**Wi+1 (m2)**	**Li+1 (m2)**	**Vi (m3)**
1	0	0	10	0	254.410482	79.8559	10158.089
2	8.641	79.8559	48.8845	254.410482	2248.2116	100.1171	125277.633
3	29.466	100.1171	142.597	2248.2116	3749.60567	99.9202	299651.551
4	38.6609	99.9202	183.97405	3749.60567	4486.2052	100.0077	411822.252
5	42.4858	100.0077	201.1861	4486.2052	5003.31793	99.9784	474373.67
6	44.9862	99.9784	212.4379	5003.31793	5265.90645	100.0134	513530.022
7	46.2065	100.0134	217.92925	5265.90645	2069.15491	100.0022	366761.136
8	28.1844	100.0022	136.8298	2069.15491	979.28021	99.991	152408.038
9	18.7581	99.991	94.41145	979.28021	40.906641	100.0029	51010.8218
10	2.586	100.0029	21.637	40.906641	0	6.2633	128.105282
11	0	6.2633	10	0			
total						886.1521	2405121.32

Tableau 52 : Calcul du volume digue pour B = 45 m

Digue N°4 : B = 45 m, Hd = 5.70 m							
Coupe	**Hi (m)**	**Li (m)**	**Bi (m)**	**Wi (m2)**	**Wi+1 (m2)**	**Li+1 (m2)**	**Vi (m3)**
1	0	0	10	0	235.687752	79.5704	9376.88436
2	8.251	79.5704	47.1295	235.687752	2192.941	100.1171	121573.634
3	29.076	100.1171	140.842	2192.941	3678.19802	99.9202	293322.692
4	38.2709	99.9202	182.21905	3678.19802	4408.08485	100.0077	404345.276
5	42.0958	100.0077	199.4311	4408.08485	4920.80937	99.9784	466343.959
6	44.5962	99.9784	210.6829	4920.80937	5181.25626	100.0134	505170.966
7	45.8165	100.0134	216.17425	5181.25626	2016.13351	100.0022	359877.406
8	27.7944	100.0022	135.0748	2016.13351	942.80197	99.991	147933.459
9	18.3681	99.991	92.65645	942.80197	32.810436	100.0029	48782.0349
10	2.196	100.0029	19.882	32.810436	0	4.836	79.3356342
11	0	4.836	10				
total						884.4393	2356805.65

Tableau 53 : Calcul du volume digue pour B = 50 m

Digue N°5 : B = 50 m, Hd = 5.46 m							
Coupe	**Hi (m)**	**Li (m)**	**Bi (m)**	**Wi (m2)**	**Wi+1 (m2)**	**Li+1 (m2)**	**Vi (m3)**
1	0	0	10	0	223.586182	77.2867	8640.1191
2	7.991	77.2867	45.9595	223.586182	2156.47418	100.1171	119142.37
3	28.816	100.1171	139.672	2156.47418	3630.97317	99.9202	289141.448
4	38.0109	99.9202	181.04905	3630.97317	4356.38486	100.0077	399398.653
5	41.8358	100.0077	198.2611	4356.38486	4866.18392	99.9784	461028.835
6	44.3362	99.9784	209.5129	4866.18392	5125.20306	100.0134	499636.291
7	45.5565	100.0134	215.00425	5125.20306	1981.16616	100.0022	355326.278
8	27.5344	100.0022	133.9048	1981.16616	918.863393	99.991	144988.428
9	18.1081	99.991	91.48645	918.863393	27.793216	100.0029	47334.2031
10	1.936	100.0029	18.712	27.793216	0	4.2651	59.2704228
11	0	4.2651	10	0			
total						881.5847	2324636.63

Tableau 54 : Calcul du volume digue pour B = 55 m

Digue N°6 : B = 55 m, Hd = 5.15 m							
Coupe	**Hi (m)**	**Li (m)**	**Bi (m)**	**Wi (m2)**	**Wi+1 (m2)**	**Li+1 (m2)**	**Vi (m3)**
1	0	0	10	0	212.685502	75.1457	7991.20047
2	7.751	75.1457	44.8795	212.685502	2123.0825	100.1171	116925.159
3	28.576	100.1171	138.592	2123.0825	3587.651	99.9202	285308.816
4	37.7709	99.9202	179.96905	3587.651	4308.9318	100.0077	394859.542
5	41.5958	100.0077	197.1811	4308.9318	4816.03042	99.9784	456149.562
6	44.0962	99.9784	208.4329	4816.03042	5073.73164	100.0134	494554.364
7	45.3165	100.0134	213.92425	5073.73164	1949.15861	100.0022	351152.238
8	27.2944	100.0022	132.8248	1949.15861	897.036245	99.991	142296.935
9	17.8681	99.991	90.40645	897.036245	23.431936	100.0029	46024.7437
10	1.696	100.0029	17.632	23.431936	0	3.5514	41.6080888
11	0	3.5514	10	0			
total						878.73	2295304.17

Tableau 55 : Calcul du volume digue pour B = 60 m

Digue N°7 : B = 60 m, Hd = 5.32 m							
Coupe	**Hi (m)**	**Li (m)**	**Bi (m)**	**Wi (m2)**	**Wi+1 (m2)**	**Li+1 (m2)**	**Vi (m3)**
1	0	0	10	0	203.360032	74.1466	7539.22748
2	7.541	74.1466	43.9345	203.360032	2094.0774	100.1171	115006.387
3	28.366	100.1171	137.647	2094.0774	3549.95672	99.9202	281976.509
4	37.5609	99.9202	179.02405	3549.95672	4267.62299	100.0077	390909.083
5	41.3858	100.0077	196.2361	4267.62299	4772.35874	99.9784	451901.455
6	43.8862	99.9784	207.4879	4772.35874	5028.90677	100.0134	490128.944
7	45.1065	100.0134	212.97925	5028.90677	1921.36463	100.0022	347521.215
8	27.0844	100.0022	131.8798	1921.36463	878.150115	99.991	139963.139
9	17.6581	99.991	89.46145	878.150115	19.828441	100.0029	44900.2299
10	1.486	100.0029	16.687	19.828441	0	3.266	32.3798442
11	0	3.266	10	0			
total						877.4455	2269878.57

Tableau 56 : Calcul du volume digue pour B = 65 m

Digue N°8 : B = 65 m, Hd = 5.07 m							
Coupe	**Hi (m)**	**Li (m)**	**Bi (m)**	**Wi (m2)**	**Wi+1 (m2)**	**Li+1 (m2)**	**Vi (m3)**
1	0	0	10	0	194.663132	73.4329	7147.33916
2	7.341	73.4329	43.0345	194.663132	2066.638	100.1171	113197.456
3	28.166	100.1171	136.747	2066.638	3514.24191	99.9202	278821.318
4	37.3609	99.9202	178.12405	3514.24191	4228.46577	100.0077	387165.194
5	41.1858	100.0077	195.3361	4228.46577	4730.95116	99.9784	447874.085
6	43.6862	99.9784	206.5879	4730.95116	4986.40092	100.0134	485932.71
7	44.9065	100.0134	212.07925	4986.40092	1895.07867	100.0022	344081.549
8	26.8844	100.0022	130.9798	1895.07867	860.347825	99.991	137758.925
9	17.4581	99.991	88.56145	860.347825	16.581041	100.0029	43847.7149
10	1.286	100.0029	15.787	16.581041	0	1.6959	14.0598937
11	0	1.6959	10	0			
total						875.1617	2245840.35

Le tableau suivant représente un récapitulatif des couts de digue pour divers B :

Tableau 57 : Cout de la digue pour différents largeurs deversantes

Largeur déversante B (m)	Volume digue total (m3)	Cout de la digue (DA)
30	2620782.24	1 048 312 897
35	2465735.64	986 294 254
40	2405121.32	962 048 527
45	2356805.65	942 722 258
50	2324636.63	929 854 650
55	2295304.17	918 121 667
60	2269878.57	907 951428
65	2245840.35	898 336 140

Pour les fruits de talus amont et aval on prend respectivement 2.5 et 2, le prix du mètre cube de remblai est estime à 400DA.

b. Cout de l'évacuateur de crue :

- **Cout du déversoir :** Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement, puisque la lame déversante épouse toujours le profil. La section transversale du déversoir est obtenue à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \times \left(\frac{X}{H}\right)^{1.80}$$

Avec :
H : Charge sur le seuil (m) ;
Y : Ordonnée du profil (m) ;
X : Abscisse du profil (m).
Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S \times B$$

S : Section transversale du profil (m^2) ;
B : Largeur déversante (m).
Le prix du mètre cube est pris à 38000 DA.

Tableau 58 : Coût du déversoir

Largeur déversante B (m)	Lame d'eau deversante Hd (m)	Section transversale (m^2)	Volume du déversoir (m^3)	Cout du déversoir (m^3)
30	7.08	74.4	2232	93 744 000
35	6.46	68.7	2404.5	100 989 000
40	6.12	63	2520	105 840 000
45	5.70	62.45	2810.25	118 030 500
50	5.46	57.39	2869.5	120 519 000
55	5.15	55.5	3052.5	128 205 000
60	4.95	54.23	3253.8	136 659 600
65	4.70	50.02	3251.3	136 554 600

- **Canal d'approche :**

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égale à 5 m.

D'où la hauteur totale du mur : Hca=P+H+R ;
Avec P : hauteur de pelle ;
H : la lame déversante ;
R : la revanche.

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égal à 50m L'épaisseur du mur « e » est prise égal à (0,50m). D'où le volume du canal d'approche est estimé par V= S x e = L x Hca x e.

Tableau 59 : Coût du canal d'approche

B (m)	Hd (m)	h canal (m)	S (m^2)	V (m^3)	Cout (DA)
30	7.08	12.46	373.8	186.9	7102200
35	6.46	11.84	355.2	177.6	6748800
40	6.12	11.5	345	172.5	6555000
45	5.70	11.08	332.4	166.2	6315600
50	5.46	10.84	325.2	162.6	6178800
55	5.15	10.53	315.9	157.95	6002100
60	4.95	10.33	309.9	154.95	5888100
65	4.70	10.08	302.4	151.2	5745600

- **Volume d'excavations**

On calcule les volumes d'excavations du déversoir et du canal d'approche à partir du profil au long de l'évacuateur.

- ✓ Déversoir : Le volume d'excavation du déversoir est de 7475 m^3 Avec un prix unitaire de 1000 DA/m^3, on estime son coût à 7 475 000 DA.
- ✓ Canal d'approche : Le volume d'excavation du canal est 18831.78 m^3, et son coût est estimé à 18 831 780 DA.

Le coût total d'excavation de l'évacuateur s'élève à 26 306 780 DA.

Dans le tableau récapitulatif des coûts, on va ajouter le cout de chacun du canal d'approche et du déversoir à leurs coûts respectifs calculés précédemment.

c. Coût total du barrage :

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

Tableau 60 : Coût total du barrage pour différentes valeurs de B

Largeur deversante B (m)	Coût digue (DA)	Coût déversoir (DA)	Coût canal d'approche (DA)	Coût E.C (DA)	Coût total (DA)
30	1 048 312 897	101 219 000	25 933 980	127 152 980	1 175 465 877
35	986 294 254	108 464 000	25 580 580	134 044 580	1 120 338 834
40	962 048 527	113 315 000	25 386 780	138 701 780	1 100 750 307
45	942 722 258	125 505 500	25 147 380	150 652 880	1 093 375 138
50	929 854 650	127 994 000	25 010 580	153 004 580	1 082 859 230
55	918 121 667	135 680 000	24 833 880	160 513 880	1 078 635 547
60	907 951428	144 134 600	24 719 880	168 854 480	1 076 805 908
65	898 336 140	136 554 600	24 577 380	161 131 980	1 059 468 120

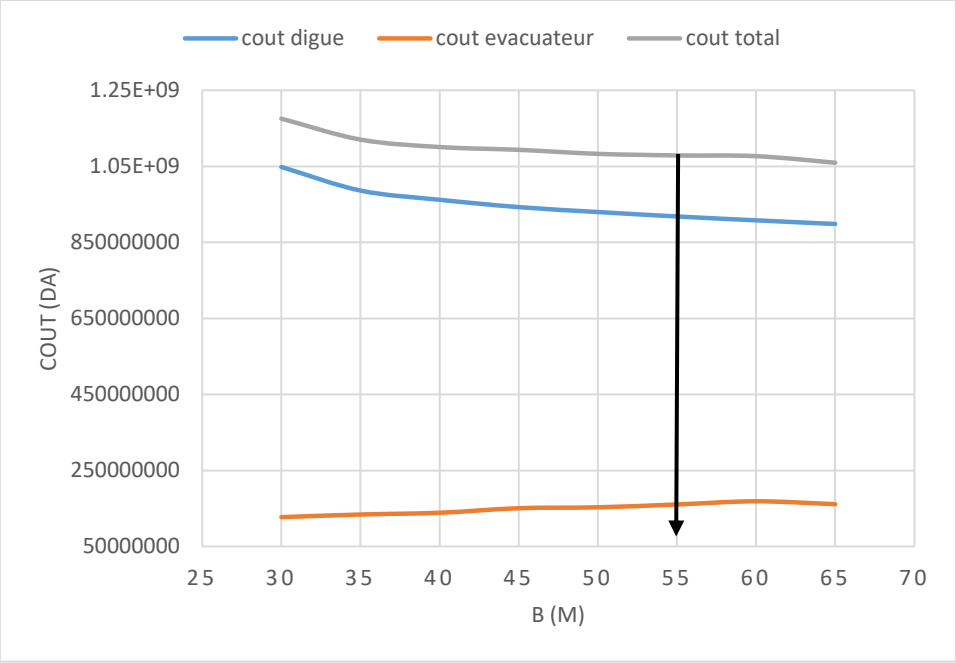


Figure 22 : Courbe d'optimisation des coûts (E.C + Digue)

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total Optimal. La courbe des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « B = 55 m ».

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous :

Tableau 61 : Caractéristiques du barrage

Désignation	**Unités**	**Valeurs**
Volume mort	Mm^3	15
Volume utile	Mm^3	7.39
Volume au NNR	Mm^3	22.39
Côte du fond	m NGA	256
Côte NNR	m NGA	295
Côte NPHE	m NGA	300.1
Côte en crête	m NGA	301.6
Largeur en crête	m	10
Hauteur du barrage	m	45.63
Largeur du déversoir	m	55
Charge déversée	m	5.15

Conclusion

La partie hydrologique a permis d'obtenir les hydrogrammes de sortie, ce qui va nous permettre de dimensionner les divers ouvrages restants comme l'évacuateur de crue, qui est un ouvrage important dans un barrage comme le nôtre. L'optimisation nous a donné une largeur deversante de 55m.

Le barrage de Dermoun a donc une capacité exploitable de 7.39 hm^3 avec un volume mort de 15 hm^3, ce qui s'élève à 22.39 hm^3 au niveau NNR de 295m.

CHAPITRE 4

ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

CHAPITRE 4 : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

Introduction

Dans ce chapitre, on va dimensionner 3 différentes variantes de digue :

- Barrage en enrochements avec masque en béton ;
- Barrage en enrochements avec masque en géoemembrane ;
- Barrage zoné a noyau argileux.

En prenant considération les conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques, nous allons choisir la variante la plus favorable techniquement et économiquement. Mais d'abord, faisons un rappel sur le choix d'implantation de l'axe et les critères de choix du type de barrage.

4.1. Situation et Choix de l'axe d'implantation

Le barrage de Dermoun sera construit sur l'oued Dermoun, dans la Wilaya de Batna. L'implantation du barrage a résulté de l'analyse des diverses conditions, notamment topographiques, géologiques et géotechniques, bien aussi, d'encadrement avec les restantes structures.

A la rive gauche, l'axe du couronnement, avec une largeur de 10m et d'environ 862m de longueur, commence dans l'accès à la ville Dermoun, il traverse la vallée en ligne droite et avec l'orientation E-W jusqu'à la rive droite.

Le profil longitudinal, défini par l'intersection du plan verticale qui passe par l'axe du couronnement de la digue avec le terrain, met en évidence l'existence d'une vallée assez large relativement symétrique, avec environ 840 m de longueur à la base.



Figure 23 : Vue de l'axe vers l'aval



Figure 25 : Vue vers l'amont



Figure 24 : Vue de l'extrémité amont du barrage

4.2. Choix du type de barrage

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

- **La topographie du site :**

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

- **La morphologie de la vallée :**

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

- **Les conditions géologiques et géotechniques :**

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

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

- **Les matériaux de construction :**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site, ainsi que du type de barrage. Le site

doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées et il doit être plus proche que possible des zones d'emprunts.

4.3. Les variantes à choisir

4.3.1. Barrage en enrochements avec masque en géomembrane

Le masque en membrane souple est un procédé d'étanchéité relativement récent. Il présente l'avantage d'être très simple à réaliser et résistant physiquement et chimiquement avec toutefois l'inconvénient d'être sensible aux chocs, aux poinçonnements et aux poussées des racines de végétaux.

4.3.2. Barrage en enrochements avec masque en béton

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que le manque de matériaux convenables, la difficulté de mise en œuvre, etc… Pour éviter toutes ces difficultés nous pouvons prévoir un barrage avec masque en béton. Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de la possibilité d'être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité…etc.

