

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT : Aménagement et Génie Hydraulique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR
L'OUED HRACTA, A OULED MENAÄ. W.BATNA**

PRESENTE PAR :

BELMOKRE Ahmed

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B. TOUIBIA	Professeur	Président
M. BOUZIANE	Maître Assistant (A)	Examineur
A. ZEROUAL	Maître Assistant (A)	Examineur
M.BOUKHELIFA	Maître Assistant (B)	Examineur
M.K.MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Session : Septembre ; 2014

Dédicace

Un tel jour nous fait rappeler toutes nos années d'études, nous fait également penser aux personnes qui ont participé et nous ont aidé à arriver à un des évènements les plus marqués de notre vie.

Je dédie ce travail :

A ma chère mère qui nous a quitté, à l'âme toujours vivant qui m'encourage, m'illumine le chemin, m'oriente de là-haut.

A mon cher père, l'éducation que j'ai reçu de vous me marquera à jamais, merci d'être toujours là pour moi, de vos conseils et encouragements.

A la chère Tata Nacira, modèle de bonté et de générosité.

A ma future femme Meriem.

Une spéciale dédicace à la petite sœur Ines, à qui je souhaite la réussite en toute étape de sa vie.

A mon frère Youcef et son épouse Fatima.

A mes copains de chambre Hatem et Yacine, sans oublier mes amis Yahia, Hamza et Yacer.

Ahmed

Remerciement

Avant tout, je remercie Dieu pour tous ses dons, la force et la santé qu'il m'a accordé pour mener ce travail à terme.

Je profite aussi de l'occasion qui m'est ainsi présentée pour exprimer à mon encadreur le Professeur Mustapha Kamel MIHOUBI ma respectueuse gratitude. J'ai été très sensible à sa grande disponibilité en dépit de ses responsabilités multiples et à la totale confiance qu'il m'a toujours accordée. Ses précieux conseils et ses encouragements ont permis le bon déroulement et l'aboutissement de ce travail.

Je remercie sincèrement tous les enseignants de l'ENSH, qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Je tiens à remercier enfin, monsieur Djamel BENGOURA, le bureau d'études *Design Projects Hydraulics* et tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

ملخص:

تعتبر السدود خزانات للمياه تستعمل في مختلف الميادين. فالهدف من هذا العمل هو الدراسة التحقيقية لسد صغير على واد "حراكتة" (ولاية باتنة) من حيث الجيولوجيا, الهيدرولوجيا و من الناحية الاقتصادية لسقي ما يقارب 30 هكتارا من الأراضي.

ككل دراسة تحقيقية قمنا بدراسة جيولوجية هيدرولوجية و بدراسة للأشكال لتحديد الشكل المثالي لجسم السد الذي يتم تصميمه (ارتفاعه 12,64 م سعة تقدر ب 0,126 مليون متر مكعب) و قمنا بحساب أبعاد التجهيزات الملحقة (مفرغ الفيضانات مأخذ الماء ومفرغ القعر). ثم أتممنا بتنظيم الورشة .

Résumé :

Les barrages sont les plus grands réservoirs d'accumulation des eaux qui sont utilisées dans les divers domaines. L'objectif du présent travail est l'étude de la faisabilité d'un petit barrage sur l'oued de HRACTA (W.BATNA) du point de vue géologique, hydrologique, et économique. Ce barrage est destiné à l'irrigation de 30 ha. Comme toute étude de faisabilité, il fallait faire une étude géologique, hydrologique et une étude de variante pour fixer le choix du type de la digue à concevoir. Ensuite nous avons conçu la digue, de hauteur 12,64 m, et une capacité de 0,126 million m³, et le dimensionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crue, prise d'eau et vidange de fond). Enfin nous avons terminé par l'organisation de chantier.

Abstract:

Dams are the biggest reservoirs of water which are used in diverse fields. The work aims to study if we can realize a dam on wad of HRACTA (W.BATNA) from geological hydrological and economic point of view for irrigation of a perimeter of 30 ha. Like for every similar work we study geology hydrology and the study variants in order to repair the choice of the dam to design. Next we conceptualize the dam and state auxiliary structures; we terminate by organization road works.

SOMMAIRE

Introduction générale

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

Chapitre I : Etude topographique

Introduction.....	3
I.2 Choix du site de la retenue	3
I. 3 Emplacement du site	3
I.4 Caractéristiques morphologiques	4

Chapitre II : Etudes géologiques et géotechniques

II.1. Etude géologique.....	8
II.1.1. Introduction.....	8
II.1.2. Sismicité du site	8
II.1.3. Géologie régionale	8
II.1.4. Géologie du bassin versant	9
II.1.5. Aperçu hydrogéologique du bassin versant.....	10
II.1.6. Géologie du site de la retenue	10
II.1.6.1. Géologie du site de la cuvette	10
II.1.6.2. Géologie du site de la digue	11
II.1.7. Perméabilité des formations du site de la retenue	12
II.1.8. Stabilité des terrains du site de la retenue	13
II.2. Etude géotechnique	15
II.2.1. Introduction.....	15
II.2.2. Travaux de reconnaissance	15
II.2.4. Résultats des essais de laboratoire	16
II.2.4.1 Terrains de fondation de la digue	16
II.2.4.2. Matériaux de construction de la digue	17
II.2.5. Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue ...	22

II.3. Conclusions et recommandations	23
--	----

Chapitre III : Etudes hydrologiques

III.1. Introduction.....	25
III.2. Caractéristiques hydro morpho métrique du bassin versant	25
III.2.1. Définition du bassin versant	25
III.2.2. Caractéristiques morpho métriques.....	25
III.2.2.1. Paramètres géométriques	25
III.2.2.2. Paramètres de forme	26
III.2.2.3. Paramètres de relief	27
III.2.3. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	35
III.2.3.1. Densité de drainage	35
III.2.3.2. Densité du thalweg élémentaire.....	35
III.2.3.3. Coefficient de torrencialité	35
III.2.3.4. La pente moyenne du cours d'eau principale	35
III.2.3.5. Temps de concentration	35
III.2.3.6. Vitesse de ruissellement	36
III.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant	37
III.3.1. Température	37
III.3.2. La vitesse du vent	38
III.3.3. L'évaporation	38
III.3.4. Les précipitations	38
III.4. Etude des précipitations.....	39
III.4.1. Les précipitations maximales journalières	39
III.4.2. Ajustement des pluies maximales journalières	40
III.4.3. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	46
III.5. Etude des apports	48
III.5.1. Apport moyen interannuel	48
III.5.2. Répartition mensuelle des apports	50
III.5.3. Caractéristiques de l'écoulement	50
III.5.4. Coefficient de variation	51
III.5.5. Apports fréquentiels	52

III.5.6. Apports solides	54
III.6. Etude des crues	54
III.6.1. Détermination des débits maxima	54
III.6.2. Hydrogramme de crues	57
III.6.3. Choix de la crue projet	59
III.7. Régularisation	60
III.7.1. Répartition des besoins	61
III.7.2. Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »	61
III.7.3. Calcul du volume utile	63
III.7.3.1. Détermination de la période de bonne hydraulicité	63
III.7.3.2. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	64
III.7.3.3. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	67
III.7.3.4. Estimation de l'erreur	68
III.8. Laminage des crues	70
III.8.1. Principe de calcul	70
III.8.1.1. méthode de Kotcherine	70
III.8.1.2. Méthode d'Eier - Ciech	74
III.8.2. Commentaire	75
III.9. Etude d'optimisation	76
III.9.1. Calcul de la revanche	76
III.9.2. Largeur en crête	77
III.9.3. Calcul du volume et du coût de la digue	78
III.9.4. Calcul du coût de l'évacuateur de crues	79
III.9.4.1. Coût du déversoir	79
III.9.4.2. Coût du coursier	80
III.10. Laminage de crue (b=16 m)	82

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

IV.1. Introduction	85
IV.2. Choix du site de la retenue	85
IV.3. Choix du type de la retenue	85

IV.4. Les variantes à choisir	86
IV.4.1. Barrages en terre homogènes	86
IV.4.2. Barrages à zones	86
IV.4.3. Barrage en enrochement avec masque en béton	87
IV.5. Définition du profil général de la retenue	88
IV.5.1. Hauteur de la retenue	88
IV.5.3. Choix des pentes des talus	88
IV.6. Barrage en terre homogène	89
IV.6.1. Pentes des talus	89
IV.6.2. Protection des talus	89
IV.6.2.1. Talus amont	89
IV.6.2.2. Le talus aval	91
IV.6.3. Calcul des drains	91
IV.7. Barrage zoné a noyau d'argile	92
IV.7.1. Pentes des talus	92
IV.7.2. Protection des talus.....	92
IV.7.2.1. Talus amont	92
IV.7.3. Etanchéité de la retenue	93
IV.8. Barrage en enrochement a masque en béton	96
IV.9. Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes	96
IV.9.1. Barrage en terre homogène	97
IV.9.2. Barrage en terre zoné	98
IV.9.3. Barrage en enrochement a masque en béton	98
IV.9.4. Comparaison des résultats et discussions	99
IV.10. Etude de la variante retenue	100
IV.10.1. Protection des talus	100
IV.10.2. Dimensionnement des filtres et drains	100
IV.10.2.1. Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges	101
IV.10.3 Dispositif d'étanchéité	103
IV.10.3.1 Noyau	103

IV.10.3.2. Clé d'étanchéité	103
IV.10.3.3. Tapis d'étanchéité amont	104
IV.10.4. Le drainage	104
IV.10.5. Etude des infiltrations	105
IV.10.5.1. Débit d'infiltration	107
IV.10.5.2. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	108
IV.10.5. Etude de stabilité	111
IV.10.6.1. Méthode de FELLENIUS	111
IV.10.6.2. Détermination de la zone des cercles critiques	111
IV.10.6.3. Forces agissantes sur une tranche	113
IV.10.6.4. Classement des forces	114
IV.10.6.5. Calcul du coefficient de sécurité	115

Chapitre V: Etude des ouvrages annexes

V.1. Introduction	119
V.2. Evacuateur de crue	119
V.2.1. Types de l'évacuateur de crue	119
V.2.2. Facteurs intervenant dans le choix du type d'évacuateur	120
V.2.3. Choix de la variante	121
V.2.4. Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue	121
V.2.4.1 Canal d'approche	121
V.2.4.2. Déversoir	122
V.2.4.3. Chenal d'écoulement	124
V.2.4.4. Calcul du convergeant	125
V.2.4.5. Le coursier	125
V.2.4.6. Dissipateur d'énergie	130
V.2.4.7. Canal de restitution	131
V.2.4.8. Hauteurs des murs bajoyers	133
V.2.5. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier	134
V.3. Ouvrage de vidange	134
V.4. Ouvrage de prise d'eau	137

Chapitre VI : Organisation de chantier

VI.1. Introduction	140
VI.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	141
VI.2.1. Installations destinées au personnel	141
VI.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux	142
VI.2.3. Installations destinées à la réparation des engins	142
VI.2.4. Installation destinée pour la préfabrication	142
VI.3. Les moyens du chantier	142
VI.3.1 Les moyens humains	142
VI.3.2. Moyens matériels du chantier	143
VI.4. Planification	145
VI.4.1. Définition	145
VI.4.2. Techniques de la planification	146
VI.4.2.1. Méthodes basées sur le réseau	146
VI.4.2.3. Les plannings	148
VI.4.2.4. Symboles des différentes opérations	149
VI.4.3. Détermination des chemins critiques	150
VI.5. Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes	150
Conclusion générale.....	154
Références bibliographiques	156

Liste des tableaux

Tableau II.01 : caractéristiques géotechniques de la zone d'emprunt.....	22
Tableau II.02 : Caractéristiques géotechniques du terrain de fondation de la digue	22
Tableau III.01 : Répartition en % de la surface élémentaire	27
Tableau III.02 : Longueurs des courbes de niveaux	34
Tableau III.03 : Paramètres physico-morphométriques du bassin versant	37
Tableau III.04 : Répartition mensuelle de la température	37
Tableau III.05 : Répartition mensuelle de la vitesse du vent	38
Tableau III.06 : Répartition mensuelle de l'évaporation	38
Tableau III.07 : Code et coordonnées de la station d'Oued Elma	38
Tableau III.08 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations	38
Tableau III.09 : Les caractéristiques pluviométriques de la région.....	39
Tableau III.10 : Caractéristiques empiriques de la série	40
Tableau III.11 : Paramètres d'ajustement	41
Tableau III.12 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	42
Tableau III.13 : Paramètres d'ajustement	43
Tableau III.14 : Ajustement à la loi de Galton	44
Tableau III.15 : Pluies de courte durée (mm)	47
Tableau III.16 : Intensité des pluies I_0 (mm/h)	47
Tableau III.17 : Récapitulatif des apports	50
Tableau III.18 : Répartition mensuelle des apports	50
Tableau III.19 : Récapitulatif des C_v	52
Tableau III.20 : Les apports de différentes fréquences	53
Tableau III.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%	53
Tableau III.22 : Débit maximum pour différents périodes de retour	55

Tableau III.23 : Débit maximum pour différents périodes de retour	55
Tableau III.24 : Débit maximum pour différents périodes de retour	56
Tableau III.25 : Débit maximum pour différents périodes de retour	56
Tableau III.27 : Récapitulatif des résultats de débit maximum de crue	56
Tableau III.28 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	57
Tableau III.29 : Hydrogramme de crue dans le cas de la montée	57
Tableau III.30 : Hydrogramme de crue dans le cas de la décrue	59
Tableau III.31 : Crues de projet recommandé (bulletin de CIGB, évaluation de crue de projet).....	59
Tableau III.32 : Répartition mensuelle des besoins	61
Tableau III.33 : Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »	62
Tableau III.34 : Le volume utile de la retenue	64
Tableau III.35 : La régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	66
Tableau III.36 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique	67
Tableau III.37 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	69
Tableau III.38 : Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine	72
Tableau III.39 : Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine	72
Tableau III.40 : Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine	73
Tableau III.41 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine	74
Tableau III.42 : Récapitulatif des résultats de la méthode EIER-CIEH	75
Tableau III.43 : Récapitulatif des résultats	77
Tableau III.44 : Largeur en crête	77
Tableau II.45 : Calcul du cout de la digue	79
Tableau III.46 : Calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs	80
Tableau III.47 : Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes.....	80
Tableau III.48 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.....	81
Tableau III.49 : Caractéristiques du barrage	82
Tableau III.50 : Les volumes et les débits déversants.....	82

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus	89
Tableau IV.02 : Valeurs du coefficient C	90
Tableau IV.03 : Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague	90
Tableau VI.04 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	94
Tableau VI.05 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage	94
Tableau IV.06 : Caractéristiques du noyau	95
Tableau IV.07 : Volume des recharges pour la variante terre homogène	97
Tableau IV.08 : Volume du Rip-Rap pour la variante terre homogène	97
Tableau IV.09 : Volume des recharges pour la variante terre zoné	98
Tableau IV.10 : Volume du Rip-Rap pour la variante terre zoné	98
Tableau IV.11 : Volume d'enrochements pour la variante enrochement a masque en béton... ..	98
Tableau IV.12 : Volume du masque en béton	99
Tableau IV.13 : Cout de différentes variantes de la digue	99
Tableau IV.14 : Caractéristiques de la variante retenue	100
Tableau IV.15 : Caractéristiques du Rip-Rap	100
Tableau IV.16 : Valeurs de D_5 , D_{17} , n_0 et n	103
Tableau IV.17 : Caractéristiques du noyau	103
Tableau IV.18 : Caractéristiques du prisme de drainage	105
Tableau IV.19 : Coordonnées de la parabole de Kozeny.....	106
Tableau IV.20 : Classification des barrages	109
Tableau IV.21 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage	109
Tableau IV.22 : Gradient admissible pour les fondations	110
Tableau IV.23 : Détermination du coefficient de sécurité	110
Tableau IV.24 : Valeurs des K_1 et K_2	112
Tableau IV.25 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles	115
Tableau IV.26 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	117

Tableau V.01 : Coordonnés du profil de Greager.....	123
Tableau V.02 : Récapitulatif des données de départ	128
Tableau V.02 : Calcul de la ligne d'eau	129
Tableau V.03 : Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation	131
Tableau V.04 : Coefficients de pertes de charge singulières	136
Tableau VI.01 : Symboles des opérations réalisées	149
Tableau VI.02 : Détermination des chemins critiques	150
Tableau VI.03 : Devis estimatif de la digue	151
Tableau VI.04 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue	151
Tableau VI.05 : Vidange de fond et prise d'eau	152

Liste des figures

Figure I.1 :Situation du projet de la retenue collinaire , Ech 1/1500	4
Figure I.2 :Morphologie du bassin versant, Ech 1/25000.....	5
Figure I.3 :Communes de la wilaya de BATNA : situation du projet de la retenue collinaire ...	6
Figure II.1 : Carte de zonage sismique du territoire national (l'adendda 2003)	14
Figure III.1 :Courbe hypsométrique	27
Figure III.2 : Répartition des courbes de niveaux du bassin versant	28
Figure III.3 :Profil en long du cours d'eau principal	36
Figure III.4 : Répartition mensuelle des précipitations	39
Figure III.5 :Ajustement à la loi de Gumbel	43
Figure III.6 :Ajustement à la loi de Galton	45
Figure III.7 :Intensité-Durée-Fréquence (IDF).....	48
Figure III.8 :Répartition mensuelle de l'apport.....	50
Figure III.9 :Répartition mensuelle de l'apport 80%	53
Figure III.10 :Hydrogrammes de crues	59
Figure III.11 :Hydrogramme de la crue projet pour une période de retour 100 ans	60
Figure III.12 :Courbes Hauteurs-Surface	62
Figure III.13 :Courbes Hauteurs-Capacité	63
Figure III.14 :Graphique d'exploitation.....	65
Figure III.15 : $q = f(H)$	73
Figure III.16 : $q = f(V)$	73
Figure III.17 :Courbe d'optimisation	81
Figure III.18 :Courbe des débits déversants	83
Figure III.19 :Hydrogramme des débits entrants et sortants	83
Figure IV. 1 :Coupe transversale d'une digue homogène	86
Figure IV.2 :Coupe transversale d'une digue zonée	87
Figure IV.3 :Barrage en enrochement avec masque en béton	87
Figure IV.5 : Clé d'étanchéité	103
Figure IV.6 : Tapis d'étanchéitéamont	104
Figure IV.7 : Schéma de calcul de la ligne de saturation	105

Figure IV.8 : Caractéristique de la ligne de saturation déterminée à partir du rapport	106
Figure IV.9 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius	111
Figure IV.10 : Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondeev.....	112
Figure V.1 : Evacuateur de crues à entonnement latéral.....	120
Figure V.2 : Profil Greager	123
Figure V.3 : Dimensions et géométrie du déversoir	124
Figure V.4 : Tracé du profil de la ligne d'eau	129
Figure V.5 : Différents types de ressaut hydraulique	130
Figure VI.1 :Exemple d'installations destinées au personnel	142
Figure VI.2 : Compacteur à pneus	143
Figure IV.3 : Compacteur à rouleaux	143
Figure IV.4 : Décapeuse automotrice	144
Figure IV.5 : Pelle hydraulique	145

Liste des planches

Planche n° 1 : Plan d'aménagement de la retenue collinaire sur Oued Hractaà Ouled Menaâ

Planche n°2 : Relevé géologique suivant l'axe de la retenue.

Planche n°3 : Coupe transversal de la retenue collinaire sur oued HractaW.BATNA avec détails.

Planche n°4 : Coupe transversal avec tracé de la ligne de saturation.

Planche n°5 : Calcul de stabilité des talus.

Planche n°6 : Profil en long de l'évacuateur avec détails.

Planche n°7 : Calcul de stabilité des talus, Cas : fin de construction

Planche n°8 : Planning de travaux d'exécution.

*INTRODUCTION
GENERALE*

Dès le début des années 2000, les pouvoirs publics ont décidé d'ériger la question de l'eau en priorité de premier ordre. Cette priorité s'est traduite par une forte impulsion de l'intervention de l'état sur le développement des infrastructures hydrauliques par l'accroissement du nombre des ouvrages de mobilisation tels que : barrages, transferts et retenues collinaires afin de sécuriser l'offre en eau pour l'alimentation en eau potable et l'irrigation.

Pour cela, la wilaya de Batna a bénéficié des projets de réalisation des retenues collinaires, parmi lesquels la retenue collinaire de Oued-Elma destiné à l'approvisionnement en eau pour l'irrigation des terres agricoles de la région.

Dans ce projet nous allons procéder à une étude de faisabilité de la retenue collinaire d'Oued-Elma destiné pour le rôle cité ci-dessous.

Le contenu du présent mémoire de fin d'études comprend huit chapitres. En premiers lieu, nous allons faire une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable. Par la suite, nous traiterons en détail les données pluviométriques et géomorphologiques pour le calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, nous terminerons par le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

Le chapitre IV a été consacré à l'analyse des variantes de digues dont le choix est en fonction de la disponibilité des matériaux dans la zone d'emprunts. Une étude détaillée de la digue et appuyée par des calculs de revêtements des talus, d'infiltration et de stabilité des talus a été réalisée.

Ensuite, nous ferons une étude des ouvrages annexes à savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, des ouvrages de vidanges et de prise d'eau.

Un dernier chapitre est dédié à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation et l'établissement du planning des travaux.

Chapitre : I

**PRESENTATION DU SITE
D'ETUDE**

I.1. Introduction

L'étude topographique a pour but de connaître les potentialités topographiques du site et établir les documents nécessaires pour l'étude du projet (cartes, plans et profils) qui permettent de déterminer les caractéristiques de la retenue et le lieu le plus convenable pour l'implantation de son axe.

I.2. Choix du site de la retenue

Le choix du site est influencé par plusieurs paramètres. Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrages sont les suivants :

- La topographie et les apports du bassin versant
- La morphologie de la vallée
- Les conditions géologiques et géotechniques
- Le contexte météorologique et le régime des crues.

Le site se trouve sur OUED HRAKTA dans la région d'OuledMenàa, commune d'Oued Elma à BATNA comme indiqué sur la carte d'état-major de la région de MEROUANA à l'échelle 1/25000.

Les coordonnées *Universal Transverse Mercator*(UTM) du site sont :

$$X = 775,45 \text{ km}$$

$$Y = 3946,83 \text{ km}$$

$$Z = 1120 \text{ m}$$

I.3. L'emplacement du site

La retenue collinaire est située à 1 km à vol d'oiseau du village d'OuledMenàa et à 4,7 km de la commune Oued Elma, l'une des communes de la wilaya de Batna, située au sud-ouest du chef-lieu de la wilaya. Elle est limitée au nord par la commune de El-Hassi et zanabidha, au sud par la commune de Oued chaaba et Hidoussa, et à l'est par la commune de Batna et seriana et à l'ouest par la commune de Merouana et Ksar Belezma. Sa superficie est de 196,14 km², son climat est très froid en hiver, chaud en été où la température atteint parfois 42 ° C.

La situation de la retenue est donnée sur la figure I.1 tirée à partir d'une photo satellite Google earth.



Figure I.1 : Situation du projet de la retenue collinaire ,Ech. 1/1500

I.4. Caractéristiques morphologiques

Le bassin versant de la retenue collinaire d'OuledMena a une superficie relativement importante. L'aspect morphologique général est celui d'un vallon en « V » dont les versants sont moyennement à fortement inclinés. Les phénomènes d'instabilités de terrain (glissement, solifluxion...etc.) sont absents car les formations géologiques de ce bassin versant sont à dominance calcaire et calcaire marneux figure (I.2).

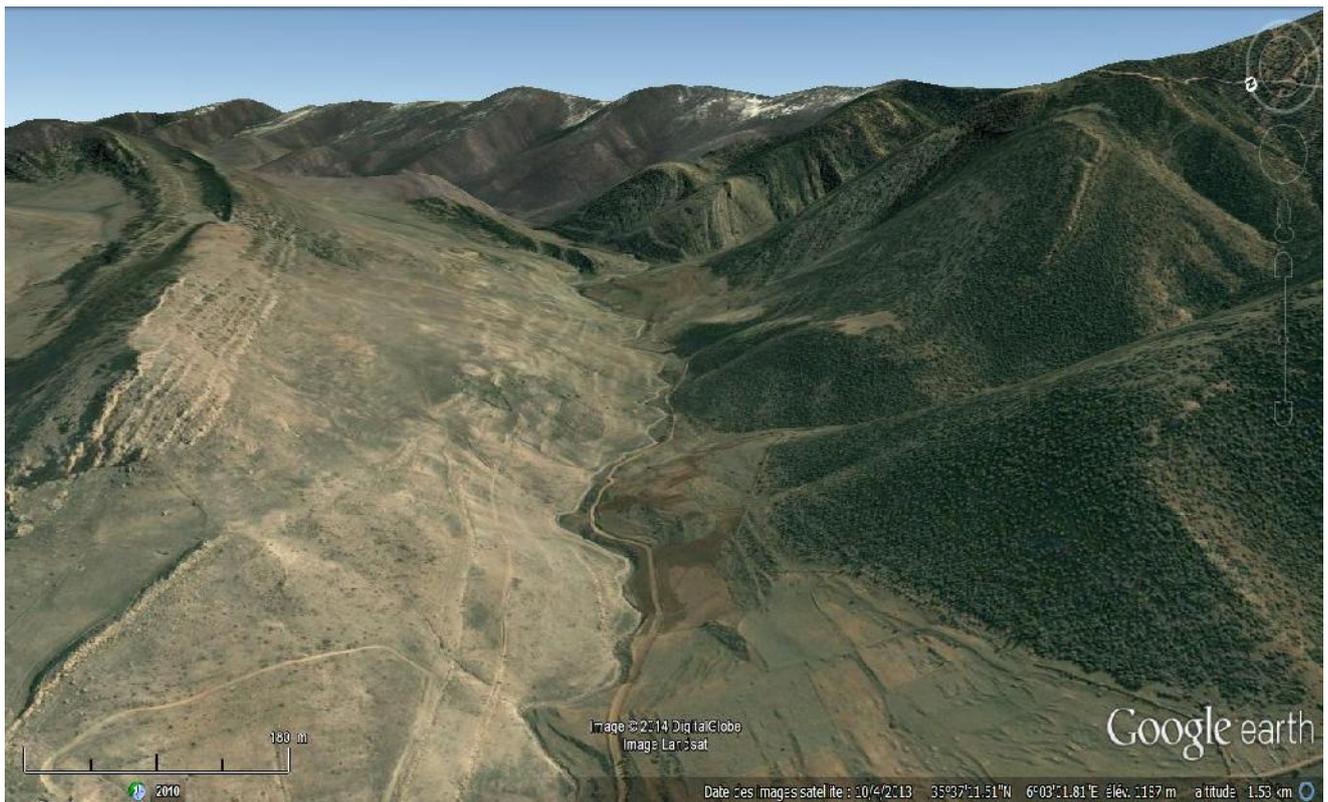


Figure I.2 :Morphologie du bassin versant ,Ech 1/25000

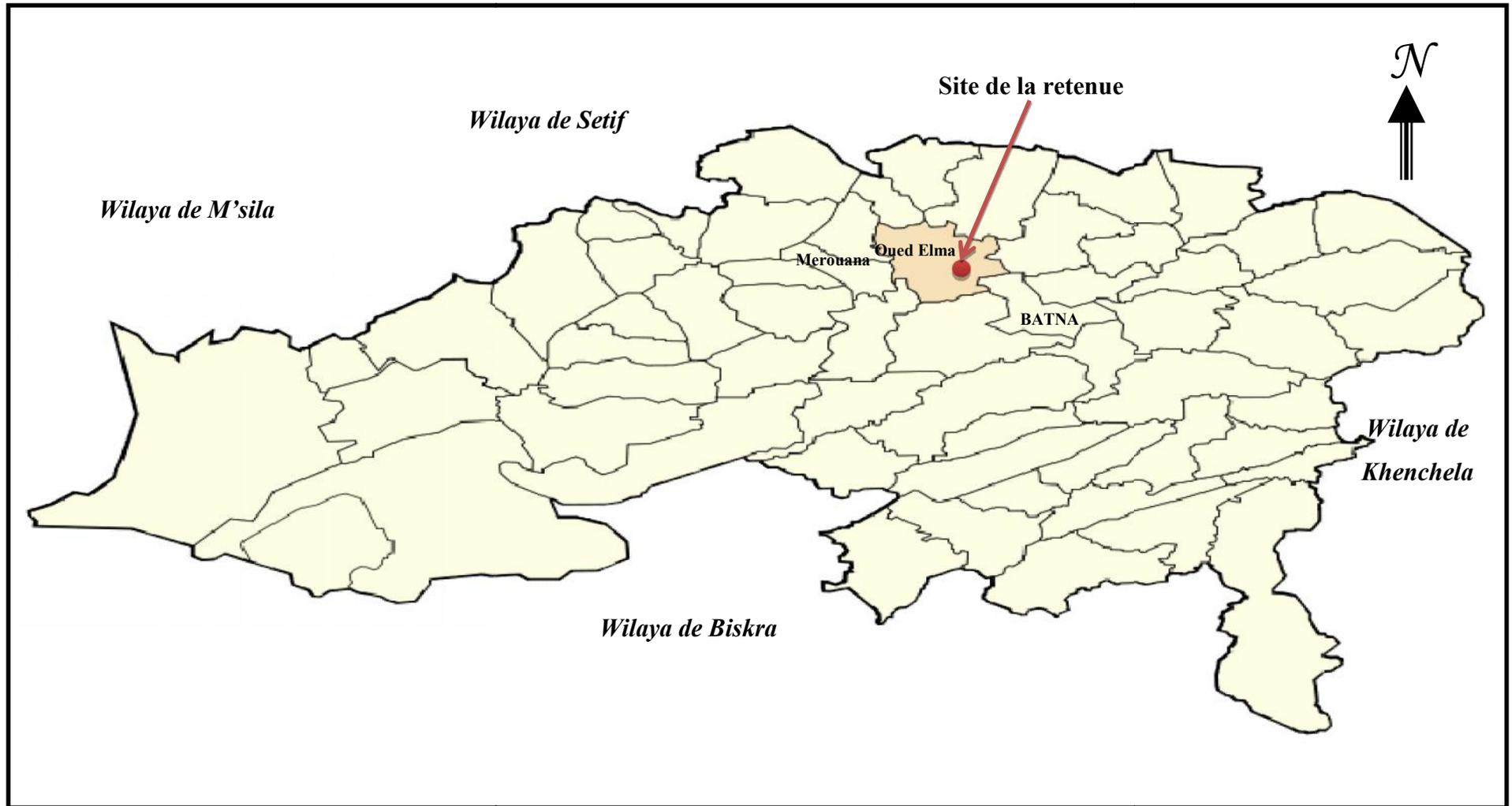


Figure I.3 :Découpage administratif des communes de la wilaya de BATNA et situation du projet

Chapitre : II

*ETUDE GEOLOGIQUE
ET
GEOTECHNIQUE*

II.1. Etude géologique

II.1.1. Introduction

L'Etude géologique traite en détail la géologie du site de la cuvette et de la zone d'emprunt; d'une nécessité vitale pour mener à bien le déroulement du projet et cerner toutes les contraintes qui entravent la faisabilité ou non de l'ouvrage. Pour ce faire on a fait ressortir les étapes qui sont ci-dessous.

II.1.2. Sismicité du site

Selon l'ADDENDA 2003 (additif) du règlement parasismique Algérien (RPA 99), la région de l'étude est classée « Zone II.a », ayant une faible sismicité.

Le coefficient sismique noté (a) définissant le coefficient de l'accélération de la pesanteur utilisé dans le calcul de stabilité des digues de barrages ou retenues collinaires peut être déterminé en fonction de l'accélération horizontale maximale notée (A) dépendant de la zone sismique et du degré d'usage de la structure.

Il est donné par la formule empirique $a = 2/3 A$, laquelle est basée sur les observations faites dans les zones à forte intensité sismique.

Notre site d'OuledMenaâ appartient au groupe d'usage n° 3 et dans la zone I, ces deux paramètres permettent de calculer le coefficient sismique :

$$a = 2/3 \times A \dots\dots\dots (II.1)$$

$$a = 2/3 \times 0,12 = 0,08$$

II.1.3. Géologie régionale

Les formations géologiques de la région d'oued El Ma appartiennent à deux grands ensembles structuraux distincts.

Au Nord, l'ensemble allochtone Sud – Sétifien, au Sud, le par autochtone et l'autochtone Aurésien. Les immenses affleurements carbonatés du Jurassique moyen –supérieur visibles au Nord et au Nord – Est de l'agglomération de oued El Ma appartiennent à l'unité de Djebel Mestaoua, celle –ci correspond à la frange méridionale de l'ensemble allochtone Sud-Sétifien.

Il s'agit d'un vaste entablement calcaire subhorizontal et dénudé incliné en pente douce vers le Nord et affecté par deux grandes failles orientées sensiblement Sud - Ouest - Nord -Est.

Le second ensemble par autochtone et autochtone Aurésien comprend la série renversée de Djebel Kern El Begnoun et le flanc Nord de l'anticlinal du Ravin bleu.

L'on y retrouve en effet à l'Est d'Oued El Ma une série renversée chevauchante vers le Sud une écaille à matériel Aurésien. Le contact est jalonné par du Miocène marin. Au Sud les formations du Jurassique moyen –supérieur et du Crétacé inférieur et moyen de l'anticlinal du Ravin bleu constituent les faciès du premier pli Aurésien.

II.1.4. Géologie du bassin versant

Le bassin versant de la retenue collinaire d'OuledMenaar présente dessous les formations récentes peu ou pas tectonisées du Quaternaire un empilement de deux unités structurales appartenant à l'ensemble par autochtone et Autochtone Aurésien : L'unité en série renversée du Kern El Begnoun et le flanc Sud du premier anticlinal Aurésien (anticlinal du Ravin bleu). Le contact anormal entre ces deux unités est souligné par les formations du Miocène marin. Le recouvrement est bien visible sur terrain. De haut en bas nous avons donc :

Q^t Quaternaire

Les terrains quaternaires correspondent à des glacis polygéniques nappant les reliefs, ils sont constitués d'un matériel clastique faiblement calibré et fragmenté vers le bas devenant plus anguleux et plus grossiers au voisinage des reliefs.

m Miocène marin

Le Miocène marin est discordant et transgressif. Les conglomérats de base à ciment calcaire sont polygéniques, leur font suite des argiles marneuses jaunâtres et des calcaires roux.

L'unité en série renversée du Kern EL Begnoun est représentée par les faciès suivants :

C²Turonien

Le Turonien est constitué par l'alternance de marnes et de calcaires à Hippurites. Sa puissance ne dépasse pas 150m en raison de la tectonique. A la base affleurent des calcaires en plaquettes.

C¹ Cénomanién

La série Cénomaniénne comprend deux éléments lithologiques, l'un marneux à la base l'autre calcaire au sommet.

Le flanc Nord du premier anticlinal Aurésien

(Anticlinal du Ravin bleu) est représenté de haut en bas par les faciès suivants :

n⁶⁻⁷ **Albien – Vraconien**

Les formations de l'Albien et du Vraconien ont été caractérisées avec certitude dans le ravin de la mechtatTiguernizine au pied Nord de Talmet. Elles affleurent également au niveau du site de la retenue d'oued Elma.

Dans ce ravin, au-dessus des couches sommitales de l'Aptien calcaire se développent 25 à 30m de bancs organo-détritiques roux, de grès roux en bancs métriques ou décimétriques avec des joints argileux beiges. Au-dessus, 15 à 20m de marnes gris – bleu recouvertes par 7 à 8 m de calcaires marneux et de marne. La série est interrompue vers le haut par la discordance Miocène.

n^{5bc} **Aptien**

La série Aptienne débute par une barre dolomitique de près de 30m d'épaisseur suivie par des dolomies en dalles, puis par des bancs variables en épaisseur de calcaires lités noir – bleuté, de calcaires marneux, de calcaires jaunes ocre. Au sommet de la série apparaissent des calcaires à Orbitolines et à Miliolites

II.1.5. Aperçu hydrogéologique du bassin versant

Les formations géologiques du bassin versant d'oued El Ma présentent des séries à dominante calcaire et marno – calcaire. Ces formations sont favorables à l'accumulation de l'eau. Les sources sont nombreuses et abondantes surtout sur le versant Nord de l'anticlinal du Ravin bleu (partie méridionale du bassin versant), ces sources alimentent en permanence le cours d'eau du bassin versant et ont permis l'installation du village d'oued El Ma.

II.1.6. Géologie du site de la retenue

Dans cette partie de la géologie du site de la retenue nous avons exploité les résultats des études précédentes que nous avons complétées par l'ensemble des informations obtenues à partir des fouilles exécutées à différents endroits de la cuvette et du site de la digue.

II.1.6.1. La géologie du site de la cuvette

La rive droite de la cuvette correspond à un terrain moyennement à fortement incliné. De haut en bas et d'amont en aval, les formations géologiques qui constituent ce versant correspondent d'abord à deux bandes rocheuses orientées Est-ouest et inclinées vers le Nord. La première bande située plus haut en amont du versant est formée de calcaires roux bien cimentés et organogène. La seconde bande rocheuse est située un peu plus en aval, elle est formée de conglomérats à ciment calcaire bien consolidé. Entre ces deux bandes rocheuses, la fouille AF1 de 4 mètres de profondeur a permis de reconnaître des argiles marneuses jaunâtres altérées, à partir de 1 mètre celles –ci deviennent de plus

en plus dures et compactes et se débitent en petits niveaux centimétriques. Les argiles marneuses et les deux bandes rocheuses situées de part et d'autre correspondent au faciès miocène.

En aval du versant droit de la cuvette et en contrebas de la bande rocheuse conglomératique, le talus de l'oued laisse apparaître un affleurement de près de 8 mètre d'épaisseur. Cette formation de base qui supporte les deux bandes rocheuses et les argiles marneuses sus-jacentes plonge également vers le Nord. Elle est formée d'une intercalation de calcaires marneux de 0,50 à 0,70 m d'épaisseur et de niveaux marneux de 0,20 à 0,40 m d'épaisseur, et correspond à la partie supérieure du faciès Albien-Vraconien. Cette formation est surmontée partiellement de produits alluvionnaires de faible épaisseur.

