

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR
L'OUED SIDI AMEUR, COMMUNE DE TAZGAIT
W.MOSTAGANEM**

PRESENTE PAR :

HOUARI Moussa

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
M ^r M.D.BENSALAH	Maître Assistant(A)	Examineur
M ^{me} A.ADDOU	Maître Assistant(A)	Examinatrice
M ^r I.ZAIBAK	Maître Assistant(B)	Examineur
M ^{md} C.SALHI	Maître Assistant(B)	Promotrice

Septembre- 2015

Dédicace

Je dédie ce modeste travail spécialement à celle qui m'a donné la vie, a la plus chère personne au monde qui m'a Apportée beaucoup d'affection, fait des sacrifices et veillées à mon cheville Jusqu'à extinction de la lumière qui a assuré mon éducation et m'a encouragé à continuer mes études pour me voir ainsi arriver à ce que je suis aujourd'hui. Et qui a consacré la majeure partie de son temps à m'apporter aide et son soutien, sur toute la durée de mes études, merci ma très chère mère.

Mon chère père son soutien indéfectible durant tout mon cursus qu'il soit moral ou matériel, et qui me faisant bénéficier de toute son expérience, merci mon chère père.

A mes frères et sœurs.

A ma future femme Nour el Houda.

Je le dédie également à mes vifs remerciements à ma promotrice
M^{me}CH.SALHI

A tous ma grand famille mes tantes, mes oncles, mes chers cousins et cousines.

Je dédie également ce travail à tous la promotion 2014/2015 sans exception

Tous les enseignants de l'EPST et l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire...

H/Moussa

Remerciements

Au moment de terminer cette étude qui est le fruit d'une étude collaborative entre plusieurs personnes et directions, j'aimerais exprimer mes gratitude à tous ce qui m'ont aidé.

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

*Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de ma promotrice **M^{me} CH.SALHI**, pour l'aide qu'elle m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.*

Merci madame pour le temps que vous m'avez consacré, les conseils que vous m'avez prodigués, les vertus que vous m'avez inculqués.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidés mes réflexions et ont accepté de rencontrer et répondre à mes questions.

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

Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi, « Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier »

Un grand merci pour toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin pour la réalisation de ce travail sans oublier toute la promotion 2014/2015.

ملخص:

تعتبر السدود من أكبر خزانات للمياه، تستعمل في مختلف الميادين، لذلك قمنا في مذكرةتنا بدراسة إنجاز سد صغير على واد سدي عمور ببلدية تازغيت ولاية مستغانم باعتبار إنشاء هذا السد سيسمح بسقي الأراضي الفلاحية المجاور و التي تقدر بي 21.6 هكتار.

و من أجل هذا يجب التحقيق من الشروط الجيولوجيا، الهيدرولوجيا ومن و الطبوغرافية، ثم نقوم باختبار و حساب النموذج من أجل ضمان الاستغلال الأمن للسد طول فترة الخدمة أما فيما يتعلق بالإنجاز الأنسب للسد و كذلك المنشآت الملحقة بهذا السد قمنا بشرح معمق و دقيق يضم مختلف أطوار الإنجاز.

Résumé :

Les barrages sont les plus grands réservoirs d'accumulation des eaux qui sont utilisées dans les divers domaines. Dans ce travail nous avons étudié la réalisation d'un petit barrage sur l'oued de Sidi Ameur dans la commune de Tazgait, W. Mostaganem. La réalisation de ce barrage va permettre d'irriguer une surface agricole avoisinante de presque 21.6 ha.

Pour cela il faut vérifier que les conditions géologiques, hydrologiques et topographiques sont favorables, puis nous choisissons et nous calculons le modèle de barrage le plus adéquat ainsi que le type et le détail des ouvrages annexes qui assureront une exploitation sécurisée et un bon fonctionnement pendant toute la vie de l'ouvrage, pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract:

It is knowledgeable that dams are the big reserves of water which are used in different fields.

Our dissertation, we have studied the possibility of realizing a dam in the river of Sidi Ameur situated in Tazgait, W. Mostaganem. the realization of this dam will allow us to irrigate a neighboring agricultural surface of about 21.6 ha.

In order to do so, we should check that the geological, hydrological and topographical condition, and then ancillaries and calculating the most adequate dam model. Also the type and the details of annexes witch insure safety exploitation and a good function all over the age of the dam. For the realisation this ain we gave an explanation supplements containing the various stages of calculation

SOMMAIRE

Introduction générale

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

Chapitre I : Etude topographique

I.1. Introduction.....	2
I.2. Choix du site de la retenue.....	2
I.3. Situation géographique.....	3
I.4. Emplacement du site.....	4
I.5. Caractéristiques morphologiques.....	5
I.6. Conclusion.....	6