4.3.3. Barrage zoné a noyau argileux

L'hétérogénéité des matériaux, disponibles sur place et leurs caractéristiques géotechniques ne permettant souvent, pas d'envisager une digue homogène. Car ceci constitue un massif en plusieurs zones où chacune est composée de matériau différent, selon le rôle et la fonction que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci. Le noyau interne a le grand avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

4.4. Définition du profil général du barrage

4.4.1. Hauteur du barrage

On calcule d'abord la revanche par les formules suivantes :

- **Formule de Stevenson :**

$$R = 0.75 + \frac{V^2}{2g}$$

Avec :
V : vitesse de propagation des vagues en m/s, évaluée par la formule de Gaillard : $V=1.5+2h_v$.
H_v : hauteur des vagues en m.

$$h_v = 0.76 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$$

Avec : F : fetch = 1.6 Km.

- **Formule de Mallet et Paquant :**

$$R = 0.75 + \frac{V^2}{2g}$$

$$h_v = 0.5 + 0.33\sqrt{F}$$

- **Formule simplifiée :**

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 62 : Récapitulation des résultats de calcul de la revanche

Formule	h_v (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	0.90	3.3	1.31
Mallet et Paquant	0.92	3.34	1.32
simplifiée	-	-	1.38

On prend : **R = 1.32 m.**

La hauteur du barrage se calcule donc par : $H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dev} + R + T$ (m)
Où :
C_{NNR} : cote du niveau normal de la retenue = 295 m ;
C_f : cote du fond = 256 m ;
h_{dev} : charge déversante déterminée au chapitre précèdent = 5.60m ;
T : tassement = 0.1 m.

On trouve : **H_b = 45.6 m.**
Ainsi, la cote crête du barrage se trouve à **301.6 m.**

4.4.2. Largeur en crête :

- **Formule de Knappen T. :** $b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b}$;
- **Formule de Preece :** $b_{cr} = \left(1.1\sqrt{H_b}\right) + 1$;
- **Formule simplifiée :** $b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3$;
- **Formule pratique :** $b_{cr} = \frac{1}{3}H_b$.

Où : H_b est la hauteur du barrage en m.

Tableau 63 : Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête

Formule	Bcr (m)
Knappen	11.2
Preece	8.47
Simplifiée	9.91
Pratique	15.37

On prend **Bcr = 10m.**

4.4.3. Longueur en crête

Définie à partir du plan d'aménagement, elle est égale à 862 m.

4.4.4. Pente des talus

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces talus. C'est-à-dire que les fruits de talus sont fixes par les conditions de stabilité mécaniques du massif et de ses fondations.

En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements on se donne en général des pentes qui paraissent optimales compte tenu de la nature des matériaux (tableau), et on vérifie par la suite par le calcul de stabilité.

Tableau 64 : Valeurs de fruits de talus du remblai en fonction du type de matériaux du barrage

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

4.4.5. Les bermes :

Souvent, on prévoit des bermes qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus, et d'autres objectifs tel que l'accès pour la réparation des talus amont et aval et l'évacuation des eaux de précipitation. Les bermes sont de 2 à 3 m de largeur ; en cas de construction de route jusqu'à 6m. (Mihoubi, 2020)

4.4.6. Protection de la crête

Pour protéger la crête, on prévoit une couche en grave bitumineux d'une épaisseur de 0.25m.

4.5. VAR 1 : Barrage en enrochements avec masque en geomembrane

4.5.1. Pente des talus

A partir du tableau :

- Parement amont : $m_1 = 2.5$
- Parement aval : $m_2 = 3$

4.5.2. Choix de geomembrane

Nous avons choisi une géomembrane de type PEHD (Polyéthylène Haute Densité) grâce à ses remarquables propriétés comme : sa capacité de déformation réduite, sa résistance chimique élevée et son étanchéité.

4.5.3. Choix de géotextile

La géomembrane va être emprisonnée entre deux couches de géotextile type PP (Polypropylène). La première couche extérieure va servir de protection contre tous facteurs extérieurs pouvant endommager la géomembrane (les rayons U.V, les vagues...etc) et la deuxième couche, qui sera sous la géomembrane occupera une triple fonction de : support, filtre et drain.

4.6. VAR 2 : Barrage en enrochements avec masque en béton

4.6.1. Pente des talus

On prend pour :

- Parement amont : $m_1 = 2.5$
- Parement aval : $m_2 = 2.5$

4.6.2. Epaisseur du masque en béton

L'épaisseur du masque en béton est déterminée par la formule de Materon :

$$e = 0.3 + 0.002 \times H_b$$

A.N : e = 0.3912 m.

On choisit de prendre : **e = 0.4 m**

4.7. VAR 3 : Barrage zoné a noyau argileux

4.7.1. Pentes des talus

A l'amont : $m_1 = 2.5$.
A l'aval : $m_2 = 2$.

4.7.2. Protection des talus

La protection des talus des barrages en remblai est préconisée pour éviter l'érosion ou l'agression causée par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'autre part. (Mihoubi, 2020)

a. <u>Le talus aval :</u>

Puisqu'on est dans une région relativement chaude, on prévoit de recouvrir le parement aval avec une couche d'enrochement de 30cm d'épaisseur.

b. <u>Le talus amont :</u>

- **1ere méthode :** Le bureau d'étude Tennessee Valley Authority (T.V.A) préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement pour la protection du talus amont :

$$e = C.v^2$$

V : vitesse des vagues déterminée par la formule de Gaillard (m/s) ;
C : coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé (t/m3).

Tableau 65 : Valeurs du coefficient C en fonction des pentes de talus et du poids volumique du matériau de revêtement

	Valeurs de C pour différents γ_p		
Pente	$\gamma_p = 2.50$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
1/12	0.027	0.022	0.020
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.023	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

Pour notre cas : la pente = 1/3 et $\gamma_p = 2.65$ donc C = 0.025.
Comme V est calculée précédemment, on obtient e = 0.30m.

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que la moitié de l'enrochement doit être constituée d'éléments d'un poids supérieur ou égal à :

$$W = 0.52\gamma_p e^3$$

W : poids de l'enrochement en tonnes ;
E : épaisseur du revêtement (m).

A.N : W = 0.17225 T

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{7W}{5\gamma_p}}$$

On trouve : **D_p = 0.45 m.**

- **2eme méthode** : Les ingénieurs de l'US Army Corps of Engineers utilisent souvent le tableau qui donne l'épaisseur minimal de la couche d'enrochements ainsi que les dimensions minimas des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau 66 : Epaisseur de l'enrochement et D_{50} des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues (m)	**Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)**	D_{50}^{min} **(m)**
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,35	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,40	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,50	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,55	0,45

Puisque la hauteur des vagues appartient à l'intervalle [0.6 ÷ 1.2], on déduit que e = 0.40 m et D_{50}^{min} = 0.30 m.

Conclusion : Après l'utilisation de deux méthodes de calcul, nous optons pour le revêtement du talus amont en enrochement d'une épaisseur e = 0.40 m et d'un diamètre moyen de 0.30 m.

4.7.3. Noyau

Le noyau est un organe qui assure l'étanchéité du barrage et diminue ainsi le débit de fuite. Il est réalisé en matériau imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt. Dans notre projet nous utiliserons les argiles.

Les matériaux destinés à la confection du noyau doivent répondre aux exigences suivantes :

- ✓ Avoir une résistance au cisaillement appréciable.
- ✓ Avoir une grande imperméabilité.
- ✓ Être insolubles dans l'eau et ne pas contenir de particules de gypse.

a. <u>Largeur en crête :</u>

$$L_{cr} = \left(\frac{1}{17} \div \frac{1}{3}\right) H_b$$

Lcr = 0.3 x 45.6

Lcr = 13.7 m

b. <u>Hauteur du noyau :</u>

$$H_{noyau} = H_b - 1$$

$$H_{noyau} = 45.6 - 1$$

$$H_{noyau} = 44.6 \text{ m}$$

c. <u>Largeur a la base du noyau :</u>

$$\frac{\Delta H}{B_{noy}} \leq I_{adm} \quad \rightarrow \quad B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{I_{adm}}$$

Avec :

- ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval : ΔH=H1-H2 ;
- H2 : Hauteur d'eau à l'aval, H2 = 0 m.
- H1 : Hauteur d'eau à l'amont, H1 = 39 m.
- Bnoyau : Largeur à la base du noyau (m) ;
- Iadm : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux 68 et 69 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique Iadm. :

Tableau 67 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation (Tchougaev, 1975)

Type de sols de fondation	**Classes de barrages**			
	I	**II**	**III**	**IV**
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

Tableau 68 : Valeurs de gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau 67, notre barrage est de classe **III.**
D'après le tableau 68 : I_{adm} = 1.8.

$$B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{I_{adm}} = \frac{39-0}{1.8} = 21.7\ m$$

Donc La largeur à la base du noyau est 22 m.

d. <u>Pente des talus :</u>

$$m_1 = m_2 = \frac{B_{noyeau} - L_{cr}}{2H_n} = 0.12$$

On prend : $m_1 = m_2 = 0.2$

Tableau 69 : Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	13.7
Hauteur du noyau (m)	44.1
Largeur à la base du noyau (m)	22
Pente des talus	0.2

4.7.4. Dimensionnement du drain tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation d'un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées. On calcule la longueur du drain par cette relation :

$$L_d = \frac{L_b}{3}$$

Lb : Largeur transversale du barrage = 223.14 m.
On trouve : L_d = 74.4 m. Pour l'épaisseur, on recommande d'utiliser une épaisseur minimale de : e = 1.2 m.

4.7.5. Dimensionnement du prisme de drainage

a. <u>Fruits des talus :</u>

m_1 = (1÷ 2) on prend m_1 = 1.5
m_2 = (1.5 ÷ 2.5) on prend m_2= 2

b. Hauteur :

Hdr = (0.15÷0.2)Hb avec Hb : Hauteur du barrage = 45.6 m. On prend : Hdr = 0.15 * Hb.
On trouve : Hdr = 6.84
On choisit de prendre : **Hdr = 6.9 m**

c. *Largeur au sommet :* On va prendre **bdr = 2m**

d. *Largeur de base du prisme :* Elle est exprimée par :

$$B = bdr + (m1 + m2)\, Hdr$$

On trouve : **B = 26.15 m**

4.8. Fixation du choix définitif du type du barrage

Pour le choix de la variante, on prend en considération :

- ✓ La facilité de la réalisation ;
- ✓ Les zones d'emprunts ;
- ✓ L'existence de carrière de matériaux de construction ;
- ✓ La distance des zones d'emprunts ;
- ✓ Les conditions climatiques (températures, précipitations,…) ;
- ✓ La sismologie ;
- ✓ Le volume des matériaux de construction ;
- ✓ Le dispositif d'étanchéité ;
- ✓ La technologie de réalisation, coûts,…etc.

4.9. Etude comparative

Une étude de comparaison/approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis, parait nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

4.9.1. Calcul des volumes

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

Après avoir tracé le profil longitudinal du barrage, nous avons choisi des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, la hauteur de la digue est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

Où :
N_{cr} : Côte de la crête du barrage.
N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i.
L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$Si = \frac{bcr + Bpi}{2} \times Hbi$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.
B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i », se calcule comme suit :

$$B_{pi} = (m_1+m_2)\, H_{bi} + b_{cr}$$

Où : m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^{n} Vi$$

4.9.2. Calcul du coût

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau 70 : Coût des trois variantes de la digue

Variantes	Matériaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Coût (Da)	Coût total (Da)
Zoné à noyau Argileux	Recharge	m^3	2005755.35	800	1604604283	1 903 099 753
	noyau	m^3	396956.265	500	198478132	
	Rip-Rap	m^3	83347.7812	1200	100017337	
Avec masque en béton	recharge	m^3	2519621.23	1100	2771583354	3 562 548 183
	masque	m^3	20814.8639	38000	790964829	
Avec masque en geomembrane	recharges	m^3	3043908.25	1100	3348299075	3 442 854 843
	geomembrane	m^2	43979.427	250	10994856.7	
	geotextile	m^2	87958.854	950	83560911.3	

Conclusion

Aprés avoir proposé 3 différentes variantes de digue, il s'est avéré que la digue zonée a noyau argileux est la variante la plus économique. En plus, techniquement parlant, la disponibilité de matériaux de construction à proximité du site rend ce choix encore plus favorable, par rapport au dispositif d'étanchéité par géomembrane dont la mise en œuvre est délicate ou le masque en béton qui est susceptible aux fissurations.

CHAPITRE 5

ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE

CHAPITRE 5 : ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE

Introduction

D'après le chapitre précèdent, on a retenu la variante : digue zonée a noyau argileux. Nous allons donc l'étudier en détail de la conception de la digue jusqu'au dimensionnement des filtres et drains pour finaliser la variante type.

5.1. Conception de la digue

5.1.1. Revanche

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle-même dépendant du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont. Pour notre cas nous avons opté pour une revanche R = 1,32 m.

5.1.2. Hauteur du barrage

La hauteur de notre barrage est égale à 45.6 m.

5.1.3. Largeur en crête

Définie à partir du plan d'aménagement, elle est égale à 862 m.

5.1.4. Classification de l'ouvrage

Nous avons conclu du chapitre précèdent que notre ouvrage est de classe **III.**

5.1.5. Les bermes

Dans la recharge aval il y a de risbermes stabilisatrices, aux côtes (287.50), (273.50) et (260.00), avec 3 m de largeur, les deux premières, et 2 m, la derrière, qui correspond au prisme de drainage.

Tableau 71 : Cotes des bermes sur le talus aval

Cote de la berme sur talus aval (m)	Largeur (m)
287.50	3
273.50	3
262.9	2

5.1.6. Pente des talus

A l'amont : $m_1 = 2.5$.
A l'aval : $m_2 = 2$.

5.1.7. Protection des talus

a. Le talus aval :

Puisqu'on est dans une région relativement chaude, on prévoit de recouvrir le parement aval avec une couche d'enrochement de 50cm d'épaisseur, pour plus de sécurité.

b. Le talus amont :

- **1ere méthode :** Le bureau d'étude Tennessee Valley Authority (T.V.A) préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement pour la protection du talus amont :

$$e = C.v^2$$

V : vitesse des vagues déterminée par la formule de Gaillard (m/s) ;
C : coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé (t/m3).

Tableau 72 : Valeurs du coefficient C en fonction des pentes de talus et du poids volumique du matériau de revêtement

	Valeurs de C pour différents γ_p		
Pente	$\gamma_p = 2.50$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
1/12	0.027	0.022	0.020
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.023	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

Pour notre cas : la pente = 1/3 et $\gamma_p = 2.65$ donc C = 0.025.
Comme V est calculée précédemment, on obtient e = 0.30m.

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que la moitié de l'enrochement doit être constituée d'éléments d'un poids supérieur ou égal à :

$$W = 0.52\gamma_p e^3$$

W : poids de l'enrochement en tonnes ;
E : épaisseur du revêtement (m).
A.N : W = 0.17225 T

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{7W}{5\gamma_p}}$$

On trouve : D_p = 0.45 m.

- **2eme méthode** : Les ingénieurs de l'US Army Corps of Engineers utilisent souvent le tableau qui donne l'épaisseur minimal de la couche d'enrochements ainsi que les dimensions minimas des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau 73 : Epaisseur de l'enrochement et D_{50} des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D_{50}^{min} (m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,35	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,40	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,50	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,55	0,45

Puisque la hauteur des vagues appartient à l'intervalle [0.6 ÷ 1.2], on déduit que e = 0.40 m et D_{50}^{min} = 0.30 m.

Conclusion : Après l'utilisation de deux méthodes de calcul, nous optons pour le revêtement du talus amont en enrochement d'une épaisseur e = 0.45 m et d'un diamètre moyen de 0.50 m.

5.1.8. Drainage de la digue

- **Constitution et fonctionnement des filtres et drains**

a. Les filtres :

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose, alors un filtre sur les deux côtés du drain.

La fonction principale du filtre est de retenir les particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

b. Les drains :

Le drain permet l'abaissement de la ligne de saturation, la diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle ainsi que l'accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Les matériaux du drain doivent êtres inaltérables, parfaitement propres et par conséquent soigneusement lavé si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

- **Calcul des filtres**

  - **Règles générales de dimensionnement des drains et filtres**

Les règles de Terzagui s'énoncent comme suit : Soit dx la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre x% en poids dépassant lors du tamisage granulométrique. Soit Dx celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

Les conditions que doit satisfaire un filtre :

- Condition de perméabilité : $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$;
- Condition de non entraînement des fines : $d_{85} > \frac{D_{15}}{5}$;

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante : $5d_{85} > D_{15} > 5d_{15}$.
Pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant, on devra vérifier la condition d'uniformité : $2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$

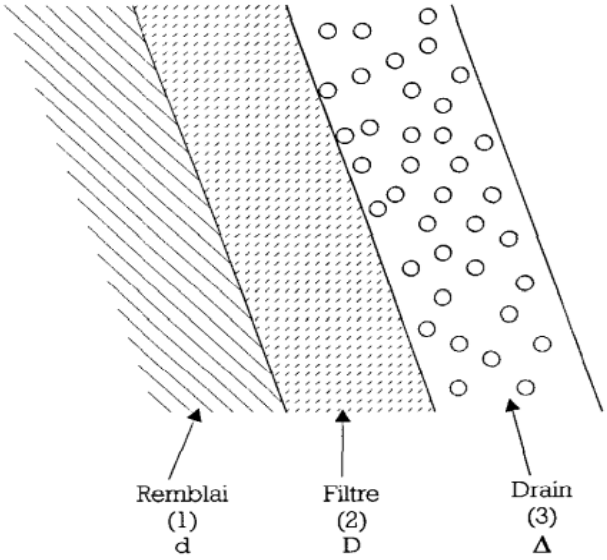


Figure 26 : Filtre répondant aux conditions de Terzagui vis-à-vis des matériaux (1) à drainer et (3) drainant

Alors que le drain doit vérifier la condition suivante :$5D_{85} > \Delta_{15} > 5D_{15}$

Δ_{15} : Diamètre du drain (mm) ;
D_{15}, D_{85} : diamètres du filtres ;
d_{15}, d_{85} : diamètres du sol à protéger (mm).