Au niveau de la rive gauche de la cuvette, les terrains sont faiblement inclinés par rapport à ceux de la rive droite, mais leur déclivité augmente progressivement d'aval en amont. Cette partie de la cuvette a été prospectée par 3 fouilles de 4 mètres de profondeur chacune : EF5, EF6, et EF7.

L'ensemble des sols rencontrés dans ces fouilles correspondent à des matériaux de remplissage d'une petite paléo vallée qui s'est formée durant le Quaternaire. Les formations marneuses et argilo – gréseuses du faciès Albien – Vraconien inférieur et moyen qui forment la base des calcaires marneux observés au niveau du talus droit de la cuvette ont été dans un premier temps fortement érodées, par la suite les produits d'érosion des reliefs du bassin versant sont venus se déposer dans cette paléo vallée (durant le Quaternaire). Ces matériaux de remplissage sont de deux natures :

Les niveaux de base sont grossièrement détritiques, ce sont des alluvions anciennes, nous les avons rencontrés à des profondeurs variables: à 1,50 m dans la fouille EF6 et à 1 m dans la fouille EF7. Ces niveaux de base sont formés d'alluvions caillouteuses à éléments grossiers et moyens (gros cailloux et petits blocs plus ou moins arrondis) emballés dans des limons – argileux humides peu perméables.

Les trois fouilles EF5, EF6 et EF7 montrent que les alluvions anciennes de base grossièrement détritiques sont surmontées de sols tendres dépourvus de blocs. Ce sont des argiles limoneuses rouge brique et marron plus ou moins humides et d'épaisseur variable.

II.1.6.2. Géologie du site de la digue

Au niveau du site de la digue le levé géologique et les fouilles exécutées (AF1, AF2 et AF3) indiquent que les terrains présentent les mêmes formations et les mêmes structures que celles de la cuvette. Il est à signaler cependant que l'intercalation des calcaires marneux et des marnes qui

affleurent au niveau du talus du versant droit de la cuvette, font défaut au niveau du site de la digue. Cette formation qui n'a été observée ni en surface ni rencontrée au niveau des fouilles a été à cet endroit fortement érodée pendant le Quaternaire, et ses différents niveaux généralement de faible compétence ont été substitués par des matériaux de remplissage de nature alluvionnaire.

II.1.7. Perméabilité des formations du site de la retenue

L'étude géologique des formations qui constituent le site de la retenue a permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

Les terrains Quaternaires qui correspondent aux matériaux de remplissage couvrent toute la rive gauche du site de la retenue et une partie de la rive droite. Ils comblent toutes les parties érodées d'une structure géologique orientée vers le Nord. Leurs épaisseurs sont vraisemblablement considérables. Les argiles limoneuses qui constituent la partie supérieure de ces matériaux présentent une perméabilité moyenne à faible. La formation de base grossièrement détritique (limon-argileux et des blocs) est apparemment épaisse, la proportion des éléments grossiers est beaucoup plus faible que celle du liant, ce niveau de base est humide et peu perméable.

Au niveau de la rive droite de la retenue, la première bande rocheuse située plus haut en amont du versant et les argiles marneuses sous-jacentes ne seront pas touchées par les eaux de la retenue. La deuxième bande rocheuse conglomératique située plus en aval est concernée par les eaux de la retenue. La carte géologique de MEROUANA au 1/50000 ne signale aucune faille au niveau de cette bande rocheuse et le levé géologique confirme cette constatation, cependant les petites diaclases et les fissures observées çà et là en surface de cette bande rocheuse peuvent être obstruées par une faible couche de ciment ordinaire.

L'intercalation de calcaire marneux et des marnes qui affleurent au niveau du talus du versant de la cuvette est de faible importance, la perméabilité de cette formation est moyenne à faible, et il est possible de la rendre négligeable en procédant à une obturation de ses fissures par une couche de ciment.

Les calcaires aptiens qui affleurent au Sud du site de la retenue et qui plongent également vers le Nord, constituent le substratum sur lequel reposent l'ensemble de formations géologiques du site de la retenue. Ces formations profondes fortement inclinées ne présentent aucun exutoire vers une vallée voisine d'une part, et d'autre les dépôts quaternaires de remplissage sont vraisemblablement épais et peuvent assurer un rôle d'écran d'étanchéité.

II.1.8. Stabilité des terrains du site de la retenue

La rive droite du site de la retenue correspond à un versant fortement incliné, ses formations géologiques qui plongent vers le Nord sont à dominante calcaire et marno – calcaire, de ce fait les conditions de stabilité sont assurées, et il n’y a aucun problème de glissement ou d’écroulement.

La rive gauche du site de la retenue est un versant faiblement à moyennement incliné, ses formations géologiques correspondent à des matériaux de remplissage épais grossièrement détritiques à la base et argilo –limoneux en surface.

L’aspect morphologique est stable et il n’y a aucun indice de glissement de terrain.

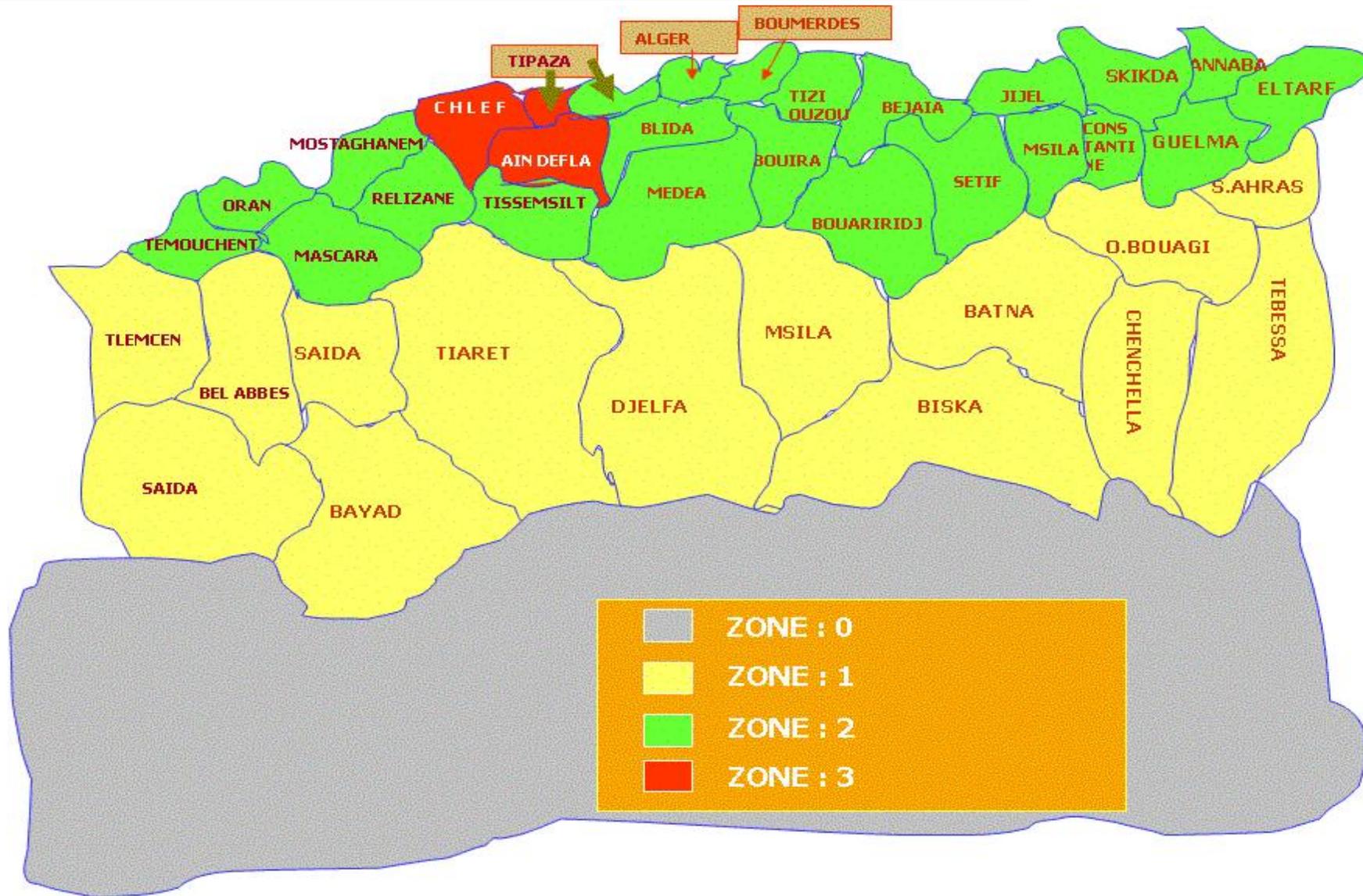


Figure II.1 : CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL (l'ADENDDA 2003)

II.2. Etude géotechnique

II.2.1. Introduction

Ce volet traite en détail tous les paramètres géotechniques.

II.2.2. Travaux de reconnaissance

L'étude des caractéristiques géotechniques des sols de fondation de la digue, et celles des matériaux de construction a nécessité une prospection directe des terrains par la réalisation d'un ensemble de fouilles à la pelle mécanique.

II.2.2.1 Au niveau du site de la retenue

La prospection a été réalisée par le creusement de 3 fouilles de 4 mètres de profondeur chacune. 3 échantillons de différents types de sols ont été analysés au laboratoire afin de déterminer leur caractéristiques physico mécaniques

II.2.2.2. Au niveau des zones d'emprunt

La prospection a été effectuée sur 2 parcelles de terrains différents constituées de 2 types de matériaux différents Dans ces zones d'emprunt nous avons réalisé 4 fouilles aux pelles mécaniques ayant chacune 4 mètres de profondeur. 4 échantillons ont été prélevés pour subir des essais et des analyses géotechniques de laboratoire.

II.2.3. Essais de laboratoire

II.2.3.1. Type d'essais

Les essais géotechniques ont été réalisés par le laboratoire selon un programme. Les normes utilisées et les modes opératoires des essais sont les suivants :

- a. Les essais physiques d'identification et de classification ont été réalisés selon la norme standard de l'E.T.P.E découlant des normes (A.S.T.M).
- b. Les essais de « proctor normal » pour l'évaluation des caractéristiques géotechniques des matériaux de la digue sur la portion de particules de diamètre inférieur à 4 mètres sous une énergie de compactage de 600 Km / m².
- c. Les essais de compressibilité à l'odomètre et n'a pas pu être réalisé pour des raisons d'absence de mottes ou d'impossibilité de taillage selon les modalités normatives, nous avons utilisé alors des abaques et des formules corrélatives afin de déduire et d'interpréter le comportement géotechnique des sols en question.

d. Essais in situ

Deux (02) essais de perméabilité de type Lefranc, pour chaque sondage.

Les profondeurs des essais seront fixées sur le site, lors du fonçage.

Deux (02) essais de type Lugeon, pour chaque sondage au cas où un substratum rocheux est rencontré en cours de sondage. Les profondeurs des essais seront fixées sur le site lors du suivi.

II.2.4. Résultats des essais de laboratoire et leur interprétation**II.2.4.1 Terrains de fondation de la digue**

La rive droite du site de la digue présente deux bandes rocheuses orientées Est-ouest et inclinées vers le Nord. Entre ces deux bandes rocheuses s'intercalent des argiles marneuses jaunâtres(AF1), l'ensemble de ces formations représente le miocène marin. La partie médiane et la rive gauche du site de la digue sont formées de matériaux de remplissage de nature argilo limoneuse en surface et renfermant plus de cailloux et de blocs en profondeur (AF2 et AF3).

A. Les caractéristiques géotechniques des sols de fondation de la digue**❖ Caractéristiques physiques**

Les résultats de l'analyse granulométrique et sédimentométrique sont les suivants :

Grain de diamètre inférieur à 80 μ -----	(60% - 95 %)
Grain de diamètre supérieur à 2 mm-----	(1% - 15%)
Grain de diamètre compris entre 2 mm – 0,2 mm-----	(1% - 5%)
Grain de diamètre compris entre 0,2 mm - 0,02 mm -----	(31% - 49%)
Grain de diamètre compris entre 0,02 mm – 0,002 mm -----	(9% - 52%)
Grain de diamètre inférieur à 2 μ -----	(16% - 29%)

Les valeurs des limites d'Atterberg. :

Limite de liquidité W_L (31,78 – 44,15).

Limite de plasticité I_p (13,30 – 22,99).

❖ Caractéristiques mécaniques**• Les paramètres de cisaillement**

Pour l'évaluation de la portance du sol ou une éventuelle étude de stabilité de la digue, nous avons réalisé des essais de cisaillement rectiligne à la boîte de CASAGRANDE qui ont donné les résultats suivants :

$$\begin{aligned} \text{Angle de frottement interne} & \text{----- } \varphi_{uu} = 17,71^\circ - 21,20^\circ \\ \text{Cohésion} & \text{----- } C_{uu} = (2,1 - 2,6) \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

❖ Analyses chimiques

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur les sols de fondation de la digue sont les suivants :

Teneur en insoluble :	49,9% - 66%
Teneur en carbonate :	31,50%- 47,24%
Teneur en gypse :	sous forme de traces

Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les sols de fondation de la digue

Les sols de fondation du site de la digue appartiennent selon la classification : Unified Soil Classification System (U.S.C.S) au groupe des argiles peu plastiques (AP).

L'examen des courbes granulométriques permet de constater que les grains de faibles dimensions représentent des pourcentages élevés, c'est donc le caractère fin des sols qui prédomine. D_{max} de faibles dimensions, les passants à 2mm sont supérieurs à 70%, les passants à 0,1mm dépassant largement 35 %.

Les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion dénotent une bonne résistance au cisaillement des sols de fondation du site de la digue.

Les résultats des analyses chimiques montrent que le taux des carbonates est de l'ordre de 47%, celui des silicates est de 66%, donc il y a une tendance beaucoup plus vers les argiles que vers les marnes. Le gypse est représenté par des traces. Les sols de fondation de la digue sont donc de nature argileuse à argileux marneuse.

II.2.4.2. Matériaux de construction de la digue

L'investigation géologique et géotechnique a permis de localiser deux zones d'emprunt (voir levé géologique).

A. Zone d'emprunt n° 1

Elle est située sur le versant droit de la cuvette et limitée de part et d'autre par les deux bandes rocheuses. Lithologiquement cette zone est constituée d'argile et d'argile marneuse altérée en surface et bien compactée en profondeur.

Les matériaux de cette zone seront destinés à la confection du noyau et le tapis d'argile sous l'emprise de la digue. Cette zone peut couvrir largement le volume nécessaire. Dans cette zone nous avons effectué une fouille (EF1).

Les caractéristiques géotechniques des sols de la zone d'emprunt n° 1

❖ Caractéristiques physiques

Les résultats de l'analyse granulométrique et sédimentométrique sont les suivants :

Grain de diamètre inférieur à 80 μ -----	92%
Grain de diamètre supérieur à 2 mm -----	1%
Grain de diamètre compris entre 2mm et 0,2mm -----	1%
Grain de diamètre compris entre 0,2mm et 0,02 -----	27%
Grain de diamètre compris entre 0,02mm et 0,002 -----	48%
Grain de diamètre inférieur à 2 μ -----	24%

Les valeurs des limites d'Atterberg.

Limite de liquidité -----	37,89
Indice de plasticité -----	18,57

❖ Caractéristiques mécaniques

• Les paramètres de cisaillement

Pour l'évaluation de la portance du sol ou une éventuelle étude de stabilité de la digue, nous avons réalisé des essais de cisaillement rectiligne à la boîte de CASAGRANDE qui ont donné les résultats suivants :

Angle de frottement interne -----	$\phi_{uu} = 19,12^\circ$
Cohésion -----	$C_{uu} = 2,4 \text{ t/m}^3$

• Essai Proctor normal

Les paramètres de compactage des sols de la fouille EF1 selon l'essai « proctor normal » sont les suivants :

Teneur en eau optimale W_{opt} : **13,5%**

Densité sèche optimale $\delta_{d opt}$: **1,84 t/m³**

❖ Analyse chimiques

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur les sols de la zone d'emprunt n° 1 sont les suivants :

Teneur en insoluble : **52,3%**

Teneur en carbonate : **43,31%**

Teneur en gypse : **sous forme de traces**

Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur la zone d'emprunt n° 1

Les sols de la zone d'emprunt n° 1 appartiennent selon la classification : Unified Soil Classification System (U.S.C.S) au groupe AP (argile minérale peu plastique).

Nous pouvons constater d'après les courbes granulométriques que les D_{max} sont de faibles dimensions et que les pourcentages granulométriques sont élevés au niveau des tamis à petites mailles, ceci témoigne du caractère fin des sols de la zone d'emprunt n° 1.

Les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion permettent de s'assurer que les sols de la zone d'emprunt n° 1 possèdent une résistance au cisaillement satisfaisante.

La valeur moyenne de l'indice de compression C_C des sols de la zone d'emprunt n° 1 est de : $C_C=0,22$. Les sols de la zone d'emprunt n° 1 sont donc moyennement compressibles.

L'essai « Proctor normal » permet de constater que la teneur en eau optimum présente une valeur plus ou moins importante, et la densité sèche optimum à une valeur assez élevée. Les sols argileux de la zone d'emprunt n° 1 qui sont destinées à former le noyau de la digue doivent subir un compactage dont le taux sera compris entre 95% et 100% du Proctor normal.

Les résultats des analyses chimiques montrent que le taux des carbonates est de l'ordre de 43%, celui des silicates dépasse 52%, il s'agit donc des argiles à faibles proportion de marne. Le gypse se trouve sous forme de traces

B. Zone d'emprunt n° 2

Cette zone est située au milieu de la cuvette à 80 m à peu près du site de la digue. Les sols sont formés de limons argileux et graveleux renfermant en profondeur des galets et de petits blocs. Ces matériaux seront utilisés pour les recharges amont et aval de la digue.

Dans cette zone nous avons réalisé 3 fouilles de 4 mètres de profondeur chacune (EF5, EF6, EF7).

Les caractéristiques géotechniques des sols de la zone d'emprunt n° 2

❖ Caractéristiques physiques

Les résultats de l'analyse granulométrique et sédimentométrique sont les suivants :

Grain de diamètre inférieur à 80 μ -----	62 %
Grain de diamètre supérieur à 2 mm -----	16%
Grain de diamètre compris entre 2mm – 0,2 mm -----	4%
Grain de diamètre compris entre 0,2mm – 0,02mm -----	32%
Grain de diamètre compris entre 0,02mm – 0,002mm -----	11%
Grain de diamètre inférieur à 2 μ -----	36%

Les valeurs des limites d'Atterberg :

Limite de liquidité $W_L = 60,52\%$

Limite de plasticité $I_P = 28,66$

❖ Caractéristiques mécaniques

• Les paramètres de cisaillement

Pour l'évaluation de la portance du sol ou une éventuelle étude de stabilité de la digue, nous avons réalisé des essais de cisaillement rectiligne à la boîte de CASAGRANDE qui ont donné les résultats suivants.

Angle de frottement interne-----	$\varphi_{uu} = 16,23^\circ$
Cohésion -----	$C_{uu} = 2,9 \text{ t/m}^3$

• Essai Proctor normal

Les paramètres de compactage des sols de la fouille EF1 selon l'essai « proctor normal » sont les suivants :

Teneur en eau optimale $W_{opt} : 28,18 \%$

Densité sèche optimale $\delta_{d \text{ opt}} : 1,59 \text{ t/m}^3$

❖ Analyses chimiques

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur les sols de la zone d'emprunt n° 2 sont les suivants :

- Teneur en insoluble : (86,4% - 87,6%)
- Teneur en carbonate : (10,24% - 11,81%)
- Teneur en gypse : sous forme de traces

Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur la zone d'emprunt n° 2

Les sols qui constituent la partie superficielle de la zone d'emprunt n° 2 forment également la matrice des éléments caillouteux et graveleux de sa partie inférieure. Ces sols appartiennent selon la classification : Unified Soil Classification System (U.S.C.S) au groupe des argiles limoneuses très plastiques (sol moyennement argileux).

L'examen de la courbe granulométrique des sols de la fouille EF5 qui appartient à la zone d'emprunt n° 2 permet de constater, d'une part que les D_{max} ont des dimensions de gros sable et de sable fin, et d'autre part, que les pourcentages granulométriques au niveau des tamis à petites mailles sont généralement peu importants.

Les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion des sols de la fouille EF5 indiquent que les sols de la zone d'emprunt n° 2 possèdent une résistance au cisaillement modéré.

L'indice de compression est évalué par l'essai oedométrique, $C_c = 0,45$. Les sols de la zone d'emprunt n° 2 sont donc compressibles.

Les résultats des analyses chimiques montrent que le taux des carbonates est faible 11,81 %, celui des silicates est élevé 87%, il s'agit donc d'une argile marneuse. Le gypse se trouve sous forme de traces.

II.2.5. Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue

Tableau II.01 : caractéristiques géotechniques de la zone d'emprunt

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES	UNITE	ZONE D'EMPRUNT N°:1	ZONE D'EMPRUNT N°:2
Densité de construction (δ_{const})	t/m ³	1,84	1,59
Densité de saturation (δ_{sat})	t/m ³	2,13	1,88
Teneur en eau o.p.t Const (W _{o.p.t})	%	13,5	24,18
Teneur en eau de saturation (W _{sat})	%	18,5	34,4
Angle de frottement interne (ϕ_{UU})	(°)	19,12	16,23
Cohésion (C _{UU})	t/m ²	2,4	2,9
Angle de frottement effectif (ϕ')	(°)	20,65	13,78
Cohésion effective (C')	t/m ³	1,08	1,30
Pression de consolidation (P _c)	bars	3,27	2,4
Coefficient de compressibilité (C _C)	/	0,22	0,45
Coefficient de gonflement (C _g)	%	8	7,2
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	4x10 ⁻⁸	4x10 ⁻⁶

Tableau II.02: Caractéristiques géotechniques du terrain de fondation de la digue

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES	UNITE	VALEUR
Densité de saturation (δ_{sat})	t/m ³	2,01
Angle de frottement interne (ϕ_{UU})	(°)	18,77
Angle de frottement effectif (ϕ')	(°)	18,09
Cohésion (C _{UU})	t/m ³	2,4
Cohésion effective (C')	t/m ³	1,08
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	4x10 ⁻⁸

II.3. Conclusions et recommandations

A l'issue de cette étude géologique et géotechnique nous pouvons émettre les conclusions suivantes :

Les terrains concernés par la future retenue collinaire à OuledMenaâ sur « Oued El –Hrakta » sont formés de deux types de matériaux différents.

Les formations de la rive droite qui plongent franchement vers le Nord sont à dominante calcaire, marnes et marno-calcaire. Elles sont peu ou pas fissurées et ne présentent aucun exutoire vers une vallée voisine, donc la perméabilité de la rive droite est assurée. La partie médiane et la rive gauche des terrains de la retenue sont dominées par des matériaux Quaternaires de remplissage très épais. Le substratum commun de l'ensemble des formations est très profondes, ses strates carbonatées visibles au Sud du site de la retenue sont fortement inclinées vers le Nord, et bien recouvertes par les dépôts épais de remplissage qui assurent alors un rôle d'écran d'étanchéité.

Les terrains de fondation de la digue auront une bonne capacité portante, une résistance au cisaillement satisfaisante, et une perméabilité rassurante.

Les interventions proposées sur les terrains de fondation consistent en un débroussaillage et un décapage de la couche végétale superficielle et des terrains fortement altérés sur une épaisseur de l'ordre de 0,5 mètres. Une tranchée d'ancrage sera ensuite réalisée jusqu'à ce que la fondation imperméable soit atteinte. Cette tranchée d'ancrage sera liée au dispositif d'étanchéité et sera réalisée sur l'axe de la digue ou légèrement en amont de celui-ci. On s'assurera, dans tous les cas, que la couverture du remblai imperméable au-dessus de la tranchée est suffisante.

Parmi les interventions que nous proposons également c'est le tapis imperméable amont, celui-ci doit être lié à la partie imperméable du corps de la digue ou à son dispositif d'étanchéité.

Le tapis et la tranchée de drainage d'aval sera utilisé pour réduire la valeur de la sous – pression dans les fondations, collecter les eaux d'infiltration, empêcher le transport des parties fines du remblai ou de la fondation.

Chapitre : III

ETUDE HYDROLOGIQUE

III.1. Introduction

L'étude hydrologique a pour but de déterminer les caractéristiques hydrologiques nécessaires à l'étude d'un aménagement hydraulique à savoir la retenue collinaire sur l'oued Hrakta au niveau de la commune d'Oued-Elma.

Les caractéristiques essentielles sont:

- Les caractéristiques physiques et hydrographiques.
- Les caractéristiques climatologiques.
- Les précipitations.
- Les apports liquides.
- Les Apports solides.
- Les crues et leurs caractéristiques.

III.2. Caractéristiques hydromorphométrique du bassin versant

III.2.1. Définition du bassin versant

Le bassin versant est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par le cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite.

III.2.2. Caractéristiques morpho métriques

III.2.2.1. Paramètres géométriques

Les travaux effectués sur la carte d'état-major de l'Est algérien à l'échelle 1/200000 en délimitant les lignes de crêtes bordantes le bassin et ne traversant le cours d'eau qu'au droit du barrage nous, a permis de délimiter le bassin versant de l'Oued Hrakta et de calculer ses caractéristiques morpho métriques.

A. Surface du bassin

La surface délimitant le bassin versant par la ligne de crête est égale à :

$$S = 19,61 \text{ km}^2$$

B. Périmètre du bassin

Le périmètre est la longueur, exprimée en km est égal,

$$P = 20,44 \text{ km}$$

C. Longueur du talweg principal

C'est la longueur du cours d'eau principal dans le bassin versant

$$L = 8,81 \text{ km}$$

III.2.2.2. Paramètres de forme

A. Indice de compacité de Graveluis

$$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} \cdot 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec :

- **P** : périmètre du bassin versant (Km)
- **S** : surface du bassin versant (Km²)
- **K_c**: indice de Gravelius

$$K_c = 1,29$$

L'indice de compacité de Gravelius a ainsi été évalué à $K_c = 1,29 > 1$. Le bassin versant général est donc plutôt de forme allongée, ce qui permet de se faire une idée sur le débit de pointe : l'hydrogramme de crue est de forme amortie.

B. Coefficient d'allongement

Ce coefficient est donné par la relation suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (III.2)$$

Avec :

- **L** : la longueur du talweg principal (Km).
- **S** : la superficie du bassin versant (Km²).

$$C_a = 3,96$$

III.2.2.3. Paramètres de relief

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est étudié par les courbes de niveau et la courbe hypsométrique.

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

Notre but recherché est la détermination de la classe du relief

A. Courbe hypsométrique

Tableau III.01 : Répartition en % de la surface élémentaire

Altitude (m)	H_i (m)	S_i [Km ²]	S_i [%]	S cumulée [Km ²]	S cumulée [%]
1800 a 1825	1812.5	0.048	0.245	0.048	0.245
1700 a 1800	1750	1.38	7.037	1.428	7.037
1600 a 1700	1650	2.16	11.015	3.588	18.052
1500 a 1600	1550	3.7	18.868	7.288	36.920
1400 a 1500	1450	6.85	34.931	14.138	71.851
1300 a 1400	1350	3.83	19.531	17.968	91.382
1200 a 1300	1250	1.29	6.578	19.258	97.960
1125 a 1200	1162.5	0.35	1.785	19.608	100

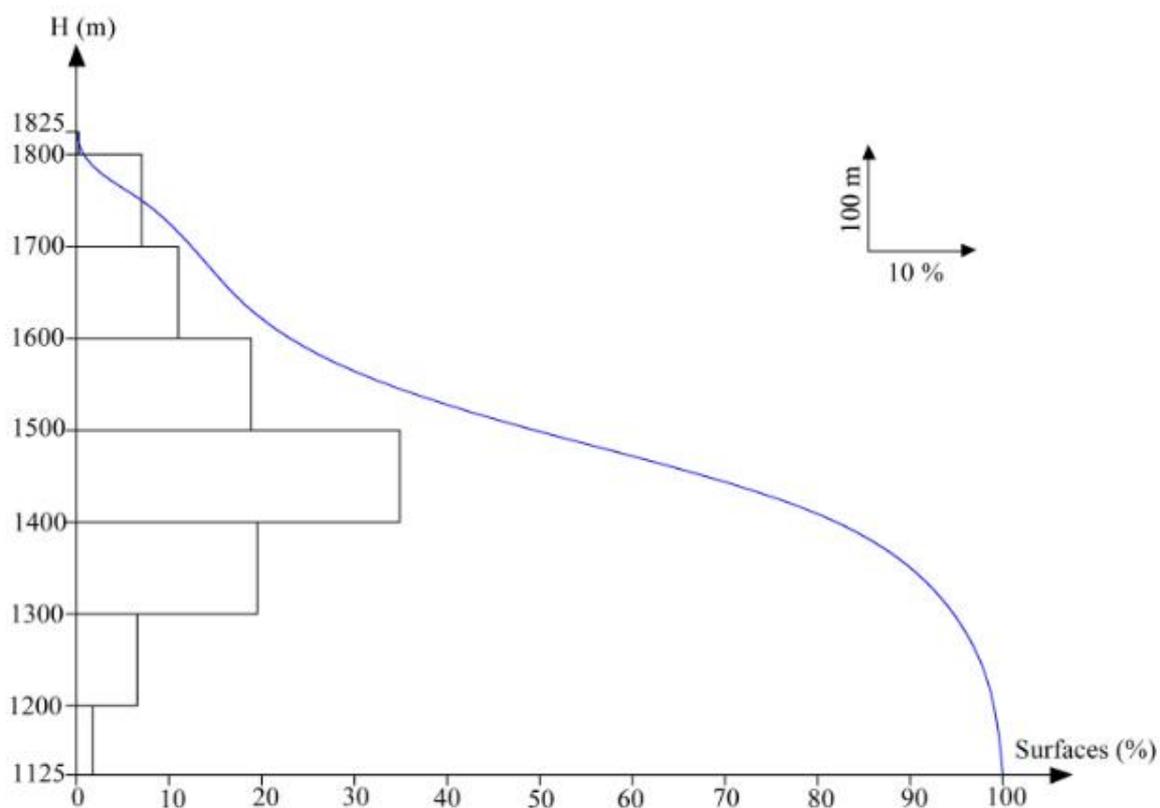


Figure III.1 : Courbe hypsométrique

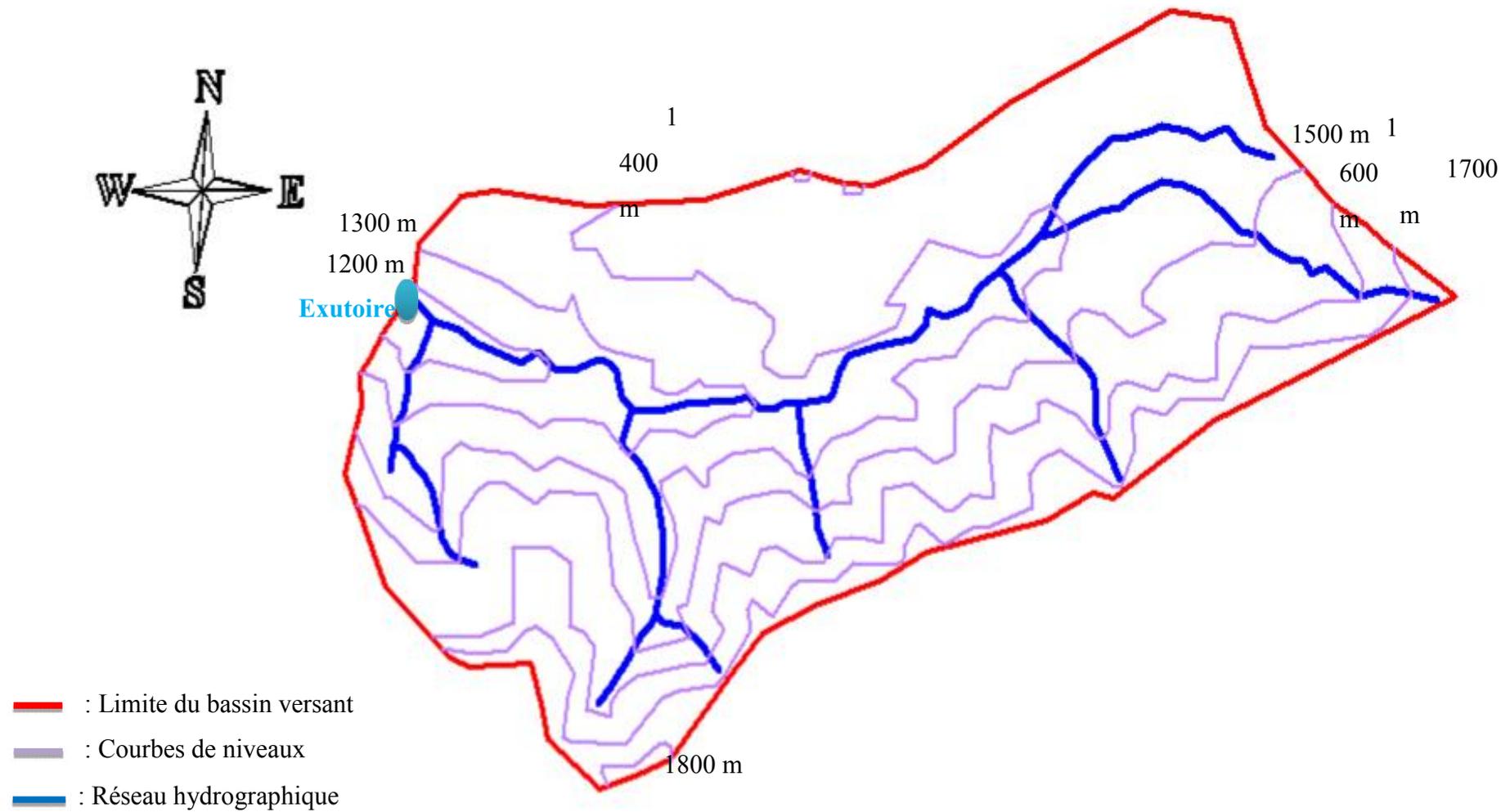


Figure III.2 : Répartition des courbes de niveaux du bassin versant

B. Les altitudes caractéristiques❖ **L'altitude moyenne :**

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

Avec:

- **S_i** : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²)
- **H_i** : altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en (m)
- **S** : superficie du bassin versant (Km²)

$$H_{moy} = 1427,48 \text{ m}$$

❖ **L'altitude médiane :**

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%.

$$H_{50\%} = 1523,55 \text{ m}$$

❖ **L'altitude à 95% :**

$$H_{95\%} = 1294,61 \text{ m}$$

❖ **L'altitude à 5% :**

$$H_{5\%} = 1781,78 \text{ m}$$

C. La pente moyenne du bassin versant

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots\dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec :

- **ΔH** : Dénivelée (m).
- **li** : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2,3...n.
- **S** : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau III.02 :Longueurs des courbes de niveaux

n°	Courbes de niveau (m)	ΔH (m)	Longueur (km)
1	1800	100	3,2
2	1700		7,2
3	1600		15
4	1500		35
5	1400		30
6	1300		40
7	1200		18

$$I_m = 0,2867 = 28,67 \%$$

D. Indice de pente

❖ **Indice de pente globale I_g**

$$I_g = \frac{D}{L} = (H_{5\%} - H_{95\%}) / L \dots\dots\dots (III.10)$$

Avec :

- **D** : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ en (m).
- **L** : Longueur du rectangle équivalent en (Km).
- **$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$** : sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

$$I_g = 6,41 \%$$

❖ **Indice de pente moyenne I_m**

$$I_m = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (III.11)$$

$$I_m = 8,64 \%$$

❖ **Indice de pente de ROCHE I_p**

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1} .il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i} (H_i - H_{i-1}) \dots\dots\dots (III.12)$$

$$I_p = 1,23 \%$$

III.2.3. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

III.2.3.1. Densité de drainage

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

Avec :

- $\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 66.37 Km.
- S : Superficie du bassin versant en (Km²).

$$D_d = 3,38 \text{ km./km}^2$$

III.2.3.2. Densité du thalweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.14)$$

- N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1 = 8$.
- S : Superficie du bassin versant.

$$F_1 = 0,42 \text{ thalweg/km}^2$$

III.2.3.3. Coefficient de torrentialité

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III.15)$$

$$C_t = 0,53 \text{ Km}^{-3}$$

III.2.3.4. La pente moyenne du cours d'eau principale

$$I_{cp} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (III.16)$$

- ΔH : La dénivelée entre deux points suffisamment éloignés
- ΔL : la longueur qui sépare les deux points

$$I_{cp} = \frac{1757-1168}{6,87} = 85,73 \text{ m/km}^2$$

III.2.3.5. Temps de concentration

La surface du bassin est supérieure de 10 km², donc nous allons utiliser la formule de Ventura

$$t_c = 76,3 \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{cp} \cdot 100}} \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec:

- **S** : Surface du bassin versant (km²)
- **I_{cp}**: pente moyenne du cours d'eau principal.

$$T_c = 2 \text{heurs}$$

III.2.3.6. Vitesse de ruissellement

$$V_r = \frac{L_t}{T_c} \dots\dots\dots (III.18)$$

- **L_t** : Longueur du talweg principal en km.
- **T_c**: Temps de concentration en h

$$V_r = 4,24 \text{ km/h}$$

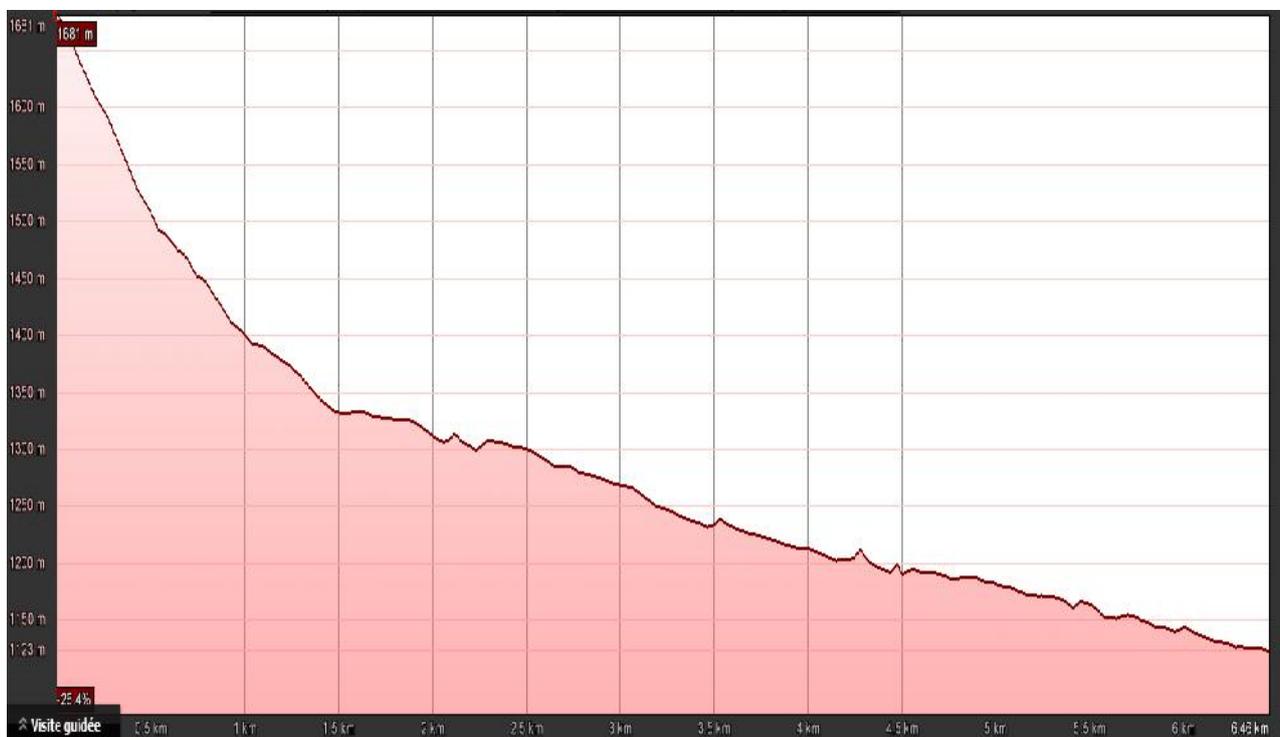


Figure III.3 : Profil en long du cours d'eau principal

Tableau III.03 : Paramètres physico-morphométriques du bassin versant.