Chapitre II : Etudes géologiques et géotechniques

II.1. Introduction.....	7
II.2. Rappels méthodologiques.....	7
II.3. Géologie régionale.....	7
II.3.1. Stratigraphie régionale.....	7
II.4. Géologie du bassin versant.....	8
II.5. Géologie du site.....	8
II.6. Reconnaissance géomorphologique.....	10
II.7. Reconnaissance géophysique.....	10
II.7.1. Programme pour la prospection géophysique.....	10
II.7.2. Acquisition des données.....	11
II.7.3. Traitement.....	12
II.8. Règles Parasismiques Algériennes.....	14
II.9. Reconnaissance géotechnique.....	16
II.9.1. Prélèvement d'échantillon de sols au niveau des zones d'emprunts.....	16
II.9.2. Programme pour les analyses de laboratoire.....	17
II.9.3. Fondation de la digue.....	20
II.10. Conclusions.....	21

Chapitre III : Etudes hydrologiques

III.1. Introduction	22
III.2. Caractéristiques du bassin versant.....	22
III.2.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	22
III.2.1.1. Paramètres géométriques.....	22
III.2.1.2. Paramètres de forme.....	22
III.2.1.3. Paramètres de relief.....	23
III.2.2. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.....	26
III.2.2.1. Densité de drainage	26
III.2.2.2. Densité du thalweg élémentaire	27
III.2.2.3. Coefficient de torrencialité	27
III.2.2.4. Temps de concentration	27
III.2.2.5. Vitesse de ruissellement.....	28
III. 3. Caractéristiques climatiques du bassin versant	29
III.3.1. Température	30
III.3.2. Vitesse du vent	30
III.3.3. Evaporation	30
III.4. Etude des précipitations	31
III.4.1. Pluie moyenne annuelle	31
III.4.2. précipitations maximales journalières.....	31
III.4.2.1. Ajustement des pluies maximales journalières.....	32
III.4.2.2. Choix de la loi d'ajustement :	33
III.4.3. Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	33
III.5. Etude des apports	35
III.5.1. Apport moyen interannuel.....	35
III.5.2. Répartition mensuelle des apports.....	36
III.5.3. Caractéristiques de l'écoulement	37
III.5.4. Apports fréquentiels :	37
III.5.4.1. Répartition de l'apport à 80% :	38
III.5.5. Apport solide	39
III.6. Etude des crues.....	40
III.6.1. Détermination des débits maximum fréquentiels par les formules empiriques	40
III.6.2. Caractéristiques de la crue.....	42
III.7. Régularisation de l'écoulement.....	44

III.7.1. Répartition des besoins.....	44
III.7.2. Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »	44
III.7.3. Volume utile.....	46
III.7.3.1. Détermination de la période de bonne hydraulicité	46
III.7.3.2. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	47
III.7.4. Conclusion.....	50
III.8. Laminage des crues	50
III.8.1. Méthode de KOTCHERINE	50
III.8.2. Etude d'optimisation	55
III.8.2.1. Coût approximatif de la digue.....	55
III.8.2.2. Coût approximatif de l'évacuateur de crues	57
III.8.2.3. Coût du global (digue et l'évacuateur de crues).....	58
III.8.3. Méthode de HILDENBLAT (b=11m).....	59
III.8.3.1. Procédé de calcul du laminage	59
III.8.4. Conclusion.....	61

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

IV.1. Introduction.....	62
IV.2. Choix du site de la retenue	62
IV.3. Choix du type de la retenue.....	63
IV.3.1. Conditions géologiques et géotechniques	63
IV.3.2. Matériaux de construction.....	63
IV.4. Les variantes à choisir.....	63
IV.4.1. Barrages en terre homogènes	64
IV.4.2. Barrages à zones.....	64
IV.4.3. Barrage en terre avec masque en béton.....	65
IV.5. Dimensions générales de la retenue	66
IV.5.1. Hauteur de la digue	66
IV.5.2. Choix des pentes des talus	66
IV.6. Etude comparative.....	67
IV.6.1. Barrage en terre homogène	67
IV.6.1.1. Pentes des talus	67
IV.6.1.2. Protection des talus	67
IV.6.1.3. Calcul des drains	67

IV.6.2. Barrage zoné a noyau d'argile	68
IV.6.2.1. Pentes des talus :	68
IV.6.2.2. Protection des talus :	69
IV.6.2.3. Etanchéité de la retenue	69
IV.6.3. Barrage en enrochement a masque en béton.....	71
IV.6.3.1. Pentes des talus	71
IV.7. Estimation du cout des matériaux pour les différentes variantes.....	71
IV.7.1. Barrage en terre homogène	71
IV.7.2. Barrage terre zoné	72
IV.7.3. Barrage en terre avec masque en béton.....	72
IV.8. Conclusion	72

Chapitre V : Etude de la variante de la choisie

V.1. Introduction	73
V.2. Protection des talus.....	73
V.2.1. Talus aval	73
V.2.2. Talus amont	73
V.3. Protection de la crête	73
V.4. Etanchéité de la fondation	74
V.5. Dispositif de drainage du remblai	74
V.5.1. Drain prisme	74
V.5.2. Drain tapis	74
V.5.3. Drain incliné	75
V.6. Condition des drains et filtre	75
V.6.1. Détermination de la courbe granulométrique des Filtres	75
V.6.1.1. Granularité de sol protégé	76
V.6.1.2. Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard.....	76
V.7. Etude des infiltrations.....	77
V.7.1. Positionnement de la ligne de saturation	77
V.7.2. Calcul du débit de fuite par infiltration	79
V.7.3. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	80
V.7.3.1. Dispositif d'étanchéité.....	80
V.7.3.2. Fondation du barrage.....	80
V.8. Etude de stabilité	82