- **Vérification des conditions de Terzagui**

Les caractéristiques du sol à protéger : $\begin{cases} 0.004\ mm \leq d_{15} \leq 0.006\ mm \\ 0.2\ mm \leq d_{85} \leq 1.2\ mm \end{cases}$

Les diamètres du filtre prévu sont les suivants : $\begin{cases} 0.3\ mm \leq D_{15} \leq 0.7\ mm \\ 3\ mm \leq D_{85} \leq 6\ mm \end{cases}$

$$\textbf{A.N :}\ 5d_{85} = 5 \times 0.7 > D_{15} > 5d_{15} = 5 \times 0.005$$

$$3.5\ mm > D_{15} > 0.025\ mm$$

Donc les deux conditions de non entrainement de particules fines et de perméabilité du filtre sont vérifiées.

- **La condition d'uniformité :**

$$\text{On a : } \begin{cases} 1.3\ mm \leq D_{60} \leq 2.7\ mm \\ 0.25\ mm \leq D_{10} \leq 0.6\ mm \end{cases}$$

En prenant la valeur moyenne des diamètres, on applique la condition :

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{2}{0.425} = 4.705$$

La condition $2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$ est vérifiée, donc le noyau est stable.
Pour la deuxième couche de filtre, qui est considéré comme drain, a un diamètre Δ_{15} entre 3 mm et 7 mm.

En prenant un diamètre moyen $\Delta_{15} = 5\ mm$:

$$5D_{85} = 5 \times 4.5 = 22.5\ mm$$
$$5D_{15} = 5 \times 0.5 = 2.5\ mm$$

Le drain a vérifié la condition suivante: $5D_{85} > \Delta_{15} > 5D_{15}$.

Conclusion : On prévoit :
- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur e = 50 cm ;
- Une deuxième couche de filtre en gravier (drain) de 50 cm d'épaisseur.

- **Calcul des drains**

a. <u>Tapis drain :</u>

On calcule la longueur du drain par cette relation :

$$L_d = \frac{L_b}{3}$$

Lb : Largeur transversale du barrage = 223.14 m.
On trouve : L_d = 74.4 m. Pour l'épaisseur, on recommande d'utiliser une épaisseur minimale de e = 1.2 m.

b. <u>Drain prisme :</u>

- **Fruits des talus :**

m_1 = (1÷ 2) on prend m_1=1,5
m_2 = (1,5÷ 2, 5) on prend m_2=1,5

- **Hauteur :**

Hdr = (0.15÷0.2)Hb avec Hb : Hauteur du barrage = 45.6 m. On prend : Hdr = 0.15 * Hb.
On trouve : Hdr = 6.84
On choisit de prendre : **Hdr = 6.9 m**

- **Largeur au sommet :** On va prendre **bdr = 2m**

- **Largeur de base du prisme :** Elle est exprimée par :

B=bdr + (m1 +m2) Hdr

On trouve : **B = 26.15 m**

5.2. Etanchéité du barrage

5.2.1. Noyau

Le noyau est construit en argile compactée, centré verticalement au milieu du barrage. Son épaisseur est fixée en fonction de la hauteur du barrage et doit être vérifiée pour que le gradient hydraulique soit admissible et donc éviter l'érosion interne du noyau par les eaux d'infiltration.
Le dimensionnement du noyau dans l'étude des variantes, nous a donné les résultats suivants :

Tableau 74 : Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	13.7
Hauteur du noyau (m)	44.6
Largeur à la base du noyau (m)	22
Pente des talus	0.2

5.2.2. Clé d'ancrage

Les fouilles pour ancrage du noyau « imperméable » seront de l'ordre de 3 à 6 m d'épaisseur, pour enlever les sols colluvio-alluvionnaires, les dépôts de terrasse ainsi que la partie d'altération plus décomprimée du massif marneux.
La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à 3.50 m. La largeur du plancher d'étanchéité est fixée à 5 m avec fruit de talus = 1. Pour plus de sécurité, nous ajoutons une palplanche de 1.50 m de longueur.

5.2.3. Protection de la crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravier bitume bien compactée).

5.3. Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation

5.3.1. Objectifs du calcul d'infiltration

L'étude des infiltrations permet de déterminer les éléments suivants :

- la ligne de saturation du massif du barrage.
- le débit de fuite.
- la pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- La zone submergée du corps de la digue.

5.3.2. La ligne de saturation

Nous appelons ligne phréatique à travers le corps de la digue, la ligne correspondante à la pression hydrostatique nulle. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante à l'élévation capillaire de l'eau de saturation.

Le tracé de la ligne phréatique est nécessaire pour la détermination des débits de fuite à travers le corps de la digue afin d'apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement très dangereux le long du talus aval (figure 28).
KOZENY(1931) a montré que la ligne de saturation est de forme parabolique, de foyer A et d'axe Ax, d'équation :

$$Y^2 - Y_o^2 - 2XY_o = 0$$

Avec :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

En point B : x = d et y =h
- d : largeur de base du massif.
- b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

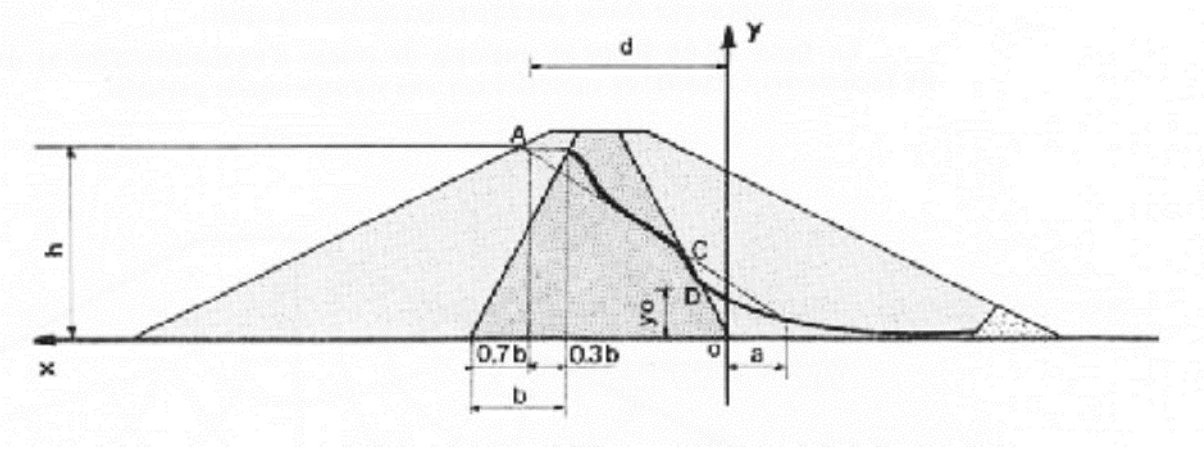


Figure 27 : Schéma de calcul e la ligne de saturation

Tableau 75 : Coordonnées de la ligne de saturation

X (m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	21.4
Y (m)	23.07	25	26.78	28.45	30.03	31.53	32.96	34.33	35.65	36.92	38.15	39

5.4. Calcul d'infiltration

5.4.1. Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue

Le débit de fuite à travers le noyau est déterminé par la formule suivante :

$$q=K.I.A$$

Avec :
q: Débit d'infiltration en (m^3/s/ml).
K : Coefficient de perméabilité en (m/s). (K= 5. 10^{-8} m/s)
I: Gradient hydraulique.
A: Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : I = $\frac{dy}{dx}$ et A = y. I

$$\text{Donc : } q = K.\ y.\frac{dy}{dx} = K.\ y_o$$

Le débit unitaire est : q = 5. 10^{-8}. 23,08 = 1.154. 10^{-6} m^3/s/ml.
Et le debit sera donc egal a q.L = **2,5 .10^{-4} m^3/s**

5.4.2. Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy : q' = K.I.A

K : Coefficient de perméabilité. (K= 5. 10^{-7} m/s)

I : Gradient hydraulique, se calcule par : I = $\frac{dy}{dx} = \frac{h}{L} = \frac{39}{217.36} = 0.179$

A : Section d'infiltration par unité de longueur. A=T.1
(T=4.85m : Profondeur du sol de fondation perméable)

D'où : q' = K.I.T = 5. 10^{-7} x 0.179 x4.85 = 4,34.10^{-7} m^3/s/ml.
Alors **Q' = 9,43 .10^{-5} m/s**

5.4.3. Débit de fuite du barrage (digue + fondation)

Le débit total d'infiltration (en m^3/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau 76 : Resultats du calcul d'infiltrations a travers le barrage

Q_{fuite} Digue	Q_{fuite} Fondation	Q_{fuite} Barrage
2,5. 10^{-4} m^3/s	9,43. 10^{-5} m/s	3,443. 10^{-4} m/s

5.4.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

1- Dispositif d'étanchéité

La résistance d'information du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I\ adm$$

ΔH : Charge d'eau dans la retenue (m) ;
δn : Epaisseur moyenne de la digue (m) ;
Iadm : Gradient hydraulique admissible ; qu'on le détermine à partir du tableau 67.

Notre barrage est de classe III donc Iadm = 1.8
D'où : I = 0.18 < 1.8
La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

2- Fondation du barrage

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si, et seulement si, la condition suivante est vérifiée :

$$If < \frac{Icr}{Ks}$$

Icr : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation. Il est donné par le tableau :

Tableau 77 : Gradient d'infiltration admissible

Sols de fondation	Icr
Argiles	1.2
Limons	0.65
Sables grossiers	0.45
Sables moyens	0.38
Sables fins	0.29

Ks : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau suivant :

Tableau 78 : Détermination du coefficient de sécurité Ks

Classe du barrage	I	II	III	IV
Ks	1.25	1.20	1.15	1.10

If : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$If = \frac{\Delta H}{Lb + 0{,}88Tc}$$

Tc : Profondeur de calcul de la zone de l'infiltration de la fondation. (Tc= 4.85 m)
ΔH : Charge d'eau (H = 39 m).
Lb : Largeur à la base du barrage (Lb = 223.14 m).
On a donc : If = 0.171

Notre barrage appartient à la classe III, ce qui donne (Ks=1,15).
La fondation est formée de colluviaux et de dépôts de terrasse, donc : Icr = 0.45

On remarque que If $= 0.171 < \frac{Icr}{Ks} = 0.39$

La condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

5.5. Etude de stabilité

La stabilité d'un remblai est déterminée par sa capacité à résister, le long des surfaces de glissement potentielles, aux efforts de cisaillement dérivant de l'application des surcharges poussée de l'eau (et éventuellement les forces sismiques) et des charges permanentes dépendant du poids du remblai et des pentes des talus. Le calcul de stabilité du remblai peut être effectué selon différentes méthodes. L'une des méthodes les plus simple et les plus utilisée est la méthode de Bishop.

5.5.1. Présentation du logiciel Geostudio 2018 v. 9.1.1

GeoStudio 2018 est un logiciel de calcul géotechnique permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des talus, et les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.
Huit modules y sont intégrés à savoir : SLOPE/W, SEEP/W, SIGMA/W, QUAKE/W, TEMP/W, CRAN/W, AIR/W et VADOSE/W, comme schématisé sur la figure 03 ci-dessous :



Figure 28 : Les modules de Geostudio

- ✓ Principaux modules :

SEEP/W : calcule les infiltrations des eaux à travers le barrage (par la méthode des éléments finis).

SIGMA/W : analyse les problèmes de la relation contraintes –déformations (par la méthode des éléments finis).

QUAKE/W : définit le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (par la méthode des éléments finis).

TEMP/W : analyse les problèmes géotechniques du sol (par la méthode des éléments finis).

SLOPE/W : calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques.

Pour notre cas, nous allons faire une simulation numérique de l'effet des infiltrations sur la stabilité d'une digue en terre avec les deux modules SEEP/W et SLOPE/W du logiciel Geostudio.

Il existe plusieurs méthodes, dans le logiciel, pour le calcul de stabilité des talus. Nous utiliserons la méthode de Bishop.

5.5.2. Méthode de Bishop

La recherche du cercle de glissement le plus défavorable est basée sur le positionnement du centre d'un cercle et de la valeur de son rayon. La définition de l'incrément et du pas relatifs aux coordonnées du centre et la valeur du rayon permet au logiciel de balayer toute la zone au-dessus du talus avec toutes les valeurs de rayon voulu. Il calculera alors tous les cercles de glissements possibles et leur facteur de sécurité FS. Il choisira aussi le plus défavorable et l'affichera un traitement de l'image permet de sortir le diagramme sous différents formats.

On a analysé les trois situations critiques pour la vie du barrage : phase finale de construction, de retenue normale et de vidange rapide totale.

- **Phase finale de construction**

La phase finale de construction est critique pour la recharge aval, qui a le parement le plus incliné.

- **Phase de retenue normale**

La phase de retenue normale en régime permanent est critique aussi pour la recharge à l'aval.

- **Phase de vidange rapide**

La phase de vidange rapide de la retenue (rapide par rapport la perméabilité des matériaux du remblai) est une situation critique pour le talus à l'amont.

Les résultats de la simulation sans donne dans les figures suivantes :

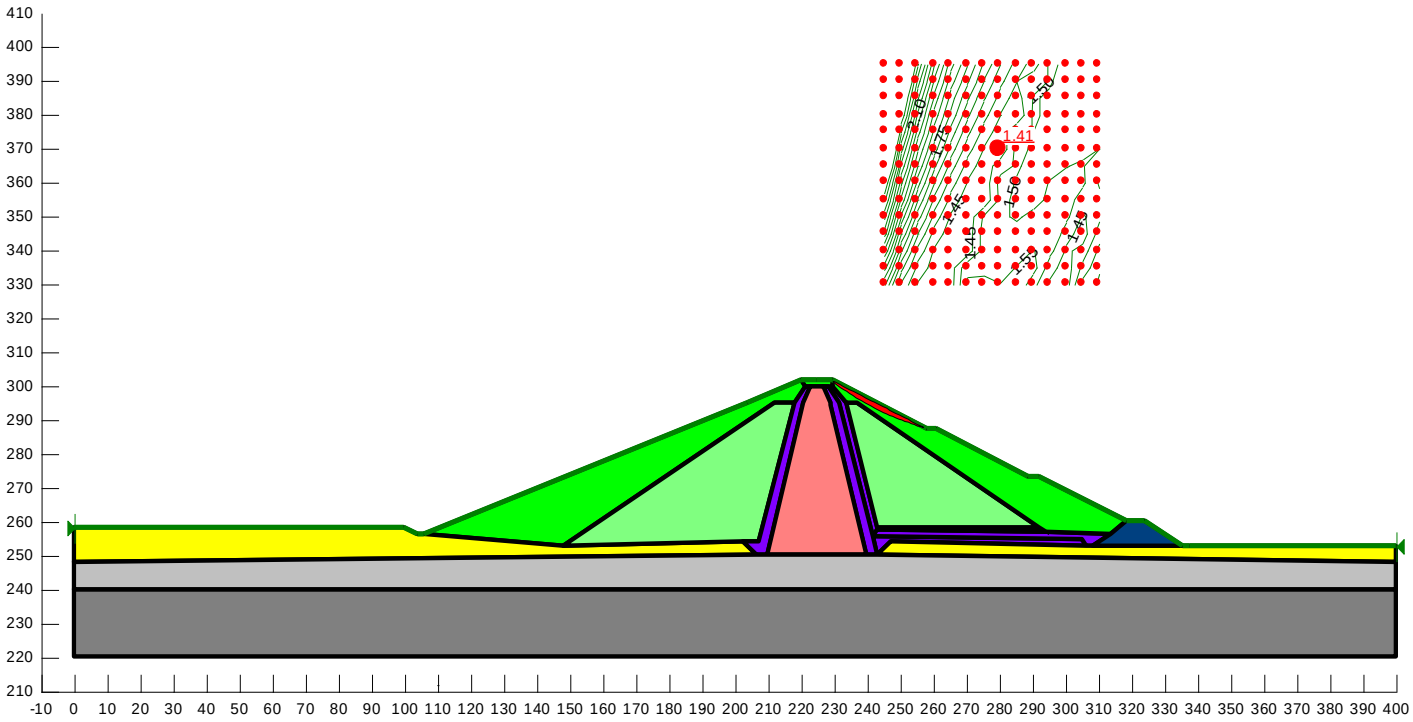


Figure 29 : Calcul de stabilité du talus aval (Fin de construction)