<i>Désignation</i>	<i>unité</i>	<i>Sym.</i>	<i>Qté</i>
Surface	Km ²	S	19,61
Périmètre du bassin	Km	P	20,44
Longueur du talweg principale	L	km	8,81
Indice de compacité de Gravelius	***	K _G	1,29
Coefficient d'allongement	***	Ca	3,96
Longueur du rectangle équivalent	L _r	Km	7,6
largeur du rectangle équivalent	l _r	Km	2,62
Altitude maximale	m	H _{max}	1825
Altitude minimale	m	H _{min}	1125
Altitude moyenne	m	H _{moy}	1427,48
Altitude médiane	m	H _{méd}	1523,55
Indice de pente globale	%	I _g	6,41
Indice de pente de roche	%	I _p	1,23
Indice de pente moyenne	%	I _{pm}	8,64
Pente moyenne du bassin versant	%	I _m	28,67
Densité de drainage	Km/km ²	D _d	3,38
Pente moyenne du cours d'eau	m/km ²	I _{cp}	0,0857
Densité hydrographique	Km ⁻²	F	0,56
Longueur du cours d'eau principale	Km	L _{cp}	6,87
Temps de concentration	Heures	T _c	2
Vitesse de ruissellement	Km/heures	V _r	4,24

III.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant

III.3.1. Température

Tableau III.04 : Répartition mensuelle de la température.

<i>Mois</i>	Sep	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	juin	juill	Août	Totale
<i>T (°C)</i>	5.73	6.49	10.05	13.57	17.9	23.73	27.58	26.72	21.3	17	10.62	6.6	187.29
<i>T (%)</i>	3.06	3.47	5.37	7.25	9.56	12.67	14.73	14.27	11.37	9.08	5.67	3.52	100

Source ANRH

Température moyenne annuelle = 15,61 °C

III.3.2. La vitesse du vent

Tableau III.05 :Répartition mensuelle de la vitesse du vent

Mois	Sep	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Août	Totale
vent (m/s)	2.95	3.51	3.44	3.48	3.48	3.63	3.79	3.83	3.32	3.23	3.11	3.01	40.78
vent (%)	7.23	8.61	8.44	8.53	8.53	8.90	9.29	9.39	8.14	7.92	7.63	7.38	100

Source ANRH

Vitesse moyenne annuelle du vent = 3,39 m/s

III.3.3. L'évaporation

L'évaporation est mesurée à l'aide de l'évaporimètre. L'évaporation moyenne annuelle retenue est de 2094,9 mm, comme nous le remarquons dans le tableau III.06 ci-dessous. Elle est minimale durant les mois d'hiver (décembre, janvier et février), tandis qu'elle est maximale en mois d'été (juin, juillet et août)

Tableau III.06 :Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Août	Totale
E (mm)	197,7	149,9	91,7	81,8	83,7	88,3	123,8	150,0	193,4	255,9	357,4	321,3	2094,9

Source ANRH

Evaporation moyenne annuelle = 2094,9 mm

III.3.4. Les précipitations

La station pluviométrique d'Oued Elma est la station la plus proche du site de la retenue, les coordonnées figurent dans le tableau suivant.

Tableau III.07 :Code et coordonnées de la station d'Oued Elma

La station	Code	X (km)	Y (km)	Z (m)
OUED EL MA	51203	798.25	256.75	1001

Source ANRH

Nous disposons d'une série d'observations pluviométriques de la station d'Oued ELma. Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 30 années allant de 1982 à 2011.

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le Tableau III.08

Tableau III.08 :Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations

Mois	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Totale
Pm (mm)	32.92	29.19	28.15	40.45	35.79	28.29	36.28	36.10	39.92	19.84	1.93	10.51	338.97
Pm (%)	9.71	8.61	8.31	11.93	10.56	8.34	10.70	10.65	11.78	5.85	0.57	3.10	100

Source ANRH

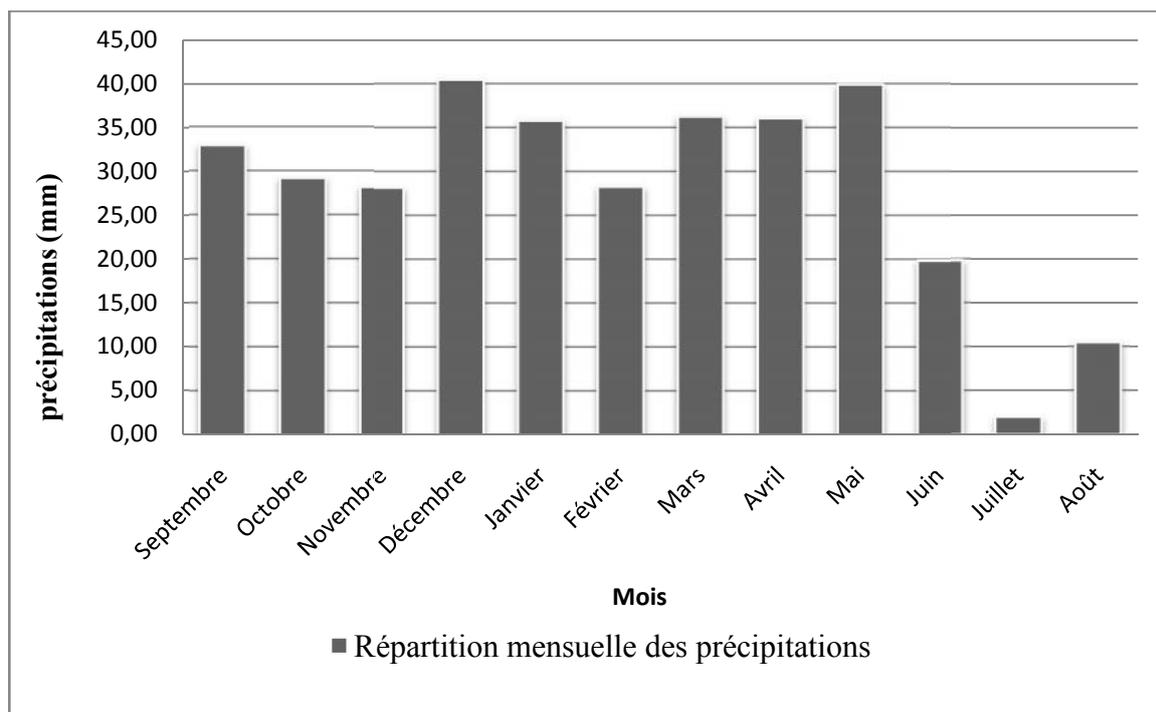


Figure III.4 : Répartition mensuelle des précipitations

Les caractéristiques pluviométriques de la région sont comme suit :

Tableau III.09 : Les caractéristiques pluviométriques de la région

Pluie moyenne annuelle (mm)	Exposant climatique b
338,97	0,32

III.4. Etude des précipitations

III.4.1. Les précipitations maximales journalières

Les pluies maximales journalières ($P_{\max j}$) de fréquences (ou période de retour) rares sont génératrices de crues exceptionnelles contre lesquelles il faut prémunir les ouvrages.

La pluie maximale journalière prise est celle de la station 051203, Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.10 :Caractéristiques empiriques de la série

Nombre de données	30
Minimum (mm)	8
Maximum (mm)	81
Moyenne (mm)	39,1
Ecart-type	17,3
Médiane	37,3

III.4.2. Ajustement des pluies maximales journalières

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel HYFRAN.

Nous allons effectuer l'ajustement de la série des pluies maximales journalières aux lois de Gumbel et Galton en utilisant le logiciel Hyfran.

III.4.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

La fonction de répartition s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (III.23)$$

- **F(x)** : fréquence au dépassement de la valeur de x.
- **α , X_0** : Coefficients d'ajustement.
 - **X_0** : est le paramètre de position.
 - **α** : est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex ».

Par un changement de variable $y = \frac{x-x_0}{\alpha}$ la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (III.24)$$

Avec :

- **y** : variable réduite de Gumbel.
- **$1/\alpha$** : la pente de la droite de Gumbel.
- **x** : précipitation maximale journalière (mm).
- **x_0** : paramètre de position (mode).

Nous pouvons écrire : $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

Avant de procéder à l'ajustement, il faut suivre les étapes suivantes :

- a) Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- b) calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots (III.25)$$

Avec :

- **m** : rang de précipitation
- **n** : nombre d'observations (30)

- c) calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante : $y = - \ln (-\ln F(x))$
- d) calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 ».
- e) représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier Gumbel.

La droite de Gumbel est donnée par la formule :

$$x = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots (III.26)$$

Avec

- **(1 / α)** : la pente de la droite de Gumbel

Les résultats de l'ajustement par la loi de « Gumbel » sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.11 : Paramètres d'ajustement

Nombre d'observation	30
Y	30,68
α	9,97

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement) $T = 1 / (1-q)$

Tableau III.12 :Ajustement à la loi de Gumbel

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance 95%
200	0.995	110	12.7	84.8 - 134
100	0.99	99.2	11.2	77.3 - 121
50	0.98	88.8	9.71	69.8 - 108
20	0.95	75	7.79	59.7 - 90.3
10	0.9	64.3	6.35	51.9 - 76.7
5	0.8	53.1	4.92	43.5 - 62.8
3	0.6667	44.3	3.9	36.6 - 51.9
2	0.5	36.3	3.17	30.1 - 42.5

A. Test d'adéquation du Khi carré X^2 **❖ Hypothèse**

- **H₀**: L'échantillon provient d'une loi Gumbel.
- **H₁**: L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel.

❖ Résultat

- Résultat de la statistique : $P(X^2)=3,13\% < 5\%$ donc l'ajustement n'est pas adéquat
- p-valuep : 0,5358
- Degrés de liberté : 4
- Nombre de classes 07

Conclusion

Nous pouvons accepter H₀ au niveau de signification de 5 %

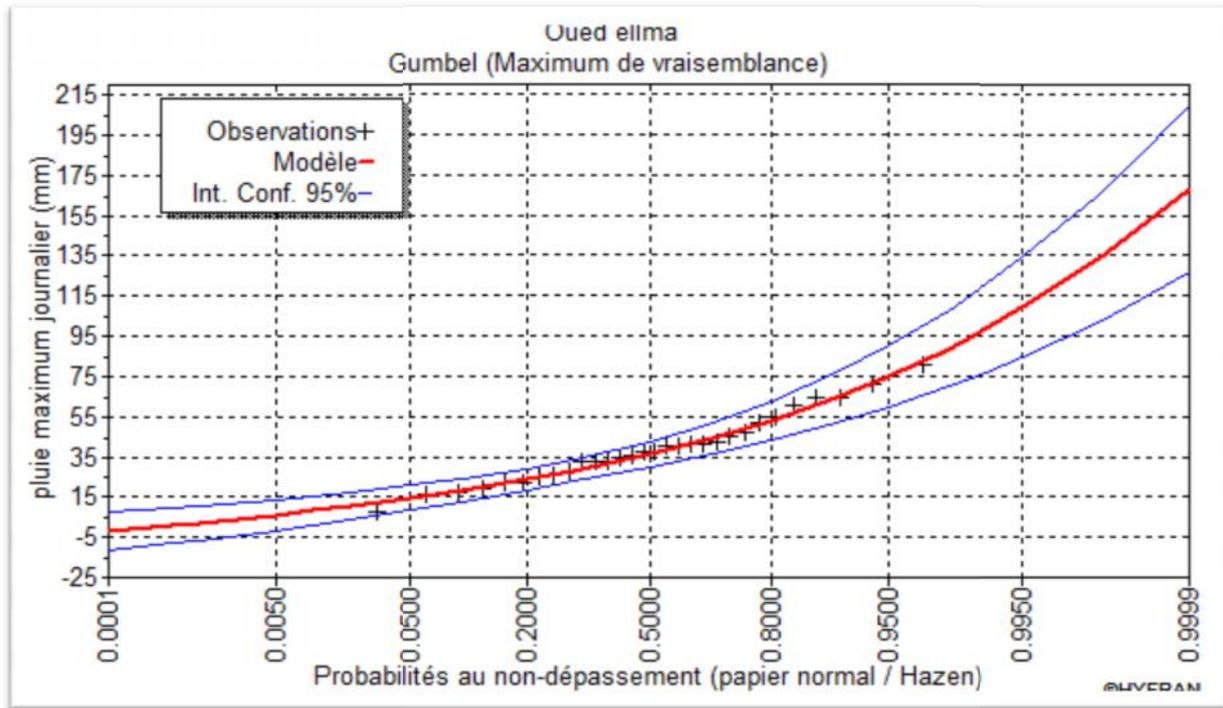


Figure III.5 :Ajustement à la loi de Gumbel

III.4.2.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

La loi de Galton a une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_{(-\infty)}^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.27)$$

U est la variable réduite de Gausse

$$u = \frac{\ln X - \overline{\ln X}}{\sigma_{\ln}} \dots\dots\dots(III.28)$$

L’équation de la droite de Galton est la suivante

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma * \text{Log } u(p \%) \dots\dots\dots(III.29)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots(III.30)$$

Les résultats de l’ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau III.13 :Paramètres d’ajustement

Nombre d'observation	30
Y	30,56
a	0,49

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement) $T = 1 / (1-q)$

Tableau III.14 :Ajustement à la loi de Galton

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance 95%
200	0,995	127	24.4	79,3 - 175
100	0,99	112	19.9	73,1 - 151
50	0,98	97.9	15.9	66,7 - 129
20	0,95	79.8	11.3	57,7 - 102
10	0,9	66.6	8.26	50,4 - 82,8
5	0,8	53.5	5.7	42,3 - 64,6
3	0,6667	43.5	4.15	35,4 - 51,7
2	0,5	35.1	3.2	28,8 - 41,4

A. Test d'adéquation du Khi carré X^2

❖ Hypothèse

- **H₀**: L'échantillon provient d'une loi Lognormale.
- **H₁**: L'échantillon ne provient pas d'une loi Lognormale.

❖ Résultat

- Résultat de la statistique : $P(X^2) = 5,47 > 5\%$ donc l'ajustement est satisfaisant
- p-valuep : 0,2427
- Degrés de liberté : 4
- Nombre de classes 07

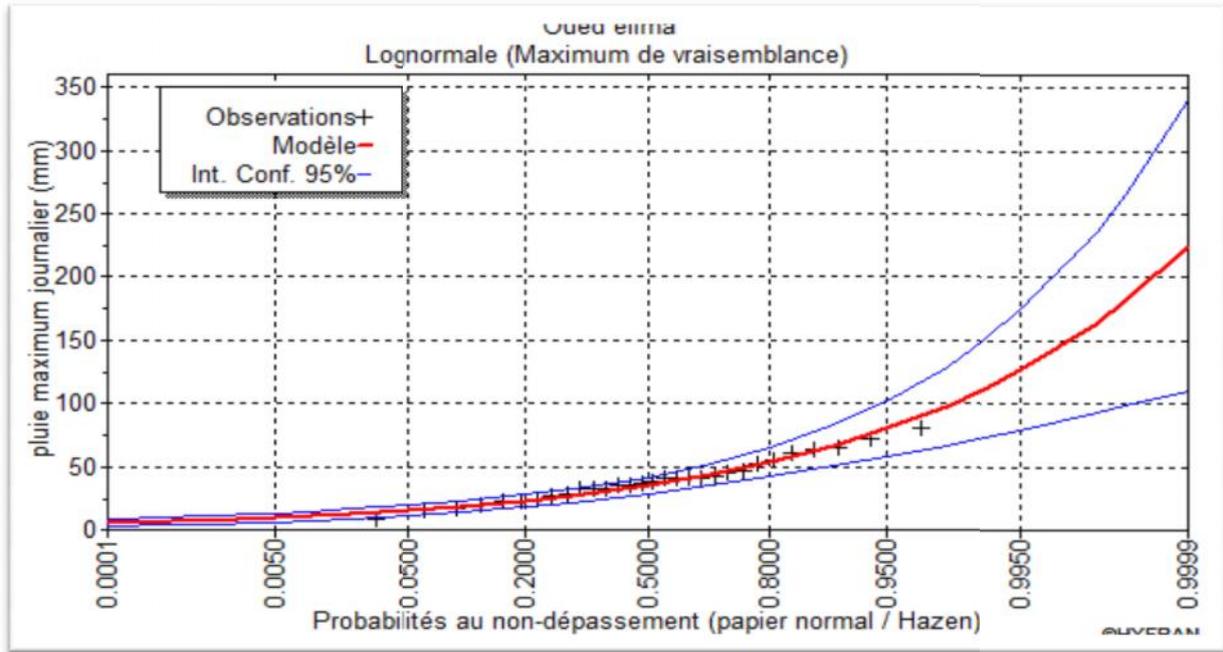


Figure III.6 :Ajustement à la loi de Galton

III.4.2.4. Comparaison des résultats

D’après les trois droites d’ajustement et le test d’adéquation, nous remarquons que :

- La loi de Gumbel sont rejetée par le test de khi deux
- la série pluviométrique s’ajuste mieux à loi log normale « Galton » et selon le test du khi deux l’ajustement est adéquat, donc nous adoptons la loi de Galton.

III.4.3. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

A partir des valeurs des pluies journalières maximales, nous calculons les pluies de courte durée de même fréquences, en utilisant la relation suivante

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

Avec :

- **P_{max,p%}**: pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj}.
- **P_{maxj}**: pluies maximales fréquentielles.
- **t**: temps en heure.
- **b** : exposant climatique, pour la région de notre étude **b = 0,32**

L’intensité est déterminée par la formule suivante

$$I_t = \frac{P_{max,t_p\%}}{t} \dots\dots\dots(III.32)$$

La pluie de courte durée et son intensité pour un pas de temps voulu et une fréquence voulue sont données dans les tableaux ci-dessous

Tableau III.15 : Pluies de courte durée (mm)

periode	5	10	20	50	100
Fréquence (%)	20	10	5	2	1
P _{max j,p%}	53.5	66.6	79.8	97.9	112
T (h)	P _{max,p%} (mm)				
2	24.16	30.07	36.03	44.20	50.57
4	30.15	37.54	44.98	55.18	63.13
6	34.33	42.74	51.21	62.82	71.87
8	37.64	46.86	56.15	68.88	78.80
10	40.43	50.33	60.30	73.98	84.64
12	42.86	53.35	63.93	78.42	89.72
14	45.02	56.05	67.16	82.39	94.26
16	46.99	58.50	70.09	85.99	98.37
18	48.79	60.74	72.78	89.29	102.15
20	50.47	62.83	75.28	92.35	105.65
22	52.03	64.77	77.61	95.21	108.92
24	53.50	66.60	79.80	97.90	112.00

Tableau III.16 : Intensité des pluies I₀ (mm/h)

periode	5	10	20	50	100
Fréquence (%)	20	10	5	2	1
P _{max j,p%}	53.5	66.6	79.8	97.9	112
T (h)	I ₀ (mm/h)				
2	12.08	15.04	18.02	22.10	25.28
4	7.54	9.38	11.24	13.79	15.78
6	5.72	7.12	8.53	10.47	11.98
8	4.71	5.86	7.02	8.61	9.85
10	4.04	5.03	6.03	7.40	8.46
12	3.57	4.45	5.33	6.54	7.48
14	3.22	4.00	4.80	5.89	6.73
16	2.94	3.66	4.38	5.37	6.15
18	2.71	3.37	4.04	4.96	5.67
20	2.52	3.14	3.76	4.62	5.28
22	2.37	2.94	3.53	4.33	4.95
24	2.23	2.78	3.33	4.08	4.67

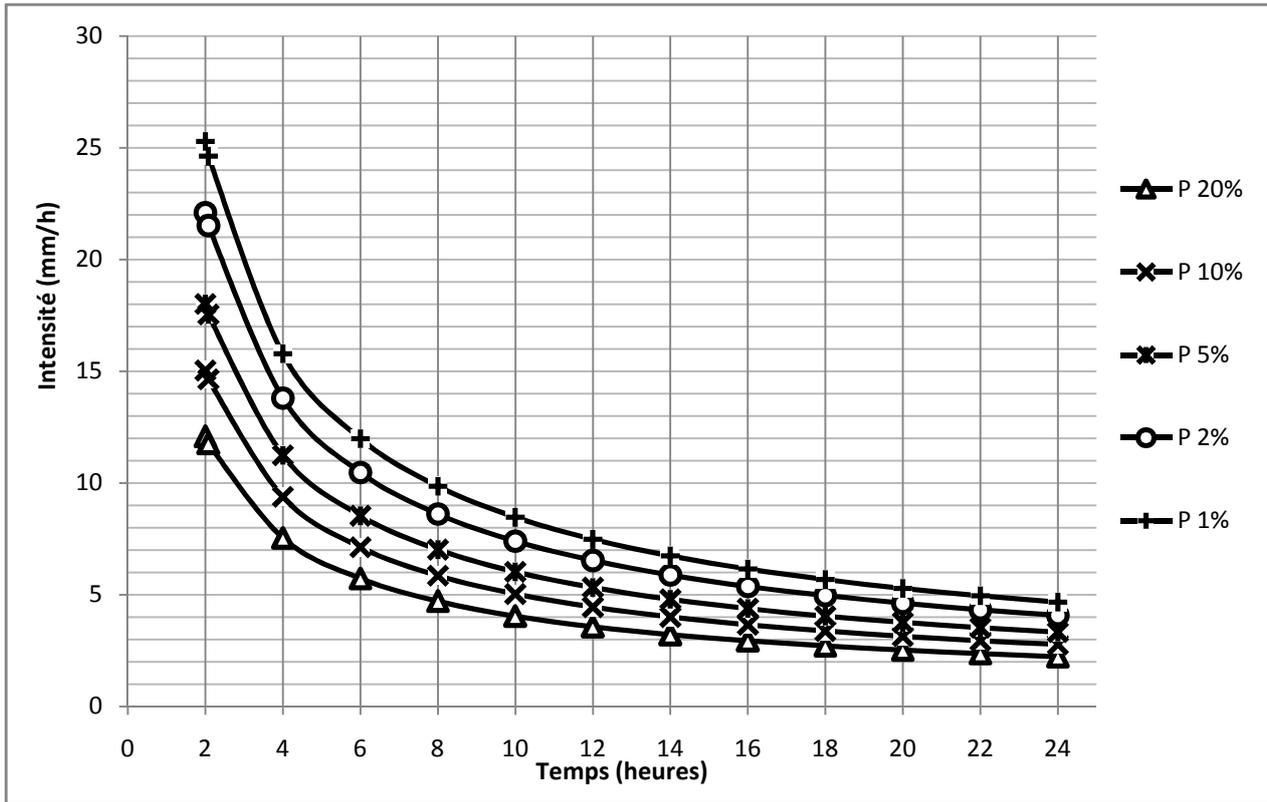


Figure III.7 :Intensité-Durée-Fréquence (IDF)

III.5. Etude des apports

III.5.1. Apport moyen interannuel (A₀)

Dans notre cas, nous avons utilisé les formules empiriques à la raison de l'indisponibilité d'une station de jaugeage en amont du site.

L'apport moyen annuel a été estimé à partir des formules suivantes :

A. Formule de l'ANRH

$$A_0 = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots(III.33)$$

Avec :

- **P** : précipitation moyenne (mm)
- **S** : surface du bassin versant (Km²)

$$A_0 = 0,615 \text{ Mm}^3$$

B. Formule de SAMIE

Elle est utilisée en Algérie entre l'isohyète 300 mm et 400 mm

$$Le = P^2(293 - 2,2\sqrt{S}) \text{Où } A_0 = Le .S \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec :

- **Le** : Lamme d'eau écoulée en (mm)
- **P**: Pluie moyenne en (m)
- **S** : Surface du bassin versant en (km)

$$Le = 32,55 \text{ mm} ; A_0 = 0,638 \text{ Mm}^3$$

C. Formule de Derie II

$$A=0,513. P^{2,683} . D_d^{0,5} .S^{0,842} \dots\dots\dots (III.35)$$

Avec :

- **P** : précipitation moyenne (mm)
- **Dd** : densité de drainage (Km / Km²)
- **S** : surface du bassin versant (Km²)

$$A_0 = 0,634 \text{ Mm}^3$$

D. Formule de TURC

$$Le = \frac{P}{\sqrt{0,9 + \frac{P^2}{l^2}}} \text{ où } L=300+25T+0,05T^3 \dots\dots\dots (III.36)$$

Avec :

- **T** : température moyenne annuel en (°c).
- **L** : Coefficient qui dépend de la température.
- **P** : Précipitation moyenne (mm).

$$A_0 = 0,155 \text{ Mm}^3$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.17 :Récapitulatif des apports

Type de formule	L'apport moyen annuel (Mm3)
ANRH	0.615
SAMIE	0.638
DERIE II	0.634
TURC	0.155

Commentaire

Les résultats obtenus par les formules de l'ANRH, SAMIE et DERIE sont très proche, nous allons choisir la formule de DERIE qui donne un apport de **0,634 Mm³** vue qu'elle est la plus proche à la moyenne de ces 3 valeurs.

III.5.2.Répartition mensuelle des apports

D'après le schéma de répartition mensuelle de la pluviométrie exprimée en pourcentage, sa transformation en schéma de répartition mensuelle des apports, s'effectue en faisant le produit du (%) pluviométrique de chaque mois par l'apport annuel retenu, le tableau qui suit, résume les apports mensuels.

Tableau III.18 :Répartition mensuelle des apports

Mois	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Totale
A (Hm ³)	0.062	0.055	0.053	0.076	0.067	0.053	0.068	0.068	0.075	0.037	0.004	0.020	0.634
A(%)	9.71	8.61	8.31	11.93	10.56	8.34	10.70	10.65	11.78	5.85	0.57	3.10	100

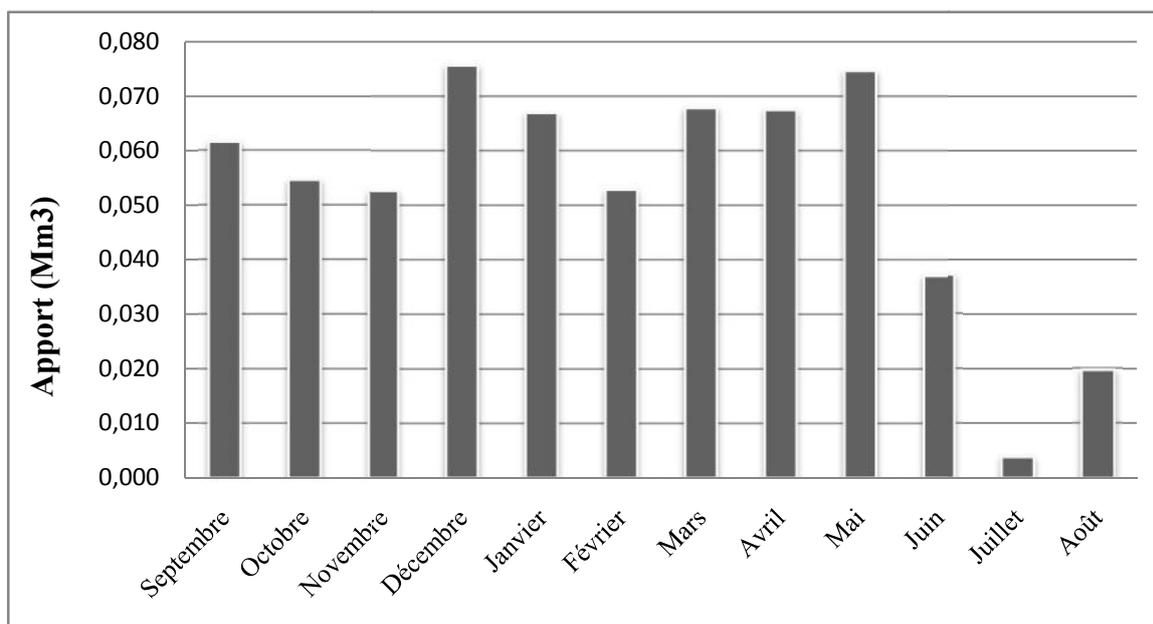


Figure III.8 :Répartition mensuelle de l'apport

III.5.3.Caractéristiques de l'écoulement

A. Module de l'écoulement

$$Me = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (III.37)$$

Avec :

- A_0 : Apport moyen annuel (l)
- T : Temps d'une année en seconde, $T = 3,1536 * 10^7$

$$M_e = 20,11 \text{ l/s}$$

B. Module de l'écoulement relatif (spécifique)

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots \dots \dots (III.38)$$

Avec :

- M_e : Module de l'écoulement (l/s).
- S : Superficie du bassin (Km²).

$$M_0 = 1,03 \text{ l/s.km}^2$$

C. Lamme d'eau écoulée

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots \dots \dots (III.39)$$

Avec :

- A_0 : Apport moyen annuel (m³)
- S : Superficie du bassin (Km²)

$$L_e = 31,34 \text{ mm}$$

D. Coefficient de l'écoulement ou de ruissellement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots \dots \dots (III.40)$$

Avec :

- L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).
- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm)

$$C_e = 0,0925 = 9,25 \%$$

III.5.4. Coefficient de variation

Pour la détermination du coefficient de variation nous avons utilisé les formules empiriques :

A. Formule de N.N PADOUM

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel, en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds du nord de l'Algérie cette relation s'écrit comme suit :

$$Cv = 0,93 \frac{K}{M_0^{0,23}} \dots\dots\dots(III.41)$$

Avec :

- **K** : Coefficient de réduction K= (0,25-1,00) on prend K=0,5
- **M** : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

$$Cv = 0,69$$

B. Formule de SOKOLOVSKY- CHEVELEV

$$Cv = 0,78 - 0,29 \log_{10}M_0 - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots(III.42)$$

Avec

- **M₀** : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).
- **S** : Surface du bassin versant (Km²).

$$Cv = 0,69$$

C. Formule d'URGIPROVODKHOZ

$$Cv = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}} \dots\dots\dots (III.43)$$

Avec :

- **M₀** : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

$$Cv = 0,70$$

Tableau III.20 : Récapitulatif des Cv

Formule	Le coefficient de variation
N.N PADOUM	0.69
SOKOLOVSKY	0.69
URGIPROVODKHOZ	0.7

Les trois méthodes nous amènent au même résultats, donc **Cv = 0,69**.

III.5.5. Apport fréquentiel

Nous adoptons la distribution Log Normale (GALTON) qui s'ajuste bien en général aux séries observées, l'expression de la loi s'écrit:

$$Af\% = \frac{Ae^{u\sqrt{\ln(Cv^2+1)}}}{\sqrt{Cv^2 + 1}} \dots\dots\dots (III.44)$$

Avec:

- **A**: Apport moyen annuel

- **Af %** : Apport liquide de fréquence donnée
- **Cv**: Coefficient de variation, **Cv =0,69**
- **u**: variable de Gauss

L'apport fréquentiel est alors : $A_{\%} = 0,52.e^{0,56u}$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant

Tableau III.20 :Les apports de différentes fréquences

Periode de retour	4/5	10	20	50	100	1000
Fréquence	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gausse	0,843	1,285	1,753	2,0571	2,328	3,159
Apport (Mm³)	0,308	0,234	0,175	0,145	0,123	0,073

III.5.5.1. Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations.

Tableau III.21 :Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août
A (%)	9.7	8.6	8.3	11.9	10.6	8.3	10.7	10.7	11.8	5.9	0.6	3.1
A 80% (Mm³)	0.06159	0.05461	0.05271	0.07567	0.06698	0.05290	0.06787	0.06755	0.07472	0.03710	0.00362	0.01966

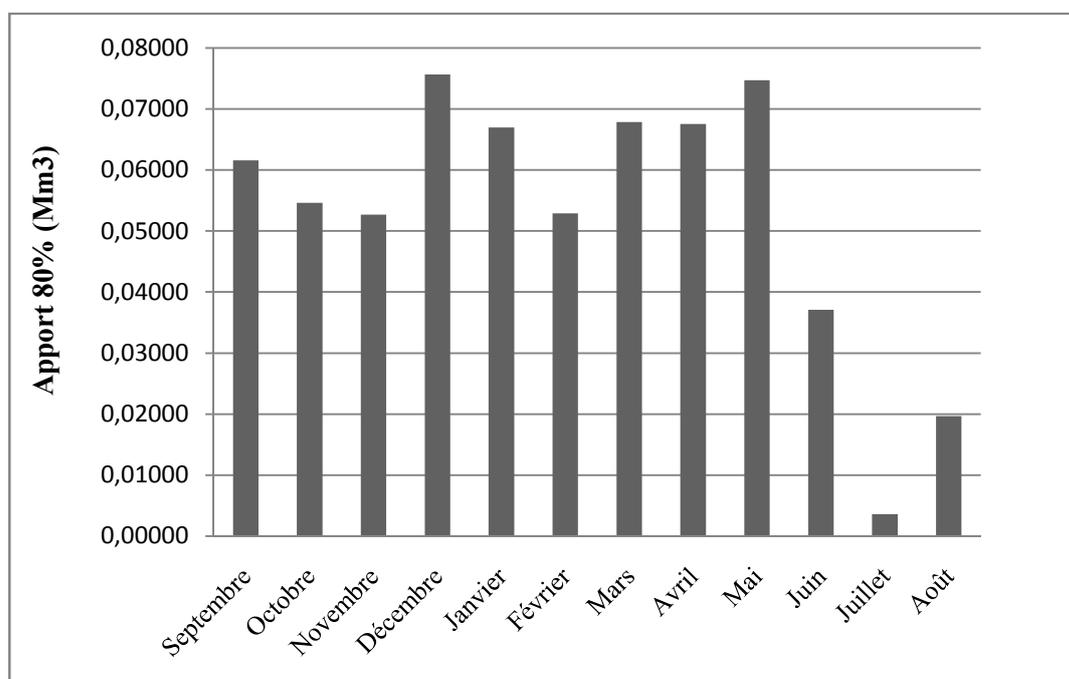


Figure III.9 :Répartition mensuelle de l'apport 80%

III.5.6. Apport solide

La connaissance des apports solides permet de déterminer la durée de vie de l'ouvrage, En absence de données de concentration observées, la méthode empirique de TIXERONT peut être utilisée pour la quantification des apports solides.

Cette méthode est établie sur les données d'observations de 23 bassins de l'Algérie et 09 de la Tunisie. Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit

$$T_s = \alpha \cdot L^{0.15} \dots \dots \dots (III.45)$$

Avec :

- **T_s** : le transport solide en (t/Km²/an).
- **L₀** : la lame écoulee en (mm).
- **α** : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, **α = 350**, (moyenne à faible).

$$T_s = 75,47 \text{ (t/Km}^2\text{/an)}$$

Le volume mort est estimé à

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s}$$

Et

$$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S$$

Avec :

- **T** : temps d'exploitation, **T = 20 ans**
- **δ_s** : Poids spécifique des sédiments, **δ_s = 1,6 t/m³**
- **S** : Superficie du bassin versant.

$$Q_s = 1479,96 \text{ t/an} \quad ; \quad V_m = 19794,48 \text{ m}^3$$

III.6. Etude des crues

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

Comme nous ne disposons d'aucune information hydrométrique dans le bassin versant de l'étude, l'estimation des débits des crues au site de la retenue collinaire est basée sur les méthodes empiriques.

III.6.1. Détermination des débits maxima fréquents par les formules empiriques

A. Formule de Mallet-Gauthier

$$Q_{\max p\%} = 2K \log (1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4 \log T - \log S} \dots \dots \dots (III.46)$$

Avec :

- $Q_{\max\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).
- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m).
- S : Superficie du bassin versant.
- L : Longueur du talweg principal
- K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $K(1-3)$; $K = 2$.
- T : Période de retour (an).