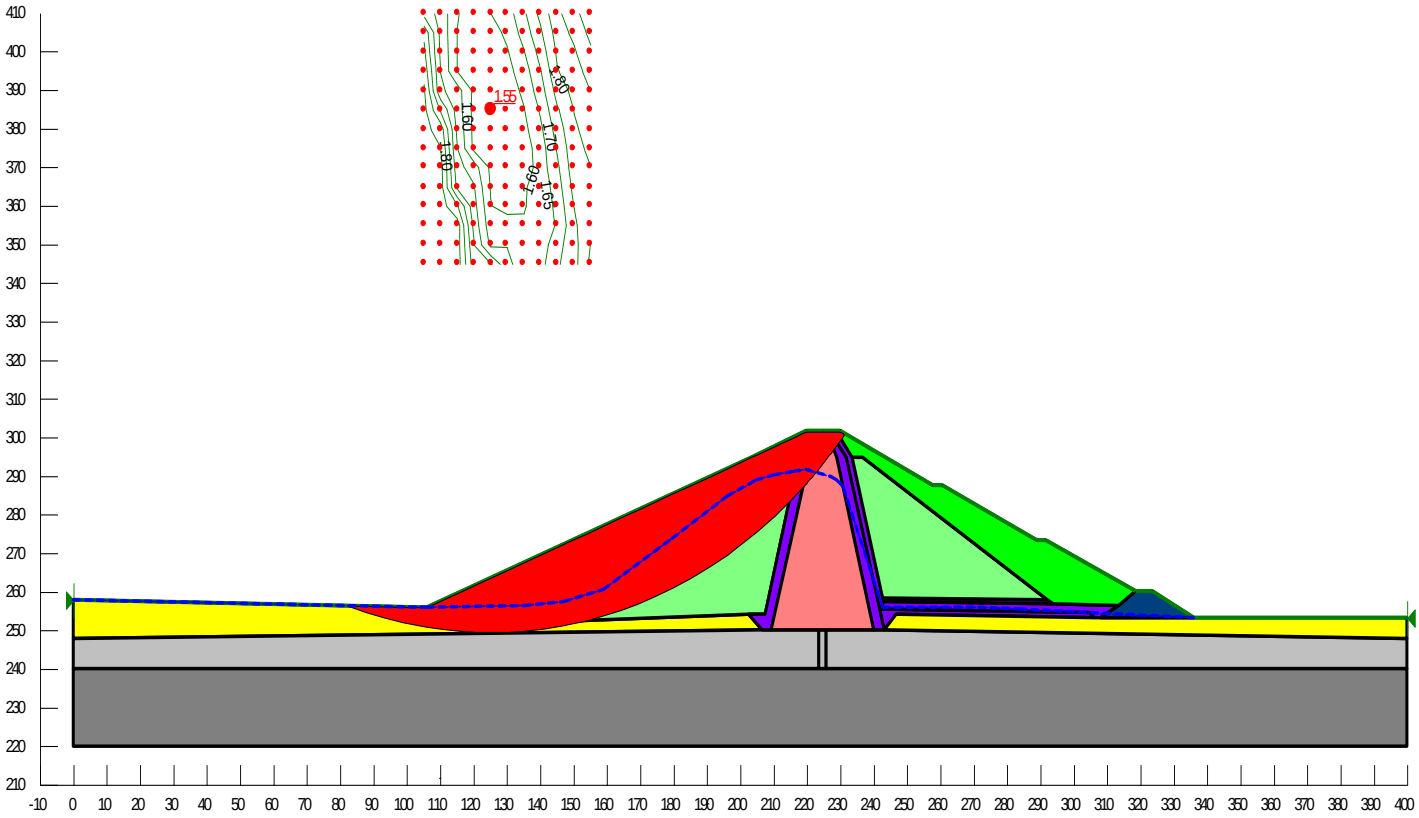


Figure 30: Calcul de stabilité du talus amont (Vidange rapide totale) après 23 jours

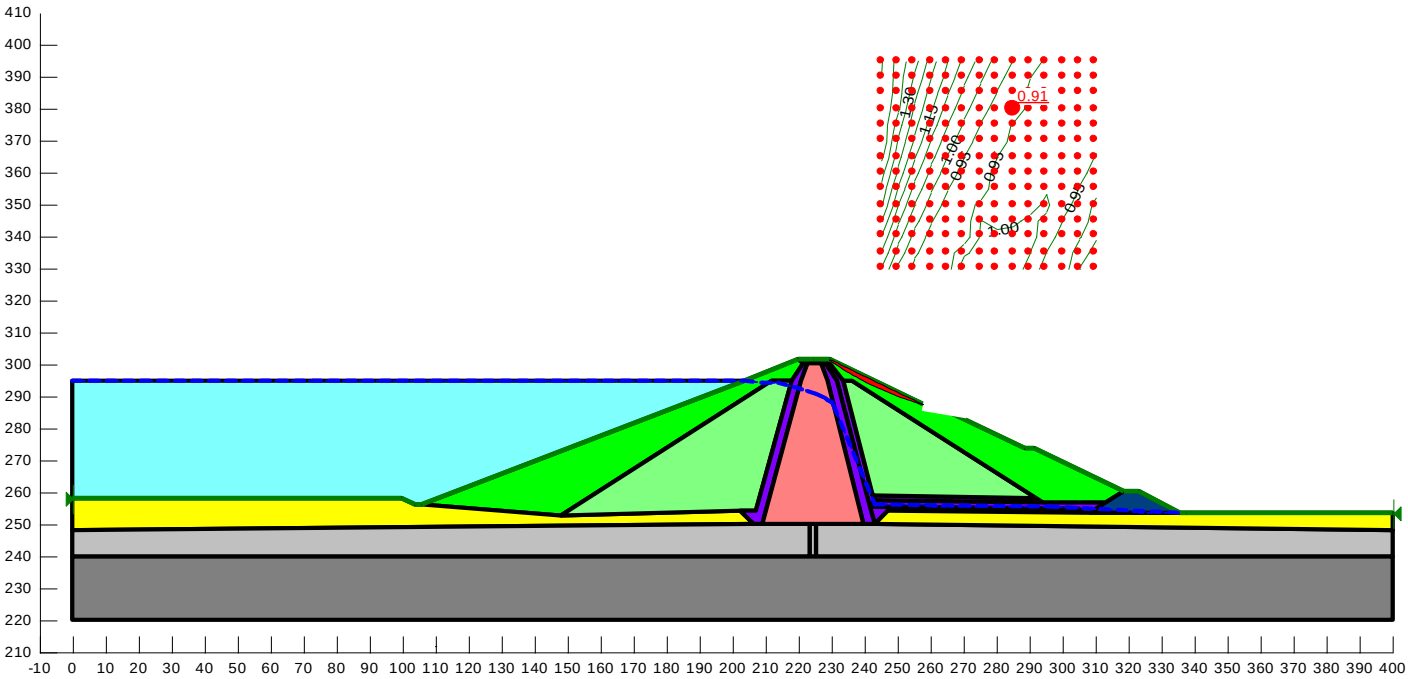


Figure 31 : Calcul de stabilite du talus aval (Fonctionnement normal)

5.6. Coefficients de securite

Les coefficients de sécurité considérés dans la vérification de la sécurité à l'effondrement du remblai et fondation, utilisant des méthodes d'équilibre limite, sont les suivants :

5.6.1. En condition normal d'exploitation

- 1.4, pour la phase finale de construction ;
- 1.5, pour la phase de retenue normale ;
- 1.3, pour la phase de vidange rapide totale.

5.6.2. Avec les actions sismiques

Les coefficients de sécurité devront être, au moins de 1.1, mais ils pourraient être inférieurs à l'unité, si les déformations correspondantes sont admissibles.

Les résultats de calcul des différents cas de stabilité sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 79 : Résultats des facteurs de sécurité pour les 3 cas de stabilité étudiés

	TALUS AMONT		TALUS AVAL	
	Avec séisme	**sans séisme**	**Avec séisme**	**sans séisme**
Fin de construction	-	-	1.41	1.55
Fonctionnement normal	-	-	1.11	1.55
Vidange rapide	1.21	1.55	-	-

Les valeurs des coefficients de sécurité statiques obtenus sont supérieures aux minimales recommandées.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons finalisé le dimensionnement de la variante choisie en detaillant les materiaux des filtres et des drains, et en veillant a ce qu'ils verifient les conditions de Terzagui. Nous avons egalement estime les debits d'infiltration dans la digue et la fondation, et calcule la ligne de saturation pour pouvoir etudier la stabilite des talus dans les 3 cas d'exploitation du barrage : fin de construction, fonctionnement normal et vidange totale. On conclut que les talus sont stables dans ces 3 cas-la avec et sans siesme.

CHAPITRE 6

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

CHAPITRE 6 : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Introduction

Un barrage, quel que soit son type, nécessite l'implantation des ouvrages annexes qui sont des ouvrages hydrauliques transitant l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux. Parmi ces ouvrages, qu'on va dimensionner :

- L'évacuateur de crue ;
- L'ouvrage de vidange ;
- L'ouvrage de prise d'eau.

Leur conception est dictée par le débit de crue, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions hydrologiques.

6.1. L'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans créer d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

6.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- La qualité des prévisions de crues
- La séismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation
- La durée et les degrés d'utilisation
- Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé
- Le type de barrage
- Les conditions d'exploitations

6.1.2. Différents types d'évacuateurs de crue

- **Evacuateur central**

Il est fait en béton, en maçonnerie ou en gabions, il est encadré par des bajoyers (murs latéraux qui protègent la digue). A l'aval du barrage, un bassin de dissipation permet de réduire l'énergie de l'eau après la chute. La longueur du bassin est égale à au moins 1.5 fois la hauteur de chute.

- **Evacuateur latéral**

L'évacuateur de crues latéral est un chenal ouvert creusé dans les berges du cours d'eau et situé à côté d'une extrémité de la digue. Son implantation dépend des conditions topographiques et géologiques du site. En général, il est composé de :

- Un canal d'amenée qui dirige le courant vers le passage ;
- Un seuil qui détermine le débit d'écoulement ;
- Un chenal d'évacuation qui raccorde l'ouvrage au lit principal du cours d'eau. Il peut être revêtu ou non en fonction de la nature des sols de fondation.

a. Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs d'écoulement à surface libre.

Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- La difficulté de modification.

b. Évacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

Ce type d'ouvrage est d'écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Il représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

➢ **Evacuateur de crues en puit (tulipe) :**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- ✓ Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m3/s.
- ✓ Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- ✓ Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- ✓ Problème de vibration.
- ✓ Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- ✓ Prévoir des protections Antivortex (coût et entretient).
- ✓ Dissipation au pied de la digue.

➢ **Evacuateur de crues en siphon :**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, poser sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- ✓ Aucune exigence topographique.
- ✓ Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- ✓ Amorçage et le désamorçage.
- ✓ Entretient indispensable.
- ✓ Débit faible à évacuer.
- ✓ Dispositif sur le corps de la digue.

6.2. Dimensionnement de l'évacuateur de crue

Vu que les conditions géologiques (berges verticales) et topographiques favorisent le choix d'un évacuateur latéral, on dimensionne alors une évacuateur latéral a entonnement latéral.

6.2.1. Evacuateur de crue latéral à entonnement latéral :

L'évacuateur de crues latéral est constitué des éléments suivants :

- ✓ Un canal d'amenée.
- ✓ Un déversoir.
- ✓ Auge de réception.
- ✓ Chenal d'écoulement.
- ✓ Un coursier.
- ✓ Un bassin de dissipation.
- ✓ Un canal de restitution.

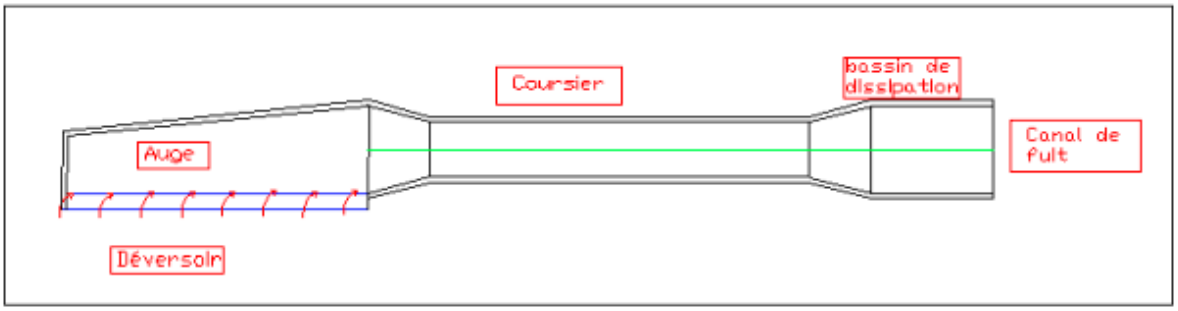


Figure 32 : Evacuateur latéral a entonnement latéral

a. Canal d'approche

➢ **Vitesse d'approche**

La vitesse d'approche La vitesse dans le canal d'approche est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{Q}{(P+H)\times b}$$

Avec :
Q : Débit à évacuer (m^3 /s) ;
H : Charge déversante : H = 5.15 m ;
B : Largeur de déversoir = 55 m ;
P : Hauteur de pelle : $0.4 \leq \frac{P}{H} \leq 1.6$
On va prendre : $\frac{P}{H}$ = 0,88 → P = 4.532 m. On prend P= 4.6 m.

A.N : V = 2.60 m/s

Va < Vadm = (4.9 – 7.1 m/s) pour la roche altérée : pas de risque d'affouillement et d'érosion. On conçoit une pente très faible et une plateforme d'approche juste à l'entrée du canal.

➢ **Pente du canal d'approche**

Pour un régime uniforme, on a :

$$Q = \frac{1}{n}\times S \times R^{2/3} \times I_0^{1/2}$$

Et : $I_0 = \left(\frac{n\times V}{R^{2/3}}\right)^2$ avec : $R = \frac{S}{P_r}$

A.N : R = 4.34 m et I_0 = 0.000187 = 0.02 %.

- **Hauteur du mur du canal d'approche**

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante : Hm =H+P+ Re
Telle que la revanche : $Re = 0.6 + 0.05 * V * H^{1/3}$
A.N : Re = 0.82 m
Donc **Hm = 11 m**

- **Longueur du canal d'approche**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 30m.

b. Déversoir

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir est dépendant de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir à paroi mince de profil Creager pour éviter le phénomène de cavitation.

- **Les données de départ**

Q = 1393.85 m^3/s
Hd = 5.15 m
B = 55 m
m = 0.48

- **Quadrant aval**

Les coordonnées du profil déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression suivante :

$$\frac{y}{H} = 0.47\left(\frac{x}{H}\right)^{1.85}$$

Tableau 80 : Calcul du profil Creager du déversoir (parement aval)

X/H	Y/H	Y'/H
0	0.6489	-4.27965
0.515	0.1854	-4.13545
1.03	0.03605	-3.9758
1.545	0	-3.811
2.06	0.03605	-3.6153
3.09	0.309	-3.193
4.12	0.75705	-2.63165
5.15	1.3184	-1.957
6.18	2.02395	-1.12785
7.21	2.90975	-0.1545
8.755	4.49595	1.57075
10.3	6.36025	3.56895

12.875	10.094	7.725
15.45	14.5436	12.875
18.025	19.6627	18.849

- **Quadrant amont**

La figure suivante présente la proposition pour le parement amont du l'USCE (United States Army Corps of Engineers), 1958. La courbe du la crête se compose de trois arcs circulaires.

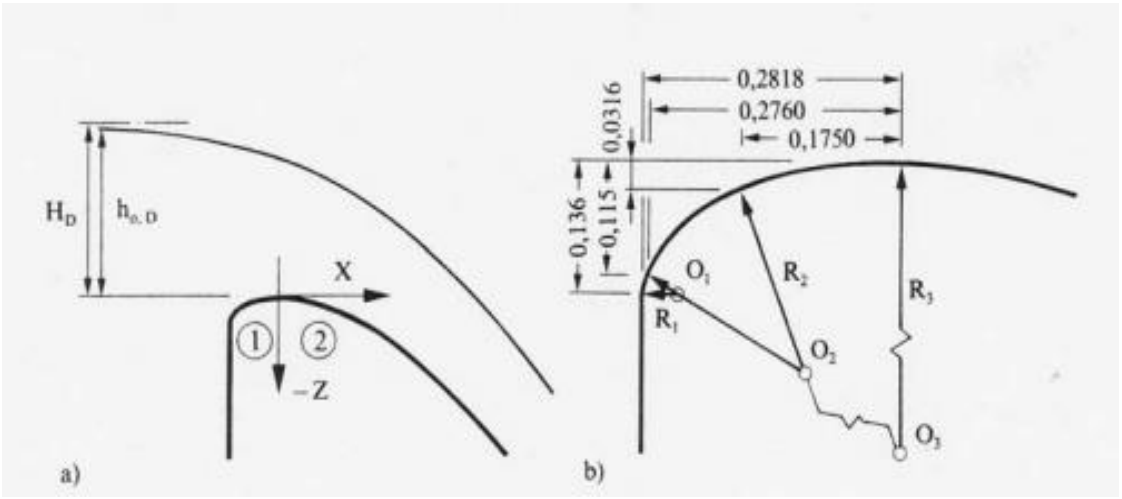


Figure 33 : Detail du quadrant amont pour Hd = 1 m

Pour le calcul des rayons et origines, nous disposons du tableau suivant qui est valable pour Hd = 1m, donc pour obtenir les résultats pour notre cas, nous allons tout multiplier par la charge de notre déversoir.