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III.22 : Débit maximum pour différents périodes de retour

Periode de retour	10	20	50	100	1000
Q_{\max} (m3/s)	45,336	52,181	60,044	65,367	80,563

B. Formule de Sokolovsky

$$Q_{\max\%} = \frac{0,28 * (Xp\%, ct - H0) * \alpha p\% * F * \bar{S}}{Tm = Tc} \dots\dots\dots (III.47)$$

Avec :

- H_0 :pertes initiales en mm, $H_0 = 7\text{mm}$
- $\alpha p\%$: coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée
- F : Coefficient de forme de la crue : $F = \frac{12}{4 + 3\gamma}$
 - Pour 1°- $S < 50 \text{ Km}^2$ on a $\gamma = 2$
 - Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2,5$

Nous prenons :

$\gamma = 2$ D'où : $F = 1,2$

- S : Superficie du bassin (Km^2).

Tableau III.23: Débit maximum pour différents périodes de retour

Periode de retour (an)	10	20	50	100	1000
P (mm)	30.45	36.49	44.76	51.21	74.98
α	0.5	0.55	0.6	0.7	0.9
Q_{\max} (m3/s)	26.070	39.207	58.499	82.560	154.628

C. Formule de Turraza

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \cdot I_t \cdot S}{3,6} \dots\dots\dots (III.48)$$

Avec :

- **S** : Superficie du bassin versant (Km²).
- **C** : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.
- **I_{tc}** : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

Des études effectuées à l'A.N.R.H montrent qu'on adopte pour Cr les valeurs données dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.24 : Débit maximum pour différents périodes de retour

Periode de retour (an)	10	20	50	100	1000
C	0.5	0.55	0.6	0.7	0.8
I_{tc}	14.64	17.54	21.52	24.62	36.05
Q_{max} (m3/s)	39.874	52.549	70.335	93.877	157.098

D. Formule de Possenti

$$Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{\max p\%} \cdot S}{L} \dots\dots\dots (III.49)$$

Avec :

- **P_{max p%}**: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m)
- **μ** : Coefficient compris entre 700 et 800 ; **μ = 750**
- **L** : Longueur du cours d'eau principal (Km).

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III.25 : Débit maximum pour différents périodes de retour

Periode de retour (an)	10	20	50	100	1000
P (mm)	30.45	36.49	44.76	51.21	74.98
Q_{max} (m3/s)	50.83	60.92	74.72	85.49	125.17

Tableau III.27 : Récapitulatif des résultats de débit maximum de crue

Periode de retour (an)	10	20	50	100	1000
MALLET-GAUTHIER	45.336	52.181	60.044	65.367	80.563
SOKOLOVSKY	26.070	39.207	58.499	82.560	154.628
Turraza	39.874	52.549	70.335	93.877	157.098
POSSENTI	50.834	60.917	74.723	85.490	125.172

Les résultats obtenus par les formules de Sokolovsky, Turraza et Possenti sont très proche, nous optons pour la formule de Sokolovsky parce qu'elle est la plus proche de la moyenne des trois formules et elle tient compte des paramètres topographiques, climatiques et hydrologiques.

III.6.2. Hydrogramme de crues

L'hydrogramme de crue sera établi par la méthode de Sokolovsky qui considère que l'hydrogramme de crue présente 2 branches de courbes, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue

- Pour la montée

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots (III.50)$$

- Pour la décrue

$$Q_d = Q_{\max} \left[\frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y \dots\dots\dots (III.51)$$

Avec :

- Q_m : débit instantané de la montée (m/s)
- Q_d : débit instantané de la décrue (m/s)
- t_m : temps de la montée de la crue en heures ; $t_m = t_c = 2,08$ heures
- Q_{\max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m/s)
- x, y : Puissance des courbes
 - $x = 2$ pour la montée de la crue.
 - $y = 3$ pour la décrue.
- t_d : temps de la décrue en heures ; $t_d = \delta t_m = 6,24$ heures
 - δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue ($\delta = 3$; voir tableau III.31).

Tableau III.28 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

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

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.29 :Hydrogramme de crue dans le cas de la montée

Periode de retour (année)	100	50	20	10
Temps (h)	Q _{1%} (m ³ /s)	Q _{2%} (m ³ /s)	Q _{5%} (m ³ /s)	Q _{10%} (m ³ /s)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	4.77	3.38	2.27	1.51
1	19.08	13.52	9.06	6.03
1.5	42.94	30.42	20.39	13.56
2	76.33	54.09	36.25	24.10
2.08	82.56	58.50	39.21	26.07

Tableau III.30 :Hydrogramme de crue dans le cas de la décrue

Période de retour (année)	100	50	20	10
Temps (h)	Q _{1%} (m ³ /s)	Q _{2%} (m ³ /s)	Q _{5%} (m ³ /s)	Q _{10%} (m ³ /s)
0	82.56	58.50	39.21	26.07
0.5	64.26	45.53	30.52	20.29
1	48.89	34.64	23.22	15.44
1.5	36.19	25.64	17.18	11.43
2	25.90	18.35	12.30	8.18
2.5	17.78	12.60	8.44	5.61
3	11.56	8.19	5.49	3.65
3.5	6.99	4.95	3.32	2.21
4	3.82	2.71	1.81	1.21
4.5	1.79	1.27	0.85	0.57
5	0.65	0.46	0.31	0.20
5.5	0.14	0.10	0.07	0.04
6	0.00	0.00	0.00	0.00
6.24	0.00	0.00	0.00	0.00

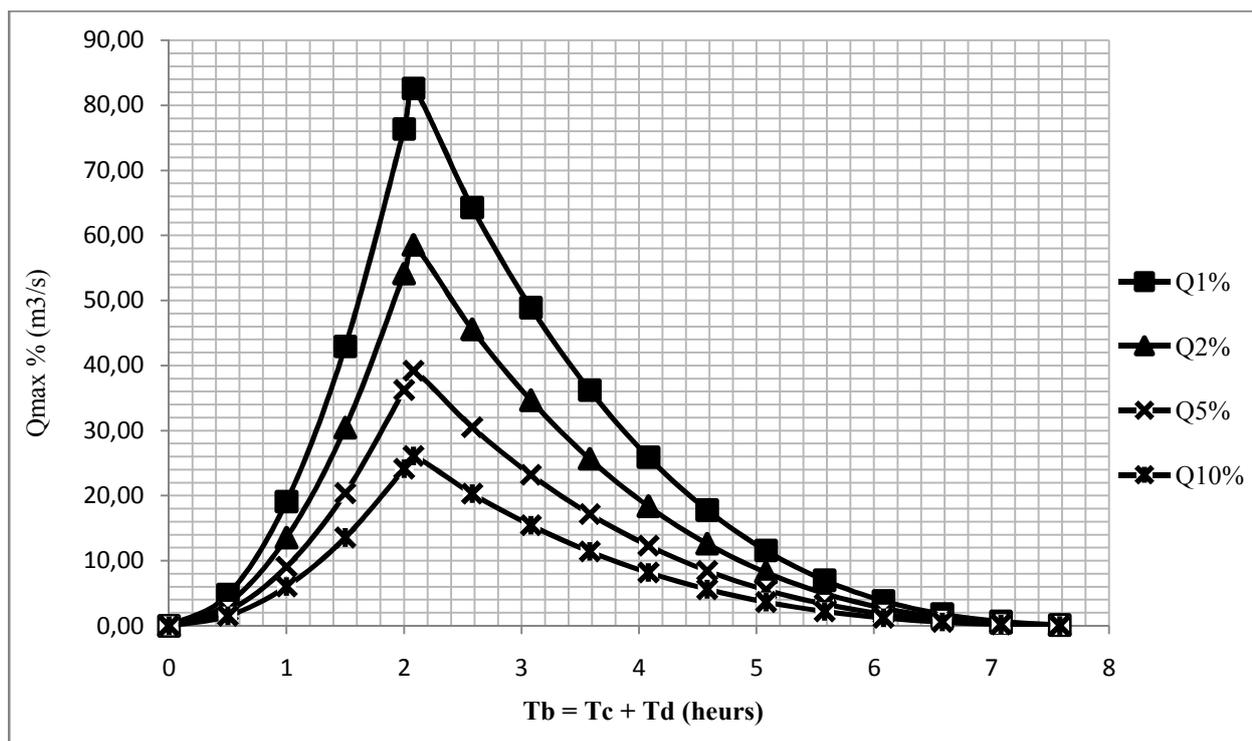


Figure III.10 :Hydrogrammes de crues

III.6.3. Choix de la crue projet

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer les Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités de laminage. Souvent, la crue de projet considérée est la crue de débit de pointe maximale. Il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre 100 ans et 10 000 ans (fréquence 10^{-2} à 10^{-4}). Le choix de la période de retour dépend du degré du risque induit par la rupture du barrage et l'importance des dégâts.

Afin de déterminer la crue projet, nous nous appuyons sur les recommandations du Comité international des Grands Barrages.

Tableau III.31 :Crues de projet recommandé (BULLETIN DE CIGB, EVALUATION DE CRUE DE PROJET)

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : Perte de vie Dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : pas de pertes de vies dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : pas de perte de vies dommages légers	1/1000 à 1/100

Vu la situation de la retenue, nous constatons que le risque d'avoir des pertes en vies humaines dans le cas d'une rupture est faibles ainsi que pour les dommages matériels ; donc nous avons opté pour une crue de projet de probabilité 1 % (T =100 ans).

$$Q_1\% = 82,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'hydrogramme de la crue projet ($Q_1\%$) tracé par la méthode de Sokolovsky est présenté dans la figure suivante.

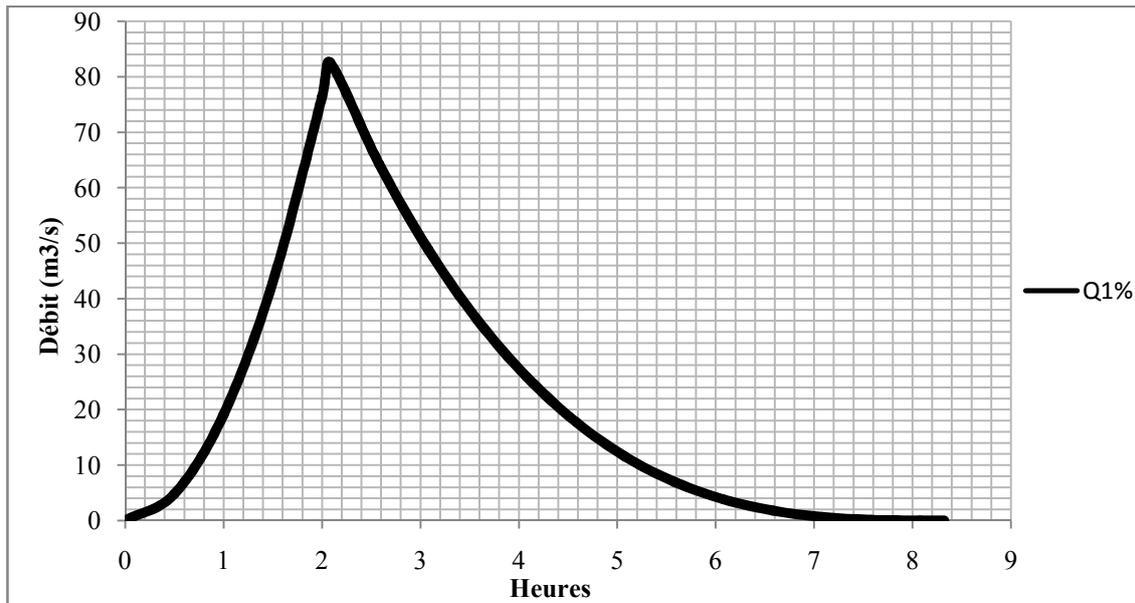


Figure III.11: Hydrogramme de la crue projet pour une période de retour 100 ans

III.7. Régularisation

L'objet de l'étude de régularisation est de déterminer la capacité de la retenue collinaire, de façon à ce que la régularisation des apports de l'Oued soit optimum. Pour notre projet la retenue étant destinée à l'irrigation.

Deux types de régularisation sont utilisés:

- Régularisationsaisonnaire.
- Régularisation interannuelle.

Et, comme les apports sont supérieurs aux besoins, nous avons effectué une régularisation saisonnière, puisque

Les paramètres qu'on doit avoir pour pouvoir faire le calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.
- La répartition mensuelle de l'apport ($A 80\% \text{ Hm}^3$).
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.7.1. Répartition des besoins

La répartition mensuelle des besoins est présentée dans le tableau(III.35).

La surface irriguée est de 25 Ha et la quantité et les besoins annuels sont estimés à 149540 m³

Tableau III.32:Répartition mensuelle des besoins

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
Besoin (%)	6,10	1,39	0	0	0	0	0	4,74	12,94	21,07	29,73	23,72
Besoin (m3)	10950	2490	0	0	0	0	0	8506	23221	37810	53350	42565

III.7.2. Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »

L'établissement du Plan d'eau en courbe de niveau donne d'une part les variations du volume de la retenue en fonction de la cote du Plan d'eau, ce qui permettra de fixer la variation du niveau normale de la retenue et d'autre part la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la cote du Plan d'eau, ce qui permettra de calculer les pertes par évaporation.

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 1120,57 m et une côte maximale de 1136 m, soit une hauteur près de 15,43 mètres.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots(III.52)$$

Avec :

- $\Delta V_i = \frac{1}{2} \cdot S_i \cdot \Delta H$.
- S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m².
- S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m².
- ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives.
- ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³).

Le tableau suivant donne les caractéristiques topographiques de la retenue :

Tableau III.33:Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »

Altitude (m)	H (m)	Si [Km ²]	Smoy	ΔH (m)	ΔV (m3)	V (m3)	Surface cumulée (Km ²)
1125	0	0	****	0	0	0	0
1126	1	0.004512	0.0022560	1	1504.01	1504.01	0.0045120
1127	2	0.005837	0.0051743	1	5174.32	6678.33	0.0103486
1128	3	0.007531	0.0066840	1	6683.98	13362.31	0.0178800
1129	4	0.009992	0.0087616	1	8761.61	22123.92	0.0278719
1130	5	0.012838	0.0114150	1	11414.97	33538.89	0.0407099
1131	6	0.016112	0.0144749	1	14474.91	48013.79	0.0568217
1132	7	0.018936	0.0175237	1	17523.67	65537.46	0.0757573
1133	8	0.021679	0.0203075	1	20307.52	85844.98	0.0974367
1134	9	0.025161	0.0234200	1	23420.02	109265.00	0.1225973
1135	10	0.029409	0.0272850	1	27284.95	136549.95	0.1520066
1136	11	0.034869	0.0321390	1	32139.04	168688.99	0.1868754

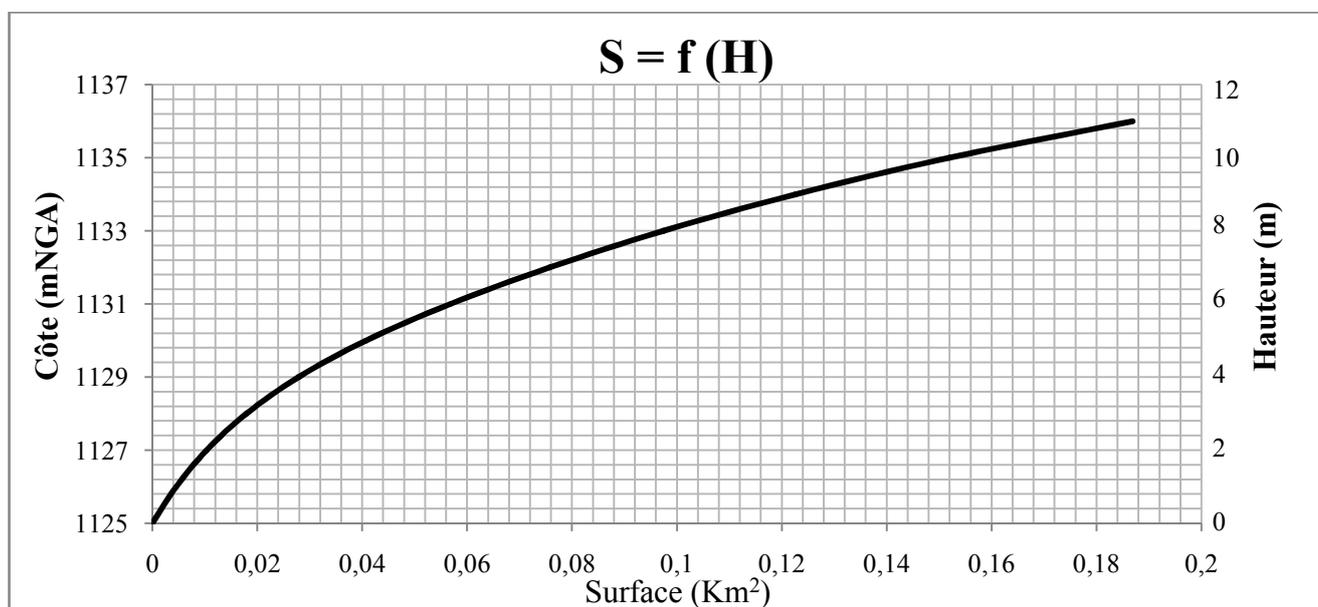


Figure III.12 :Courbes Hauteurs-Surface

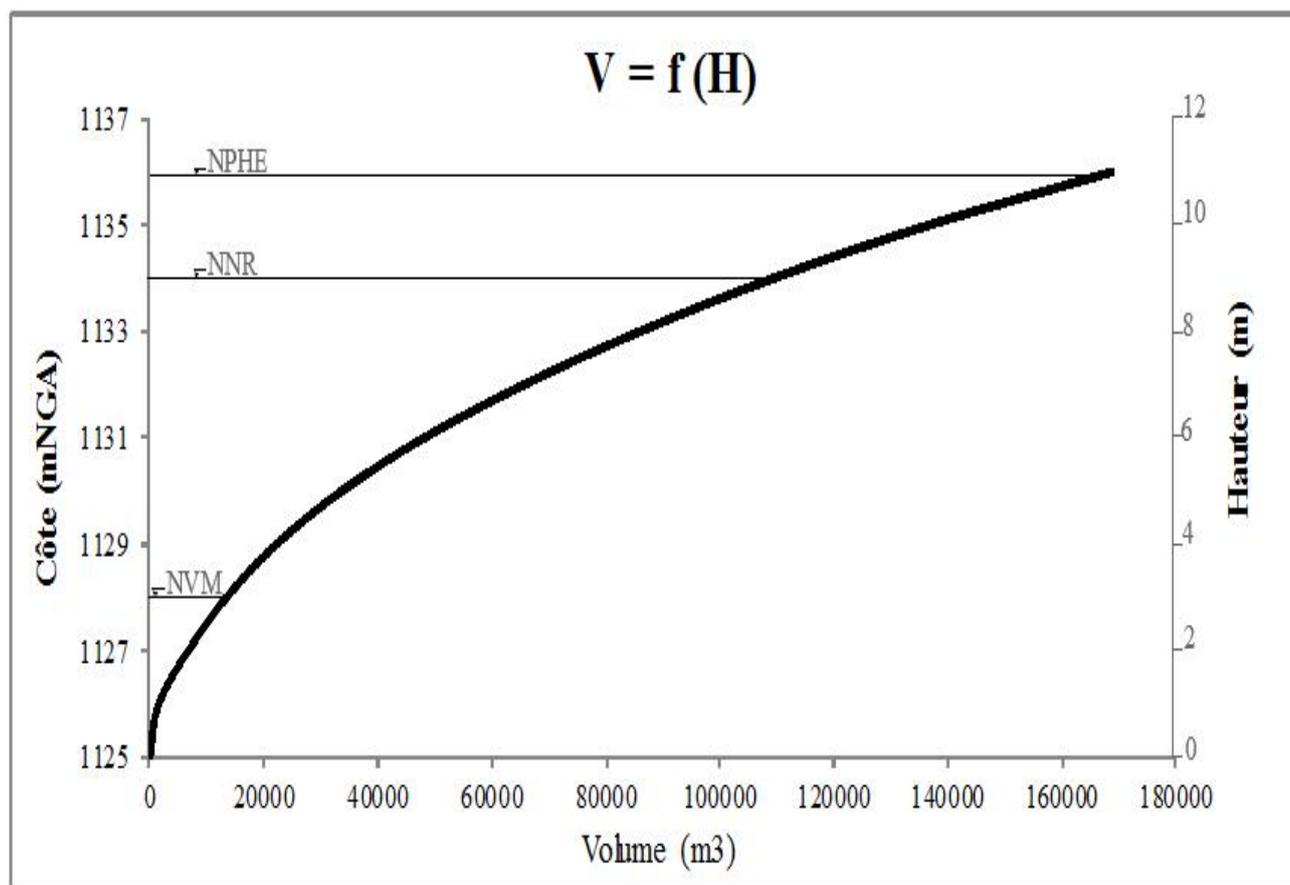


Figure III.13 : Courbes Hauteurs-Capacité

III.7.3. Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile de la retenue nous avons besoin de :

- L'apport annuel $A_{80\%}$.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

Procédé de calcul:

Détermination de la période de bonne hydraulité.

- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.
- Détermination du volume à évacuer.

III.7.3.1. Détermination de la période de bonne hydraulité

La période à bonne hydraulité est celle du mois de septembre jusqu'au mois de mai.

III.7.3.2. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Les résultats de calcul du volume utile sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau III.34 :Le volume utile de la retenue

mois	W 80%	U 80 %	W- U 80 %	V (Mm3)	
septembre	0.02994	0.01095	0.01900	+	Vs = 0.234183212544006
octobre	0.02655	0.00249	0.02406	+	
novembre	0.02563	0.00000	0.02563	+	
décembre	0.03679	0.00000	0.03679	+	
janvier	0.03256	0.00000	0.03256	+	
février	0.02572	0.00000	0.02572	+	
mars	0.03300	0.00000	0.03300	+	
avril	0.03284	0.00851	0.02434	+	
mai	0.03633	0.02322	0.01311	+	
juin	0.01804	0.03781	-0.01977	-	Vd = 0.104368047217276
juillet	0.00176	0.05335	-0.05159	-	
août	0.00956	0.04257	-0.03301	-	

- $V_s = 0,234183 \text{ M m}^3$.
- $V_d = 0,104368 \text{ M m}^3$.

Donc: *la retenue fonctionne à un seul temps.*

$$V_s > V_d \quad \text{D'où: } V_u = V_d \quad \text{Alors : } V_u = 0,104368 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots(III.53)$$

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 0,0198 + 0,104368 = 0,12416 \text{ Mm}^3$$

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d’exploitation, c’est-à-dire la côte au niveau normal de la retenue NNR.

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

❖ 1ère Consigne d’exploitation

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

❖ 2^{ème} Consigne d'exploitation

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

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

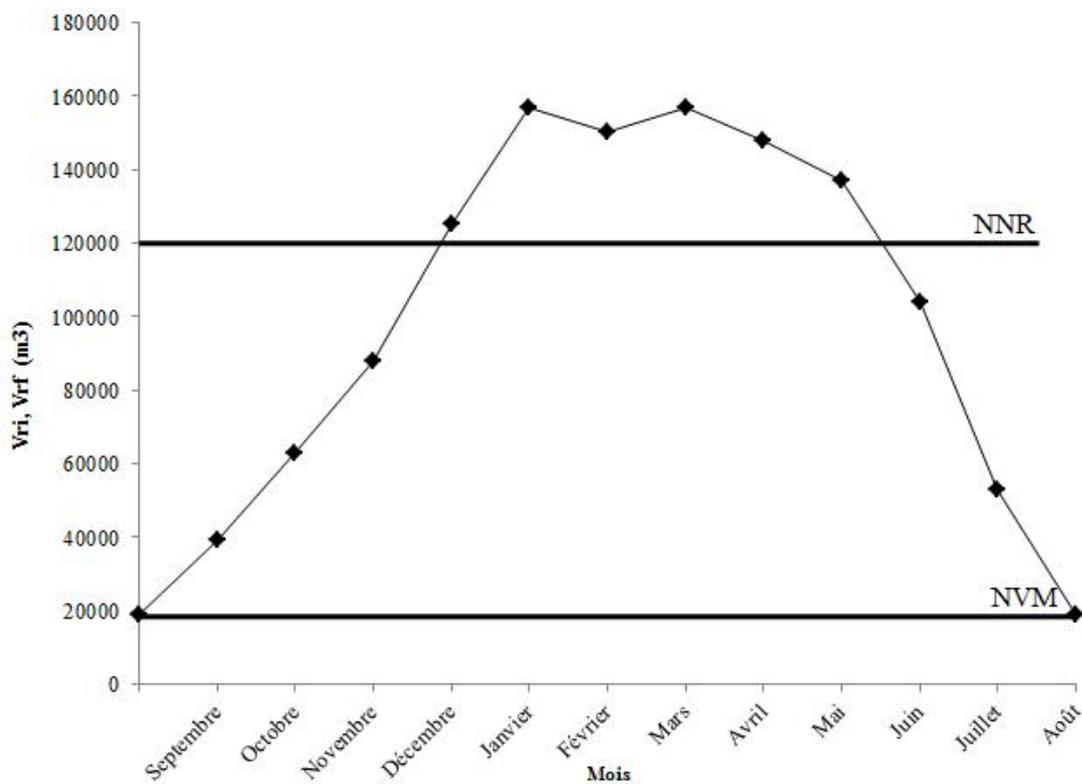


Figure III.14 : Graphique d'exploitation

Tableau III.35: La régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	W 80 % (m ³)	U 80 % (m ³)	W-U (m ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
				V _{ri} (m ³)	V _{rf} (m ³)	S (m ³)
Septembre	29900	10900	19000	20000	20000	---
				39000	39000	---
Octobre	26600	2500	24100	63000	63000	---
				88000	88000	---
Novembre	256000	0	256000	125000	124000	1000
				157000	124000	33000
Décembre	368000	0	368000	150000	124000	26000
				157000	124000	33000
Janvier	326000	0	326000	148000	124000	24000
				137000	124000	13000
Février	25700	0	25700	104000	104000	---
				53000	53000	---
Mars	33000	0	33000	19790	197900	---
				19790	197900	---
Avril	32800	8500	24300			
Mai	36300	23200	13100			
Juin	18000	37800	-19800			
Juillet	1800	53300	-51500			
Août	9600	42600	-33000			

Avec :

- **V_{rf}** : Volume de remplissage final
- **V_{ri}** : Volume de remplissage initial
- **S** : Volume excédentaire à évacuer

III.7.3.3. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A. Pertes par évaporation

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (III.54)$$

Avec :

- V_{ep} : volume perdu à cause de l'évaporation.
- E_s : Evaporation mensuelle (m).
- S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}).
- V_{moy} : volume moyenne

$$\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots (III.55)$$

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

B. Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (III.56)$$

- V_{inf} : volume perdu à cause de l'infiltration.
- δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau (III.39), $\delta = 0.8$
- V_{moy} : volume moyenne $\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$
- $V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: les volumes de la retenue de deux mois successives.

Tableau III.36: Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

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

Les résultats du calcul de la régularisation en tenant compte des pertes sont présentés dans le tableau n° III.40

C. La première approximation

$$V'_s = 0,2268 \text{ Mm}^3$$

$$V'_d = 0,1062 \text{ Mm}^3$$

$$S = 0,1224 \text{ Mm}^3$$

$V_s > V_d$, donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que là l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc.

$$V_u = V_d = 0,1062 \text{ Mm}^3$$

Donc, nous aurons : $V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0,0198 + 0,1062 = 0,126 \text{ Mm}^3$

$$V'_{\text{NNR}} = 0,126 \text{ Mm}^3$$

À partir de la courbe capacité hauteur, nous déterminons le niveau NNR

$$\text{NNR} = 1134,3 \text{ m}$$

III.7.3.4. Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme consommation, pour ces calculs nous devons vérifier la condition suivante :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\% \dots\dots\dots \text{(III.57)}$$

- V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.
- V'_u : volume utile en tenant compte des pertes.

Si cette condition ($1\% < \varepsilon < 2\%$) n'est pas vérifiée nous devons faire des itérations.

- $V'_u = 0,1062 \text{ Mm}^3$
- $V_u = 0,1044 \text{ Mm}^3$

$$\zeta = \frac{0,1062 - 0,1044}{0,1044} \cdot 100 \quad \text{le résultat est: } \zeta = 1,72\%$$

Donc :

- Nous admettons le volume utile : $V_u = 0,1062 \text{ Mm}^3$
- Le volume normal de la retenue est : $V_{\text{NNR}} = 0,126 \text{ Mm}^3$
- La cote au niveau normal de la retenue est $\text{NNR} = 1134,3 \text{ m}$
- La cote au niveau du volume mort est $\text{NVM} = 1128,4 \text{ m}$

Tableau III.37 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	$V_{rf,i}(Mm^3)$	$V_{moy}(m^3)$	$S_{moy}(ha)$	E_s (mm)	$V_{inf}(m^3)$	$V_{evp}(m^3)$	π (m^3)	W (m^3)	U (m^3)	$W-U-\pi$ (m^3)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
											$V_{ri}(m^3)$	$V_{rf}(m^3)$	S (m^3)
Sep	19800	29300	0.034	58.1	234.4	19.754	254.154	29942.50	10809.345	18879.002	19794.48	19794.48	---
	38800										38673.48	38500	---
Oct	62800	50800	0.058	14.3	406.4	8.294	414.694	26550.46	4074.068	22061.695	60561.69	62200	---
	88500										87217.86	87200	---
Nov	88500	75650	0.085	2.7	605.2	2.295	607.495	25625.35	0	25017.859	87217.86	87200	---
	124163										123127.62	123100	---
Dec	124163	106331	0.119	8.4	850.65	9.996	860.646	36788.26	0	35927.617	123127.62	123100	---
	124163										124163	0.138	51.1
Jan	124163	124163	0.138	13.0	993.0	17.940	1011.240	25717.86	0	24706.624	148900	112420	24700
	124163										124163	0.138	18.2
Fev	124163	124163	0.138	70.9	993.3	97.842	1091.142	32841.16	9134	22616.015	156100	112420	32000
	124163										124163	0.138	70.9
Mar	124163	124163	0.138	50.3	993.3	69.414	1062.714	36325.71	23000	12262.998	147400	112420	23200
	124163										124163	0.138	50.3
Avr	124163	114081	0.127	13.1	912.65	16.637	929.287	18039.51	38000	-20889.78	136200	112420	12000
	104000										103500	103500	---
Mai	104000	78400	0.088	13.1	627.2	11.528	638.728	1757.70	53000	-51881.032	103500	103500	---
	52800										51200	51200	---
Juin	52800	3600	0.042	6.7	288.0	2.814	290.814	9559.40	43000	-33731.416	51200	51200	---
	0										17900	17900	---
Juil	0	3600	0.042	6.7	288.0	2.814	290.814	9559.40	43000	-33731.416	17900	17900	---
	0										17900	17900	---
Août	0	3600	0.042	6.7	288.0	2.814	290.814	9559.40	43000	-33731.416	17900	17900	---
	0										17900	17900	---

III.8. Laminage des crues

Le phénomène de laminage des crues est la transformation de l'onde de crue entre un point amont et un point aval d'un cours d'eau. Il a pour effet de diminuer le débit de pointe en répartissant le volume de la crue dans le temps. Ceci est possible, grâce au stockage temporaire d'une partie du volume de la crue dans le lit majeur d'un cours d'eau (laminage naturel) ou dans la retenue d'un barrage (laminage artificiel).

Un barrage crée un laminage positif sur les crues : la pointe de crue en aval d'un barrage est toujours inférieure à la pointe de crue en amont de sa retenue.

Le calcul du laminage de crues, permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement

III.8.1. Principe de calcul

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(III.58)$$

Avec:

- **Q** : le débit entrant de la crue.
- **q** : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé)
- **S**: la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulé à l' instant **t** est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots(III.59)$$

Avec :

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

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hildenblat, Blakmore, Kotcherine, EIER-CIECH, Step by step et d'autres méthodes, nous retenons la méthode Méthode de Kotcherine et EIER-CIECH

III.8.1.1. méthode de KOTCHERINE

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

- l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze.

$$V_f = 0,5 * Q_{max} * T_b \dots\dots\dots(III.60)$$

- Les débits transités par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire. Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR.
- Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Ces suppositions simplifient énormément les calculs de laminage sans pour autant réduire leurs précisions.

A. Estimation du débit de crue laminée

Le volume en charge pour la crue est exprimé selon la relation:

$$V_{\text{forcé}} = V_{\text{crue}} \cdot (1 - q_{\text{lam}}/Q\%) \dots \dots \dots \text{(III.61)}$$

Avec :

- **V_{forcé}** : le volume d'eau en charge. Déterminé à l'aide de la courbe capacité-hauteur relatif à chaque NPHE
- **V_{cr} et Q%** : volume et débit de la crue.
- **q_{lam}** : le débit laminé (crue de projet déversée).

De cette relation se déduit le débit de crue laminée:

$$q_{\text{laminé}} = Q\% \cdot (1 - V_{\text{forcé}}/V_{\text{crue}}) \dots \dots \dots \text{(III.62)}$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

B. Estimation de la charge au-dessus du déversoir

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'on définit, nous analysons plusieurs variantes. Le débit de crue transité par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation:

$$q_{\text{laminé}} = m \cdot (2g)^{0,5} \cdot L \cdot H^{1,5} \dots \dots \dots \text{(III.63)}$$

Avec :

- **m** : le coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H, et de la forme de la crête du déversoir, ici il est constant et est égal à 0,49.
- **g** : l'accélération,
- **L** : hauteur déversant.
- **H** : la charge sur le déversoir (ici on fait varier de 0,5 à 1,5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi:

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \dots \dots \dots \text{(III.64)}$$

Et

$$S=L.H.....(III.65)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne(V_{moy})

$$V_{moy}=q/(L.H).....(III.66)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la hauteur déversant

$$q_{laminé}=m.(2g)^{0.5}.L.Ho^{1.5}.....(III.67)$$

Et

$$H_o=H+\alpha*(V_{moy})^2/2g.....(III.68)$$

Avec:

- **Ho** : la charge globale
- $(V_{moy})^2/2g$:étant la charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement.

Les résultats de calcul sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.38 :Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine

Donnees initiale		largeur (m)	hauteur (m)	debit (m ³ /s)	surface (m ²)	vitesse (m/s)	V _{forcé} (m ³)
g	9.81	8	0.8	12.424	14.400	0.863	23436.80
$\sqrt{(2*g)}$	4.43	10	1	21.704	20.000	1.085	29947.36
α	1.00	12	1.2	34.237	26.400	1.297	36637.17
Q_{1%}	82.60	14	1.4	50.33	33.600	1.498	43508.62
V_{crue 0.1%}	1201334	16	1.6	70.28	41.600	1.689	50564.11
m	0.49	18	1.8	94.35	50.400	1.872	57806.03
P	1.00	20	2	122.78	60.000	2.046	65236.80

Tableau III.39 :Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine

hauteur (m)	vitesse (m/s)	hauteur totale (m)	Debit m3/s						
			b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18m	b=20m
0.800	0.863	0.838	13.319	16.648	19.978	23.307	26.637	29.967	33.296
1.000	1.085	1.060	18.950	23.688	28.425	33.163	37.900	42.638	47.375
1.200	1.297	1.286	25.314	31.642	37.971	44.299	50.627	56.956	63.284
1.400	1.498	1.514	32.358	40.448	48.538	56.627	64.717	72.807	80.896
1.600	1.689	1.745	40.041	50.052	60.062	70.072	80.083	90.093	100.103
1.800	1.872	1.979	48.325	60.407	72.488	84.569	96.651	108.732	120.813
2.000	2.046	2.213	57.178	71.473	85.768	100.062	114.357	128.651	142.946

Tableau III.40 : Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine

h (m)	Vforcé (m ³)	qlaminé (m ³ /s)	Debit m ³ /s						
			b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18m	b=20m
0.8	23436.80	80.99	13.32	16.65	19.98	23.31	26.64	29.97	33.30
1.0	29947.36	80.54	18.95	23.69	28.43	33.16	37.90	42.64	47.38
1.2	36637.17	80.08	25.31	31.64	37.97	44.30	50.63	56.96	63.28
1.4	43508.62	79.61	32.36	40.45	48.54	56.63	64.72	72.81	80.90
1.6	50564.11	79.12	40.04	50.05	60.06	70.07	80.08	90.09	100.10
1.8	57806.03	78.63	48.33	60.41	72.49	84.57	96.65	108.73	120.81
2.0	65236.80	78.11	57.18	71.47	85.77	100.06	114.36	128.65	142.95

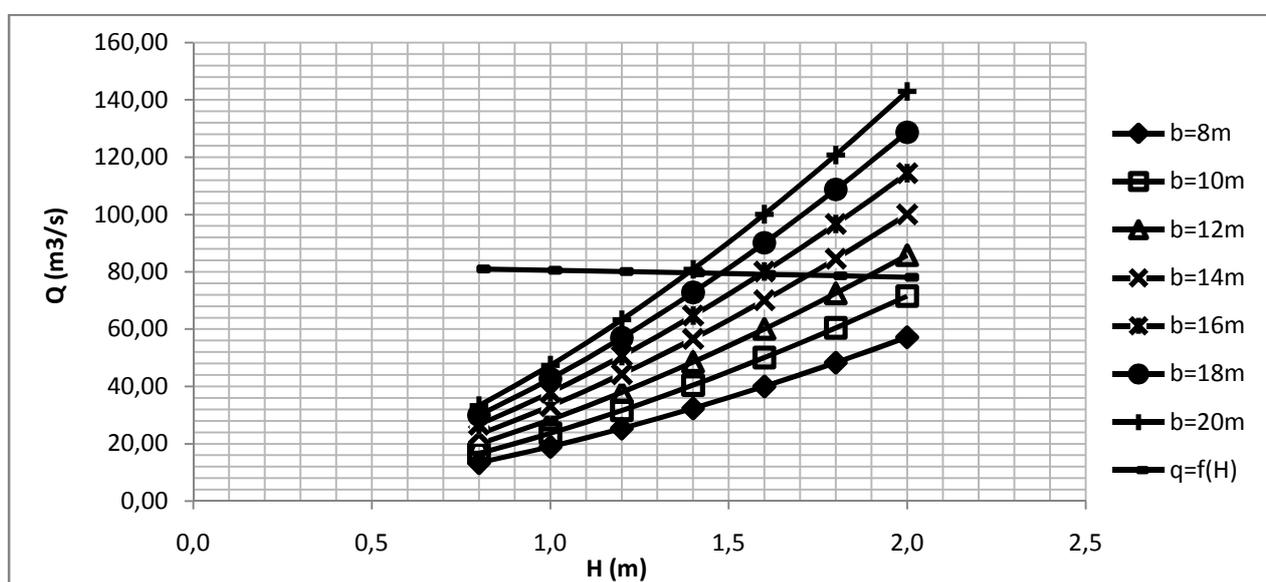


Figure III.15 : $q = f(H)$

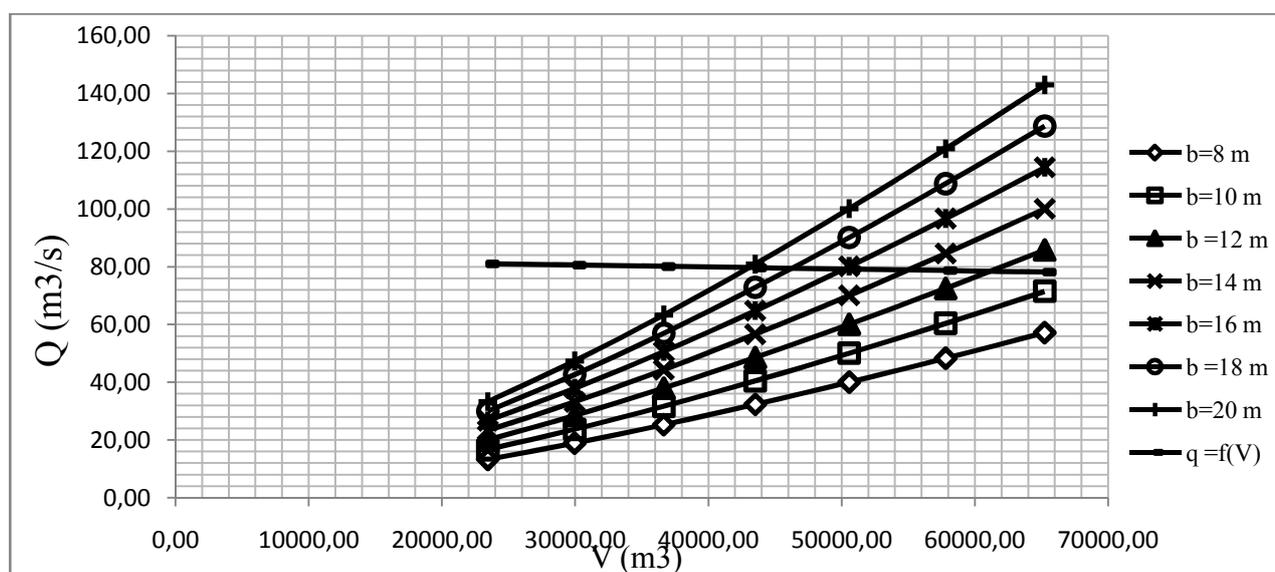


Figure III.16 : $q = f(V)$

Tableau III.41 :Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine

b (m)	12	14	16	18	20
q (m³/s)	78.11	78.63	79.12	79.81	80
H (m)	1.9	1.72	1.58	1.47	1.39

III.8.1.2. Méthode d’EIER-CIECH

Nous conduisons à mettre en évidence le rôle d'un paramètre adimensionnel appelé x_0 pour déterminer l'effet d'un laminage sur les crues schématisées par des hydrogrammes de ce type. L'effet de laminage peut être évalué sous la forme d'un coefficient β tel que :

$$\beta = \frac{Q_{e.max}}{Q_{c.max}} \dots\dots\dots(III.69)$$

Avec:

- $Q_{c.max}$: étant le débit maximum de l'hydrogramme de la crue.
- $Q_{e.max}$: étant le débit maximum évacuer.