Tableau 81 : Rayons R et Origines O du parement amont pour Hd = 1 m

i	O_i/H_D	R_i/H_D	
1	(−0,2418/−0,1360)	0,04	$-0,2818 \leqslant X \leqslant -0,276$
2	(−0,1050/−0,2190)	0,20	$-0,276 \leqslant X \leqslant -0,175$
3	(0/−0,5000)	0,50	$-0,175 \leqslant X \leqslant 0$

Le tableau suivant montre les origines O, rayons de courbure R et domaines de validité relatifs à Hd pour le quadrant amont :

Tableau 82 : Rayons R et Origines O pour Hd = 5.15 m

i	**Oi**	**Ri**
1	(- 1.24527/ - 0.7004)	0.21
2	(- 0.54075/ - 1.12785)	1.03
3	(0/ - 2.575)	2.56

Selon l'USCE, pour économiser du béton, les recommandations pour le déversoir à parement amont surplombant (figure) sont : M/N = 0.5 et M/Hd ≥ 0.6

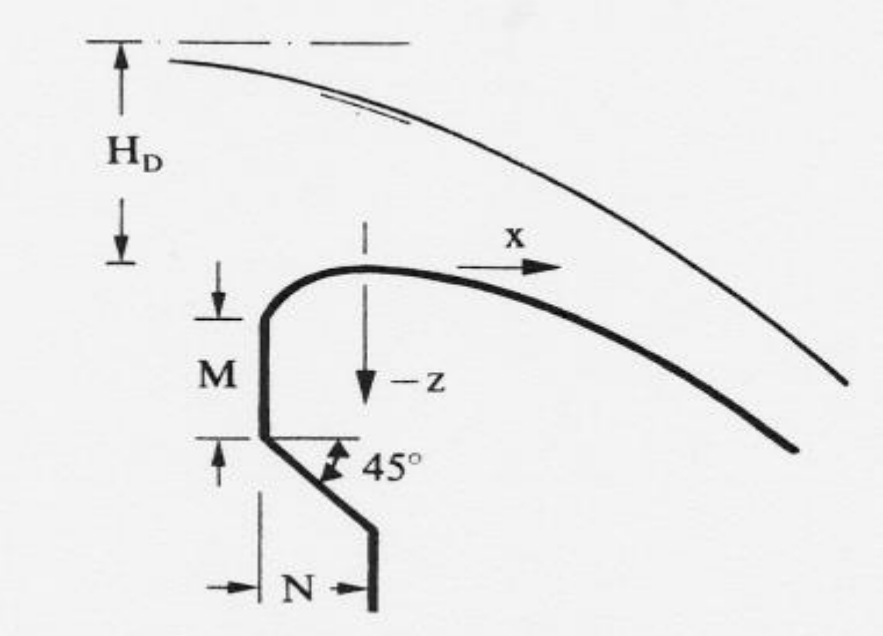


Figure 34 : Déversoir a parement amont surplombant

On prend : M = 4 m et N = 8 m.
Alors : M/Hd > 0.6

- **Rayon de raccordement du déversoir**

Dans le cas ou P < 10 m on prend R = 0.5 * P.
On a : P = 4.6 m. Donc : R = 0.5 * 4.6 = 2.3 m.

c. Auge de réception

On a choisi de dimensionner une auge de réception de section trapézoïdale avec une largeur au fond de 8, une hauteur variable, d'une pente de 2% et de fruit talus m = 2. Sa longueur est de 55 m.

- **Calcul de la ligne d'eau**

On va utiliser la méthode USBR2, On divise la longueur de l'auge en tranche, on fait le calcul de la ligne d'eau pour chaque tranche, selon l'équation suivante :

$$\Delta y = \frac{Q_1}{g}\left(\frac{V_1 + V_2}{Q_1 + Q_2}\right)\left[(V_2 - V_1) + \frac{V_2(Q_2 - Q_1)}{Q_1}\right] = (11) \times (12) \times (17)$$

En utilisant les formules suivantes :

$$(11) = \frac{Q_1}{g(Q_1 + Q_2)} \ ;$$

$$(12) = V_1 + V_2 \ ;$$

$$(13) = V_1 - V_2 \ ;$$

$(14) = Q_2 - Q_1$;

$(15) = \dfrac{Q_2 - Q_1}{Q_1}$;

$(16) = \dfrac{V_2(Q_2 - Q_1)}{Q_1} = V_2 \times (15)$;

$(17) = (V_2 - V_1) + \frac{V_2(Q_2 - Q_1)}{Q_1} = (13) + (16)$.

- ✓ La longueur de l'auge (55 m) va être divisée en 6 tranches de 10 m (sauf pour la première tranche avec un intervalle de 5m). Le débit est nul a X = 0 m, puis il augmente, au fur et à mesure que la longueur augmente, jusqu'à ce qu'il atteint le débit maximum a X = 55m ;

- ✓ Pour la première tranche (X varie entre 55 m et 50 m) → Le débit sera égal au débit évacué par l'évacuateur. On fixe une hauteur d'eau de départ (à X=55m → y = 289.15 m) ;

- ✓ La cote du fond (Bed) est donnée par le terrain. La ligne d'eau WS est calculée par $WS_{i-1} + \Delta y$ proposé. Et on calcule les autres paramètres : H, A, Q …etc. Ensuite on calcule Δy en utilisant l'équation précédente, et enfin on aura la hauteur d'eau a X = 50 m ;

- ✓ On fait varier jusqu'à avoir Δy calculé > Δy proposé, on s'arrête donc à cette dernière valeur proposée.

Tableau 83 : Calcul de la ligne d'eau dans la première tranche (X = 55 m à X = 50 m)

Bed (m)	**Δy prop (m)**	**WS (m)**	**H (m)**	**A (m^2)**	**Q (m^3/s)**	**V (m/s)**	**Q1 + Q2 (m3/s)**	**(11)**	**(12)**	**(13)**	**(14)**	**(15)**	**(16)**	**(17)**	**Δy (m)**
284		289.15	5.15	314.38	1393.85	4.43									
284.05	1	290.15	6.1	502.76	1161.55	2.31	2555.4	0.046	6.74	2.12	232.3	0.19	0.88	3	0.94
284.05	0.9	290.05	6	480	1161.55	2.42	2555.4	0.046	6.85	2.01	232.3	0.19	0.88	2.9	0.92

Les résultats de calcul pour les autres tranches se trouvent à l'annexe.

Tableau 84 : Récapitulatif des cotes de la ligne d'eau et d'auge

X (m)	**Cote ligne d'eau (m)**	**Cote de l'auge (m)**
0	290.63	285
10	290.61	284.74
20	290.55	284.47
30	290.45	284.28
40	290.31	284.13

50	289.99	284.05
55	289.6	284

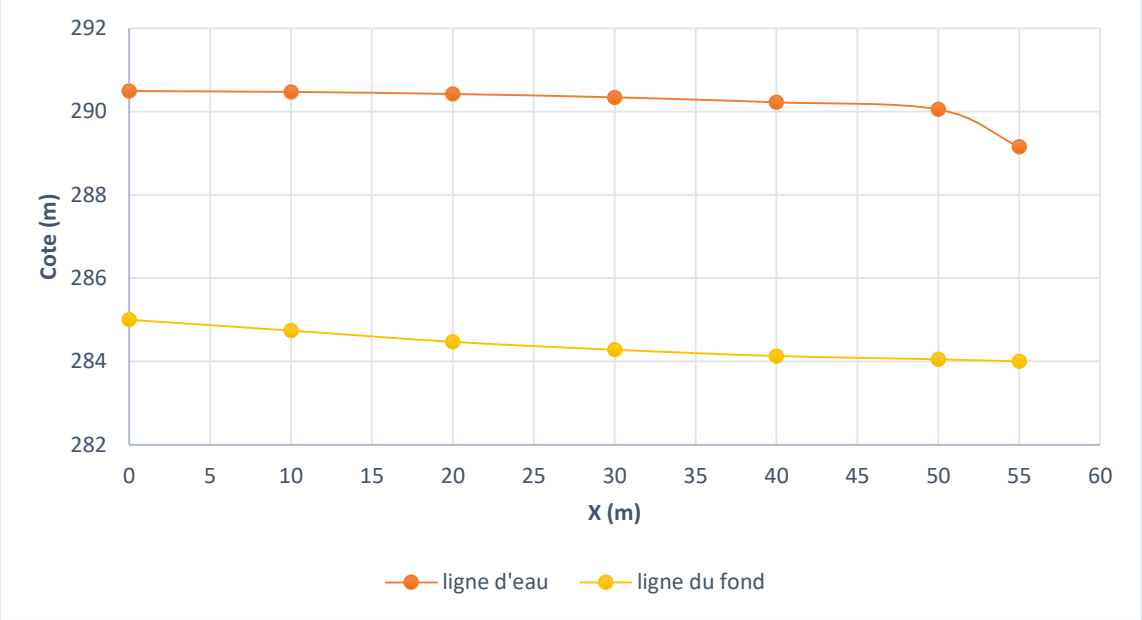


Figure 35 : Profil en long de l'auge

- **Hauteur des murs bajoyers de l'auge**

La hauteur des murs bajoyers de l'auge doit être au même niveau que celle de la crête du barrage (301.6 m).

d. Chenal d'écoulement

Les conditions topographiques du site nécessitent de projeter un chenal d'écoulement qui suit directement l'auge de déversoir, ce dernier il est de section rectangulaire de longueur de 154 m, une largeur de 18 m et une pente de 8.67 %.

- **Profondeur critique**

On calcule la profondeur critique par la formule :

$$Yc=\sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

A.N : Yc = 8.48 m.
Avec :
q : Débit spécifique ($m^2/s/ml$) = $Q_{evacué}$/bch ;
bch : Largeur du chenal = 18 m ;
g : Pesanteur = 9.81 m^2/s.

- **Calcul de la pente critique**

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$Icr=\left[\frac{Q(b+2Yc)^{2/3}}{K(b\times Yc)^{5/3}}\right]^2$$

On prend, K : Strickler = 71.

A.N : Icr = 0.23 %.

- **Profondeur normale**

Pour un écoulement uniforme la hauteur normale est déduite par la formule de Chézy :

$$Q = S.C.\sqrt{RI}$$

S : Section du chenal S = b x Hn ;
I : Pente du chenal I = 0, 1% ;
C : Coefficient de Chézy $C = R^{1/6}/n.(1/n=K=71)$;
R : Rayon hydraulique = $\frac{S}{P}=\frac{b\times hn}{2hn+b}$;
En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative : $Q=K\times I^{1/2}\times (b\times hn)^{5/3}\times (2hn+b)^{-2/3}$

Les résultats des itérations sont dans le tableau ci-dessous :

Tableau 85 : Calcul de la profondeur normale du chenal

Hn (m)	(b*hn)^5/3	(2hn+b)^-2/3	Q (m^3/s)
1	123.62	0.1357	110.92
2	392.49	0.1273	330.48
3	771.47	0.1201	612.98
4	1246.10	0.1139	938.65
5	1807.46	0.1084	1295.88
5.1	1868.11	0.1079	1333.02
5.2	1929.56	0.1074	1370.40
5.26	1966.81	0.1071	1392.93
5.262	1968.06	0.1071	1393.69

On aura : **Hn = 5.262 m**.

- **Nombre de Froude**

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g\times h}} = 2.048$$

- **Hauteur des murs bajoyers du chenal**

A l'amont du chenal d'écoulement la hauteur des murs bajoyers va atteindre le niveau de la crête de la digue (Ncr = 301.6 m).

A l'aval la hauteur est déterminée par : $H_{baj} = Y_{av} + R$

Avec : $R = 0.06 + 0.05 * V_{av} * Y_{av}^{1/3}$

Y_{av} = Yc = 8.48 m et V_{av} = 9.13 m/s ;
Donc : R = 1
D'où : H_{baj} = 9.48 m. On prend : H_{baj} = 9.5 m.

e. Coursier

Le passage de chenal d'écoulement au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assuré de passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. La pente du coursier est de 50%, avec une longueur totale de 74 m, la rugosité n=0,014.

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons. Les hauteurs des murs bajoyers seront différentes.
- le 1er tronçon (parabolique) à l'amont de 32,00m de longueur.
- le 2eme tronçon (rectiligne) à l'aval de 42,00m de longueur.

- **Largeur du coursier**

On garde la même largeur que le chenal d'écoulement : Bc = 18 m.

- **Profondeur critique**

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.B^2}}$$

Q : Débit à évacuer = 1393.85 m^3/s ;
B : Largeur du coursier = 18 m ;
g : Pesanteur = 9.81 m^2/s.

A.N : Hcr = 8.48 m.

- **Pente critique**

La pente critique est donnée par la formule suivante : $Icr = \frac{g \times hc}{Rc * C^2}$

Sc : Section critique = 152.64 m^2 ;
Pc : Périmètre mouille critique = 34.96 m ;
Rc : rayon hydraulique critique = 4.36 m.

A.N : Icr = 0.0023 = 0.23 %

- **Profondeur normale**

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme. Elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Avec :
S : section du coursier ;
I : pente du coursier, **I = 50 % ;**
C : coefficient de Chézy = K. $R^{1/6}$;
R : rayon hydraulique.

Par itération, on trouve : hn = 1.372 m.
hcr > hn et Icr < In alors le régime d'écoulement est torrentiel.

- **Calcul de la ligne d'eau**

Les paramètres hydrauliques calculés à la fin du chenal d'écoulement sont considéré comme donnée pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

Tableau 86 : Récapitulatif des données de départ

Q (m^3/s)	**Strickler**	**I (m/m)**	**h_n (m)**	**h_c (m)**	**$L_{coursier}$ (m)**
1393.85	71	0.5	1.372	8.48	74

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par l**a méthode d'intégration numérique :**

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant dQ/dx = 0, est :

$$dy / dx = (S_o - S_f)/(1- Fr^2)$$

Avec : S_o : pente du fond ;
S_f : pente de la ligne d'énergie ;
Fr : nombre de Froude.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2Q^2)/(A^2R^{\frac{4}{3}})}{1 - (Q^2B)/(gA^3)}$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i et on calcul la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à. chaque valeur de y_i, utilisant y_{moy}, et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieur à la longueur L, et on continue avec une valeur de y_i' < y_i jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L du coursier.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 87: Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr^2	1-FR^2	$n^2Q^2/A^2R^{(4/3)}$	S0 - Sf	Δx	L (m)
8.48										0
8	8.24	148.32	34.48	4.301	1.409	-0.409	0.0024	0.4975	0.395	0.39
7.5	7.75	139.5	33.5	4.164	1.694	-0.694	0.0029	0.4970	0.698	1.09
7	7.25	130.5	32.5	4.015	2.070	-1.070	0.0035	0.4964	1.077	2.17
6.5	6.75	121.5	31.5	3.857	2.564	-1.564	0.0042	0.4957	1.578	3.75
6	6.25	112.5	30.5	3.688	3.231	-2.231	0.0052	0.4947	2.254	6.00
5.5	5.75	103.5	29.5	3.508	4.149	-3.149	0.0066	0.4933	3.191	9.19
5	5.25	94.5	28.5	3.315	5.451	-4.451	0.0086	0.4913	4.529	13.72
4.5	4.75	85.5	27.5	3.109	7.360	-6.360	0.0114	0.4882	6.509	20.23
4	4.25	76.5	26.5	2.886	10.275	-9.275	0.0158	0.4841	9.579	29.81
3.5	3.75	67.5	25.5	2.647	14.958	-13.958	0.0228	0.4771	14.626	44.44
3	3.25	58.5	24.5	2.387	22.979	-21.979	0.0348	0.4651	23.626	68.06
2.91	2.955	53.19	23.91	2.224	30.571	-29.571	0.0463	0.4536	5.866	74

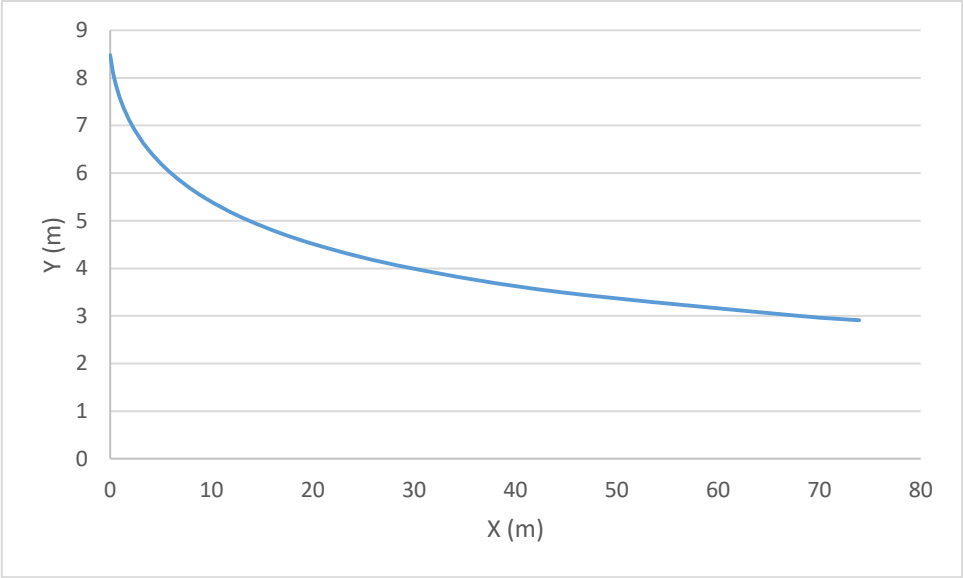


Figure 36 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier

Donc à la fin du coursier : hn = 2.91 m → V = 26.51 m/s et Fr = 4.94

- **Hauteur des murs bajoyer du coursier**

La hauteur est déterminée par : $H_{baj} = Y_{av} + R$

Avec : la revanche $R = 0.06 + 0.05 * V_{av} * Y_{av}^{1/3}$

Et d'après la ligne d'eau les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Tableau 88: Hauteurs des murs bajoyers dans le coursier

L (m)	H (m)	V (m/s)	R (m)	Hbaj (m)
0	8.48	9.13	0.99	9.47
5	6.25	12.38	1.20	7.45
10	5.43	14.26	1.31	6.74
15	4.91	15.77	1.40	6.31
20	4.52	17.13	1.47	5.99
25	4.24	18.26	1.53	5.77
30	4	19.35	1.59	5.59
35	3.81	20.32	1.64	5.45
40	3.64	21.27	1.69	5.33
45	3.5	22.12	1.73	5.23
50	3.38	22.91	1.77	5.15
55	3.27	23.68	1.81	5.08

60	3.15	24.58	1.86	5.01
65	3.07	25.22	1.89	4.96
70	3	25.81	1.92	4.92
74	2.92	26.51	1.95	4.87

On choisit de prendre pour le 1er tronçon : **Hbaj = 10 m** et pour le 2e tronçon : **Hbaj = 6 m.**

f. Bassin de dissipation (Agustin, 2004)

L'écoulement d'eau dans le coursier jusqu'au niveau de pied du barrage attient souvent une vitesse très élevée, ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seul manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

D'après les tests réalisés par l'USBR« The United States Bureau of Reclamation » : le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut.

Tableau 89 : Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR

Fourchette du nombre de Froude	**Type de ressaut hydraulique**
$1 \leq Fr \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq Fr \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq Fr \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq Fr \leq 9$	Ressaut stable
$Fr \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

Le type du bassin de dissipation est en fonction de nombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin. Selon la classification USBR il y a trois types :

- Si ($2,5 < Fr_1 < 4,5$) le saut est oscillant ; on conçoit un dissipateur de type I.
- Si ($Fr_1 > 4.5$) le saut est stable, alors :
  - Si ($V_1 < 15$ m/s), on conçoit un dissipateur de type II ;
  - Si ($V_1 > 15$ m/s), on conçoit un dissipateur de type III.

Pour notre cas : la vitesse à la fin du coursier est $V_1 = 26.51$ m/s et le nombre de Froude est : $Fr_1 = 4.94 \rightarrow$ le ressaut est stable.

Alors, on dimensionne un bassin de dissipation de type III (Figure 38).

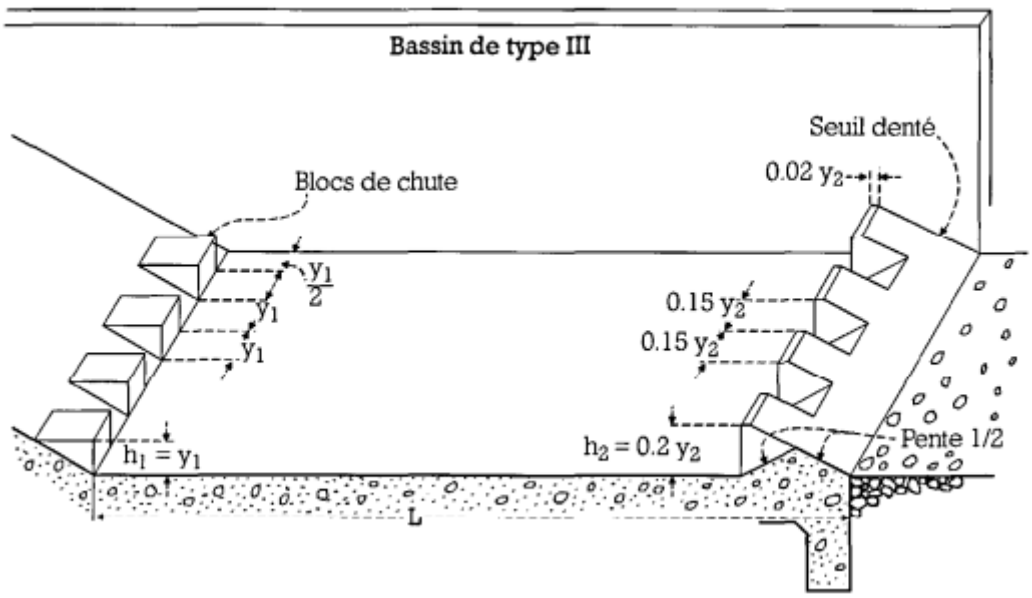


Figure 37 : Bassin de dissipation type III

- **Détermination des caractéristiques du bassin**

Données initiales : $Fr_1 = 4.94$; $h_1 = 2.91$ m.

A partir de l'abaque dans l'annexe :

$\frac{y_2}{y_1} = 6.5$ D'où : $y_2 = 6.5 \times 2.91 = 18.92$ m.

Avec :
y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m) ;
y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Pour la longueur du bassin, à partir de l'abaque on trouve : $\frac{L}{y_2} = 3.8$

Donc : L = 71.89 m. On prend L = 72 m.

- **Calcul des dimensions des dents déflectrices**

✓ Hauteur : $h_1 = 2.91$ m ;
✓ Epaisseur : $h_1/2 = 1.45$ m ;
✓ Espace entre les dents : $h_1 = 2.91$ m.

- **Calcul des dimensions du seuil terminal**

✓ Hauteur : $h_2 = 0.2 \times y_2 = 3.78$ m = 3.8 m ;
✓ Epaisseur : $0.15 \times y_2 = 2.84$ m ;
✓ Epaisseur supérieure de la dent : $0.02 \times y_2 = 0.38$ m ;
✓ Espace entre les dents : $0.15 \times y_2 = 2.84$ m.

g. Canal de fuite

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel. Le canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur b=25 m, fruits des talus m=1 et une pente de i=0,1%.

- **hauteur critique**

La hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$hc = K.Hcr$$

Avec : $Hcr = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = 8.48$ m

Et : $K = (1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0{,}105(\sigma_{cr}^{\ 2}))$ sachant que : $\sigma_{cr} = \frac{Hcr * m}{b} = 0.47$

A.N : hc = 0.47 * 8.48 = 3.98 = 4 m.

- **Pente critique**

Elle est donnée par : $Icr = \frac{g \times hc}{C^2 \times Rc}$

Avec :
Icr : Pente critique ;
Sc : Section critique Sc= b*hc= 72 m^2 ;
Pc : Périmètre critique Pcr = b + 2*hc = 26 m ;
Rc : Rayon critique Rc= Sc/Pc = 2.8 m ;
C : Coefficient de Chézy C = $R^{1/6}$/n = 84.29

A.N : Icr = 0.00197 = 0.20 %

- **Profondeur normale**

La profondeur normale est de : hn= 11.669 m. (par itération).

- **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{B \times h_n} = 6.64\ m/s$$

- **Froude**

Le nombre de Froude est égal a $Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} = 0.62 < 1$, le régime d'écoulement est fluvial.

6.3. Ouvrage de vidange

C'est un ouvrage destiné principalement à vider le barrage. Il se compose d'un orifice muni d'une vanne et d'une conduite d'évacuation.

Il peut assurer les fonctions suivantes :

- Vidanger complètement de la retenue (purge et entretien) ;
- Servir éventuellement d'évacuateur auxiliaire ;
- Abaisser le niveau d'eau en cas de danger pour le barrage (naturels ou conflits armés) ;
- Contrôler de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage.

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

6.3.1. Calcul du temps de vidange

Le niveau d'eau H diminue au fur et à mesure de l'écoulement donc est variable avec le temps. Il s'obtient par conservation du débit à l'altitude H et au point de vidange. L'équation du débit est donnée par :

$$Q = \frac{dV}{dt}$$

Avec :

$Q = \mu A\sqrt{2gH}$

$dV = SdH$

En remplaçant les deux équations précédentes dans la première :

$Qdt = -SdH \Longrightarrow \mu A\sqrt{2gH}\, dt = -SdH$

Avec :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \xi_s + \lambda\frac{L}{D}}} \text{ Et } \lambda = \frac{0.021}{D^{0.3}}$$

μ : Coefficient de débit ;

A : Surface de la conduite (m^2) : $A = \pi\frac{D^2}{4}$;

H : Dénivellation de l'eau (m) $H = Z_i - Z_0$;

Z_i : Cote initiale dans le réservoir ;

Z_0 : Cote dans l'axe de la vanne ;

$\sum \xi_s$: Somme des pertes de charge singulières = 3.53 (m) ;

λ : coefficient de perte de charge linéaire ;

L : longueur du tuyau (m) $L = 250\ m$;

Tableau 90 : Pertes de charges singulières (source A.N.B.T)

Singularité	K
grilles de protection	1.0
Entrée	0.50
Courbes	0.40
Contraction	0.10
Expansion	0.25
Vanne	1.31
Total	**3.53**

S : surface du plan d'eau (équation de la courbe capacité hauteur) (m²) ;
dH : variation de hauteur (m).

A partir de la courbe surface-hauteur, on détermine l'équation de la courbe de tendance, représentée dans la figure suivante :

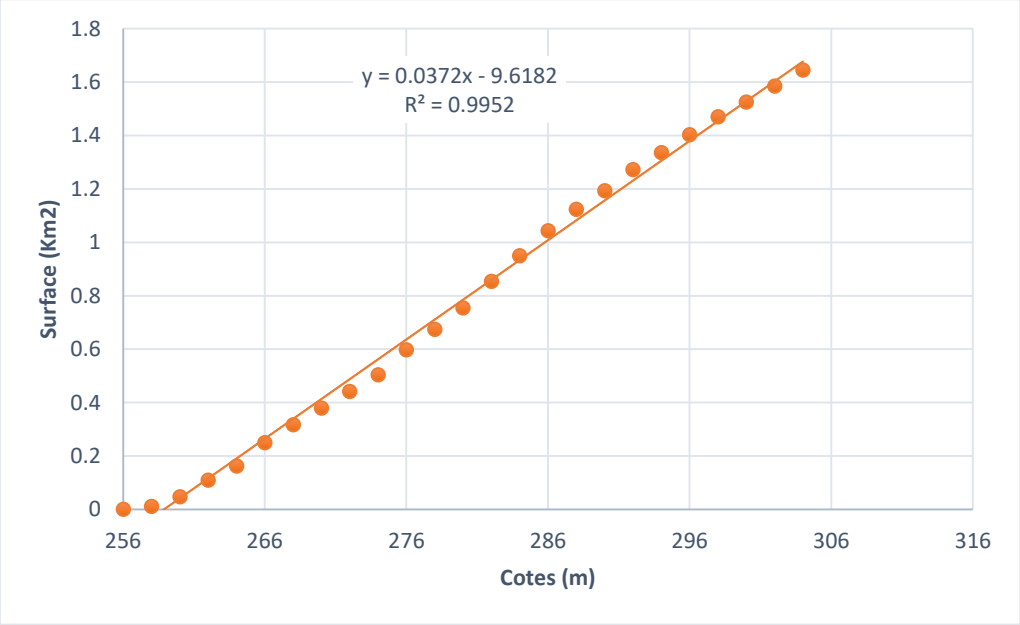


Figure 38 : Courbe de tendance de la courbe Surace - Hauteur

En intégrant : $\int_0^T Qdt = -\int_{276}^{295} Sdh$

On trouve : $T = \frac{1}{\mu A\sqrt{2g}} \int_{276}^{295} (0.0372h - 9.6182)dh$

6.3.2. Calcul du diamètre de la conduite de vidange

Pour plusieurs diamètres, on calcule le temps de vidange correspondant, le débit et la vitesse d'écoulement. Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 91 : Resultats de calul du dimensionnement de la conduite de vidange

D (mm)	A (m^2)	$\sum \xi_s$	λ	$L\frac{0.021}{D^{1.3}}$	μ	$\int_{276}^{295} Sdh$	T (h)	Q (m3/s)	V (m/s)
800	0.5024	3.53	0.022	5.61	0.313	224.2636	1283.84	3.69	7.35
1000	0.785	3.35	0.021	5.25	0.322	224.2636	799.34	5.93	7.56
1200	1.1304	3.53	0.019	4.97	0.324	224.2636	552.21	8.59	7.60
1400	1.5386	3.53	0.018	4.74	0.328	224.2636	400.88	11.84	7.69
1600	2.0096	3.53	0.018	4.55	0.331	224.2636	303.83	15.62	7.77

Les vitesses calculées pour différents diamètres sont largement inférieures à la valeur de référence de 15 m/s **(source A.N.B.T)** qu'on admet généralement comme maximum sur les conduites en acier.

On choisit alors de prendre un diamètre de **1200 mm,** qui correspond à un temps de vidange équivalent à 23 jours.

6.4. Ouvrage de prise d'eau

Les ouvrages de prise d'eau ont pour but de prélever dans un cours d'eau ou dans un réservoir le débit nécessaire à chaque instant à l'utilisation (Irrigation, Station de Traitement d'Eau Potable ou de Production d'Energie Electrique), en éliminant, dans tous les cas et dans la mesure du possible, les matières solides transportées par le cours d'eau et en réduisant les pertes de charge à l'entrée de la prise.

6.4.1. Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau

D'après le chapitre 3 ; Les besoins en eau atteignent une valeur maximale en mois d'Aout :

$$\mathbf{V_{max} = 3630000\ m^3}$$

Donc :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{Temps\ de\ prise}$$

$$Q_{max} = \frac{3630000}{30 \times 3600 \times 12} = 2.8\ \text{m3/s}$$

Nous supposons que la consommation se fait 12 heures par jour pendant 30 jours.

6.4.2. Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q = S.\mu.\sqrt{2.g.H}\ (\text{m}^3/\text{s})$$

Avec :
μ : coefficient de débit, μ=0.3
S : section de la conduite en m^2 ;
H : charge d'eau minimale, H= 2 m ;
Nous trouvons :

$$S= \frac{Q}{\mu.\sqrt{2.g.H}} =1.50\ m^2$$

Le diamètre de la prise d'eau sera égal à :

D = 1.38 m

Nous prenons : **D = 1400 mm**

6.4.3. Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+\sum \xi}}$$

Avec :
$\sum\xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.
Nous supposons que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1{,}15.\frac{\lambda.L}{d}$$

Avec :
L : longueur de la conduite de prise d'eau = 260 m ;
D : Diamètre de la conduite (m).

$$\sum\xi = 3.63$$

Selon la formule de Manning : $\lambda = \frac{125*n^2}{D^{1/3}}$ = 0.017

Avec : n : rugosité de l'acier = 0.0125.

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+3.63}} = 0.464$$

S= 0.96 m^2

Nous trouvons :

D = 1.105 m

Nous prenons le diamètre normalisé :

D = 1200 mm

6.4.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V = Q/S$$

$$V = 2.47\ m/s$$

Conclusion

Compte tenu des caractéristiques topographiques et géologiques du site, nous avons choisi un évacuateur de crue latéral à entonnement latéral. Pour ce qui est des ouvrages de prise d'eau et de vidange de fond nous avons opté pour deux conduites en acier de 1200 mm de diamètres qui seront implantés parallèlement dans la galerie de dérivation. La tour de prise en béton armé a une hauteur de 54 m avec 3 prises d'eau arases aux cotes (288), (282) et (274) m.NGA

CHAPITRE 7

DERIVATION PROVISOIRE

CHAPITRE 7 : DERIVATION PROVISOIRE

Introduction

La période de construction du barrage s'étalera, au moins, sur une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un conduit en béton armé et des batardeaux amont et aval.

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue ou venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou entraver le bon déroulement des travaux.

Il est accompagné, le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant d'empêcher le retour d'eau vers le chantier. Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

7.1. Choix de la crue de dimensionnement

En Algérie, le plus souvent, le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. On opte pour une crue de T = 20 ans dont le débit maximum est **Q_{max}(5%) = 963.61 m^3/s**

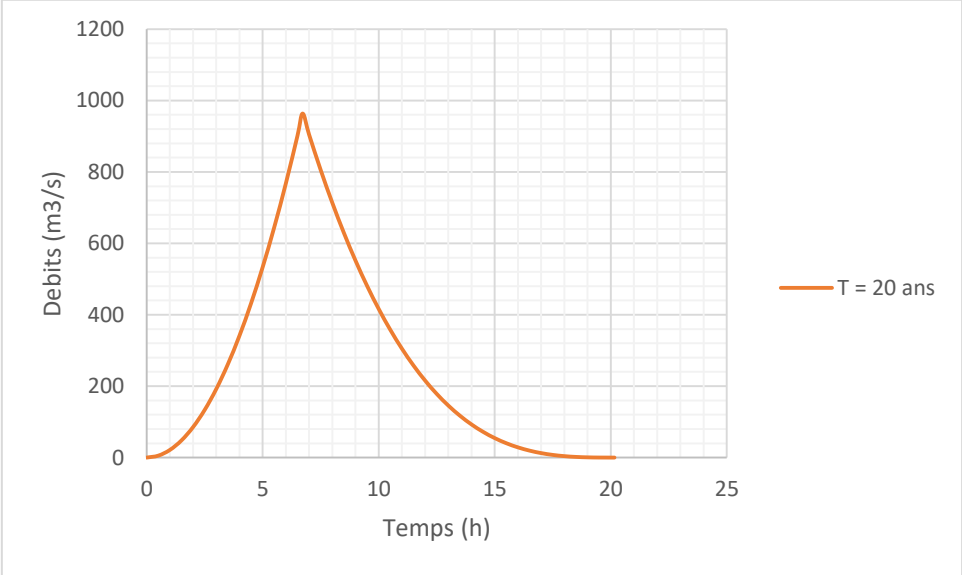


Figure 39: Hydrogramme de crue T = 20 ans

7.2. Succession des travaux

7.2.1. Première phase

- Construction du premier batardeau en rive gauche (amont).

7.2.2. Deuxième phase

- Construction du deuxième batardeau (aval) ;

- Début de la construction du remblai de la digue définitive jusqu'à l'atteinte de la cote originale du terrain en rive gauche, en raison d'importante excavation qu'il a lieu à faire pour assurer d'adéquates conditions d'assise.

7.2.3. Troisième phase

- Construction de la galerie de dérivation / vidange de fond en béton.
- Remblayage de la digue définitive en commençant par la zone formant le batardeau amont ;

7.2.4. Quatrième phase

- Pendant une période d'étiage (Avril-Septembre), dérivation de l'oued par la galerie en béton, avec le déplacement des batardeaux initiaux ;
- Conclusion de la construction des remblais de la digue définitive de la zone amont ;
- Par la suite, on peut continuer normalement la construction du barrage.
-

7.3. Calcul hydraulique de la galerie (Hassane, 2006)

Le dimensionnement du tunnel de dérivation doit être conçu d'une manière économique pour qu'il puisse fonctionner on phase finale (exploitation du barrage) comme vidange de fond et de prise d'eau.