Nous pouvons lire directement sur l'abaque n° de l'annexe -- la valeur de β en fonction de $\text{Log}_{10} x_0$ avec :

$$x_0 = \frac{m^2 \cdot g \cdot L_1^2 \cdot Q_{c.max} \cdot T_m^3}{S^3} \dots\dots\dots(III.70)$$

Avec :

- L_1 : largeur approchée du déversoir (m).
- S : surface du plan d'eau (m²).
- g : l'accélération de pesanteur.
- m : coefficient de débit de l'évacuateur.
- T_m : temps de montée de l'hydrogramme de crue (seconde).
- $Q_{c.max}$: étant le débit maximum de l'hydrogramme de la crue (m³/s).

Trouver $Q_{e.max}$ et L , revient à résoudre le système suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = \frac{Q_{e.max}}{Q_{c.max}} \\ Q_{e.max} = m \cdot L \cdot \sqrt{2g \cdot h}^{3/2} \end{array} \right.$$

Si nous désignons par f la fonction qui relie $\text{Log}_{10} x_0$ à β , alors le système d'équation s'écrit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = f \left[\text{Log}_{10} \left(\frac{m^2 \cdot g \cdot L_1^2 \cdot Q_{c.\max} \cdot T_m^3}{S^3} \right) \right] \\ Q_{e.\max} = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2} \end{array} \right.$$

Si h est fixée, il s'agit alors d'un système de deux équations à trois inconnues (β , L, $Q_{e.\max}$) que l'on calculera par itération.

Ainsi pour calculer la largeur d'un déversoir, nous procéderons de la manière suivante :

A. on calcule L_1 sans tenir compte l'effet de laminage

$$L_1 = \frac{Q_{c.\max}}{m \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}} \dots\dots\dots(III.71)$$

B. nous calculons le x_{01} puis $\log_{10} x_{01}$ avec

$$x_{01} = \frac{m^2 \cdot g \cdot L_1^2 \cdot Q_{c.\max} \cdot T_m^3}{S^3} \dots\dots\dots(III.72)$$

Nous obtenons sur l'abaque de -- de l'annexe "--" donc on peut calculer $Q_{e.\max}$ et par la suite L_2

$$L_2 = \frac{\beta_1 \cdot Q_{c.\max}}{m \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}} \dots\dots\dots(III.73)$$

C. nous recommençons le calcul avec L_2 puis avec L_3 et ainsi de suite par itérations successives, jusqu'à obtenir une valeur convergente de L.

Le Tableau suivant donne les différentes caractéristiques en fonction de la charge h

Tableau III.42:Récapitulatif des résultats de la méthode EIER-CIEH

H (m)	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4
β	93.84	91.64	89.78	87.89	85.99	84.08	82.18
q (m³/s)	144.45	141.70	138.83	135.90	132.96	130.01	127.071
b (m)	56	44	35	29	24	20	18

III.8.2. Commentaire

D'après les deux méthodes nous remarquons que la méthode de KOTCHERINE donne de bons résultats par rapport à la méthode du coefficient X_0 , car elle évacue un grand débit avec des lames d'eaux déversantes minimales, nous adoptons donc la méthode de KOTCHERINE

III.9. Etude d'optimisation**III.9.1. Calcul de la revanche****A. Formule de Stevenson Gaillard :**

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (III.74)$$

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III.75)$$

Avec :

- **V** : Vitesse de propagation des vagues (m/s).

$$V = 1,5 + 2H \dots\dots\dots (III.76)$$

- **F** : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre (F = 0.32 km)

$$R = 0,75 \cdot 0,75 + \frac{2,99^2}{2 \cdot 9,81} = 1,02 \text{ m}$$

B. Formule de MALLET et PACQUANT

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (III.77)$$

Avec :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{33} \dots\dots\dots (III.78)$$

$$R = 0,69 + \frac{2,99^2}{2,9,81} = 1,14 \text{ m}$$

C. Formule de Molitor:

$$H = 0,75 + 0,032 \cdot (U.F)^{0,5} - 0,27 F^{0,25} \dots\dots\dots (III.79)$$

$$R = 0,63 + \frac{2,99^2}{2 \cdot 9,81} = 1,52 \text{ m}$$

D. Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.80)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,32} = 1,17 \text{ m}$$

Tableau III.43:Récapitulatif des résultats

Formule	R (m)
STEVENSON GAILLARD	1.02
MALLET et PAQUANT	1.14
Molitor	1.52
Formule Simplifiée	1.17

Pour des raisons de sécurité nous prenons la valeur la plus grande, donc R = 1,6 m

III.9.2. Largeur en crête

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

A. Formule de Knapen

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.81)$$

B. Formule de Preece

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.82)$$

C. Formule Simplifié

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(III.83)$$

D. Formule pratique

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.84)$$

Avec :

- **H_b** : Hauteur du barrage (m) ; $H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$.

Nous admettons une valeur de t =0,15 mètre pour le tassement de la retenue.

Les résultats de calcul selon les différentes méthodes sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.44 :Largeur en crête

b	Hd	Hb	Largeur en crête du barrage			
			Formule de KNAPEN	Formule de E-F-PREECE	Formule simplifiée	Formule pratique
16	2.39	13.37	6.03	5.02	5.54	6.09
18	2.21	13.19	5.99	4.99	5.51	6.05
20	2.09	13.07	5.96	4.98	5.48	6.02
22	1.97	12.95	5.94	4.96	5.45	6.00
24	1.87	12.85	5.91	4.94	5.43	5.97
26	1.78	12.76	5.89	4.93	5.41	5.95
28	1.7	12.68	5.87	4.92	5.39	5.93

Nous prenons $b_c = 7 \text{ m}$

III.9.3. Calcul du volume et du coût de la digue

Tout d'abord, nous calculons le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots (III.85)$$

Avec :

- V_i : le volume du barrage à la cote i .
- L_i : Distance entre deux coupes voisines.
- S_i : Section transversale correspondante à la coupe i

$$\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots\dots\dots (III.86)$$

Avec :

- B_i : Largeur de base, $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$
- m_1, m_2 : Les fruits des talus.
- b : Largeur en crête (m).
- H_i : Hauteur de la tranche au point i

$$[H_i = NNR - Cf + R + h_{\text{dév}} + t] \dots\dots\dots (III.87)$$

Avec :

- R : Revanche en (m).
- t : Tassement en (m).

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

Tableau II.45 :Calcul du cout de la digue

b (m)	12	14	16	18	20
q (m3/s)	78.11	78.63	79.12	79.81	80
h (m)	1.9	1.72	1.58	1.47	1.39
Hbarrage (m)	12.977	12.947	12.847	12.757	12.677
Cote de crte (m)	1137.98	1137.95	1137.85	1137.76	1137.68
Volume du remblais (m3)	38924.27	37963.50	37224.41	36648.72	36232.80
Cout du remblais (DA)	23.355	22.778	22.335	22.172	21.921

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval nous avons pris respectivement 3 et 2,5, et le prix du mètre cube du remblai est estimé à 600 DA d’après le bureau d’étude.

III.9.4. Calcul du coût de l’évacuateur de crues

III.9.4.1. Coût 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 :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots(III.88)$$

Avec :

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

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L \dots\dots\dots(III.89)$$

Avec :

- **S** : Section transversale (m²).
- **L** : Largeur déversant (m).

Selon l’ANBT, en 2013 le mètre cube du béton vaut23000 DA

Tableau III.46 :Calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

N°	b (m)	H (m)	S (m2)	V (m3)	Couts (DA)
1	12	1.9	2.89	34.68	797640
2	14	1.72	2.85	39.90	917700
3	16	1.58	2.82	45.12	1037760
4	18	1.47	2.80	50.40	1159200
5	20	1.39	2.78	55.60	1278800

III.9.4.2. Coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d’assurer les bonnes conditions de l’écoulement.

La longueur approximative du coursier est de 92 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots\text{(III.90)}$$

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

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots\text{(III.91)}$$

Tableau III.47 :Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

N°	b (m)	H (m)	Q (m3/s)	bc (m)	H (m)	V (m3/s)	Cout (DA)
1	12	1.9	78.110	5.72	4.36	549.373	12635574.45
2	14	1.72	78.630	5.73	4.38	551.358	12681232.03
3	16	1.58	79.120	5.75	4.40	553.223	12724133.68
4	18	1.47	79.810	5.77	4.42	555.841	12784347.86
5	20	1.39	80.000	5.77	4.43	556.560	12912200.25

Tableau III.48 :Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes

N°	b (m)	H ^d (m)	H ^b (m)	Digue	Déversoir	Coursier (DA)	Evacuateur (DA)	Total (DA)
1	12	1.9	12.92	23354561.54	797640	12635574	13433214	36787775.99
2	14	1.72	12.74	22778100.00	917700	12681232	13598932	36377032.03
3	16	1.58	12.60	22334646.29	1037760	12724134	13761894	36096539.97
4	18	1.47	12.49	22172473.00	1159200	12784348	13943548	36116020.86
5	20	1.39	12.41	21920845.46	1278800	12912200	14191000	36111845.71

A partir de la courbe d'optimisation représentée par la Figure (III.18) :

- La largeur déversante donnant le coût minimum est **16m**.
- $q = 79,12 \text{ m}^3/\text{s}$
- $h = 1,58 \text{ m}$
- La hauteur du barrage est : **H_b = 12,64 m**.
- Le niveau de crête est : **1137,6 m**.

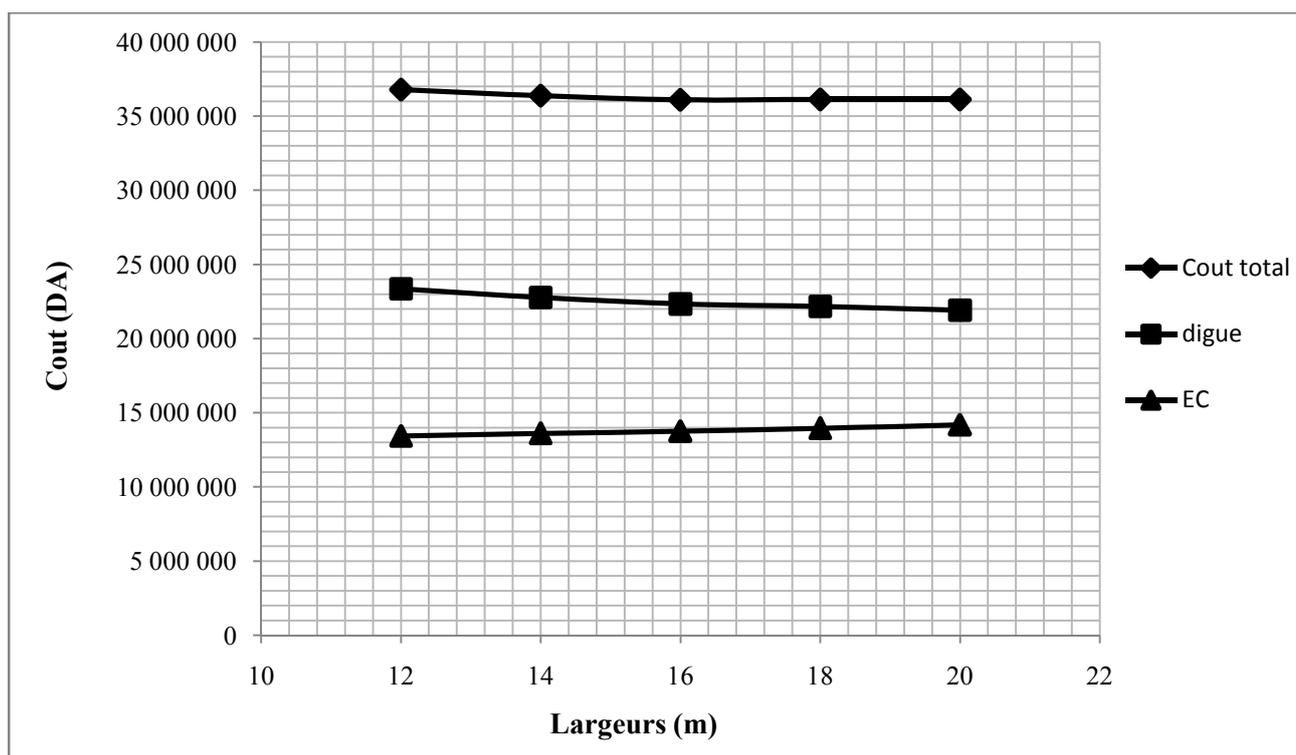


Figure III.17 : Courbe d'optimisation

Tableau III.49 :Caractéristiques du barrage

Dénomintion	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	0,019
volume utile	Mm ³	0,1044
Volume au NNR	Mm ³	0,1234
Côte du fond	mNGA	1125
côte NVM	mNGA	1128,4
côte NNR	mNGA	1134,3
côte NPHE	mNGA	1135,89
Côte en crête	mNGA	1137,6
Largeur en crête	m	7
Largeur du déversoir	m	16
Longueur en crête	m	182

III.10.Laminage pour un déversoir de largeur b=16 m

Nous allons calculer et tracer la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir en prenant un pas de 0,5 heure.

Tableau III.50:Les volumes et les débits déversants

b = 16 m					
1	2	3	4	5	6
cote	H	q (m ³ /s)	$1/2*q*\Delta t$	V	$V+1/2*q*\Delta t$ (m ³)
1134.3	0	0	0	126000	126000
1134.5	0.2	3.11	5590.92	131960	137551
1134.7	0.4	8.79	15813.50	137940	153754
1134.9	0.6	16.14	29051.26	144100	173151
1135.1	0.8	24.85	44727.34	150440	195167
1135.3	1	34.73	62508.35	157940	220448
1135.5	1.2	45.65	82169.37	164660	246829
1135.7	1.4	57.53	103545.24	171560	275105
1135.88	1.58	68.97	124143.42	178640	302783

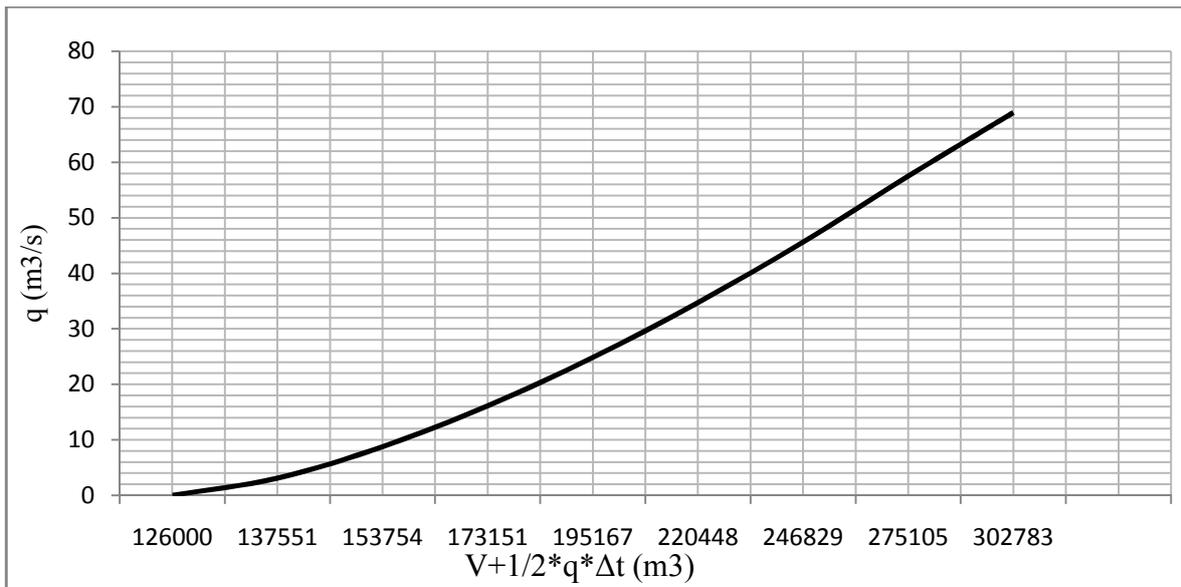


Figure III.18 : Courbe des débits déversants

Les résultats de calcul de l'hydrogramme des débits sortants sont dans l'annexe III

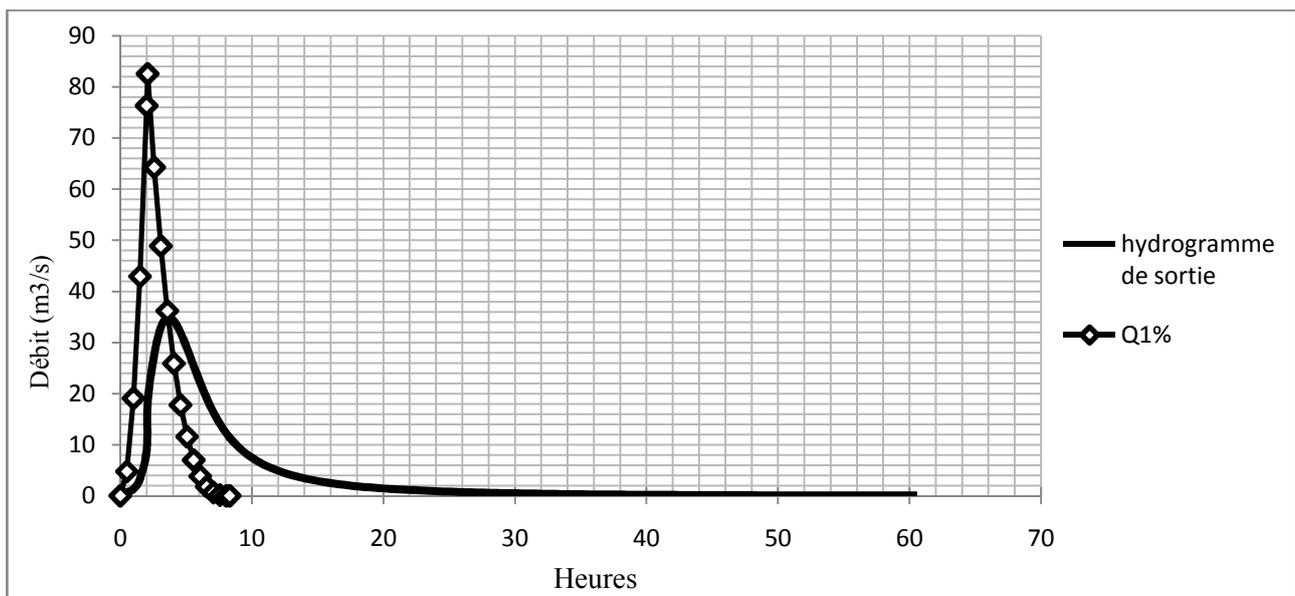


Figure III.19 : Hydrogrammes des débits entrants et sortants

Conclusion

L'étude hydrologique nous a permis d'avoir les caractéristiques nécessaires (précipitations, climat, crue..) qui sont indispensables pour le dimensionnement de la digue.

A partir de ce chapitre nous avons trouvé les résultats suivants :

- ❖ La retenue aura une hauteur de 12,64 m et une capacité de 0,126 Mm³
- ❖ L'évacuateur de crues aura une largeur optimale de 16 m, avec une lame déversante de 1,58 m.

Chapitre : IV

**ETUDE DES VARIANTES
DE LA DIGUE**

IV.1. Introduction

Selon la commission internationale des grands barrages, les barrages en terre comptent parmi les ouvrages de génie civil les plus anciens. Nous retrouvons des traces d'ouvrages vieux de plus de 2000 ans notamment en Asie, ce type d'ouvrage représente un important pourcentage des barrages construits dans le monde. Son évolution a fortement été dépendante de l'expérience acquise, du perfectionnement des moyens de mise en œuvre des matériaux, et du développement de la mécanique des sols et des moyens d'analyse.

Il existe plusieurs types de barrages en remblai, en fonction de la nature des matériaux disponibles et du système d'étanchéité choisi. En effet, nous distinguons :

- Barrages en remblai homogène (sans système d'étanchéité).
- Barrages zonés qu'a un système d'étanchéité interne.
- Barrages en enrochement à masque en béton.

IV.2. Le choix du site de la retenue

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

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

- La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes et de l'aménagement.
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

IV.3. Choix du type de la retenue

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

A. La topographie du site

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

B. La morphologie de la vallée

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et du type de barrage à planter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un

barrage en remblai ; un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte, lorsque les fondations le permettent.

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

D. 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 du barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

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

IV.4. Les variantes à choisir

Les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, pour cela nous avons trois variantes au choix :

IV.4.1. Barrages en terre homogènes

Les barrages homogènes sont le plus souvent réalisés en argile peu plastique, dont les caractéristiques tant hydrauliques que mécaniques permettent en toute sécurité d'adopter des pentes de talus 2,0 à 2,5 en amont et en aval, moyennant le respect des spécifications de compactage. Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif varie de 10^{-7} à 10^{-8} m/s. Ce type de variante de barrage engendre des quantités considérables de matériaux.

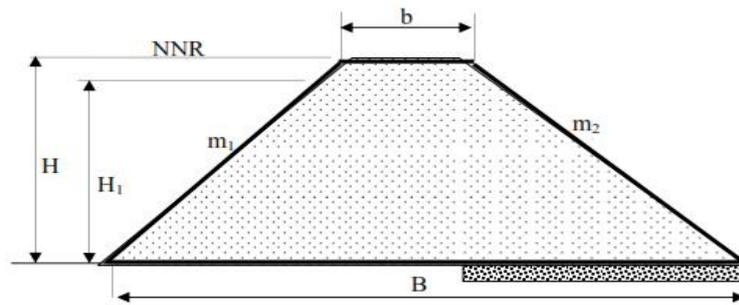


Figure IV. 1 : Coupe transversale d'une digue homogène

IV.4.2. Barrages à zones

Nous adoptons cette variante lorsque la quantité des matériaux de construction pour une digue homogène est insuffisante. Ce sont des digues formées essentiellement par un noyau en terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

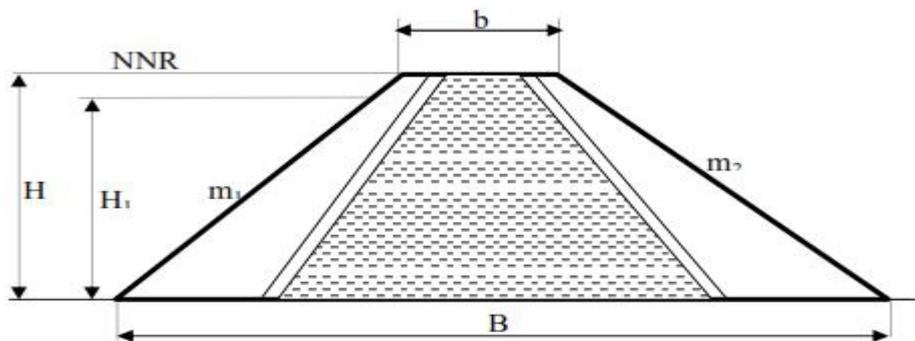


Figure IV.2 : Coupe transversale d'une digue zonée

IV.4.3. Barrage en enrochement avec masque en béton

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés, telles que le manque de matériaux convenables, et la difficulté de mise en œuvre ; alors le barrage en enrochement avec masque en béton peut être la solution idéale pour la réalisation de la digue. Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément. Il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique et thermique.

C'est le type de masque le plus ancien et qui est pratiquement abandonné à cause de sa rigidité qui s'accommode très mal avec les déformations du massif support.

En général, il se compose de dalles préfabriquées ou coulées sur site avec des joints de dilatation qui atténuent l'effet des déformations du béton.

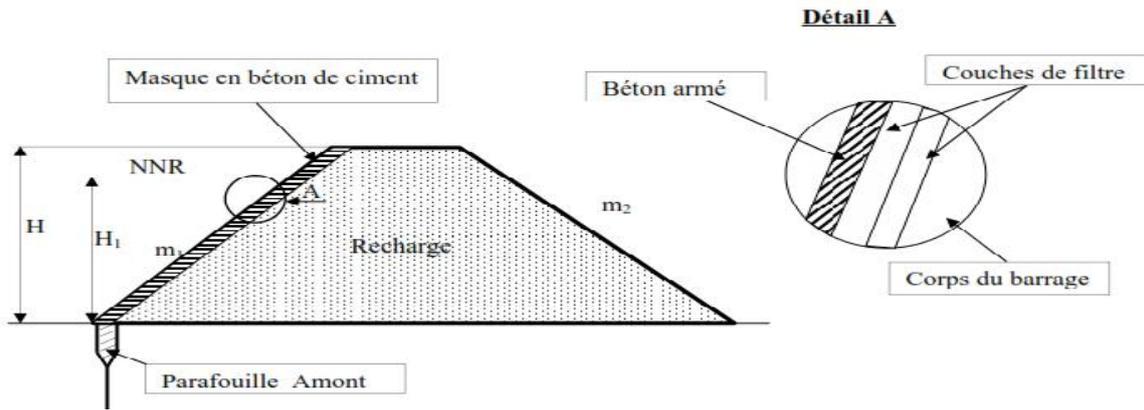


Figure IV.3 : Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton

Pour adopter la bonne variante, nous faisons une étude de comparaison économique des variantes, proposées auparavant, susceptibles d'être projetées sur le site. Les digues proposées sont dimensionnées approximativement au niveau de notre étude comparative, nous ne tiendrons pas compte du coût des ouvrages annexes car, nous supposons que le coût est le même pour toutes les variantes.

IV.5. Définition du profil général de la retenue

IV.5.1. Hauteur de la retenue

A. Calcul de la revanche

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation

$$R = 1,6 \text{ m}$$

B. Calcul du tassement

Nous avons estimé le tassement de (1 à 3) % de la hauteur de l'ouvrage.

$$t = (1-3) \% H_b \dots \dots \dots (IV.1)$$

$$t = 0,015 \times 12,60 = 0,19 \text{ m}$$

Donc la cote en crête est :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t = 1134,27 - 1125 + 1,58 + 1,6 + 0,19 = 12,64 \text{ m}$$

Nous prenons la hauteur de barrage

$$H_b = 12,64 \text{ m}$$

C. Largeur en crête

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé

$$b_c = 7 \text{ m}$$

D. La longueur en crête

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

$$L_{cr} = 182 \text{ m}$$

IV.5.3. Choix des pentes des talus

La pente des talus doit assurer leur stabilité statique. C'est à dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Le tableau suivant donne les valeurs des pentes des talus en fonction de la hauteur et du type du barrage.

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur de la digue	Type de barrage (m)	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5m	Homogène	2,5	2,0
	A zones	2,0	2,0
5 ≤ H < 10 m	Homogène granularité étendue	2,0	2,0
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2,5	2,5
	A zones	2,0	2,5
10 ≤ H < 20 m	Homogène granularité étendue	2,5	2,5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	3	2,5
	A zones	2,0	3

D'après le tableau des fruits des talus, en fonction de la hauteur et le type de barrage nous choisissons les pentes.

IV.6. Barrage en terre homogène

IV.6.1. Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01

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

IV.6.2. Protection des talus

IV.6.2.1. Talus amont

A. 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.

$$e = C.v^2 \dots\dots\dots(IV.2)$$

Avec :

- **V**: Vitesses des vagues déterminées par formule de Gaillard.
- **C**: Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé. Il est donné par le tableau ci-dessous.

Tableau IV.02 : Valeurs du coefficient C

Fruit du Talus	Valeur de C pour différents γ_p		
	$\gamma_p = 2,50$	$\gamma_p = 2,65$	$\gamma_p = 2,80$
12:1	0,027	0,022	0,020
4:1	0,027	0,024	0,022
3:1	0,028	0,025	0,023
2:1	0,031	0,028	0,026
1,5 :1	0,036	0,023	0,030
1:1	0,047	0,041	0,038

A partir du tableau IV.2, pour $\gamma_p = 2,5 \text{ t/m}^3$ et $m = 3$, nous trouvons $C = 0,028$.

$$e = 2,99^2 \times 0,028 = \mathbf{0,25 \text{ m}}$$

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0,52 \gamma_p . e^3 \dots\dots\dots(IV.3)$$

$$W = \mathbf{0,02039 \text{ tonne}}$$

B. US ARMY corps of Engineers

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

Tableau IV.03 : Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D_{50}^{min} (m)
0-0,30	0,30	0,20
0,30-0,60	0,40	0,25
0,60-1,20	0,45	0,30
1,20-1,80	0,55	0,40
1,80-2,40	0,70	0,45
2,40-3,00	0,80	0,55

Nous avons la hauteur des vagues $H_v = 0,75$ m, donc $0,62 \text{ m} < H_v < 1,20$ m.

$$e = 0,45 \text{ m}$$

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

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur d'encrochement $e=0,45$ m et un diamètre de 50% des blocs $D_{50}=0,30$ m.

IV.6.2.2. Le talus aval

Il sera protégé contre l'érosion par un encrochement à réaliser au fur à mesure que les travaux de terrassement. Un encrochement de pierres reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3 m) doit être réalisé.

- ✓ **Remarque :** à cause des racines de la végétation qui risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, nous avons évité d'herber le parement du talus aval.

IV.6.3. Calcul des drains

Le système de drainage de la digue est constitué d'un Tapis filtrant réalisé, en bas de la partie amont de la digue, combiné avec un filtre vertical sans oublier le prisme de drainage.

A. Dimensionnement du Drain Tapis

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

- L_b : Longueur transversale de la retenue, $L_b = 76,52$ m.

Donc :

$$L_d = 25,50 \text{ m}$$

B. Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de **1 m**. L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par le tapis drainant, Le niveau du drain vertical est au niveau NPHE.

$$N_{dr} = 1134,89 \text{ m NGA}$$

C. Dimensionnement du prisme aval

Hauteur :

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (IV.5)$$

Avec :

- H_b : hauteur du barrage, $H_b = 12,64$ m.

$$H_p = 0,17 \times H_b = 0,17 \times 12,64 = 2,15 \text{ m}$$

$$H_p = 2,15 \text{ m}$$

Largeur en crête :

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots (IV.6)$$

$$b_p = 1/3 \times 2,15 = 0,71 \text{ m}$$

Nous prenons

$$b_p = 0,71 \text{ m}$$

Fruits de talus :

$$m_1 = (1 \div 1,75) \dots\dots\dots (IV.7)$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5) \dots\dots\dots (IV.8)$$

Nous prenons : $m_1 = 1,5$ et $m_2 = 2$.

Largeur en base du prisme :

Elle est exprimée par :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p \dots\dots\dots (IV.9)$$

$$B_p = 0,71 + (1,5 + 2) \times 2,15 = 8,53 \text{ m}$$

$$B_p = 8,53 \text{ m}$$

IV.7. Barrage zoné a noyau d'argile

IV.7.1. Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

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

IV.7.2. Protection des talus

IV.7.2.1. Talus amont

A. Tennessee Valley Authority (T.V.A)

A partir du tableau IV.02, pour $\gamma_p = 2,5 \text{ t/m}^3$ et $m = 3$, nous trouvons $C = 0,028$.

$$e = 2,99^2 \times 0,028 = 0,25 \text{ m}$$

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'encrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0,52 \gamma_p \cdot e^3 \dots\dots\dots (IV.10)$$

$$W = 0,02039 \text{ tonne}$$

B. Méthode de l'US Army Corps of Engineers

La hauteur des vagues H_v est égale à **0,75 m**, à partir du tableau IV.3 Nous trouvons :

$$0,62 \text{ m} < H_v < 1,20 \text{ m.}$$

$$e = 0,45 \text{ m}$$

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

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur d'encrochement $e=0,45 \text{ m}$ et un diamètre de 50% des blocs $D_{50}=0,30\text{m}$.

IV.7.3. Etanchéité de la retenue

IV.7.3.1. Noyau

Le noyau est un organe qui assure l'étanchéité de la retenue 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. Largeur en crête

$$L_{crn} = [1/17 \div 1/3] H_b \dots\dots\dots (IV.11)$$

Avec :

- **Hb** : hauteur totale du barrage

$$L_{crn} = 0.3 \times 12,64 = 3,79 \text{ m}$$

$$L_{crn} = 4 \text{ m}$$

B. Hauteur du noyau

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (IV.12)$$

$$H_n = 11,64 \text{ m}$$

C. Largeur à la base du noyau

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{noy}} \leq J_{adm} \Rightarrow B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} \dots\dots\dots (IV.13)$$

Avec :

- **ΔH** : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; ΔH=H₁-H₂
- **H₂** : Hauteur d'eau à l'aval, **H₂= 0**.
- **H₁** : Hauteur d'eau à l'amont, **H₁=9,27 m**.
- **B_{noy}**: Largeur à la base du noyau (m)
- **J_{adm}** : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux VI.4 et VI.5 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique J_{adm}

Tableau VI.04 :Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

D'après le tableau, la retenue de notre projet est de **classe IV**.

Tableau VI.05 :Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	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, J_{adm}= 1,8

$$B_{Noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{9.27 - 0}{1,95} = 4,75m$$

$$B_{Noy} > 5 \text{ m}$$

Nous pouvons calculer la Largeur à la base du noyau par une deuxième méthode

La base du noyau aura l'épaisseur donnée par :

$$B_{min} = 6 + C \cdot Hn \dots\dots\dots (IV.14)$$

$$B_{max} = (0,8 \div 1,2)Hb \dots\dots\dots (IV.15)$$

Avec :

- $0,15 \leq C \leq 0,3$, $C = 0,2$

Nous trouvons

$$B_{min} = 8,33\text{m} \text{ et } B_{max} = 15,17 \text{ m.}$$

Nous prenons

$$B = 15 \text{ m}$$

D. Pente des talus

$$m_1 = m_2 = \frac{B_{NOY} - b_{noycrete}}{2Hn} \dots\dots\dots (IV.16)$$

$$m = \frac{(15 - 4) / 2}{11,64} = 0,47$$

Nous prenons

$$m_1 = m_2 = 0,5$$

Tableau IV.06 :Caractéristiques du noyau

Largeur en crête (m)	4
Hauteur du noyau (m)	12
Largeur à la base du noyau (m)	15
Pente des talus	0.5

VI.7.3.2. Dimensionnement du Drain Tapis

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.17)$$

Avec :

- L_b :Longueur transversale de la retenue, $L_b = 76,52 \text{ m.}$

Donc :

$$L_d = 25,5\text{m}$$

IV.7.3.3. La clé d'étanchéité

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 2,5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0,50 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,0$.