7.3.1. Laminage de crue de chantier

Avant le calcul du laminage, nous devons mettre en évidence que la galerie travail en deux phases : Dans la première, le niveau d'eau est inférieur au diamètre de la galerie, dans ce cas l'écoulement est à surface et régie par la formule suivante :

a. L'écoulement a surface libre :

La première phase est celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre du tunnel. Dans ce cas l'écoulement est à surface libre et sera régit par la formule suivante :

$$Q = S.C.\sqrt{RI}$$

Avec :
Q : Débit évacué (m3/s) ;
S : Section mouillée (m^2) : $S = \frac{r^2}{2}(\theta_{rad} - \sin\theta^\circ)$
R : Rayon hydraulique (m) : R = S/P ;
P : Périmètre mouillé (m) : $P = r \times \theta_{rad}$;
C : Coefficient de Chézy : C : Coefficient de Chézy $C = R^{1/6}/n.(1/n=K=71)$;
I : Pente du tunnel : I = 0.008 ;

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos\frac{\theta^\circ}{2}) \text{ Et } \theta^\circ = 2arccos\left(1 - \frac{h}{r}\right)$$

b. L'écoulement en charge :

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = \mu S\sqrt{2gZ}$$

Q : Débit évacué (m^3/s) ;

S : Section de la galerie (m^2) : S = $\pi \frac{D^2}{4}$;

μ : coefficient de débit ;

g : Pesanteur (m/s^2) ;

Z : La dénivelée ;

$$Z = H + (L*I) - \frac{D}{2}$$

H : hauteur d'eau devant le tunnel (m) ;

D : Diamètre du tunnel (m) ;

L : longueur du tunnel = 250 m.

On a : $\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \xi_i + \frac{\lambda \times L}{D}}}$

$\sum \xi_i$: Somme des pertes singulières ;

$$\sum \xi_i = \xi_{entree} + \xi_{sortie} = 0.5 + 1 = 1.5$$

$\frac{\lambda \times L}{D}$: Pertes linéaires.

Avec : $\lambda = \frac{125 \times n^2}{D^{1/3}}$

n : Coefficient de rugosité du béton = 0.014.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 92 : Coefficients de debit pour differents diamteres

D (m)	$\sum \xi_i$	λ	$\frac{\lambda \times L}{D}$	$\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \times L}{D}}$	μ
3	1.5	0.01698735	1.4156126	1.97879069	0.50535916
4	1.5	0.01543403	0.96462705	1.86135087	0.53724422
5	1.5	0.01432769	0.71638435	1.7934281	0.55759135
6	1.5	0.01348287	0.56178623	1.74979605	0.57149517
7	1.5	0.01280757	0.45741321	1.71971312	0.58149234
8	1.5	0.01225	0.3828125	1.69788471	0.58896814
9	1.5	0.01177837	0.32717699	1.68142112	0.59473501
10	1.5	0.01137189	0.28429732	1.66862138	0.59929713

Pour l'écoulement en charge : $Q = \mu S\sqrt{2gZ}$ avec : Z = h + (L.I) – D/2.

Tableau 93 : Q=f(D)

D (m)	μ	S (m^2)	$\mu S\sqrt{2g}$	(L.I) – D/2	Z (m)	Q (m^3/s)
3	0.50535916	7.065	15.814731	0.5	h+0.5	$15.81\sqrt{Z}$
4	0.53724422	12.56	29.8889663	0	h	$29.88\sqrt{Z}$
5	0.55759135	19.625	48.470243	-0.5	h-0.5	$48.47\sqrt{Z}$
6	0.57149517	28.26	71.5375769	-1	h-1	$71.53\sqrt{Z}$
7	0.58149234	38.465	99.0738942	-1.5	h-1.5	$99.07\sqrt{Z}$
8	0.58896814	50.24	131.066268	-2	h-2	$131.06\sqrt{Z}$

Le laminage de la crue se fait comme suit :

A partir de l'hydrogramme de crue de fréquence de 5% on calcule le volume de la crue correspondante, et on tire toutes les hauteurs correspondantes à chaque volume de chaque heures jusqu'au temps de montée (6.72 h) de la courbe capacité hauteur.

Tableau 94 : H=f(T)

T (h)	Q (m3/s)	Qmoy (m^3/s)	V (m3) = (T*Qmoy)/2	H (m)
0	0			
0.5	5.33	2.66	2400.57	10.14
1	21.33	13.33	24005.74	10.16
1.5	48.01	34.67	93622.42	10.24
2	85.35	66.68	240057.49	10.41
2.5	133.36	109.35	492117.87	10.71
3	192.04	162.70	878610.441	11.16
3.5	261.39	226.72	1428342.11	11.80
4	341.41	301.40	2170119.78	12.66
4.5	432.10	386.75	3132750.34	13.78
5	533.46	482.78	4345040.71	15.19
5.5	645.48	589.47	5835797.77	16.93
6	768.18	706.83	7633828.42	19.02
6.5	901.54	834.86	9767939.58	21.50
6.72	963.61	932.57	11280483.3	23.26

Les résultats du laminage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 95 : Résultats du laminage

D (m)	Z (m)	Q (m^3/s)
3	23.5	76.66
4	23	143.34
5	22.5	229.91
6	22	335.54
7	21.5	459.38
8	21	600.62

7.3.2. Etude d'optimisation

a. Batardeau

➢ **Calcul de la revanche du batardeau**

- *Formule de Stevenson Gaillard :*

$$R = 0.75 + \frac{V^2}{2g}$$

$$H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} + 0.26\sqrt[4]{F}$$

Avec :

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s) : V =1.5 + 2H ;
F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et en direction du barrage appelée Fetch. Elle doit être inférieure à 18 kilomètre (F = 1.6 km).

- *Formule de Mallet et Paquant :*

$$R = 0.75 + \frac{V^2}{2g}$$
$$H = 0.5 + 0.33\sqrt{F}$$

- *Formule simplifiée* :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 96 : Résultats de calcul de la revanche du batardeau

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson Gaillard	1.47	4.44	1.75
Mallet et Paquant	0.92	3.34	1.32
Simplifiée	/	/	1.38

On prend : **R = 1.38 m.**

➢ **Calcul de la largeur en crête du batardeau**

- *Formule de T. Knappen :* $b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b}$
- *Formule E. F. Preece :* $b_{cr} = 1.1\sqrt{H_b} + 1$
- *Formule simplifiée :* $b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3$

Tableau 97 : Résultats du calcul de la largeur en crête du batardeau

D (m)	Hbar = Z+R (m)	largeur en crête			
		Knappen	Preece	Simplifiée	Moyenne
3	24.88	8.23	6.48	7.50	7.40
4	24.38	8.14	6.43	7.43	7.33
5	23.88	8.06	6.37	7.36	7.26
6	23.38	7.97	6.31	7.29	7.19
7	22.88	7.89	6.26	7.22	7.12
8	22.38	7.80	6.20	7.14	7.05

On remarque que les résultats sont autour du même intervalle, on prend **b = 7.40 m.**

b. Calcul d'optimisation de la dérivation

Le calcul est effectué par une méthode basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie, ainsi que son équivalent en béton. Après cela, le tracé de la courbe d'optimisation est effectué afin de déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

- **Hypothèses de calcul**

- Ecoulement uniforme ;
- Les pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY ;
- Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle ;
- La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Qmax et Qmin.

Le tableau suivant illustre les paramètres à déterminer :

Tableau 98 : Paramètres du calcul d'optimisation

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	A (m^2)
	3	Profondeur de remplissage	ho = 0,7D (m)
	4	Section mouillée	A1= 0,74.A (m^2)
	5	Rayon hydraulique	Rh= 0,3D (m)
	6	Coefficient de Chezy	$C = 1/n\ R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	V = Qmax/A1 (m/s)
	8	Pente	$i = V^2/C^2R$
	9	Perte de charge linéaire	hl = i.l (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Zentr = V^2/2gQ^2$ (m)
	11	Perte de charge totale	Zo = Zentr + hl (m)
	12	Niveau amont pour Qmax	Nam = Nav + Zo (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau a l'entré de tunnel	NI = Nam - Zentr (m NGA)
	14	Cote du seuil	Cs = NI - ho (m NGA)
Calcul des volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau	Hbat = Nam + R - Cf (m)
	16	Section du batardeau	Sbat =(10 + 3Hbat).Hbat
	17	Longueur moyenne du batardeau	Lbmoy (m)
	18	Volume du batardeau	Vbat = Lbmoy * Sbat (m3)
	20	Conversion en volume de béton	V'bat = 0,1 Vbat
	21	Volume d'excavation du tunnel	Vtun = L. A
	21	Conversion en volume de béton	V'tun = 1,5 Vtun
	22	Coût total des travaux	Σ V' = V' bat + V' tun

Tableau 99 : Résultats de calcul de l'optimisation

	N°	Désignation	Valeurs					
Paramètres hydrauliques	1	D (m)	3	4	5	6	7	8
	2	A (m²)	7.065	12.56	19.625	28.26	38.465	50.24
	3	ho (m)	2.1	2.8	3.5	4.2	4.9	5.6
	4	A1 (m²)	5.22	9.29	14.52	20.91	28.46	37.17
	5	Rh (m)	0.9	1.2	1.5	1.8	2.1	2.4
	6	C	69.76	73.19	75.96	78.30	80.34	82.15
	7	V (m/s)	14.66	15.42	15.83	16.045	16.13	16.15
	8	i	0.049	0.0369	0.028	0.023	0.019	0.016
	9	j (m)	12.27	9.24	7.23	5.83	4.80	4.02
	10	Zentree (m)	0.0018	0.00059	0.00024	0.000116	$6.29*10^{-05}$	$3.68* 10^{-05}$
	11	Zo (m)	12.27	9.25	7.23	5.83	4.80	4.028
	12	Nam (m)	313.742	312.360	311.819	311.741	311.943	312.308
	13	NI (m.NGA)	313.741	312.359	311.818	311.740	311.94	312.308
	14	Cs (m.NGA)	311.64	309.55	308.31	307.54	307.04	306.70
Calcul des volumes des travaux	15	Hbat (m)	24.88	24.38	23.88	23.38	22.88	22.38
	16	Fbat (m²)	2105.843	2026.953	1949.563	1873.673	1799.283	1726.393
	17	Lbmoy (m)	80	78	76	75	74	72
	18	Vbat (m3)	168467.4	158102.3	148166.8	140525.49	133146.95	124300.31
	19	V'bat (m3)	16846.74	15810.23	14816.68	14052.54	13314.69	12430.031
	20	Vtun (m3)	1766.25	3140	4906.25	7065	9616.25	12560
	21	V'tun (m3)	2649.37	4710	7359.37	10597.5	14424.37	18840
	22	Σ V' (m3)	24.88	24.38	23.88	23.38	22.88	22.38

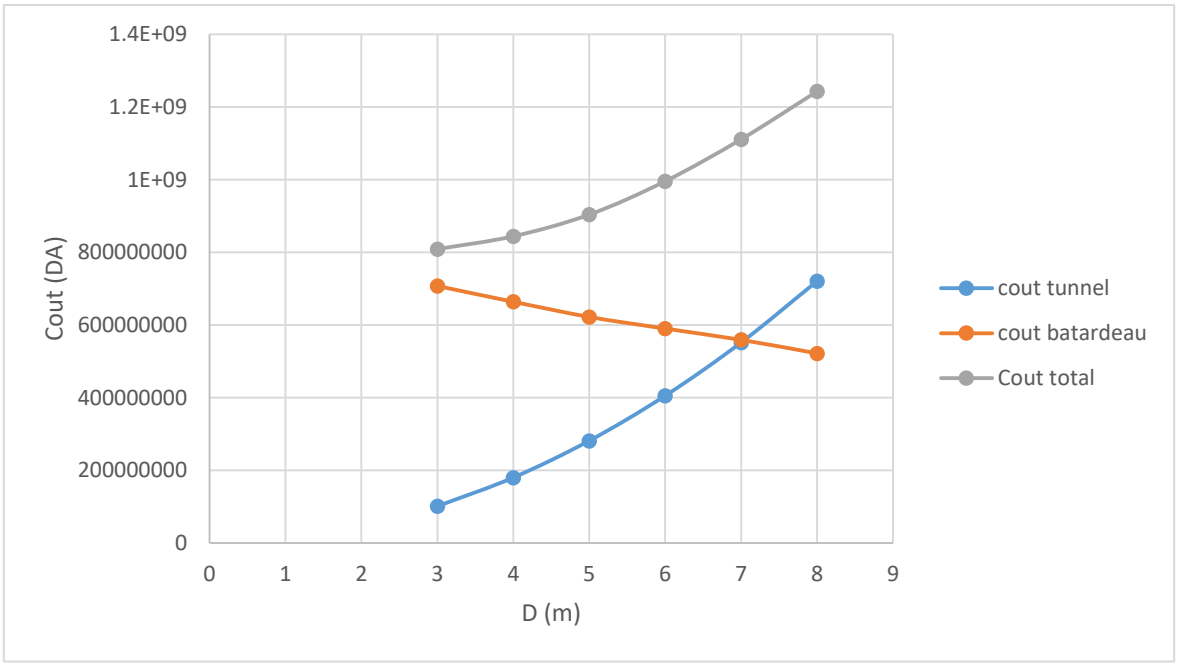


Figure 40 : Courbe d'optimisation de la galerie

D'après la courbe d'optimisation, on déduit que **le diamètre optimal est D = 7m**, ce qui correspond à une **hauteur du batardeau égale à 22.9 m.**

7.4. Ouvrage de restitution

L'objectif de l'ouvrage de restitution est la dissipation de l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation.

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est :$V = \frac{Q}{S}$

Où :
Q: Débit laminé ;
S: Section de la galerie.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

h: Hauteur d'eau à la sortie de la galerie.

$$\textbf{A.N : } \boldsymbol{V = \frac{Q}{S} = 11.94\ m/s} \quad \Rightarrow \quad F = \frac{V}{\sqrt{gh}} = \mathbf{1.15}$$

Conclusion : Le ressaut commence à apparaître mais pas très turbulent (on parle de "pré ressaut"). Les déflecteurs et seuils ne sont pas encore nécessaires et il faudra que le bassin soit suffisamment long pour contenir l'écoulement pendant son ralentissement.

Conclusion

La galerie de dérivation avec ses deux batardeaux amont et aval a été dimensionnée avec la crue de période de retour de 20 ans. Apres le calcul du cout du tunnel et des batardeaux, nous avons effectué une étude d'optimisation afin d'obtenir les dimensions optimales tout en prenant en compte le cout minimal possible.

Ce qui nous a permis d'obtenir : un diamètre de 7m pour la galerie et une hauteur de 22.9 m pour les batardeaux. Pour des raisons d'économie, le volume des bardeaux vont être incorporé plus tard au remblai de la digue.

CHAPITRE 8

ORGANISATION DE CHANTIER

CHAPITRE 8 : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction

La bonne connaissance du site d'un barrage et sa conception judicieuse ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance capitale pour la réussite de l'aménagement. Il est donc nécessaire de s'assurer que le chantier est confié à un exécutant compètent et expérimenté et que celui-ci dispose effectivement de tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans de bonnes conditions.

8.1. Rôle et responsabilité des intervenants sur un chantier

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un petit barrage, il nous parait indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenés à intervenir dans l'acte de construire.

Les trois principaux intervenants dans le déroulement d'un chantier se définissent comme suit :

- **Le maitre de l'ouvrage :** personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés de travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire (et parfois, le gestionnaire) ;

- **Le maitre d'œuvre :** personne physique ou morale, chargée par le maitre de l'ouvrage de concevoir (au moins globalement) l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maitre de l'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement après en avoir établi le décompte ;

- **L'entrepreneur :** personne physique ou morale, titulaire d'un (ou du) marché de travaux conclu avec le maitre de l'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

8.2. Organisation : moyens et programme (technique des petits barrages)

8.2.1. Moyens

L'entrepreneur affecte, pour la bonne exécution des travaux, deux types de moyens de chantier :

a. Moyens humains (Durand, Royet, & Meriaux, 1999)

Si l'entrepreneur est chargé, dans le cadre du marché, de la conception détaillée des ouvrages, il doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des

études préalables : géotechnicien pour les calculs de stabilité, hydrogéologue pour les questions relatives aux étanchéités et au drainage, topographe pour les levés de détail…etc.

b. Moyens matériels (Durand, Royet, & Meriaux, Technique des petits barrages en Afrique Sahelienne et Equatoriale, 1999)

On peut distinguer :

- *Le matériel de terrassement :* constitution des fouilles d'assise, transport des matériaux et réalisation des finitions à l'aide de divers engins (bouteur, pelle mécanique, décapeuse…)
- *Le matériel lié au type de barrage* (compactage, bétonnage,…)
- *Les matériels spécifiques* : répondant à un problème technique particulier (engins de forage et d'injection, excavatrices pour réalisation de paroi moulée, matériel pour fabrication et mise en place de produits bitumineux…etc.)

8.2.2. Programme

Pour la définition d'un programme des travaux concernant la construction du barrage de Dermoun et ses structures hydrauliques annexes, on a considéré les suivants grands domaines d'activité :

- Installations du chantier ;
- Construction de la dérivation provisoire ;
- Excavations pour l'assise adéquate du barrage ;
- Traitement de la fondation ;
- Construction de la digue en remblai ;
- Construction des évacuateurs de crues principal ;
- Construction de la tour de prise d'eau ;
- Construction de la passerelle d'accès à la tour de prise d'eau ;
- Défrichement de la cuvette ;
- Construction de la chambre des vannes aval ;
- Tamponnement de la galerie de dérivation provisoire ;
- Installations des équipements hydromécaniques de la vidange de fond et des prises d'eau ;
- Construction des accès ;
- Installation des équipements d'auscultation ;
- Finissements ou sont inclus des essais des équipements hydromécaniques.