IV.8. Barrage en enrochement a masque en béton

IV.8.1. Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

- Parement amont $m_1 = 2,5$
- Parement aval $m_2 = 2,5$

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

$$e = 0,3 + 0,002 \times H_b \dots\dots\dots (IV.18)$$

$$e = 0,33 \text{ m}$$

IV.9. Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes

Le volume du corps du barrage est donné par la formule :

$$V_b = \sum V_i \dots\dots\dots (IV.19)$$

Tel que :

$$V_i = \frac{[s_i - s_{i+1}]}{2} L_i \dots\dots\dots (IV.20)$$

Avec :

- V_i : volume du barrage dans la coupe i.
- W_i : section transversale du barrage dans la coupe i.
- L_i : distance entre deux coupes voisines.

$$S_i = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi} \dots\dots\dots (IV.21)$$

Avec :

- b : largeur du couronnement.

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi} \dots\dots\dots (IV.22)$$

- m_1 : pente du talus amont.
- m_2 : pente du talus aval.

IV.9.1. Barrage en terre homogène

A. les recharges

Tableau IV.07 :Volume des recharges pour la variante terre homogène

n°	Si (m2)	Smoy (m2)	Li (m)	Vmoy (m3)	V (m3)
S1	0	88.71695	37.62	3337.532	39347.291
S2	177.4339	366.59195	37.62	13791.189	
S3	555.75				
S4	257.1136	406.4318	26.14	10624.127	
S5	152.4156	204.7646	42.41	8684.067	
S6	0	76.2078	38.19	2910.376	

B. Protection du talus amont

Tableau IV.08 :Volume du Rip-Rap pour la variante terre homogène

n°	Si (m2)	Smoy (m2)	Li (m)	Vmoy (m3)	V (m3)
S1	0.00	4.88	37.62	183.62	1730.75
S2	9.76				
S3	18.50	14.13	37.62	531.59	
S4	12.07	15.28	26.14	399.51	
S5	8.94	10.50	42.41	445.39	
S6	0.00	4.47	38.19	170.64	

IV.9.2. Barrage en terre zoné

A. Recharges et noyau

Tableau IV.09 :Volume des recharges pour la variante terre zoné

n°	Si (m2)	Smoy (m2)	S recharge (m2)	S noyau (m2)	Li (m)	Vmoy recharge (m3)	Vmoy noyau (m3)	V recharge (m3)	V noyau (m3)
S1	0	88.72	70.52	18.20	37.62	2652.91	684.62	31276.05	8071.24
S2	177.434	366.59	291.39	75.20	37.62	10962.23	2828.96		
S3	555.75	406.43	323.06	83.37	26.14	8444.82	2179.31		
S4	257.114	204.76	162.76	42.00	42.41	6902.72	1781.35		
S5	152.416	76.21	60.58	15.63	38.19	2313.38	597.00		
S6	0								

B. Protection du talus amont

Tableau IV.10 :Volume du Rip-Rap pour la variante terre zoné

n°	Si (m2)	Smoy (m2)	Li (m)	Vmoy (m3)	V (m3)
S1	0.00	4.88	37.62	183.62	1730.75
S2	9.76		37.62	531.59	
S3	18.50	15.28	26.14	399.51	
S4	12.07	10.50	42.41	445.39	
S5	8.94	4.47	38.19	170.64	
S6	0.00		38.19	170.64	

IV.9.3. Barrage en enrochement a masque en béton

Tableau IV.11 :Volume d'enrochements pour la variante enrochement a masque en béton

n°	Si (m2)	Smoy (m2)	Li (m)	Vmoy (m3)	V (m3)
S1	0	82.8345	37.62	3116.234	36544.24
S2	165.669	339.5845	37.62	12775.169	
S3	513.5	376.318	26.14	9836.953	
S4	239.136	190.846	42.41	8093.779	
S5	142.556	71.278	38.19	2722.107	
S6	0		38.19	2722.107	

Tableau IV.12 : Volume du masque en béton

n°	Si (m2)	Smoy (m2)	Li (m)	Vmoy (m3)	V (m3)
S1	0.00	3.58	37.62	134.66	1269.22
S2	7.16				
S3	13.57	10.36	37.62	389.84	
S4	8.85	11.21	26.14	292.97	
S5	6.55	7.70	42.41	326.62	
S6	0.00	3.28	38.19	125.14	

Tableau IV.13 : Cout de différentes variantes de la digue

Variante	Matériaux	Quantité (m3)	Prix unité (DA)	Cout (millions DA)	Total (millions DA)
Homogène	Recharges	39347.29	600	23608374.38	30562641.42
	Enrochement	1730.75	1000	1730752.95	
	Drains	4352.93	1200	5223514.08	
Zoné	Recharges	31276.05	600	18765630.92	35765625.83
	Noyau	8071.24	500	4035619.55	
	Rip-Rap	1730.75	1000	1730752.95	
	Drains	9361.35	1200	11233622.40	
Avec masque	Recharges	36544.24	1100	40198665.08	69390698.23
	Béton	1269.22	23000	29192033.15	

IV.9.4. Comparaison des résultats et discussions

D'après les résultats du tableau IV.13, nous pouvons s'orienter vers la 1^{ère} variante car elle est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement, Mais avant tout rappelons que la 1^{ère} variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables dont la zone d'emprunt d'après les normes de construction devra receler en matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

Mais d'après l'analyse de la zone d'emprunte, nous trouvons que la quantité d'argile est insuffisante pour s'orienter vers la variante d'une digue homogène, pour cela nous allons opter pour une digue zoné avec noyau.

IV.10. Etude de la variante retenue

Tableau IV.14 :Caractéristiques de la variante retenue

Revanche (m)	1.6	
Hauteur (m)	12.64	
Longueur en crete (m)	182	
Largeur en crete (m)	7	
Pente des talus	Talus amont	3
	Talus aval	2.5
Classe de l'ouvrage	IV	

IV.10.1. Protection des talus

Il s'agit de protéger le talus amont de l'action mécanique des vagues. En effet, celui-ci étant généralement constitué d'un matériau argileux, porté à saturation, sa résistance à une sollicitation dynamique extérieure s'avère, médiocre. De plus, ce talus est potentiellement sensible aux phénomènes de dessiccation, qui peuvent provoquer l'apparition de fissures de retrait dans la partie exondée en saison sèche.

Pour les petits barrages, il est envisageable de limiter cette protection à une bande s'étalant de part et d'autre du niveau normal. Elle constitue, en outre, un moyen de prévention efficace des dégâts provoqués par les animaux fouisseurs et le piétinement des animaux domestiques.

Pour la protection du talus amont, nous avons opté pour la solution de revêtement enrochements dont nous devons déterminer l'épaisseur ainsi que le diamètre moyen de la pierre.

L'épaisseur d'enrochement et le diamètre de 50 % des blocs ont été déterminés par la méthode d'US Army corps. Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15 :Caractéristiques du Rip-Rap

Epaisseur (m)	0.45
D⁵⁰ (m)	0.3

IV.10.2. Dimensionnement des filtres et drains

La présence d'une charge hydraulique à l'amont du remblai engendre une infiltration d'eau dans le barrage et ses fondations. Malgré l'attention accordée au dispositif d'étanchéité prévu, ces infiltrations peuvent être nuisibles à la stabilité tant hydraulique que mécanique de l'ouvrage. Pour y remédier nous prévoyons un dispositif de drainage souvent associé à des filtres.

IV.10.2.1. Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches, chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

Le rôle des filtres est très important dans le fonctionnement d'un barrage en terre, particulièrement sur le plan de la sécurité de l'ouvrage ; ainsi ils peuvent jouer de nombreuses fonctions complémentaires les unes aux autres, parfois les filtres peuvent jouer le rôle de drains surtout dans les petits barrages.

Parmi leurs rôles, nous pouvons citer :

Entreposés entre deux couches à granulométrie différentes, ils évitent que les grains fins de la première couche ne soient entraînés par les eaux d'infiltration à travers les matériaux de gros diamètres.

Entreposés de part et d'autre d'un noyau d'étanchéité ou sous un écran d'étanchéité, ils jouent le rôle de couches drainantes en évacuant les eaux d'infiltration vers l'aval du barrage.

Intercalés entre un massif de barrage et sa fondation, si elle est argileuse, contribue grandement à activer sa consolidation grâce à leur rôle drainant qui réduit les pressions internes.

A. Construction du fuseau granulométrique

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZAGHI (1922), perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Critères de conception :

- $\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq 4 \div 5$ Condition l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.
- $\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} > 4 \div 5$ Condition de perméabilité.
- $\frac{D_{50}(\text{filtre})}{d_{50}(\text{sol})} < 25$ Parallélisme des courbes granulométriques.
- $\frac{D_{60}(\text{filtre})}{D_{10}(\text{filtre})} \leq 20$ Coefficient d'uniformité du filtre.

Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le D_{15} , D_{50} et D_{60} du filtre.

- $D_{15 \text{ filtre}} < 4 \times d_{85 \text{ sol}}$

$$D_{15 \text{ filtre}} < 4 \times 0,048 \longrightarrow D_{15 \text{ filtre}} < 0,192 \text{ mm}$$

- $D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times d_{15 \text{ sol}}$

$$D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times 0,0014 \longrightarrow D_{15 \text{ filtre}} > 0,0056 \text{ mm}$$

- $D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times d_{50 \text{ sol}}$

$$D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times 0,009 \longrightarrow D_{50 \text{ filtre}} < 0,225 \text{ mm}$$

- $D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times d_{10 \text{ filtre}}$

$$D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times 0,005 \longrightarrow D_{60 \text{ filtre}} < 0,1 \text{ mm}$$

Avec :

- D_{xx} : diamètre caractéristiques des filtres.
- d_{xx} : diamètre caractéristique du noyau.

Le fuseau granulométrique est présenté dans l'annexe II

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

- Couches horizontales de sables : 0,15 m
- Couches horizontales de graviers : 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées : 1,00 m

Notre filtre est constitué du gros sable et sable fin, donc il faut utiliser une épaisseur minimale de 0,15 m pour la couche du filtre horizontale et 1 m pour la couche du filtre inclinée.

B. Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard

La condition de l'absence du renard au massif du sol.

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{UF} (1 + 0,05UF) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (IV.23)$$

- **UF** : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.

$$UF = D_{60}/D_{10} = 0,09/0,031 = 2,90$$

- $n = n_0 - 0,1 \log (UF)$

Tableau IV.16 : Valeurs de D_5 , D_{17} , n_0 et n

D_5 (mm)	0.12
D_{17} (mm)	0.25
n_0	0.45
n	0.404

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{2,90(1 + 0,056.67)} \frac{0,404}{1 - 0,404} = 0,30$$

$$\frac{D_{15}}{D_{17}} = 0,81 > 0,30$$

Il n’y a pas de risque de l’apparition du phénomène du renard dans le filtre.

C. Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre

$$K_F > (2 + \sqrt[6]{U_F}) \cdot K_N \dots\dots\dots(IV.24)$$

Avec:

- K_F : Coefficient de perméabilité du filtre 4.10^{-8} m/s.
- K_N : Coefficient d’infiltrations du remblai de la digue 10^{-8} m/s.

$$(2 + \sqrt[6]{6,67}) 4.10^{-8} = 1,32.10^{-5} \text{ m/s}$$

$$K_F > 1,32 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

IV.10.3 Dispositif d’étanchéité

IV.10.3.1 Le noyau

Le dimensionnement du noyau dans l’étude des variantes, nous a donné les résultats suivants :

Tableau IV.17 :Caractéristiques du noyau

Largeur en crête (m)	4
Hauteur du noyau (m)	12
Largeur à la base du noyau (m)	15
Pente des talus	0.5

IV.10.3.2. Clé d’étanchéité

C’est une tranchée remplie de matériaux assurant l’étanchéité du massif, elle doit recouper la couche perméable et s’ancrer dans le substratum imperméable.

Cette solution est adoptée lorsque l’épaisseur de la couche imperméable n’est pas très grande, car l’exécution de la tranchée et son remblayage se fait d’une manière mécanique.

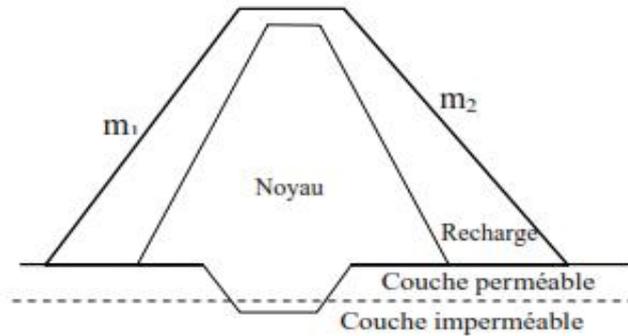


Figure IV.5 : Clé d'étanchéité

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 2,5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0,50 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,0$.

Cette clé d'étanchéité sera liée au dispositif d'étanchéité et sera réalisée sur l'axe de la digue ou légèrement en amont de celui-ci. On s'assurera, dans tous les cas, que la couverture du remblai imperméable au-dessus de la tranchée est suffisante.

IV.10.3.3. Tapis imperméable amont

Lorsque l'étanchéité de la retenue ne peut pas être réalisée par une coupure au droit du barrage, la solution consiste à étancher la cuvette totalement ou partiellement à l'aide d'un tapis en matériaux argileux compactés. Nous pouvons adjoindre aux matériaux argileux des produits d'étanchéité, des polymères synthétiques et de la bentonite pour améliorer son efficacité.

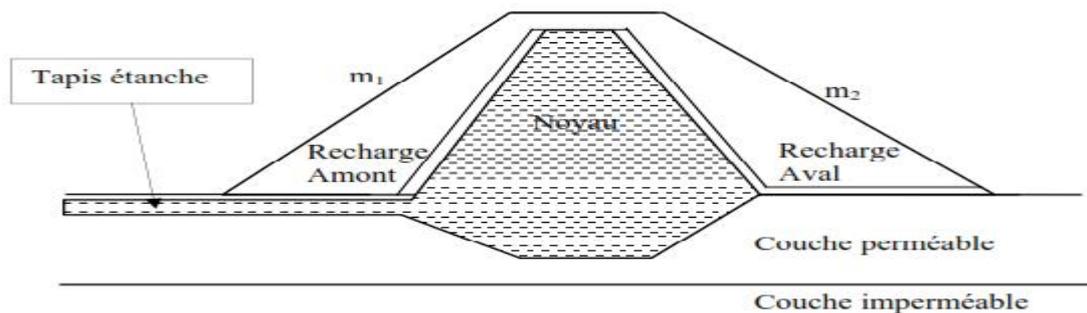


Figure IV.6 : Tapis d'étanchéité

IV.10.4. Le drainage

Le drainage de la digue est assuré par un tapis drainant qui a une longueur de est déterminée dans l'étude comparative des différentes variantes de la retenue elle est de 25,5 m et une épaisseur de 1.58 m.

Nous prévoyons aussi un prisme de drainage à l'aval du barrage qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau IV.18 : Caractéristiques du prisme de drainage

Hauteur (m)		2,15
Largeur en crête		0,71
Fruits de talus	m1	1,5
	m2	2
Largeur en base du prisme		8,53

IV.10.5. Etude des infiltrations

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 desaturationsituée au-dessus de la ligne phréatiqueà une distance correspondante à l'élévation capillaire de l'eaude saturation.

Letracé de laligne phréatique estnécessaire pour ladéterminationdesdébitsde fuiteàtravers le corps dela digueafind'apprécier les risques d'émergence del'eau particulièrementtrès dangereuxle longdu talus aval (figure IV.7).

KOZENY(1931)amontréquelalignedesaturationestdeforme parabolique,de foyer Aet d'axe Ax, d'équation:

- $(x+y_0) = x + y$
- En point B : $x = d$ et $y = h$

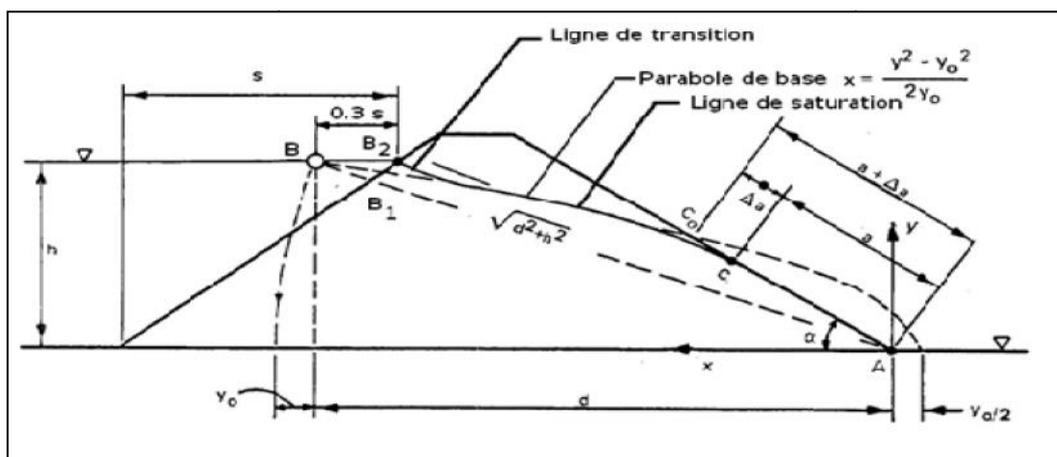


Figure IV.7 : Schéma de calcul de la ligne de saturation

Tableau IV.19 :Coordonnées de la parabole de Kozeny

X (m)	-1	-0.5	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
Y (m)	1.977	2.669	3.215	3.681	4.095	4.470	4.817	5.140	5.443	5.731	6.005	6.267	6.519
X (m)	5.5	6	6.5	7	7.5	8	8.5	9	9.5	10	10.06	11.06	11.76
Y (m)	6.761	6.994	7.221	7.440	7.653	7.860	8.062	8.259	8.452	8.640	8.662	9.026	9.272

Lepoint «C₀» delaparaboleaveclafaceaval,traduitencoordonnéespolaire, L'origineétant au foyer « A » par la relation:

$$\rho = \frac{y_0}{1 - \cos\theta} \dots\dots\dots (IV.25)$$

Avec:

- **ρ**:rayon polaire.
- **θ**:Angle polaire avec l'axe de la parabole.
- **α**: angle du talus avec l'horizontale, nous aurons alors.

$$\rho = 5,742m$$

- $\rho = a + \Delta a$
- $\theta = \alpha$

Soit : a = AC avec C, point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval.

$$\Delta a = C_0 C$$

Nous aurons alors un système d'équation

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos\theta}$$

A partir de l'abaque de CASAGRANDE, nous trouvons : $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,26$

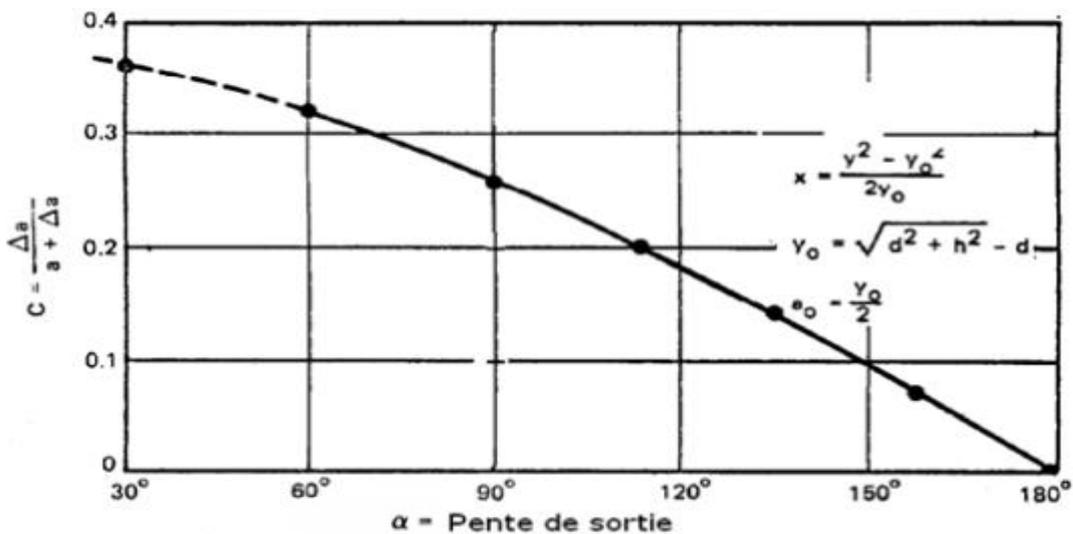


Figure IV.8 : Caractéristique de la ligne de saturation déterminée à partir du rapport $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = f(\alpha)$, d'après Casagrande (1937)

$$a=3,96 \text{ et } \Delta a=1,78$$

IV.10.5.1. Débit d'infiltration

A. A travers la digue

D'après la loi de Darcy, le débit d'infiltration est :

$$q = K.I.A \dots\dots\dots(IV.26)$$

Avec :

- **q** : débit d'infiltration (m²/s/ml).
- **I** : gradient hydraulique.
- **K** : Coefficient de perméabilité. (K=4,10⁻⁸ m/s).
- **A** : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx} \text{ et } A = y.1$

Donc

$$q = K.y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots(IV.27)$$

Avec

$$y \frac{dy}{dx} = y_0$$

D'où

$$q = K.y_0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml} \dots\dots\dots(IV.28)$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q.L \dots\dots\dots(IV.29)$$

$$y_0 = 3,22 \text{ m}$$

$$K = 3,6 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$q = 3,6 \times 10^{-8} \times 3,22 = 1,16 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}/\text{ml}$$

Donc

$$Q_I = q.L = 1,16 \times 10^{-7} \times 182 = 2,110 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = 2,11 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

B. A travers la fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

$$q = K.I.A \dots\dots\dots(IV.30)$$

Avec :

- **K** : Coefficient de perméabilité. **K=4*10⁻⁸m/s**

$$I=H/L_b \dots\dots\dots (IV.31)$$

- **H** : Charge de la retenue, **H= 9,27 m**
- **L_b** : 65m L'emprise du barrage.
- **A** :Section d'infiltration par unité de longueur. **A=T.1**
- **T** : Profondeur du sol de fondation perméable. **T=2,5m**

D'où :

$$q \approx K.I.T \dots\dots\dots(4.32)$$

$$q=4 \times 10^{-8} \times \frac{9.27}{70.64} \times 2 = 1,05 \times 10^{-8} \text{m}^2/\text{s}/\text{ml}$$

Donc:

$$Q_F=q.L= 1,05 \times 10^{-8} \times 182=1,91 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

C. Débit total d'infiltration

$$Q= Q_F+ Q_D$$

$$= 1,91 \times 10^{-6} +2,11 \times 10^{-5}= 2,298 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 2,298 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} = 724,697 \text{ m}^3/\text{an}$$

IV.10.5.2. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

A. Dispositif d'étanchéité

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots\dots\dots(IV.33)$$

Avec :

- **ΔH** : perte de charge dans le corps de la digue.
- **δn** : épaisseur moyenne de la digue.
- **I_{adm}**: gradient hydraulique admissible,déterminé à partir du tableau suivant.

Tableau IV.20 :Classification des barrages

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	Hb>100 m	Hb> 50
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	Hb< 20 m	Hb< 15 m

Notre retenue appartient à la classe IV

Tableau IV.21 :Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

$I_{adm}=1,95$

Donc:

- $\Delta H=9,27$ m
- $\delta n=32,5$ m

$$I = 0,285 \leq I_{adm}$$

D’où la résistance à l’infiltration du sol du barrage est assurée.

B. Fondation du barrage

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

$$I < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (IV.34)$$

Avec :

- I_{cr} : gradient d’infiltration critique, déterminé en fonction du type du sol de la fondation. Il est donné par le tableau suivant.

Tableau IV.22 :Gradient admissible pour les fondations

Type de sol	Classe de l'ouvrage
	IV
Argile compactée	1,08
Limon	0,54
Sable moyen	0,48
Limon sableux	0,34
Sable fin	0,26

- **Ks** : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d'après le tableau suivant

Tableau IV.23 : Détermination du coefficient de sécurité

Classe de l'ouvrage	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 :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots (IV.35)$$

Avec

- **Tc** : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation, Tc=2 m.
- **H** : charge d'eau, H=9,27 m.
- **L** : longueur à la base du barrage L=70,64m.

Nous aurons donc : **If = 0,13**

La fondation est en argile, à partir du tableau des gradients admissible pour les différents types de fondations, nous trouvons

$$I_{cr} = 1,08.$$

Notre retenue appartient à la classe IV ce qui nous donne **Ks=1,1**

Donc :

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = 0,98 \dots\dots\dots (IV.36)$$

Ce qui nous donne $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$ donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est vérifiée.

IV.10.6. 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 poussées 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 la plus simple et la plus utilisée pour des barrages constitués de matériaux non homogène, est la méthode de FELLENIUS dite « Suédoise ».

IV.10.6.1. Méthode de FELLENIUS

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC (voir Figure IV.) est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur, l , et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables.

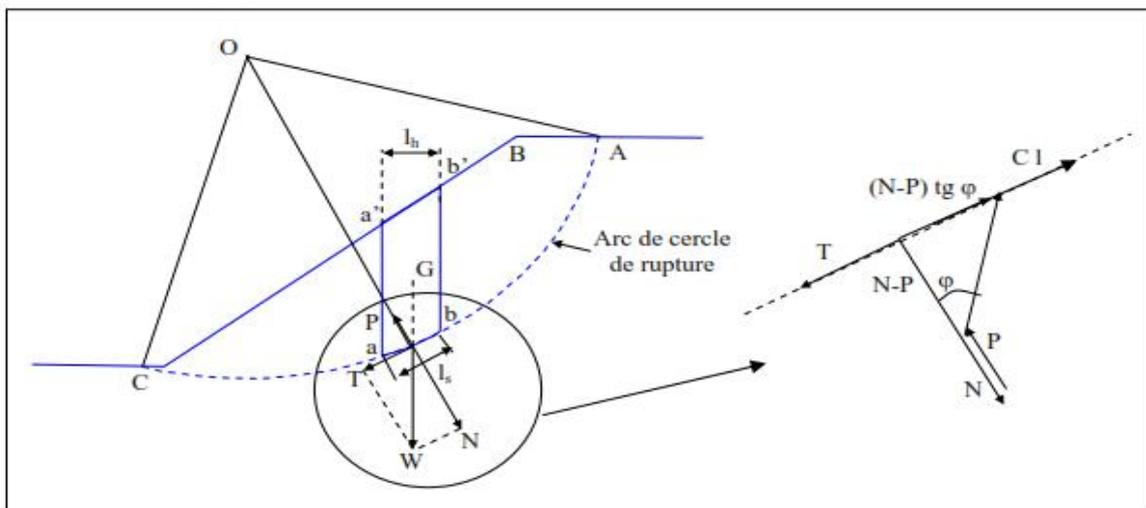


Figure IV.9 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

IV.10.6.2. Détermination de la zone des cercles critiques selon méthode de Fondeev

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b$$

Avec :

- H_b : Hauteur totale du barrage, $H_b = 12,64$ m.
- K_1 - K_2 : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau IV.24 : Valeurs des K_1 et K_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Pour notre retenue, nous allons prendre :

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1	2.3	11.640	26.772
Aval	2,5	0.875	2.025	10.185	23.571

L'intersection de R_1 et R_2 avec les deux lignes précédentes nous donne la zone des cercles (centres des cercles).

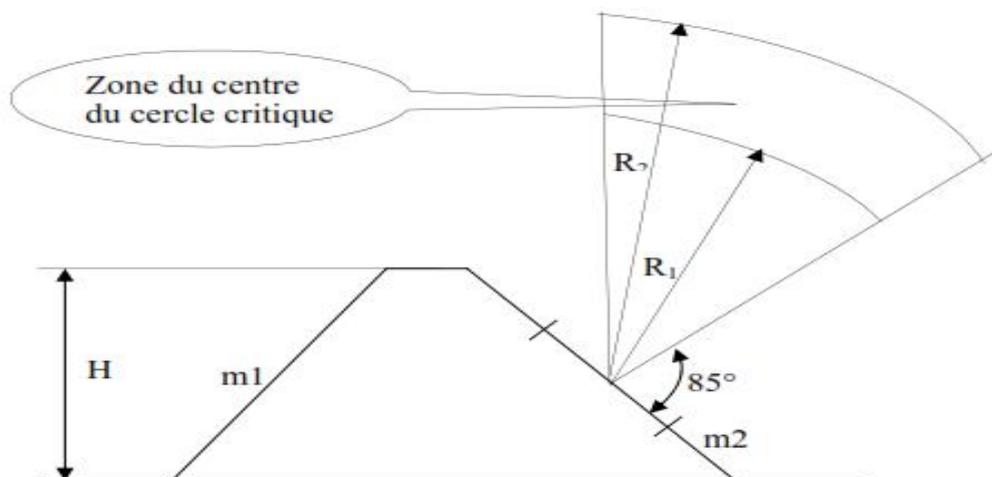


Figure IV.10 : Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondevv

- Tracer une courbe de rayon R qui doit être dans la limite du talus.
- Partager la zone limitée par la courbe (cercle de glissement) en parties verticales d'épaisseurs $b = 0,1R$.
- Numérotter toutes les parties qui se trouvent à droite du centre "O", et des chiffres négatifs à gauche du centre "O".

IV.10.6.3. Les forces agissant sur une tranche

A. Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche, elle est donnée par la formule suivante :

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i) \dots\dots\dots (IV.37)$$

Avec :

- **Gi** : poids propre de la tranche.
- **b** : largeur d'une tranche (b=0.1R).
- **hi** : hauteurs des tranches.
- **γi** : densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_s = (1-n)\gamma_{sp}(1+W) \dots\dots\dots (IV.38)$$

Avec :

- **γ_{sp}** : poids volumique spécifique du sol.
- **W** : teneur en eau en fraction de l'unité.
- **n** : porosité du sol en fraction de l'unité.

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$$\gamma_{s.s} = (1-n)(\gamma_{sp} - \gamma_w) \dots\dots\dots (IV.39)$$

Avec :

- **γ_w** : poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'une vidange rapide, nous utilisons le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé qui est donné par la formule ci-après:

$$\gamma' = (\gamma_{s.s} - 1) \dots\dots\dots (IV.40)$$

Le poids « Gi » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = G_i \cos \alpha = b \gamma_s \sum h_i \cos \alpha$$

$$T_n = G_i \sin \alpha = b \gamma_s \sum h_i \sin \alpha$$

Avec :

- **Nn** : composante normale stabilisatrice.
- **Tn** : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Avec :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \quad \text{et} \quad \cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

B. Force de pression interstitielle

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$U_i = \gamma_w * h * dl \dots\dots\dots (IV.41)$$

- **dl** : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

C. Forces de cohésion

$$F_c = C * dl \dots\dots\dots (IV.42)$$

$$dl = \frac{2\pi * R * \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos \alpha} \dots\dots\dots (IV.43)$$

Avec :

- **θ** : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.
- **C** : cohésion du sol considéré.

D. Forces de frottement

$$F_f = (N_n - U_i dl) \operatorname{tg} \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i dl) \operatorname{tg} \varphi \dots\dots\dots (IV.44)$$

Avec :

- **φ** : angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

E. Force sismique

$$T'_n = a * G_i \dots\dots\dots (IV.45)$$

Avec :

- **G_i** : poids de la tranche.
- **a** : Coefficient de séisme.

IV.10.6.4. Classement des forces

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

A. Les forces stabilisatrices

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M^t_{\text{résistant}} = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha) - U_i \cdot l_i) \text{tg } \varphi_i] \dots\dots\dots (IV.46)$$

B. Les forces déstabilisatrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M^t_{\text{moteur}} = \sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \sin \alpha = R \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots (IV.47)$$

C. Coefficient de sécurité admissible

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s’agit de conclure si l’ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d’après l’expérience et, il varie selon le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle.

Tableau IV.25 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles

Coefficient	Valeur
Coefficient de sécurité admissible sans séisme	1.15 - 1.20
Coefficient de sécurité admissible avec séisme	1.05 - 1.1

IV.10.6.5. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient de sécurité «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

A. Retenue pleine

Le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l’écoulement à l’intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d’être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d’une rupture en charge.

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.48)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.49)$$

Avec :

- **K_{ss}** : coefficient de sécurité sans séisme.
- **K_{as}** : coefficient de sécurité avec séisme.
- **d_{ni}** : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

B. Retenue vide (fin de construction)

L'étape la plus critique se situe juste à la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

Le calcul se fait pour le talus amont et le talus aval.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.50)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.51)$$

C. vidange rapide

La vidange rapide est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

Pour ce type de fonctionnement nous effectuerons les calculs seulement pour le talus amont.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.52)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.53)$$

Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement :

Tableau IV.26 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		K _{ss}	K _{as}
Fin de construction	Talus aval		
	R1 = 23.57	2.07	1.64
	R2 = 26.13	1.85	1.45
	R3 = 30.96	2.12	1.62
	Talus amont		
	R1 = 29.01	3.15	2.35
	R2 = 31.78	2.05	1.53
	R3 = 33.98	2.28	1.69
Fonctionnement normale	Talus aval		
	R1 = 22.69	1.84	1.41
	R2 = 25.87	1.92	1.49
	R3 = 29.05	1.83	1.40
Vidange rapide	Talus amont		
	R1 = 29.64	2.6	1.9
	R2 = 31.22	2.31	1.71
	R3 = 34.21	2.42	1.68

Conclusion

D'après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre : V

**ETUDE DES OUVRAGES
ANNEXES**

V.1. Introduction

Un barrage est toujours accompagné d'ouvrages annexes qui concernent l'évacuation des crues, la vidange et la prise d'eau.

Ces dispositifs peuvent être soit complètement séparés du corps du barrage, grâce à des tranchées ou des galeries souterraines le contournant, soit y être incorporés.

V.2. L'évacuateur de crues

L'évacuateur de crues est un ouvrage essentiel au barrage. Il a pour rôle d'éviter la submersion de la digue en évacuant les plus fortes crues.

Pour les petits barrages, c'est le débit de la crue décennale qui est utilisé pour le dimensionnement de l'évacuateur.

L'évacuateur peut être placé au centre de la digue ou sur l'une des rives.

V.2.1. Différents types d'évacuateurs de crue

V.2.1.1. Evacuateur central

Il est fait en béton, en maçonnerie ou en gabions et 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. Sa profondeur est de 30 à 40 cm.

V.2.1.2. 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 chenal 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. Ce chenal contient des seuils destinés à réduire l'énergie de l'eau.

Le chenal peut être revêtu ou non en fonction de la nature des sols de fondation ; les seuils sont en béton ou en gabions.

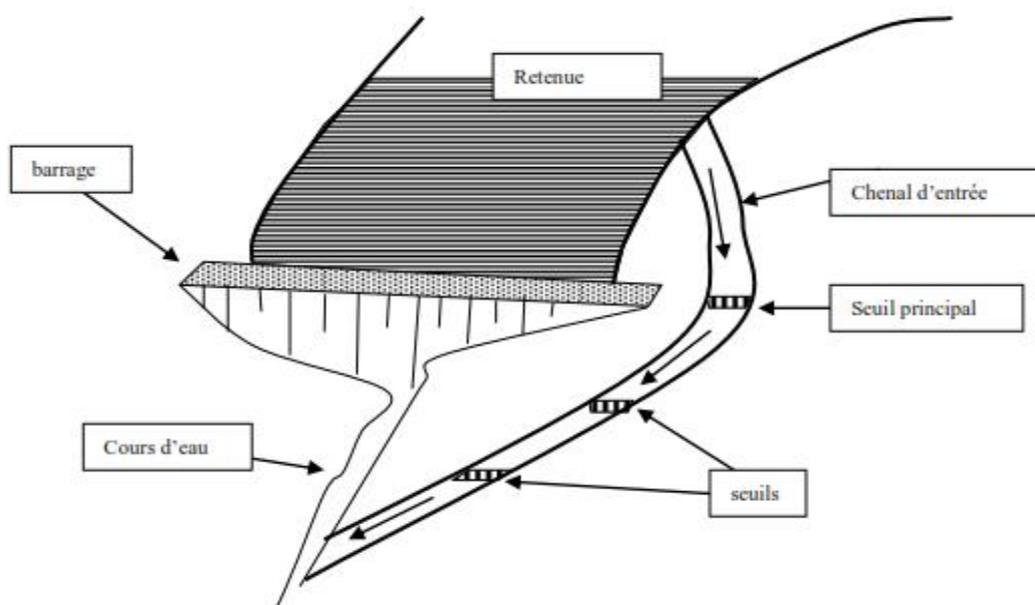


Figure V.01 : Evacuateur de crues à entonnement latéral

A. Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à 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 :

- Le coût peu onéreux
- La difficulté de modification.

B. Évacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

V.2.2. Facteurs intervenant dans le choix du type d'évacuateur

Outre l'importance du risque en termes de vies humaines et le coût de construction, les facteurs principaux à considérer dans le choix de l'évacuateur le plus approprié à un projet donné, sont les suivants :

- La qualité des prévisions de crues
- La sismicité 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.

V.2.3. Choix de la variante

Pour des raisons topographiques et notamment l'accessibilité sur la crête de la digue, dans notre étude nous optons pour un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal sur la rivegauche.

L'évacuateur de crues latéral à entonnement frontal est constitué des éléments suivants

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

V.2.4. Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue

V.2.4.1 Canal d'approche

Le canal d'approche permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant.

Le canal d'approche doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.

Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V = \frac{Q}{(P+H)b} \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec :

- **Q** : Débit à évacuer (m³/s), **Q = 79,12 m³/s**

- **H** : Charge d'eau (m) et, **H = 2,58 m**

$$H = h + P \dots\dots\dots (V.2)$$

- **S_{can}** : Section du canal en (m²)

$$S = H \times b \dots\dots\dots (V.3)$$

- **P** : Hauteur de pelle en (m), **P = 1 m**
- **h** : Lambe déversante en (m), **h = 1,58 m**
- **b**: largeur du déversoir, **b = 16 m**

$$V = 1,92 \text{ m/s}$$

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s, $V < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

Hauteur du mur du canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$R_e = 0,6 + 0,05V (H)^{1/3} \dots\dots\dots (V.4)$$

$$R_e = 0,71 \text{ m}$$

La hauteur de mur est

$$H_m = H + P + R \dots\dots\dots (V.5)$$

H_m = 3,29 m nous prenons **H_m = 4 m**

Longueur du canal d'approche

D'après le plan topographique, la longueur du canal d'approche est égale à 21m

V.2.4.2. Le déversoir

La capacité d'évacuation est contrôlée par le déversoir situé dans la partie amont de l'évacuateur. Les parties aval (chenal, coursier) doivent être conçues pour évacuer le débit du déversoir sans perturber le régime d'écoulement. Le débit du déversoir est fonction de la charge sur le seuil et du profil de la crête. Le profil Creager est généralement adopté puisqu'il conduit à une lame déversante qui adhère à la forme de ce profil.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante:

$$y = \frac{x^{1,85}}{2H^{0,85}} \dots \dots \dots (V.6)$$

Avec :

- **H**: la charge sur le déversoir

Tableau V.01 : Coordonnés du profil de Greager

Y	X
0	0.000
0.1	0.517
0.2	0.752
0.3	0.936
0.4	1.094
0.5	1.234
0.6	1.362
0.7	1.480
0.8	1.591
0.9	1.695
1	1.795
1.1	1.890
1.2	1.981
1.3	2.068
1.4	2.153
1.5	2.234
1.58	2.298

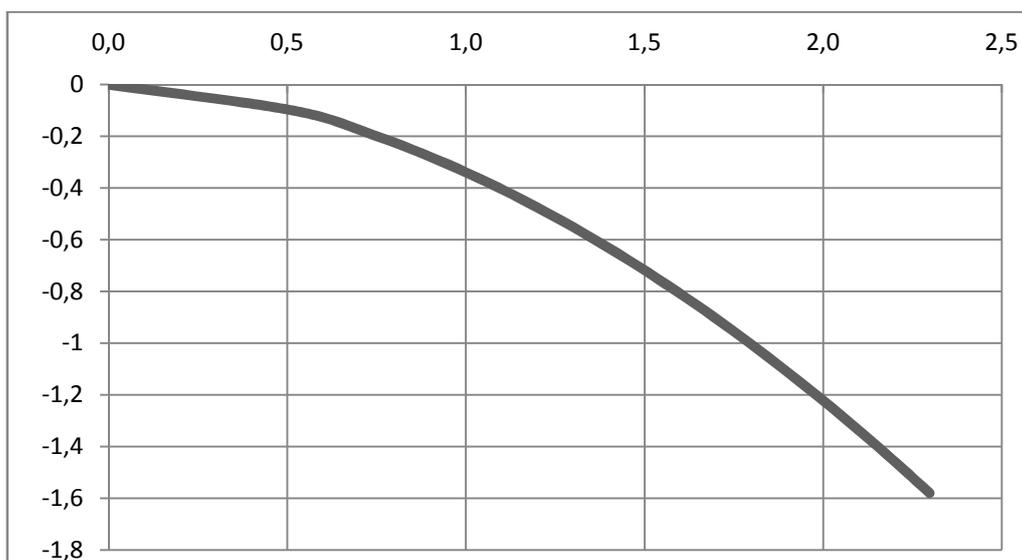


Figure V.2: Profil Greager

La figure suivante, montre les dimensions du déversoir

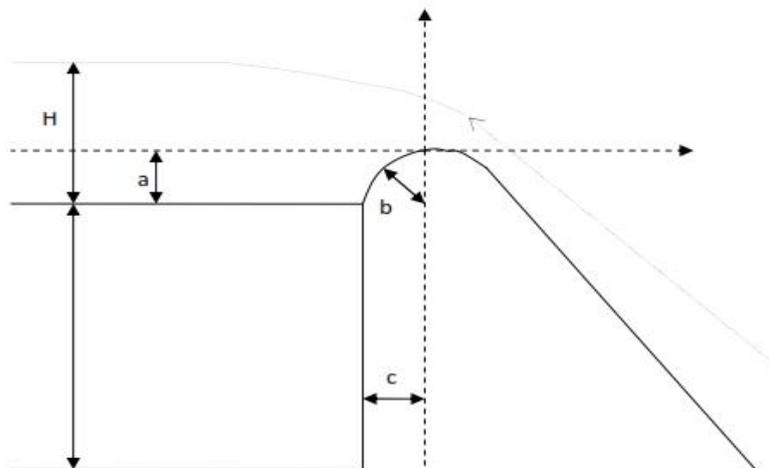


Figure V.3 : Dimensions et géométrie du déversoir

a, b et c sont déterminé comme suit :

$$a = 0,12H = \mathbf{0,19\ m}$$

$$b = 0,4H = \mathbf{0,63\ m}$$

$$c = 0,3H = \mathbf{0,47\ m}$$

V.2.4.3. Canal d'écoulement

Le canal d'écoulement se situe à l'aval immédiat du déversoir, il doit posséder une pente suffisamment faible pour assurer un écoulement fluvial. La forme rectangulaire est généralement la plus adaptée pour le canal. L'écoulement dans ce canal n'est généralement pas uniforme, car le canal est trop court. Il s'établit un ressaut, juste à l'aval du déversoir, qui conduit à un écoulement fluvial.

La longueur du canal est déterminée à partir du plan topographique, elle est égale à 23,3 m.

La pente est égale à 0,11%

Pour vérifier les conditions d'écoulement, nous calculons la profondeur critique "y_c" et la pente critique.

A. Profondeur critique

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots \dots \dots (V.7)$$

Avec :

- **Q**: Débit à évacuer (m³/s), **Q = 79,12 m³/s**
- **b**: largeur du canal, **b=16 m**
- **g**: l'accélération de pesanteur, **g=9,81m/s**

$$y_c = 1,36 \text{ m}$$

B. Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour $y = y_c$

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + y_c)^{2/3}}{K(b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (V.8)$$

Avec :

- **R**: rayon hydraulique (en m).
- **I**: la pente en (m/m).
- **S**: section mouillée
- **K**: coefficient de Manning-Strickler, **K=71**

$$I_{cr} = 0,00179 = 0,18 \%$$

$0,108 \% < 0,18 \% = I < I_{cr}$: écoulement fluvial donc la condition est vérifiée.

V.2.4.4. Calcul du convergent

Le convergent est l’ouvrage intermédiaire entre le chenal d’écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d’écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d’eau jusqu’au coursier avec un passage d’un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec :

- **l1** : est la largeur au plafond du bief amont, **l1=16 m**
- **l2** : est la largeur au plafond de la section de contrôle, **l2=6m**

$$L = 2,5 (16-6) = 21 \text{ m}$$

La longueur du convergent est de **25 m**

V.2.4.5. Le coursier

Le coursier fait suite au chenal d’écoulement et permet de conduire l’eau au talweg.

Pour assurer de bonnes conditions à l’écoulement, il est conseillé de le construire en béton avec une section rectangulaire dans les barrages collinaires. Les courants qui aboutissent au pied d’un

coursier. Mais ils doivent rejoindre le cours d'eau à une vitesse très inférieure, l'énergie en excès doit être dissipée.

A. Largeur du coursier

Elle est donnée par

$$B = Q^{0,4} \dots\dots\dots (V.10)$$

$$B = 79,12^{0,4} = 5,75$$

$$\mathbf{B = 6 m}$$

B. Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 59,3 m

C. La profondeur critique

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots (V.11)$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \dots\dots\dots (V.12)$$

- **B** : est la largeur du coursier égale à 6 m

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{79,12^2}{9,81 \cdot 6^2}} = 2,61m$$

$$\mathbf{h_{cr} = 2,61 m}$$

D. La pente critique

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} nous associerons donc la relation du régime uniforme

$$Q = Sc \cdot C \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot S_c^3} = 1 \dots\dots\dots (V.14)$$

Pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots (V.15)$$

Avec :

- **I_{cr}** : pente critique
- **S_c** : section critique

$$S_c = b \cdot h_{cr} \dots\dots\dots (V.16)$$

- **R_c** : rayon critique

$$R_c = S_c / P_c \dots\dots\dots (V.17)$$

- **P_c** : périmètre critique

$$P_c = 2 \cdot h_{cr} + b \dots\dots\dots (V.18)$$

- **C_c** : coefficient de Chézy

$$C_c = R_c^{1/6} / n \dots\dots\dots (V.19)$$

- **n** : coefficient de rugosité, n=0,014 (revêtement en béton).

Ce qui donne

S_c (m²)	15.64
P_c (m)	11.21
R_c (m)	1.39
C_c (m⁻⁶)	75.50

La pente critique est:

$$I_{cr} = \frac{9,81 \cdot 2,61}{75,5^2 \cdot 1,39} = 0,0032$$

$$I_{cr} = 0,32 \%$$

E. Calcul de la 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).

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (V.20)$$

Avec :

- **S** : section du coursier
- **I** : pente du coursier, **I=11,65 %**
- **C_n** : coefficient de Chézy
- **R** : rayon hydraulique

En substituant de la même manière que pour le chenal d'écoulement, nous aurons:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (V.21)$$

Nous aurons :

$$h_n = 0,918 \text{ m}$$

$$V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n}$$

$$V_n = 14,43 \text{ m/s}$$

Nous constatons que $h_n < h_{cr}$, donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal à forte pente.

F. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANALP ».

Tableau V.02 : Récapitulatif des données de départ

Q (m3/s)	Strickler	I (%)	h _n (m)	h _c (m)	L _{coursier} (m)
79,12	71,42	11,65	0,918	2,61	59,3

Sur le tableau ci-dessous nous présentons les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 5,93 m (le pas)

Tableau V.02 :Calcul de la ligne d'eau

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Fr	Hs (m)
Amont	0	5.93	2.607	1.000	3.911
1	5.93	5.93	1.787	1.762	4.564
2	11.86	5.93	1.564	2.152	5.186
3	17.8	5.93	1.426	2.473	5.785
4	23.72	5.93	1.327	2.754	6.359
5	29.65	5.93	1.252	3.007	6.91
6	35.58	5.93	1.191	3.238	7.436
7	41.51	5.93	1.142	3.450	7.939
8	47.46	5.93	1.1	3.647	8.419
9	53.39	5.93	1.065	3.829	8.875
Aval	59.3	5.93	1.035	3.999	9.31

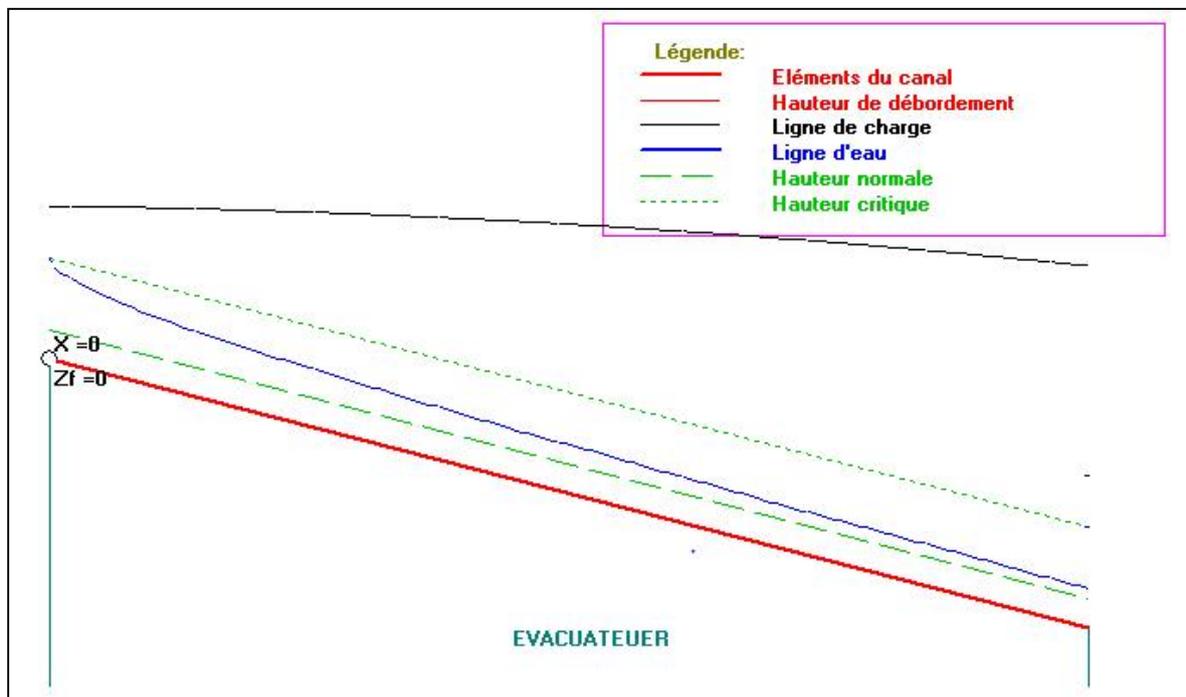


Figure V.4 : Tracé du profil de la ligne d'eau

A partir du tableau V.02 nous adoptons **Y= 1,04 m**

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b.y} = \frac{79,12}{6.1,04} = 12,68 \text{ m/s}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} \dots\dots\dots (V.22)$$

$$F_r = 3,97$$

V.2.4.6. Dissipateur d'énergie

Le principe de la dissipation de l'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial.

Dans les bassins à ressaut hydraulique, l'énergie dissipée peut être exprimée en fonction du nombre de Froude au niveau de la section initiale du ressaut F_{r1} . Le meilleur intervalle du nombre de Froude qui assure une dissipation d'énergie élevée et la régularité du courant aval est celui compris entre 4.5 et 9 (ressaut stable). Pour des grandes valeurs, le ressaut est dit fort. Il est appelé faible ou oscillant pour des faibles valeurs de F_{r1} . Ces valeurs entraînent la formation des ondulations dans le courant aval ou à des tourbillons instables voire à une dissipation d'énergie quasiment nulle.

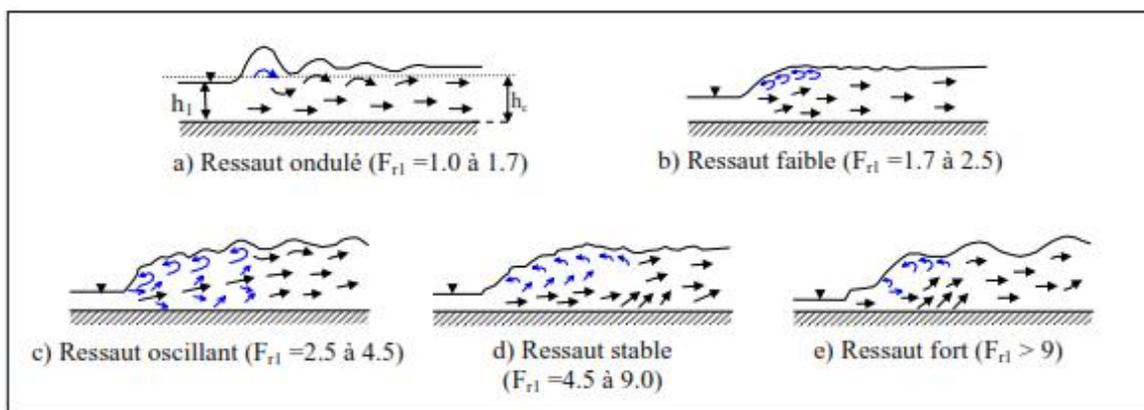


Figure V.5 : Différents types de ressaut hydraulique en fonction du nombre de Froude amont (Polycopié du cours ouvrages hydrauliques, université de TUNIS, Mai 2012)

$Fr = 3,97$, Froude est compris entre 2,5 et 4,5 donc nous aurons une formation d'un ressaut oscillant.

Pour la dissipation de l'énergie nous avons opté pour un bassin de dissipation à ressaut. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval.

Nous avons :

- $V < 15$ m/s
- $Fr > 4,5$

Nous allons opter pour bassin de **type I**.

A. Détermination des caractéristiques du bassin

$$F = 3,97 \quad ; \quad y_1 = 1,04 \text{ m}$$

A partir de l'abaque dans l'annexe III

$$\frac{y_2}{y_1} = 5,11 \text{ d'où } y_2 = 5,32 \text{ m}$$

Avec :

- y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m)
- y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m)

La longueur du bassin est : de l'abaque (Annexe D)

$$\frac{L}{y_2} = 5,78$$

Donc :

$$L = 30,74 \text{ m On prend } L = 31 \text{ m}$$

B. Dimensionnement des blocs Chicanes

Tableau V.03 : Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation

La hauteur des blocs de chutes (m)	$h_1 = 2 y_1$	2,1
La largeur des blocs de chutes (m)	$W < Y_1$	1
Espacement entre deux blocs de chutes (m)	$E = 2,5 W$	2,5

V.2.4.7. Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente de 0,7 % a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

A. La hauteur critique

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (Agraskine) :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{Z'}{3} + 0,105 Z'^2 \right) \dots\dots\dots (V.23)$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots (V.24)$$

$$Z' = \frac{K \cdot m}{b} \dots\dots\dots (V.25)$$

Avec :

- m : fruit des talus du canal de fuite, $m=1$

$$K=2,61 \text{ et } Z'=0,43$$

$$h_{cr} = 2,28m$$

B. La pente critique :

Elle est donnée par :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots (V.26)$$

Avec :

- **I_{cr}** : pente critique
- **R_c** : rayon critique
- **S_c** : section critique
- **P_c** : périmètre critique
- **C_c** : coefficient de Chezy
- **n** : coefficient de rugosité, **n=0,014**

Ce qui donne :

S_c (m²)	18.89
P_c (m)	12.45
R_c (m)	1.52
n	0.014
C_c (m-6)	76.57

La pente critique est

$$I_{cr} = 0,00252 = 0,25 \%$$

C. Profondeur normale dans le canal

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots (V.27)$$

Pour la hauteur normale nous avons :

$$S_c = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n \dots\dots\dots (V.28)$$

$$P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (V.29)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (mh_n^2 + b.h_n)^{5/2} . (2.h_n \sqrt{1+m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI.30)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$$h_n = 1,51 \text{ m}$$

D. Vitesse dans le canal

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n} \dots\dots\dots (V.31)$$

$$V = 6,95 \text{ m/s}$$

V.2.4.8. Hauteurs des murs bajoyers

A. Hauteur des murs à l'entrée du déversoir

$$h_m = h_e + r \dots\dots\dots (V.32)$$

Avec

- **h_m** : Hauteur des murs bajoyers en (m).
- **h_e** : Lamé d'eau sur le déversoir (m), **h_e = 1,58 m**
- **r** : Revanche de sécurité (m) donnée par

$$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \dots\dots\dots (V.33)$$

$$V = 79,12 / (16.1,58) = 3,13 \text{ m/s} \quad \text{donc :} \quad \mathbf{r = 0,81 \text{ m}}$$

$$h_m = 1,58 + 0,81 = \mathbf{2,39 \text{ m}}$$

B. Chenal d'écoulement

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue.

C. Le coursier

❖ **Hauteur au début du 1^{er} tronçon**

$$H_m = h_e + r \dots\dots\dots (V.34)$$

Avec :

- **h_m** : hauteur du mur bajoyer
- **h_e** : hauteur d'eau,
- **h_e = 2,60 m**

- **r** : revanche de sécurité donnée par :

$$r=0,61+0,14V^{1/3} \dots\dots\dots (V.35)$$

- **V** : la vitesse ou niveau de la section de contrôle $V= 5,06$ m/s

Ce qui donne : **r=0,85 m ; H_m= 2,31 m**

❖ Hauteur à la fin du 1^{er} tronçon

Nous procédons de même manière que précédemment.

$$h_e = 0,86 \text{ m} \quad \text{nous aurons } V = 15,33 \text{ m/s} ; r = 0,96$$

La hauteur des murs sera **H_m=1,82 m**

V.2.5. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

V.2.5.1. Vagues roulantes

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 < 40$$

Avec :

- **b** : largeur du coursier,
- **Fr** : Nombre de Froude $Fr^2 = \frac{V^2}{g \cdot h}$
- **h** : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 6/1,04 = 5,77 \quad \text{et} \quad Fr^2 = (3,97)^2 = 15,76$$

Les deux conditions sont vérifiées donc pas d'apparition de vagues roulantes.

V.3. Ouvrage de vidange

C'est un ouvrage destiné principalement à vider le barrage. Il se compose de : un orifice muni d'une vanne et 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 pour ou 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.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en dix (10) jours.

V.3.1. Calcul du débit de vidange

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \dots \dots \dots (V.36)$$

Avec

- Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange, pris égal à débit moyen annuel
- V : volume utile, $V_u = 0,1062 \text{ Mm}^3$
- T : temps de vidange, $T = 10 \text{ jours} = 864000 \text{ secondes}$

$$Q_{vf} = \frac{0,1062 * 10^6}{864000} + \frac{0,634 * 10^6}{31,56 * 10^6} = 0,125 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0,125 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

V.3.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots \dots \dots (V.37)$$

Avec

- Q_{vf} : débit de vidange (m³/s)
- μ : coefficient de débit $\mu \in (0,8 - 0,85)$, nous prenons $\mu=0,80$.
- S : section de la conduite (m³)
- Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (m). $Z = 9,27$ m

Alors que

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots (V.38)$$

Nous trouvons : $S = 0,0116$ m²

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (V.39)$$

$D = 0,122$ m Nous prenons: **$D = 130$ mm**

V.3.3. Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots (V.40)$$

Avec :

- $\sum \xi_s$:somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille} \dots\dots\dots (V.41)$$

Tableau V.04 :Coefficients de pertes de charge singulières

ξ_{va}	0,5
ξ_{ent}	0,1
ξ_{sor}	1
ξ_{grille}	0,25

Donc: $\sum \xi_s = 1,85$

- $\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\Sigma \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots (V.42)$$

Avec :

- **L**: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 102,34 m
- **d**: diamètre de la conduite de vidange, **d = 130 mm**
- λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{87n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots (V.43)$$

Avec :

- **n**: rugosité de la conduite en acier, **n=0,013**

$$\lambda = 0,029 \qquad \text{d'où} \qquad \Sigma \xi_L = 22,85$$

Ce qui nous donne:

$$\mu = 0,197$$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à **d=245 mm**

Nous adoptons la valeur de:

$$\mathbf{D_{vf} = 250 \text{ mm}}$$

V.3.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes:

$$V_s = Q_{vf} / S_{vf} \dots\dots\dots (V.44)$$

$$\mathbf{V_s = 2,66 \text{ m/s}}$$

V.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. Il faut noter que dans beaucoup de petites retenues, il n'est prévu aucun système de prise. Les prélèvements d'eau se font grâce à un tuyau (rigide ou souple) muni d'une crépine et simplement plongé dans l'eau, soit à partir de la digue soit sur une rive.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

V.4.1. Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau

D'après le tableau III.35, La consommation maximale est en mois de Juillet :

$$V_{\max} = 53350 \text{ m}^3$$

Donc :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{53350}{30 * 3600 * 8} = 0,0617 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous supposons que la consommation se fait 8 heures par jour pendant 30 jours.

V.4.2. Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \dots \dots \dots (\text{V.45})$$

Avec

- μ : coefficient de débit, $\mu=0,3$
- S : section de la conduite en m^2
- H : charge d'eau minimale, $H=5,5\text{m}$

Nous trouvons :

$$S=0,0153\text{m}^2$$

Le diamètre de la prise d'eau sera égal à

$$D= 139 \text{ mm}$$

Nous prenons :

$$D = 140 \text{ mm}$$

V.4.3. Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \dots \dots \dots (\text{V.46})$$

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.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda L}{D} \dots\dots\dots (V.47)$$

Avec :

- $\lambda = 0,029$

$$\sum \xi = 25,312$$

Donc

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + 11,5}} = 0,195$$

$$S = 0,0235 \text{ m}^2$$

Nous trouvons

$$D = 173 \text{ mm}$$

nous prenons :

$$D = 200 \text{ mm}$$

V.4.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V = Q/S \dots\dots\dots (V.48)$$

$$V = 2,63 \text{ m/s}$$

La conduite de prise d'eau aura un diamètre de 180 mm, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

Chapitre : VI

**ORGANISATION DE
CHANTIER**

VI.1. Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un travail pour abaisser les coûts de productions en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Pour cela il faut :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

VI.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

VI.2.1. Installations destinées au personnel

En général, sont :

- **Abris-clos et vestiaire** : Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local $> 1,25 \text{ m}^2$ par personne).
- **Les réfectoires** : nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas > 25 . Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum $> 1,5 \text{ m}^2$ par personne). Gardemanger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.
- **Les installations sanitaires** : Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- **Poste de secours** : Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.

- **Les bureaux de chantier:**Le nombre de bureau à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.



Figure VI.1 :Exemple d'installations destinées au personnel

VI.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VI.2.3. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé afin d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.2.4. Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VI.3. Les moyens du chantier

VI.3.1 Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VI.3.2. Moyens matériels du chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

- **Les compacteurs à pneus**



Figure VI.2 Compacteur à pneus

- **Les rouleaux à pieds dameurs** : pour le compactage des sols fins, les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux



Figure IV.3 Compacteur à rouleaux

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- **La décapeuse automotrice (motor scraper)**

Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaïsser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.

Ces engins travaillent généralement en duo car ils sont poussés (un tampon se trouve à l'arrière) par un bulldozer équipé d'une lame spéciale dite « pousse ». Ce type de scraper dit « poussé » est le plus répandu.

L'engin peut aussi être autonome, du type « automoteur ». Par le biais d'une chaîne élévatrice, il se charge et se décharge par ses propres moyens.



Figure IV.4 :Décapeuse automotrice

- **La pelle hydraulique**

Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet).

Le poids d'une pelle hydraulique sur pneus peut atteindre jusqu'à 127 tonnes tandis que sur chenilles il peut atteindre jusqu'à 980 tonnes. La popularité des machines hydrauliques est due à leur très grande puissance ainsi qu'à la grande variété d'organes mécaniques pouvant utiliser cette puissance.

La pelleteuse est utilisée pour des travaux :

- de terrassement
- d'extraction (chargement de matériaux dans une carrière...)
- de réalisation et nettoyage de fossés et de talus...
- de fondations spéciales (forage, parois moulées...), la pelle sera équipée du matériel : mouton, sonnette...



Figure IV.5 : Pelle hydraulique

- **Les camions**

Les camions favorisent le mélange de plusieurs horizons, sont plus adaptés lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou à un relief très marqué.

VI.4. Planification

VI.4.1. Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail
- observations instantanées
- analyse des tâches
- chronométrage
- définition des objectifs et des attributions
- simplification des méthodes
- stabilisation des postes de travail.

VI.4.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique

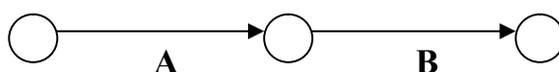
VI.4.2.1. Méthodes basées sur le réseau

A. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

❖ Réseau à flèches

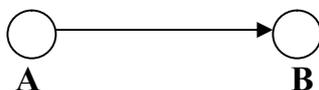
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

❖ Réseau à 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.

B. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

a. Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

b. Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels
- Regroupement des graphes partiels
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage

- Construction du réseau

c. Méthode du chemin critique (*CriticalPathMethod/CPM*)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- **1^{ère} phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- **2^{ème} phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.
- **3^{ème} phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

d. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

e. Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

f. Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VI.4.2.2. Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

A. Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- **TR**: temps de réalisation
- **DCP**: date de commencement au plus tôt

- **DCPP** : date de commencement au plus tard
- **DFP**: date de finition au plus tôt
- **DFPP** : date de finition au plus tard
- **MT**: marge totale.

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

B. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

C. Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n} \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec :

- **Q** : quantité de travail
- **N** : rendement
- **n** : nombre d'équipes

VI.4.2.3. Les plannings

Il existe trois types de plan de travail

A. Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

B. Plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

C. Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VI.4.2.4. Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.01 : Symboles des opérations réalisées

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier	A	1
Décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	B	1
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	C	2
Préparation des zones d'emprunt	D	2
Déboisement de la cuvette	E	3
Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
Approvisionnement du filtre	G	2
Mise en place un système de drainage	H	1
Remblai compacté	I	4
Excavations de l'évacuateur de crues	J	1
Génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
Revêtements de talus	L	3
Equipements hydraulique	M	1
Travaux des finitions	N	2

Le réseau à nœuds et le diagramme de Henry L. Gantt (1910) sont représentés dans la planche n° 8. Cette méthode consiste à placer les tâches à effectuer dans l'ordre défini par la priorité et en tenant compte des ressources encore disponibles.

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire est égal à 14 mois

VI.4.3. Détermination des chemins critiques par la méthode du Tableau

C'est une méthode grapho-analytique, il s'agit de déterminer le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.02 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	8	1
E	3	7	10	8	11	1
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	5	7	0
H	1	7	8	7	8	0
I	4	8	12	8	12	0
J	1	2	3	2	3	0
K	2	3	5	3	7	2
L	3	10	13	11	14	1
M	1	5	6	7	12	6
N	2	12	14	12	14	0

VI.5. Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau VI.03 :Devis estimatif de la digue

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	6963.32	300	2088996
Enrochement	m ³	31276.05	600	18765630
Drains	m ³	9361.35	1200	11233620
Rip-Rap	m ³	1730.75	1000	1730750
Noyau	m ³	8071.24	500	4035620
Prix total (DA)	37854616			

Tableau VI.04:devis estimatif de l'évacuateur de crue

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	1200	800	960000
Remblai	m ³	754	500	377000
Béton armé 350 kg/m ³	m ³	599	25000	14975000
Sable	m ³	78	600	46800
Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	65	10000	650000
Water stop	ml	30	300	9000
Enrochements	m ³	50	800	40000
Prix total (DA)	17057800			

Tableau VI.05 : Vidange de fond et prise d'eau

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	400	800	320000
Remblai	m ³	300	500	150000
Béton armé 350 kg/m ³	m ³	35	25000	875000
Conduite métallique 250 mm	ml	103	38000	3914000
Conduite métallique 200 mm	ml	92	27000	2484000
Vannes 300mm	u	2	40000	80000
Vannes 200mm	u	2	25000	50000
Montant total	7873000			

Le coût total de l'ouvrage est de :

$$37854616 + 17057800 + 7873000 = 62785416 \text{ DA}$$

Montant total de la retenue : **62785416,00 DA**

Le coût du mètre cube est de:

$$\frac{\text{Cout du projet}}{\text{Volume de la retenue}} = \frac{62785416}{50439,39} = 1244,77 \text{ DA/m}^3$$

Conclusion

Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Nous pouvons dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

*CONCLUSION
GENERALE*

A travers ce travail, nous avons fait l'étude d'une retenue collinaire située sur Oued-Elma (wilaya de Batna) qui est destinée à pour irriguer 30 hectares.

D'après l'étude géologique, géotechnique et hydrologique effectuées sur notre site, nous avons opté pour une digue en matériaux locaux zoné, avec une hauteur de 12,64 m et une capacité de 0,123 hm³. Le calcul de la stabilité de la digue est vérifié selon la méthode de Fellenius. Les conditions topographiques ont permis de choisir un évacuateur de crues de type latéral à entonnement frontal a une largeur $b = 16$ m et une hauteur déversante $H_d = 1,58$ m

Le prélèvement de l'eau se fait à un seul niveau de prise à une côte de 1128,4 m et de diamètre 140 mm.

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographiques et géologiques, ainsi que par la valeur du débit de projet. Dans notre cas la solution est une vidange de fond tubulaire en acier de diamètre 250 mm.

Les résultats de dimensionnement et de calcul de stabilité obtenus par ce travail sont satisfaisants. En conséquence, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable tant sur le plan technique.

Néanmoins, au vu de la valeur du volume utile de la retenue et du volume du remblai, le coefficient de rentabilité ($R \approx 3,2$) du site présente une valeur assez faible qui mérite de mettre des réserves sur l'économie du projet en question.

Références bibliographiques

Schleiss A.J., H.Pougatsch (2011). Les barrages : Du projet à la mise en service, Presses polytechniques et universitaires romandes. Suisse, Volume 17.

Degoutte G. (2002), Petits barrages : Recommandation pour la conception. CEMAGREF Editions,

Durand, J.M., Royet P, Meriaux P (1999). Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale. CEMAGREF, 415 p.

Maalel, K. et Z. Hafsia(2012).Ouvrages hydrauliques, Polycopié du cours, Département de Génie Civil de l'ENIT. Tunisie.

MIHOUBI M.K (2013).Ouvrages Hydrotechniques, Polycopie de cours, ENSH, Blida.

Bernardo A. R.,L.Santos (2004). Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.

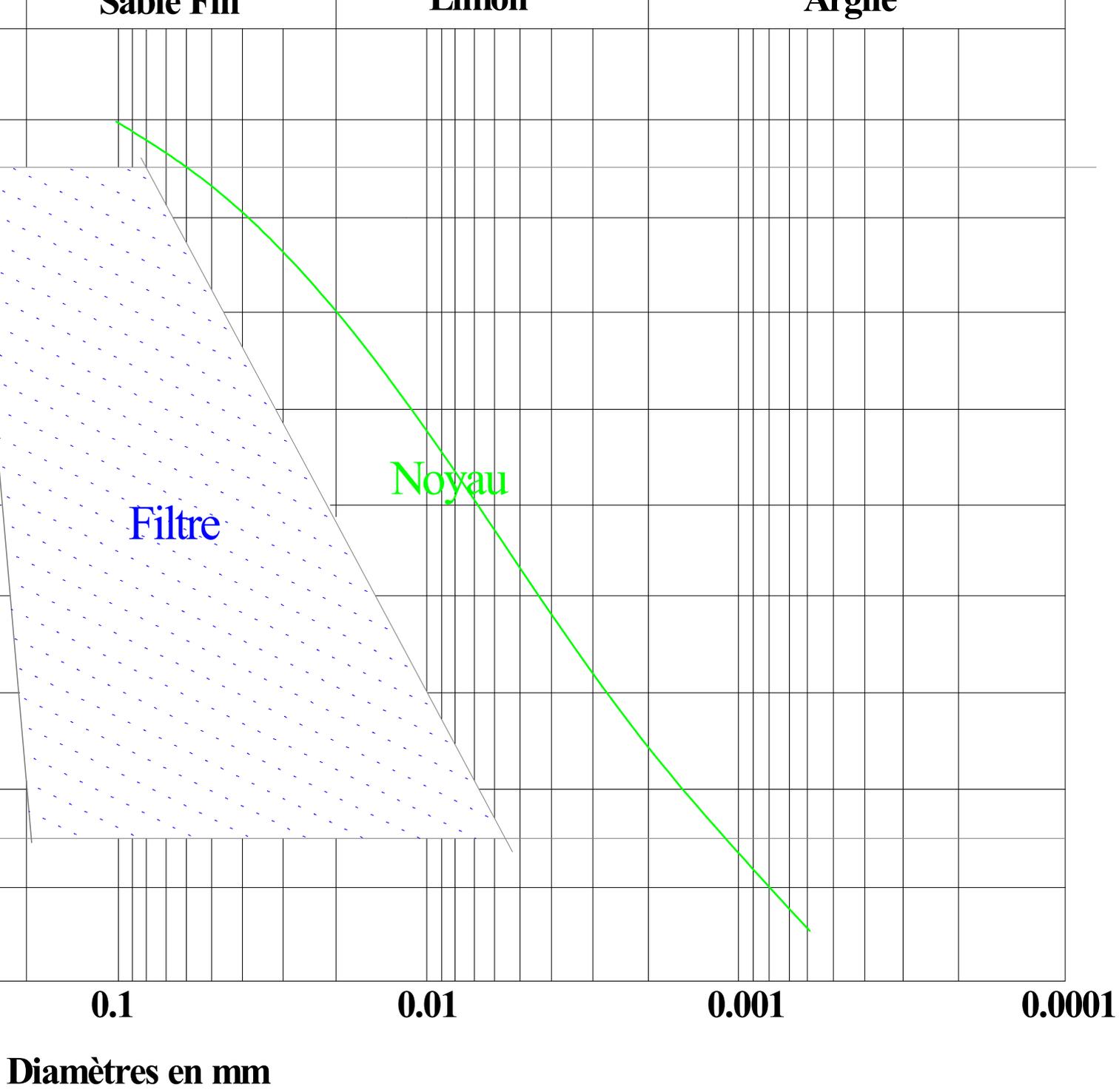
TOUAIBIA, B (2004) Manuel pratique d'hydrologie, ENSH Blida.

TOUAIBIA, B ; B. BENLAOUKLI (2004) Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

TOUAIBIA.B (2001) Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

Annexe n° I

*ETUDE GEOLOGIQUE
ET
GEOTECHNIQUE*



Diamètres en mm

Annexe n° II

ETUDE HYDROLOGIQUE

Série pluviométrique

- **Code de la station** : 051203
- **Nom de la station** : OUED EL MA
- **X** : 798,25
- **Y** : 265,75
- **Z** : 1001

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	P _j max
1982	5,3	13,5	0	1	12	9	32,2	16	8,3	24,2	0	0	32,2
1983	10,1	26,2	20,3	2,5	6,5	16,5	7,5	0	0	0	0	0	26,2
1984	0	8	0	0,5	5,3	3,5	5,5	5,2	1,5	7	0	1,5	8
1985	0	4,3	4,2	16,9	8,1	5,2	24	11	37	0	0	0	37
1986	3,4	14,5	12,3	6,1	6,2	3,5	16,1	10,1	0	0	0	0	16,1
1987	38,3	40,5	7,9	10	10	11	7,7	9,6	12,1	2,2	9	0	40,5
1988	4	28	8,5	22,5	9,5	4	9,5	14	10,5	13,5	0	8,5	28
1989	4,5	5,5	9	42,5	11	15,2	21	34	12,5	21,6	4,5	37	42,5
1990	25,5	4	5	7	44,2	0	43,5	55	40	12,8	0	3	55
1991	11	0	12	27	8,3	30	40	2,3	10	71,5	3	8	71,5
1992	10	25	16	8,5	17	19	24	7,2	32,5	0,3	2	2	32,5
1993	40	17	41	40	32,5	16,5	5	2,1	22,7	1,7	0,7	2,5	41
1994	8	8,5	4,8	16	24,5	20,8	16	4,5	1	0	9,5	14	24,5
1995	21,8	37,5	6,6	9,4	34	12	11,2	22,6	0,3	13,5	0	3	37,5
1996	15,7	10,5	0	8,5	14,5	25,5	20,5	16	38,5	18,5	0	6,5	41,5
1997	18,5	34,5	5,8	14,4	16,3	15,3	40,40	18,8	29,1	0	0	7,3	40,4
1998	16	7,4	14	10	17,5	4,3	5	19,5	5,4	2,9	0	3,2	19,5
1999	55,5	18,1	11,8	16	1,5	0	0,5	8,6	81	11,7	0	0	81

2000	10,20	3	8,5	12	13	0,5	2	8,2	22,5	0	0	6	22,5
2001	12,1	5,5	13	4	8,2	11	8,2	8,2	2,3	8,5	6	17	17
2002	5	9,3	18	17,6	13,2	17	19,7	46,7	16,1	32	0	17,1	46,7
2003	5,5	40,1	21,8	45	28,5	15	34,5	38,8	37,5	27,5	0	34	45
2004	21	5,5	33,5	60,3	0,2	20	15,7	16,7	12	8,7	0	0	60,3
2005	8,3	12	12	16	24,5	32,1	0	64,5	13	0	0	7,5	64,5
2006	16	0	11	15,7	12,5	3,7	22	16,5	0	5	0	0	22
2007	33	27	6	30	2	2	18	6	31,5	0	12,1	8,5	33
2008	8,5	15	16	16	34,5	14	13	35,5	12,5	0	0	14	35,5
2009	35	19,5	2	3,5	10,7	8,8	16,2	17	5,5	64	0	0	64
2010	12,5	5,2	26,4	15	5,2	32	52	20	21	46,5	0	5	52
2011	35	19,5	12,5	7,2	8,10	14,7	10,5	20,5	0	0	0	7,5	35

Laminage pour b = 16 m

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	Q _{moy} - q (m ³ /s)	(Q _{moy} -q)*Δt (m ³)	V+1/2*q*Δt (m ³)	q (m ³ /s)
0.00	0.00	2.39	2.39	4293.64	126000	0.0000
0.50	4.77					
1.00	19.08	11.93	11.22	20198.68	130294	0.7053
1.50	42.94	31.01	29.68	53419.14	150492	1.3323
		59.63	56.20	101155.67	203911	3.4363
2.00	76.33	79.45	70.40	126712.16	305067	9.0501
2.08	82.56	73.41	54.74	98536.70	431779	18.6682
2.58	64.26	56.58	28.82	51870.66	530316	27.7582
3.08	48.89	42.54	9.54	17174.05	582187	32.9967
3.58	36.19	31.04	-3.75	-6742.59	599361	34.7897
4.08	25.90	21.84	-12.24	-22039.56	592618	34.0825
4.58	17.78	14.67	-17.13	-30841.39	570579	31.8006
5.08	11.56	9.27	-19.42	-34947.31	539737	28.6887
5.58	6.99	5.40	-19.88	-35789.62	504790	25.2876
6.08	3.82	2.80	-19.15	-34472.10	469000	21.9557
6.58	1.79	1.22	-17.69	-31833.93	434528	18.9045
7.08	0.65	0.39	-15.84	-28517.05	402694	16.2356
7.58	0.14	0.07	-13.90	-25026.23	374177	13.9747
8.08	0.00	0.00	-12.10	-21771.41	349151	12.0976
8.58	0.00	0.00	-10.55	-18990.07	327380	10.5500
9.08	0.00	0.00	-9.27	-16681.96	308389	9.2678
9.58	0.00	0.00	-8.20	-14751.06	291707	8.1950

10.08	0.00					
		0.00	-7.29	-13121.18	276956	7.2895
10.58	0.00					
		0.00	-6.52	-11734.07	263835	6.5189
11.08	0.00					
		0.00	-5.86	-10544.66	252101	5.8581
11.58	0.00					
		0.00	-5.29	-9517.72	241557	5.2876
12.08	0.00					
		0.00	-4.79	-8625.43	232039	4.7919
12.58	0.00					
		0.00	-4.36	-7845.60	223413	4.3587
13.08	0.00					
		0.00	-3.98	-7160.38	215568	3.9780
13.58	0.00					
		0.00	-3.64	-6555.29	208407	3.6418
14.08	0.00					
		0.00	-3.34	-6018.47	201852	3.3436
14.58	0.00					
		0.00	-3.08	-5540.20	195834	3.0779
15.08	0.00					
		0.00	-2.84	-5112.37	190293	2.8402
15.58	0.00					
		0.00	-2.63	-4728.25	185181	2.6268
16.08	0.00					
		0.00	-2.43	-4382.17	180453	2.4345
16.58	0.00					
		0.00	-2.26	-4069.35	176071	2.2608
17.08	0.00					
		0.00	-2.10	-3785.74	172001	2.1032
17.58	0.00					
		0.00	-1.96	-3527.87	168216	1.9599
18.08	0.00					
		0.00	-1.83	-3292.78	164688	1.8293
18.58	0.00					
		0.00	-1.71	-3077.92	161395	1.7100
19.08	0.00					
		0.00	-1.60	-2881.07	158317	1.6006
19.58	0.00					
		0.00	-1.50	-2700.34	155436	1.5002
20.08	0.00					
		0.00	-1.41	-2534.04	152736	1.4078
20.58	0.00					
		0.00	-1.32	-2380.72	150202	1.3226
21.08	0.00					
		0.00	-1.24	-2239.10	147821	1.2439
21.58	0.00					
		0.00	-1.17	-2108.06	145582	1.1711
22.08	0.00					

		0.00	-1.10	-1986.60	143474	1.1037
22.58	0.00					
		0.00	-1.04	-1873.83	141487	1.0410
23.08	0.00					
		0.00	-0.98	-1768.98	139613	0.9828
23.58	0.00					
		0.00	-0.93	-1671.36	137844	0.9285
24.08	0.00					
		0.00	-0.88	-1580.33	136173	0.8780
24.58	0.00					
		0.00	-0.83	-1495.35	134593	0.8307
25.08	0.00					
		0.00	-0.79	-1415.90	133097	0.7866
25.58	0.00					
		0.00	-0.75	-1341.56	131681	0.7453
26.08	0.00					
		0.00	-0.71	-1271.90	130340	0.7066
26.58	0.00					
		0.00	-0.67	-1206.57	129068	0.6703
27.08	0.00					
		0.00	-0.64	-1145.23	127861	0.6362
27.58	0.00					
		0.00	-0.60	-1087.58	126716	0.6042
28.08	0.00					
		0.00	-0.57	-1033.35	125628	0.5741
28.58	0.00					
		0.00	-0.55	-982.30	124595	0.5457
29.08	0.00					
		0.00	-0.52	-934.19	123613	0.5190
29.58	0.00					
		0.00	-0.49	-888.83	122679	0.4938
30.08	0.00					
		0.00	-0.47	-846.01	121790	0.4700
30.58	0.00					
		0.00	-0.45	-805.58	120944	0.4475
31.08	0.00					
		0.00	-0.43	-767.36	120138	0.4263
31.58	0.00					
		0.00	-0.41	-731.21	119371	0.4062
32.08	0.00					
		0.00	-0.39	-697.01	118640	0.3872
32.58	0.00					
		0.00	-0.37	-664.62	117943	0.3692
33.08	0.00					
		0.00	-0.35	-633.93	117278	0.3522
33.58	0.00					
		0.00	-0.34	-604.84	116644	0.3360
34.08	0.00					
		0.00	-0.32	-577.24	116039	0.3207

34.58	0.00					
		0.00	-0.31	-551.05	115462	0.3061
35.08	0.00					
		0.00	-0.29	-526.19	114911	0.2923
35.58	0.00					
		0.00	-0.28	-502.56	114385	0.2792
36.08	0.00					
		0.00	-0.27	-480.12	113882	0.2667
36.58	0.00					
		0.00	-0.25	-458.77	113402	0.2549
37.08	0.00					
		0.00	-0.24	-438.47	112943	0.2436
37.58	0.00					
		0.00	-0.23	-419.16	112505	0.2329
38.08	0.00					
		0.00	-0.22	-400.77	112086	0.2226
38.58	0.00					
		0.00	-0.21	-383.26	111685	0.2129
39.08	0.00					
		0.00	-0.20	-366.58	111302	0.2037
39.58	0.00					
		0.00	-0.19	-350.69	110935	0.1948
40.08	0.00					
		0.00	-0.19	-335.54	110584	0.1864
40.58	0.00					
		0.00	-0.18	-321.10	110249	0.1784
41.08	0.00					
		0.00	-0.17	-307.32	109928	0.1707
41.58	0.00					
		0.00	-0.16	-294.18	109620	0.1634
42.08	0.00					
		0.00	-0.16	-281.63	109326	0.1565
42.58	0.00					
		0.00	-0.15	-269.66	109045	0.1498
43.08	0.00					
		0.00	-0.14	-258.23	108775	0.1435
43.58	0.00					
		0.00	-0.14	-247.31	108517	0.1374
44.08	0.00					
		0.00	-0.13	-236.89	108269	0.1316
44.58	0.00					
		0.00	-0.13	-226.92	108033	0.1261
45.08	0.00					
		0.00	-0.12	-217.40	107806	0.1208
45.58	0.00					
		0.00	-0.12	-208.30	107588	0.1157
46.08	0.00					
		0.00	-0.11	-199.60	107380	0.1109
46.58	0.00					

		0.00	-0.11	-191.29	107180	0.1063
47.08	0.00					
		0.00	-0.10	-183.33	106989	0.1018
47.58	0.00					
		0.00	-0.10	-175.72	106806	0.0976
48.08	0.00					
		0.00	-0.09	-168.44	106630	0.0936
48.58	0.00					
		0.00	-0.09	-161.47	106462	0.0897
49.08	0.00					
		0.00	-0.09	-154.81	106300	0.0860
49.58	0.00					
		0.00	-0.08	-148.43	106145	0.0825
50.08	0.00					
		0.00	-0.08	-142.32	105997	0.0791
50.58	0.00					
		0.00	-0.08	-136.48	105854	0.0758
51.08	0.00					
		0.00	-0.07	-130.88	105718	0.0727
51.58	0.00					
		0.00	-0.07	-125.52	105587	0.0697
52.08	0.00					
		0.00	-0.07	-120.38	105462	0.0669
52.58	0.00					
		0.00	-0.06	-115.46	105341	0.0641
53.08	0.00					
		0.00	-0.06	-110.75	105226	0.0615
53.58	0.00					
		0.00	-0.06	-106.24	105115	0.0590
54.08	0.00					
		0.00	-0.06	-101.92	105009	0.0566
54.58	0.00					
		0.00	-0.05	-97.77	104907	0.0543
55.08	0.00					
		0.00	-0.05	-93.80	104809	0.0521
55.58	0.00					
		0.00	-0.05	-90.00	104715	0.0500
56.08	0.00					
		0.00	-0.05	-86.35	104625	0.0480
56.58	0.00					
		0.00	-0.05	-82.85	104539	0.0460
57.08	0.00					
		0.00	-0.04	-79.50	104456	0.0442
57.58	0.00					
		0.00	-0.04	-76.29	104377	0.0424
58.08	0.00					
		0.00	-0.04	-73.21	104300	0.0407
58.58	0.00					
		0.00	-0.04	-70.25	104227	0.0390

59.08	0.00					
		0.00	-0.04	-67.42	104157	0.0375
59.58	0.00					
		0.00	-0.04	-64.70	104089	0.0359
60.08	0.00					
		0.00	-0.03	-62.10	104025	0.0345
60.58	0.00					
		0.00	-0.03	-59.60	103963	0.0331
61.08	0.00					
		0.00	0.00	0.00	103903	0.0000
61.58	0.00					

Annexe n° III

*ETUDE DES VARIANTES
DE LA DIGUE*

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R= 29m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	dn	a*Gn*dn
-2	2.9	0.74	0	-0.2	0.980	3.412	-0.682	3.343	2.960	8.583	0.29	0.970	28.64	9.772
-1	2.9	2.23	0	-0.1	0.995	10.283	-1.028	10.231	2.915	8.452	0.29	2.967	27.90	28.688
0	2.9	3.39	0	0	1.000	15.631	0.000	15.631	2.900	8.410	0.29	4.533	27.06	42.298
1	2.9	4.24	0	0.1	0.995	19.551	1.955	19.453	2.915	8.452	0.29	5.641	26.90	52.591
2	2.9	4.77	0	0.2	0.980	21.994	4.399	21.550	2.960	8.583	0.29	6.250	26.68	58.681
3	2.9	4.96	0	0.3	0.954	22.871	6.861	21.817	3.040	8.816	0.29	6.327	26.66	60.973
4	2.9	4.79	0	0.4	0.917	22.087	8.835	20.243	3.164	9.176	0.29	5.870	26.86	59.325
5	2.9	4.19	0	0.5	0.866	19.320	9.660	16.732	3.349	9.711	0.29	4.852	27.24	52.628
6	2.9	3.08	0	0.6	0.800	14.202	8.521	11.362	3.625	10.513	0.29	3.295	27.82	39.510
7	2.9	1.3	0	0.7	0.714	5.994	4.196	4.281	4.061	11.776	0.29	1.241	28.57	17.126
somme							42.716			92.474		41.946		421.592

Kss	3.15
Kas	2.35

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=31,78 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	dn	a*Gn*dn	
-3	3.178	0.43	0.43		-0.3	0.954	4.496	-1.349	4.289	3.331	4.331	0.250	1.072	31.370	14.104	
-2	3.178	1.49	1.25		-0.2	0.980	14.282	-2.856	13.994	3.244	9.406	0.290	4.058	30.560	43.647	
-1	3.178	2.55	1.73		-0.1	0.995	22.232	-2.223	22.120	3.194	4.152	0.250	5.530	30.060	66.828	
0	3.178	2.81	1.89	0.8	0	1.000	29.088	0.000	29.088	3.178	9.216	0.290	8.435	29.540	85.926	
1	3.178	3.87	1.73	0.8	0.1	0.995	33.580	3.358	33.411	3.194	4.152	0.250	8.353	28.598	96.031	
2	3.178	4.93	1.25	0.8	0.2	0.980	36.343	7.269	35.608	3.244	9.406	0.290	10.326	28.371	103.108	
3	3.178	5.99	0.43	0.8	0.3	0.954	37.269	11.181	35.552	3.331	4.331	0.250	8.888	28.359	105.690	
4	3.178	7.05			0.4	0.917	35.624	14.250	32.650	3.467	10.056	0.290	9.468	28.569	101.774	
5	3.178	6.54			0.5	0.866	33.047	16.523	28.619	3.670	4.771	0.250	7.155	28.994	95.816	
6	3.178	5.49			0.6	0.800	27.741	16.645	22.193	3.973	11.520	0.290	6.436	29.626	82.186	
7	3.178	3.83			0.7	0.714	19.353	13.547	13.821	4.450	5.785	0.250	3.455	30.442	58.915	
8	3.178	1.26			0.8	0.600	6.367	5.093	3.820	5.297	15.360	0.290	1.108	31.405	19.995	
somme								81.437				92.487		74.285		874.018

Kss	2.05
Kas	1.53

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R= 33,98 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	dn	a*Gn*dn
-4	3.398	0.215	0	0	-0.4	0.917	1.162	-0.465	1.065	3.708	10.752	0.29	0.309	33.890	3.937
-3	3.398	1.415	1.204	0	-0.3	0.954	14.600	-4.380	13.928	3.562	10.330	0.29	4.039	32.740	47.800
-2	3.398	2.548	2.082	0	-0.2	0.980	25.793	-5.159	25.272	3.468	10.057	0.29	7.329	31.950	82.409
-1	3.398	2.881	2.598	0.8	-0.1	0.995	35.575	-3.557	35.397	3.415	9.904	0.29	10.265	30.860	109.784
0	3.398	4.013	2.769	0.8	0	1.000	42.679	0.000	42.679	3.398	9.854	0.29	12.377	30.420	129.829
1	3.398	5.145	2.598	0.8	0.1	0.995	47.807	4.781	47.567	3.415	9.904	0.29	13.795	29.740	142.178
2	3.398	6.28	2.082	0.8	0.2	0.980	50.958	10.192	49.929	3.468	10.057	0.29	14.479	29.520	150.429
3	3.398	7.41	1.2	0.8	0.3	0.954	51.969	15.591	49.575	3.562	10.330	0.29	14.377	29.530	153.463
4	3.398	8.54	0	0.73	0.4	0.917	50.704	20.282	46.471	3.708	10.752	0.29	13.477	29.790	151.048
5	3.398	8.69	0	0	0.5	0.866	46.951	23.475	40.660	3.924	11.379	0.29	11.791	30.299	142.255
6	3.398	7.58	0	0	0.6	0.800	40.953	24.572	32.763	4.248	12.318	0.29	9.501	30.036	123.008
7	3.398	3.39	0	2.3098	0.7	0.714	32.757	22.930	23.393	4.758	13.799	0.29	6.784	32.013	104.866
8	3.398	1	0	0.8212	0.8	0.600	10.537	8.430	6.322	5.663	16.424	0.29	1.833	33.499	35.299
somme								116.691			145.859		120.356		1376.306

Kss	2.28
Kas	1.69

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 23,57 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	dn	a*Gn*dn	
-2	2.357	0.38	0	-0.2	0.9798	1.424	-0.28482	1.3953	2.406	6.9762	0.29	0.4046	26.28	3.743	
-1	2.357	1.64	0	-0.1	0.995	6.146	-0.61461	6.1153	2.369	6.8697	0.29	1.7734	25.59	15.728	
0	2.357	2.69	0	0	1	10.081	0.00000	10.0811	2.357	6.8353	0.29	2.9235	25.12	25.324	
1	2.357	3.52	0	0.1	0.995	13.192	1.31917	13.1255	2.369	6.8697	0.29	3.8064	24.66	32.531	
2	2.357	4.15	0	0.2	0.9798	15.553	3.11053	15.2384	2.406	6.9762	0.29	4.4191	24.38	37.917	
3	2.357	4.55	0	0.3	0.9539	17.052	5.11551	16.2663	2.471	7.1653	0.29	4.7172	24.23	41.316	
4	2.357	4.72	0	0.4	0.9165	17.689	7.07553	16.2121	2.572	7.4579	0.29	4.7015	24.22	42.842	
5	2.357	4.62	0	0.5	0.866	17.314	8.65703	14.9944	2.722	7.8927	0.29	4.3484	24.37	42.194	
6	2.357	4.24	0	0.6	0.8	15.890	9.53397	12.7120	2.946	8.5441	0.29	3.6865	24.65	39.169	
7	2.357	3.5	0	0.7	0.7141	13.117	9.18169	9.3672	3.300	9.5713	0.29	2.7165	25.07	32.884	
8	2.357	2.31	0	0.8	0.6	8.657	6.92562	5.1942	3.928	11.392	0.29	1.5063	25.62	22.179	
somme							50.919				72.705		32.8255		316.356

Kss	2.07
Kas	1.64

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 26,13 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-2	2.613	1.1	0.36	-0.2	0.980	6.169	-1.234	6.045	2.667	7.734	0.29	1.753	25.670	15.837	
-1	2.613	2.15	0.76	-0.1	0.995	12.309	-1.231	12.247	2.626	3.414	0.25	3.062	24.950	30.710	
0	2.613	3.19	0.88	0	1.000	17.162	0.000	17.162	2.613	7.578	0.29	4.977	24.190	41.516	
1	2.613	4.24	0.76	0.1	0.995	20.992	2.099	20.887	2.626	3.414	0.25	5.222	23.910	50.191	
2	2.613	5.28	0.36	0.2	0.980	23.536	4.707	23.060	2.667	7.734	0.29	6.687	23.630	55.615	
3	2.613	6.02		0.3	0.954	25.011	7.503	23.859	2.739	3.561	0.25	5.965	23.530	58.851	
4	2.613	6.099		0.4	0.917	25.339	10.136	23.224	2.851	8.268	0.29	6.735	23.620	59.852	
5	2.613	5.84		0.5	0.866	24.263	12.132	21.013	3.017	3.922	0.25	5.253	23.897	57.982	
6	2.613	5.185		0.6	0.800	21.542	12.925	17.234	3.266	9.472	0.29	4.998	24.354	52.463	
7	2.613	4.03		0.7	0.714	16.743	11.720	11.957	3.659	4.757	0.25	2.989	24.919	41.723	
8	2.613	2.16		0.8	0.600	8.974	7.179	5.384	4.355	12.630	0.29	1.561	25.747	23.106	
somme							65.937				72.483		49.202		464.739

Kss	1.85
Kas	1.45

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 30,96 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	3.096	0.55	0.35	0	-0.3	0.954	4.550	-1.365	4.340	3.245	9.412	0.29	1.259	29.270	13.317
-2	3.096	1.79	1.19	0	-0.2	0.980	15.075	-3.015	14.770	3.160	9.164	0.29	4.283	28.540	43.023
-1	3.096	3.025	1.703	0	-0.1	0.995	23.854	-2.385	23.735	3.112	9.024	0.29	6.883	27.360	65.265
0	3.096	4.26	1.84	0	0	1.000	30.655	0.000	30.655	3.096	8.978	0.29	8.890	26.420	80.990
1	3.096	5.5	1.68	0	0.1	0.995	35.917	3.592	35.737	3.112	9.024	0.29	10.364	26.130	93.850
2	3.096	6.74	1.19	0	0.2	0.980	39.442	7.888	38.645	3.160	9.164	0.29	11.207	25.840	101.918
3	3.096	7.98	0.35	0	0.3	0.954	41.125	12.337	39.231	3.245	9.412	0.29	11.377	25.777	106.007
4	3.096	8.3531		0	0.4	0.917	41.119	16.448	37.686	3.378	9.796	0.29	10.929	25.960	106.746
5	3.096	7.94		0	0.5	0.866	39.086	19.543	33.849	3.575	10.367	0.29	9.816	26.390	103.147
6	3.096	7.01		0	0.6	0.800	34.508	20.705	27.606	3.870	11.223	0.29	8.006	27.055	93.361
7	3.096	2.54		2.55	0.7	0.714	27.030	18.921	19.303	4.335	12.572	0.29	5.598	28.022	75.743
8	3.096	1		0.164	0.8	0.600	5.857	4.686	3.514	5.160	14.964	0.29	1.019	29.380	17.208
somme								92.668			108.135		88.611		883.367

Kss	2.12
Kas	1.62

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal etalus aval (R=22,69 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-4	2.269	1.36	0	0	-0.4	0.917	4.906	-1.963	4.497	2.476	7.179	0.290	1.304	0.000	0.000	0.000	22.08	10.834
-3	2.269	2.88	0.237	0	-0.3	0.954	11.471	-3.441	10.943	2.379	6.898	0.290	3.173	0.237	0.564	0.163	21.22	24.342
-2	2.269	3.79	0.820	0	-0.2	0.980	17.413	-3.483	17.061	2.316	6.716	0.290	4.948	0.820	1.899	0.551	20.44	35.592
-1	2.269	4.69	1.170	0	-0.1	0.995	22.256	-2.226	22.145	2.280	6.613	0.290	6.422	1.170	2.668	0.774	19.78	44.023
0	2.269	5.61	1.280	0	0.0	1.000	26.077	0.000	26.077	2.269	6.580	0.290	7.562	1.280	2.904	0.842	19.20	50.068
1	2.269	6.51	1.170	0	0.1	0.995	28.822	2.882	28.678	2.280	6.613	0.290	8.317	1.170	2.668	0.774	18.88	54.416
2	2.269	7.42	0.820	0	0.2	0.980	30.509	6.102	29.893	2.316	6.716	0.290	8.669	0.820	1.899	0.551	18.68	56.991
3	2.269	8.33	0.240	0	0.3	0.954	31.147	9.344	29.712	2.379	6.898	0.290	8.617	0.240	0.571	0.166	18.40	57.310
4	2.269	8.62	0	0	0.4	0.917	31.098	12.439	28.502	2.476	7.179	0.290	8.266	0.000	0.000	0.000	18.83	58.558
5	2.269	8.39	0	0	0.5	0.866	30.269	15.134	26.213	2.620	7.598	0.290	7.602	0.000	0.000	0.000	19.18	58.055
6	2.269	7.86	0	0	0.6	0.800	28.357	17.014	22.685	2.836	3.687	0.290	6.579	0.000	0.000	0.000	19.72	55.919
7	2.269	6.76	0	0	0.7	0.714	24.388	17.072	17.417	3.177	4.130	0.290	5.051	0.000	0.000	0.000	20.42	49.801
8	2.269	2.87	0	1.985	0.8	0.600	19.948	15.958	11.969	3.782	4.916	0.290	3.471	1.985	7.507	2.177	21.33	42.549
9	2.269	1.00	0	0.133	0.9	0.436	4.252	3.827	1.854	5.205	6.767	0.290	0.538	0.133	0.694	0.201	22.46	9.551
somme								88.661			88.492		80.517			6.199		608.009

Kss	1.84
Kas	1.41

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale talus aval (R=25,87 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-3	2.587	0.75	0	0	-0.3	0.95	3.08	-0.93	2.94	2.71	7.87	0.29	0.85	0	0	0	25.52	7.87
-2	2.587	2.45	0	0	-0.2	0.98	10.09	-2.02	9.89	2.64	7.66	0.29	2.87	0	0	0	24.67	24.90
-1	2.587	3.88	0	0	-0.1	0.99	15.97	-1.60	15.89	2.60	7.54	0.29	4.61	0	0	0	23.94	38.23
0	2.587	5.023	0	0	0	1.00	20.66	0.00	20.66	2.59	7.50	0.29	5.99	0	0	0	23.06	47.65
1	2.587	5.951	0	0	0.1	0.99	24.48	2.45	24.36	2.60	7.54	0.29	7.06	0	0	0	22.91	56.09
2	2.587	6.59	0	0	0.2	0.98	27.11	5.42	26.56	2.64	7.66	0.29	7.70	0	0	0	22.65	61.40
3	2.587	9.96	0	0	0.3	0.95	40.97	12.29	39.09	2.71	7.87	0.29	11.33	0	0	0	22.57	92.48
4	2.587	7.026	0	0	0.4	0.92	28.90	11.56	26.49	2.82	8.19	0.29	7.68	0	0	0	22.70	65.61
5	2.587	6.75	0	0	0.5	0.87	27.77	13.88	24.05	2.99	8.66	0.29	6.97	0	0	0	23.00	63.87
6	2.587	6.08	0	0	0.6	0.80	25.01	15.01	20.01	3.23	4.20	0.29	5.80	0	0	0	23.51	58.80
7	2.587	4.89	0	0	0.7	0.71	20.12	14.08	14.37	3.62	4.71	0.29	4.17	0	0	0	24.19	48.65
8	2.587	1	0	1.31	0.8	0.60	11.35	9.08	6.81	4.31	5.61	0.29	1.98	1.31	5.66	0	25.19	28.60
somme								79.237				85.001		67.022				594.135

Kss	1.92
Kas	1.49

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale talus aval (R=9,05 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn	
-3	2.905	0.94	0.73	0	-0.3	0.954	8.603	-2.581	8.207	3.045	8.830	0.29	2.380	0.730	2.223	0.645	28.25	24.305	
-2	2.905	2.1	1.48	0	-0.2	0.980	18.340	-3.668	17.969	2.965	8.597	0.29	5.211	1.480	4.388	1.272	27.60	50.618	
-1	2.905	3.26	1.92	0	-0.1	0.995	26.266	-2.627	26.134	2.919	8.466	0.29	7.579	1.920	5.605	1.625	26.47	69.526	
0	2.905	4.42	2.064	0	0	1.000	32.464	0.000	32.464	2.905	8.424	0.29	9.415	2.064	5.995	1.739	25.72	83.498	
1	2.905	5.59	1.92	0	0.1	0.995	37.027	3.703	36.841	2.919	8.466	0.29	10.684	1.920	5.605	1.625	25.32	93.753	
2	2.905	5.75	1.48	0	0.2	0.980	35.197	7.039	34.486	2.965	8.597	0.29	10.001	1.480	4.388	1.272	25.03	88.098	
3	2.905	7.91	0.73	0	0.3	0.954	40.794	12.238	38.915	3.045	8.830	0.29	11.285	0.730	2.223	0.645	24.96	101.822	
4	2.905	8.71	0	0	0.4	0.917	40.227	16.091	36.869	3.169	9.191	0.29	10.692	0	0	0	25.12	101.050	
5	2.905	8.41	0	0	0.5	0.866	38.841	19.421	33.638	3.354	9.727	0.29	9.755	0	0	0	25.49	99.007	
6	2.905	7.65	0	0	0.6	0.800	35.331	21.199	28.265	3.631	10.530	0.29	8.197	0	0	0	26.09	92.179	
7	2.905	4.33	0	1.98	0.7	0.714	32.248	22.574	23.030	4.067	11.795	0.29	6.679	1.980	8.053	2.335	26.88	86.683	
8	2.905	1	0	2.085	0.8	0.600	17.520	14.016	10.512	4.841	14.039	0.29	3.049	2.085	10.095	2.928	28.15	49.319	
somme								107.405				115.4932		94.9259			14.0868		939.8585

Kss	1.83
Kas	1.40

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide talus amont (R=29,64 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-2	2.964	1.213	0	0	-0.20	0.980	3.164	-0.633	3.100	3.025	3.933	0.29	0.899	29.046	9.190	
-1	2.964	2.000	0	0.650	-0.10	0.995	7.394	-0.739	7.357	2.979	3.873	0.29	2.133	28.320	20.939	
0	2.964	2.980	0	0.800	0.00	1.000	10.452	0.000	10.452	2.964	3.853	0.29	3.031	27.710	28.963	
1	2.964	3.976	0	0.650	0.10	0.995	12.548	1.255	12.485	2.979	3.873	0.29	3.621	27.340	34.306	
2	2.964	4.964	0	0.200	0.20	0.980	13.618	2.724	13.342	3.025	3.933	0.29	3.869	27.114	36.923	
3	2.964	5.387	0	0	0.30	0.954	14.051	4.215	13.404	3.107	4.039	0.29	3.887	27.083	38.054	
4	2.964	5.266	0	0	0.40	0.917	13.735	5.494	12.589	3.234	4.204	0.29	3.651	27.250	37.429	
5	2.964	4.757	0	0	0.50	0.866	12.408	6.204	10.745	3.423	4.449	0.29	3.116	27.610	34.258	
6	2.964	3.788	0	0	0.60	0.800	9.880	5.928	7.904	3.705	4.817	0.29	2.292	28.150	27.813	
7	2.964	2.231	0	0	0.70	0.714	5.819	4.073	4.156	4.150	5.396	0.29	1.205	28.850	16.788	
somme								24.448				36.973		26.500		267.875

Kss	2.60
Kas	1.90

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide talus amont (R=31,22 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	dn	a*Gn*dn
-3	3.122	0.192	0.107		-0.30	0.954	0.864	-0.259	0.824	3.273	4.255	0.29	0.239	31.122	2.687
-2	3.122	1.232	0.915		-0.20	0.980	6.270	-1.254	6.143	3.186	4.142	0.29	1.782	30.33	19.017
-1	3.122	2.272	1.390		-0.10	0.995	10.625	-1.062	10.572	3.138	4.079	0.29	3.066	29.85	31.716
0	3.122	2.514	1.545	0.800	0	1.000	14.601	0	14.601	3.122	4.059	0.29	4.234	29.32	42.810
1	3.122	3.554	1.389	0.800	0.10	0.995	16.966	1.697	16.881	3.138	4.079	0.29	4.896	28.37	48.133
2	3.122	4.595	0.915	0.800	0.20	0.980	18.332	3.666	17.961	3.186	4.142	0.29	5.209	28.141	51.587
3	3.122	5.636	0.108	0.800	0.30	0.954	18.647	5.594	17.788	3.273	4.255	0.29	5.159	28.121	52.437
4	3.122	6.420			0.40	0.917	17.638	7.055	16.166	3.406	4.428	0.29	4.688	28.314	49.940
5	3.122	5.880			0.50	0.866	16.154	8.077	13.990	3.605	4.686	0.29	4.057	28.716	46.389
6	3.122	4.860			0.60	0.800	13.352	8.011	10.682	3.903	5.073	0.29	3.098	29.32	39.149
7	3.122	3.220			0.70	0.714	8.846	6.193	6.318	4.372	5.683	0.29	1.832	30.096	26.624
8	3.122	0.699			0.80	0.600	1.920	1.536	1.152	5.203	6.764	0.29	0.334	31.016	5.956
somme								37.7178			48.8816		38.2583		410.4893

Kss	2.31
Kas	1.71

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide talus amont (R=34,21 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	dn	a*Gn*dn
-4	3.421	0.21	0.12	0	-0.4	0.91652	1.0468	-0.419	0.959	3.733	4.852	0.29	0.278	34.10	3.570
-3	3.421	1.35	1.4	0	-0.3	0.95394	8.9014	-2.670	8.491	3.586	4.662	0.29	2.463	32.88	29.268
-2	3.421	2.49	2.28	0	-0.2	0.97980	15.3740	-3.075	15.063	3.492	4.539	0.29	4.368	31.98	49.166
-1	3.421	2.83	2.804	0.8	-0.1	0.99499	21.3007	-2.130	21.194	3.438	4.470	0.29	6.146	31.015	66.064
0	3.421	3.967	2.958	0.8	0	1	25.2543	0.00	25.254	3.421	4.447	0.29	7.324	30.907	78.053
1	3.421	5.11	2.804	0.8	0.1	0.99499	28.1645	2.816	28.023	3.438	4.470	0.29	8.127	29.880	84.156
2	3.421	6.248	2.284	0.8	0.2	0.97980	29.7938	5.959	29.192	3.492	4.539	0.29	8.466	29.655	88.353
3	3.421	7.39	1.4	0.8	0.3	0.95394	30.1773	9.053	28.787	3.586	4.662	0.29	8.348	29.674	89.548
4	3.421	8.53	0.119	0.8	0.4	0.91652	29.1831	11.673	26.747	3.733	4.852	0.29	7.757	29.943	87.383
5	3.421	8.86	0	0	0.5	0.86603	26.6729	13.336	23.099	3.950	5.135	0.29	6.699	30.456	81.235
6	3.421	7.744	0	0	0.6	0.800	23.3132	13.988	18.651	4.276	5.559	0.29	5.409	31.202	72.742
7	3.421	3.34	0	2.496	0.7	0.71414	19.7039	13.793	14.071	4.790	6.227	0.29	4.081	32.193	63.433
8	3.421	1	0	0.934	0.8	0.600	6.6211	5.297	3.973	5.702	7.412	0.29	1.152	33.642	22.275
somme								48.53196			52.1880		65.38386		729.537897

Kss	2.42
Kas	1.68

Annexe n° IV

*ETUDE DES OUVRAGES
ANNEXES*

Bassin de type I

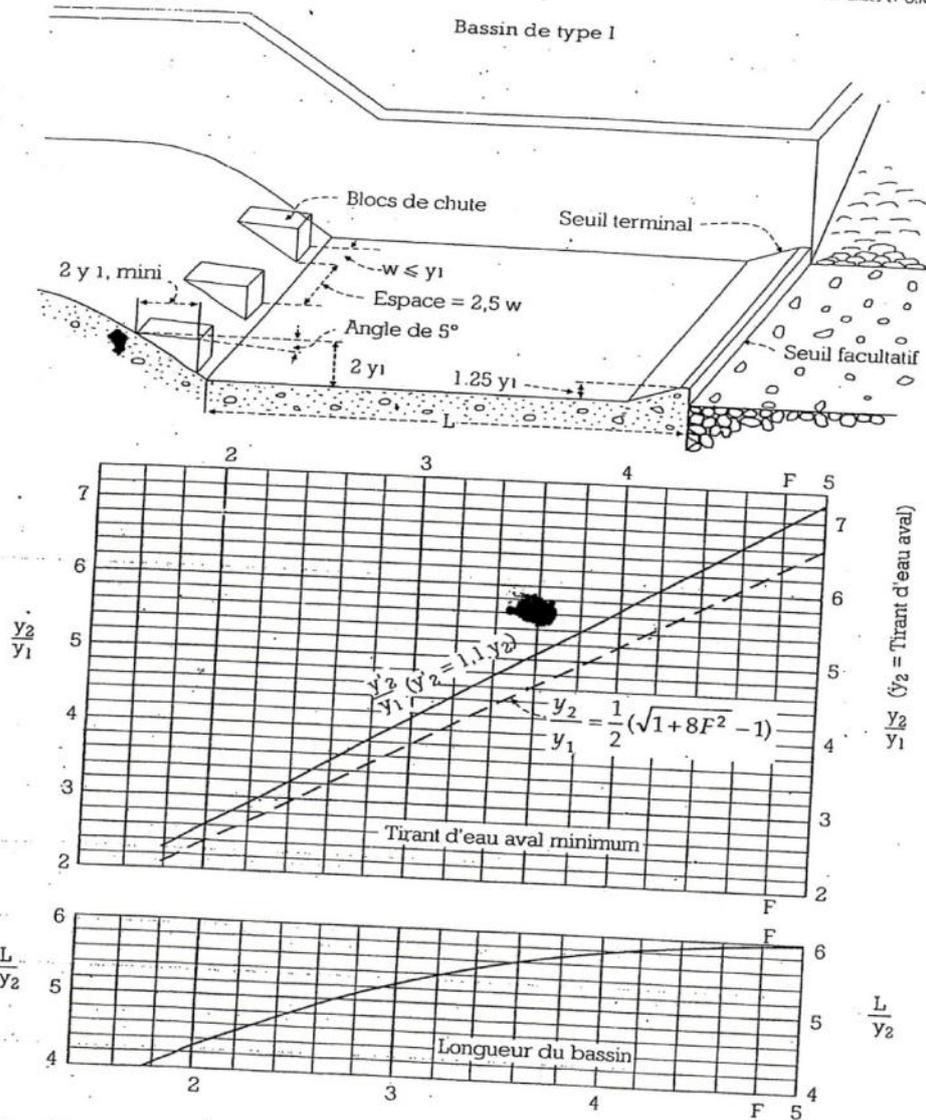


Figure 2.32 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude compris entre 2,5 et 4,5 (traduit de [5]).