Un programme de travaux indicatif est inclus ci-après. Le délai total depuis l'ordre de service à l'Entrepreneur pour commencer les travaux jusqu'au parachèvement des travaux pourrait atteindre les 60 mois.

8.3. Planification

8.3.1. Définition

La planification des travaux est un moyen qui permet de chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre, et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre.

8.3.2. Objectif

- Bonne succession des travaux ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

8.4. Techniques de planification

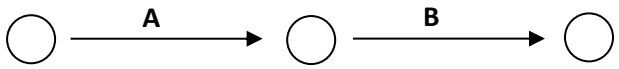
Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

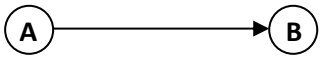
8.4.1. Méthodes basées sur le réseau

- **Définition du réseau :** Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations et leur durée.

- **Types de réseaux :**
  - **Réseau à flèches :** L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



  - **Réseau à nœuds :** L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

- **Construction du réseau :** Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches ;
2. Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération ;
3. Construction des graphes partiels ;
4. Regroupement des graphes partiels ;
5. Construction du réseau.

8.4.2. Méthodes basées sur le graphique

- **Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

- **Les paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables pour l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

Avec :

TR: Temps de réalisation ;
DCP: Date de commencement au plus tôt ;
DCP: Date de commencement au plus tard ;
DFP: Date de finition au plus tôt ;
DFPP: Date de finition au plus tard ;
MT: Marge totale.

- **Chemin critique (C.C) :** C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.Pcc \end{cases}$$

- **Plannings :**

- **Plan de travail au plus tôt :** Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

- **Plan de travail au plus tard :** Toutes les opérations commencent à une date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

8.5. Symboles des différentes opérations

Tableau 100 : Les différents travaux de chantier et leur durée

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier	A	3
Construction du 1er batardeau	B	4
Construction du 2e batardeau	C	9
Réalisation de la galerie de dérivation	D	4
Dérivation de l'oued par la galerie et déplacement des batardeaux	E	5
Excavation pour l'assise du barrage	F	20
Traitement de la fondation	G	9
Construction de la digue en remblai	H	30
Excavation et fouille pour l'évacuateur de crue	I	5
Construction de l'évacuateur de crue	J	22
Défrichement de la cuvette	K	10
Installation de vidange de fond et prise d'eau	L	2
Finissements	M	3

Dans la page qui suit, on a représenté la succession des travaux dans un réseau à nœuds :

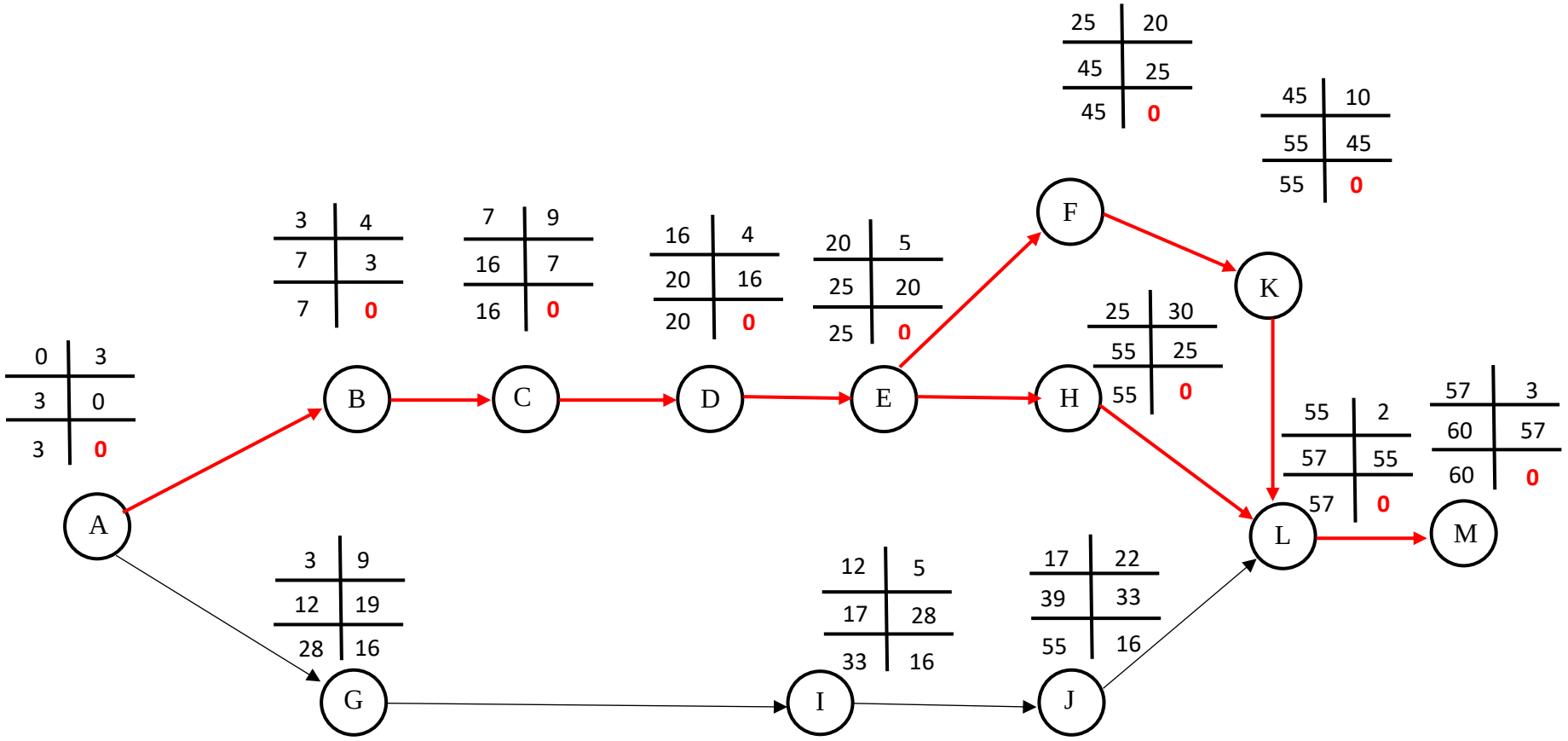


Figure 41 : Reseau à nœuds

Les chemins désignés en rouge sont des chemins critiques : il existe 2 :

1er chemin : A – B – C – D – E – F – K – L – M.

2e chemin : A – B – C – D – E – H – L – M.

La durée totale du projet est donc :

1er chemin : DTP = 3 + 4 + 9 + 4 + 5 + 20 + 10 + 2 + 3 = 60 mois.

2e chemin : DTP = 3 + 4 + 9 + 4 + 5 + 30 + 2 + 3 = 60 mois.

On vérifie le de la DTP, à nouveau, avec **la méthode du tableau** :

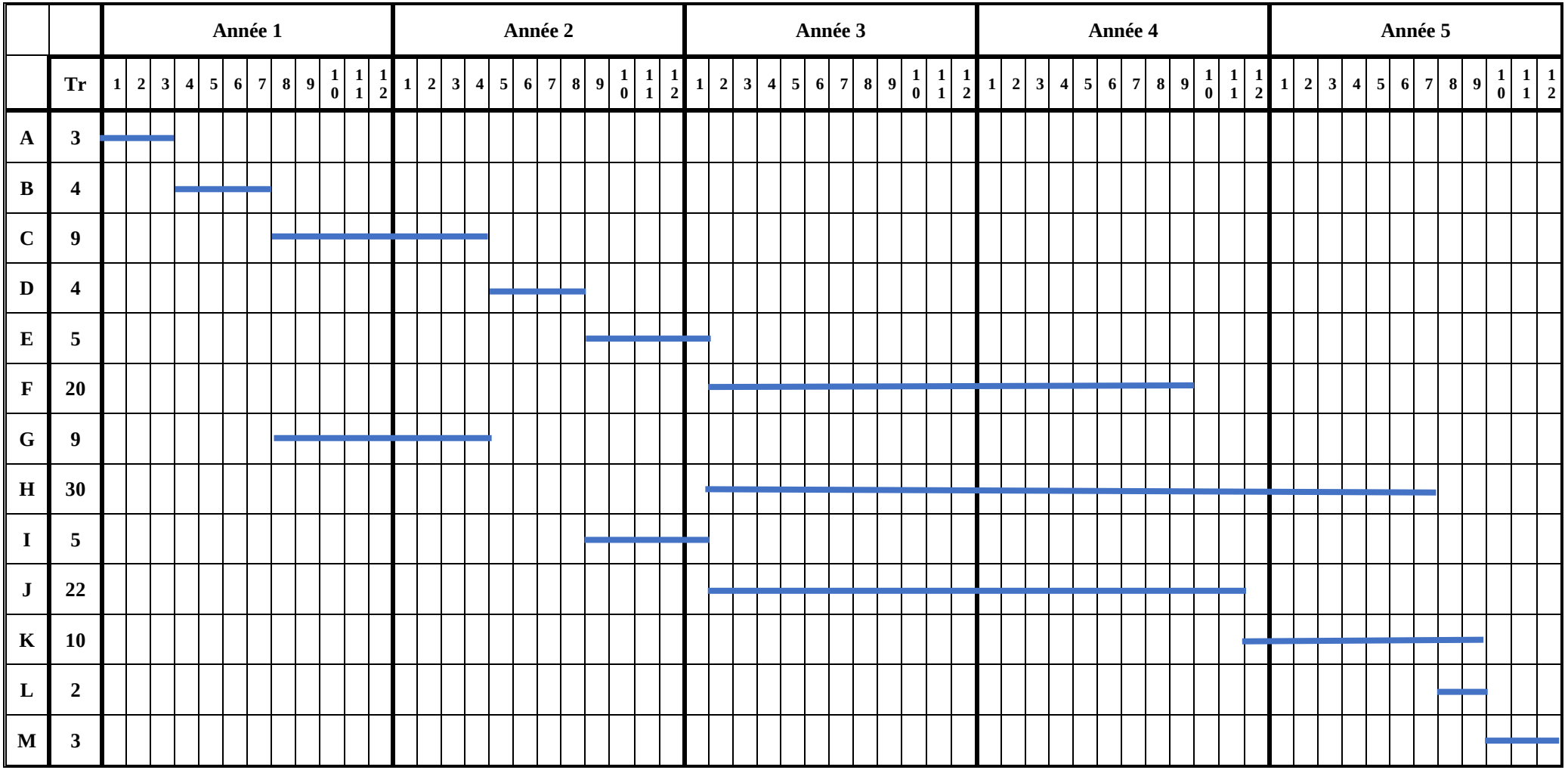
Tableau 101 : Methode du tableau

Opération	TR	DP		DFP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	3	0	3	0	3	**0**
B	4	3	7	3	7	**0**
C	9	7	16	7	16	**0**
D	4	16	20	16	20	**0**
E	5	20	25	20	25	**0**
F	20	25	45	25	45	**0**
G	9	3	12	19	28	16
H	30	25	55	25	55	**0**
I	5	12	17	28	33	16
J	22	17	39	33	55	16
K	10	45	55	45	55	**0**
L	2	55	57	55	57	**0**
M	3	57	60	57	60	**0**

Le diagramme de Gantt est un digramme à barres qui traduit l'évolution et la succession des taches dans le temps. Chaque est caractérisé par un commencement et une fin dont la durée est représenté par une barre.

Le diagramme de Gantt affecté à nos travaux est dessiné dans la page suivante :

Tableau 102 : Diagramme de Gantt



Conclusion

L'organisation de chantier permet de mettre au clair les rôles de chacun de : l'entrepreneur, le maitre d'ouvrage et le maitre d'œuvre ; en prévoyant les moyens matériels et humains. Quant à la planification des travaux, nous avons utilisé le diagramme de Gantt pour visualiser l'évolution des taches et leur durée et le réseau a nœuds pour déterminer le chemin critique ainsi que la durée totale du projet. Le projet est prévu d'être réalisé dans un délai de 60 mois.

CONCLUSION GENERALE

Dans l'optique d'étudier la faisabilité du barrage Dermoun (W. Batna), nous avons détaillé plusieurs volets comme la géologie, la géotechnique et l'hydrologie ainsi que la conception du barrage est ses divers ouvrages annexes (évacuateur de crue, vidange de fond, prise d'eau et dérivation provisoire).

Dans un cadre général, la géologie du site est acceptable hors-mi quelques zones peu profondes imperméables et qui nécessitent un traitement d'étanchéité. En plus d'être situé dans une région à faible sismicité, les essais géotechniques ont fournis de bons résultats. Pour ce qui de l'hydrologie, le barrage est en mesure de satisfaire les besoins en irrigation a son aval, ayant une capacité totale d'environ 24 hm^3 dont 15 hm^3 de volume mort.

Le type de barrage adopté est un barrage zoné avec noyau argileux. L'évacuateur a entonnement latéral est disposé latéralement a la digue permettant ainsi d'évacuer les eaux de crues par le bais de l'auge de réception puis un chenal d'écoulement, ensuite, un coursier et enfin, un bassin de dissipation suivi d'un canal de fuite menant jusqu'à la cote naturelle du lit de l'oued. Pour les autres ouvrages annexes, les conduites de vidange de fond ainsi que de prise d'eau seront poses dans la galerie de dérivation.

Apres avoir énuméré les avantages de projection de ce barrage dans la wilaya de Batna, on conclut que le barrage de Dermoun est réalisable, techniquement et économiquement.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Agustin, A. G. (2004). Manuel de conception et projets typiques des evacuateurs de crue. Alger.

Durand, J.-M., Royet, P., & Meriaux, P. (1999). Technique des petits barrages en Afrique Sahelienne et Equatoriale. Cemagref.

Durand, J.-M., Royet, P., & Meriaux, P. (1999). Technique des petits barrages en Afrique Sahelienne et Equatorielle. Cemagref.

Hassane, M. (2006). Les ouvrages annexes du barrage. Blida.

Mihoubi, M. K. (2020). Manuel de dimensionnement des barrages en materiaux locaux. OPU.

Touaibia, B. (2004). Manuel Pratique d'Hydrologie.

ANNEXES

Tableaux de calcul de l'auge de réception (USBR 2)

Bed (m)	Δy prop (m)	WS (m)	H (m)	A (m^2)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Q1 + Q2 (m3/s)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	Δy (m)
284.05		290.05	6	540	1161.55	2.15									
284.13	0.2	290.25	6.12	568.60	929.24	1.63	2090.79	0.045	4.22	3.78	232.3	0.25	0.54	1.05	0.180
284.13	0.17	290.23	6.09	561.35	929.24	1.65	2090.79	0.045	4.24	3.80	232.3	0.25	0.54	1.03	0.178

Calcul de la ligne d'eau dans la deuxième tranche (X = 50 m à X = 40 m)

Bed (m)	Δy prop (m)	WS (m)	H (m)	A (m^2)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Q1 + Q2 (m3/s)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	Δy (m)
284.13		290.22	6.09	561.35	929.24	1.65									
284.28	0.15	290.37	6.09	561.35	696.93	1.24	1626.17	0.044	2.996	2.89	232.3	0.33	0.55	0.96	0.122
284.28	0.12	290.34	6.06	696.93	696.93	1.25	1626.17	0.044	3.029	2.91	232.3	0.33	0.55	0.94	0.121

Calcul de la ligne d'eau dans la troisième tranche (X = 40 m à X = 30 m)

Bed (m)	Δy prop (m)	WS (m)	H (m)	A (m^2)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Q1 + Q2 (m3/s)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	Δy (m)
284.28		290.34	6.06	554.17	696.93	1.26									
284.47	0.1	290.44	5.97	533.01	464.62	0.87	1161.55	0.04	2.12	0.38	232.3	0.5	0.63	1.01	0.088
284.47	0.08	290.42	5.95	528.38	464.62	0.88	1161.55	0.04	2.13	0.37	232.3	0.5	0.63	1.00	0.087

Calcul de la ligne d'eau dans la quatrième tranche (X = 30 m à X = 20 m)

Bed (m)	Δy prop (m)	WS (m)	H (m)	A (m^2)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Q1 + Q2 (m3/s)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	Δy (m)
284.47		290.42	5.95	528.39	464.62	0.87									
284.74	0.07	290.49	5.75	483.72	232.31	0.48	696.93	0.03	1.35	0.40	232.3	1	0.87	1.3	0.059
284.74	0.05	290.47	5.73	497.41	232.31	0.48	696.93	0.03	1.36	0.39	232.3	1	0.87	1.3	0.059

Calcul de la ligne d'eau dans la cinquième tranche (X = 20 m à X = 10 m)

Bed (m)	**Δy prop (m)**	**WS (m)**	**H (m)**	**A (m^2)**	**Q (m^3/s)**	**V (m/s)**	**Q1 + Q2 (m3/s)**	**(11)**	**(12)**	**(13)**	**(14)**	**(15)**	**(16)**	**(17)**	**Δy (m)**
284.74		290.47	5.73	479.41	232.31	0.48									
285	0.03	290.5	5.5	431.75	5	0.01	237.31	0.002	0.5	0.47	227.3	45.46	22.02	22.5	0.024
285	0.02	290.49	5.49	429.75	5	0.01	237.31	0.002	0.5	0.47	227.3	45.46	22.02	22.5	0.023

Calcul de la ligne d'eau dans la sixième tranche (X = 10 m à X = 0 m)