V.8.1. Méthode de FELLENIUS.....	82
V.8.2. La zone des cercles critiques	83
V.8.3. Les forces agissant sur une tranche	84
V.8.4. Coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	85
V.8.5. Conclusion.....	86

Chapitre VI: Etude des ouvrages annexes

VI.1. Introduction.....	87
VI.2. Evacuateur de crues	87
VI.2.1. Différents types d'évacuateurs de crue.....	87
VI.2.1.1. Evacuateur de surface	87
VI.2.1.2. Evacuateur en charge	88
VI.2.2. Critères de choix de l'évacuateur de crue	89
VI.2.3. Choix de la variante	89
VI.2.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue	90
VI.2.4.1. Canal d'approche	90
VI.2.4.2. Le déversoir.....	90
VI.2.4.3. Chenal d'écoulement	92
VI.2.4.4. Calcul du convergeant.....	94
VI.2.4.5. Le coursier.....	95
VI.2.4.6. L'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier.....	97
VI.2.4.7. Dissipateur d'énergie	98
VI.2.4.8. Canal de restitution.....	100
VI.3. Ouvrage de vidange	102
VI.3.1. Calcul du débit de vidange.....	102
VI.3.2. Calcul diamètre de la conduite de vidange de fond	103
VI.3.3. Correction de la valeur de coefficient μ	104
VI.3.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite	105
VI.4. Ouvrage de prise d'eau	105
VI.4.1. Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau	105
VI.4.2. Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre.....	105
VI.4.3. Correction de la valeur de coefficient μ	106
VI.4.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite	106
VI.5. Conclusion	107

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII.1. Introduction.....	107
VII.2. Travaux préparatoire.....	107
VII.2.1. Installation du chantier	107
VII.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux	107
VII.2.3. Installations destinées à la réparation des engins	108
VII.2.4. Installation destinée pour la préfabrication.....	108
VII.3. Travaux de réalisation.....	108
VII.3.1. Travaux de terrassements	108
VII.3.2. Travaux d'excavations.....	108
VII.3.3. Travaux sur la digue	108
VII.4. Les moyens du chantier	109
VII.4.1. Les moyens humains.....	109
VII.4.2. Moyens matériels du chantier.....	109
VII.5. Planification	111
VII.5.1. Définition.....	111
VII.5.2. Techniques de planification.....	111
VII.5.3. Construction du réseau	111
VII.5.4. Les paramètres de la méthode C.P.M	111
VII.5.5. Chemin critique (C.C)	112
VII.5.6. Attribution des durées de chaque opération.....	112
VII.6. Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes	113
VII.7. Planification du projet.....	115
VII.7.1 Détermination des chemins critiques par la méthode Réseau à nœuds	115
VII.7.2. Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau	116
VII.8. Conclusion	117

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

VIII.1. Introduction	117
VIII.2. Conditions dangereuses dans le chantier.....	117
VIII.3. Actions dangereuses	117
VIII.4. Mesures préventives	118
VIII.5. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	118

VIII.6. Conclusion.....	119
Conclusion générale.....	120
Références bibliographiques	121

Liste des tableaux

Tableau II.01 : Coefficient d'accélération de zone	16
Tableau II.02: Caractéristiques du prélèvement de la zone d'emprunt.....	17
Tableau II.03: Résultats des essais de laboratoire.....	18
Tableau II.04 : État de saturation du matériau	18
Tableau II.05 : Classification des passants à 80 μm	18
Tableau II.06: Valeurs typiques des limites d'Atterberg	19
Tableau II.07: caractéristiques correspondant à diverses valeurs de perméabilité	19
Tableau II.08: résultats des essais de laboratoire (Valeurs moyennes).....	21
Tableau III.01 : Répartition en % de la surface élémentaire	24
Tableau III.02: Longueurs des courbes de niveaux.....	24
Tableau III.03: calcul pente M.ROCHE I_p	25
Tableau III.04: Type de relief.	26
Tableau III.05 : Paramètres hydromorphométriques du bassin versant.	29
Tableau III.06: Répartition mensuelle de la température :	30
Tableau III.07: Répartition mensuelle de la vitesse du vent	30
Tableau III.08: Répartition mensuelle de l'évaporation.....	30
Tableau III.09: Code et coordonnées de la station d'KHADRA.....	31
Tableau III.10: Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations	31
Tableau III.11: Caractéristiques empiriques de la série.	31
Tableau III.12 : Pluies de courte durée (mm).....	34
Tableau III.13: Intensité des pluies I_0 (mm/h).....	34
Tableau III.14: Récapitulatif des apports	36
Tableau III.15: Répartition mensuelle des apports.....	36
Tableau III.16 : Calcul du C_v	38
Tableau III.17: Les apports de différentes fréquences	38
Tableau III.18: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	38
Tableau III.19: Récapitulatif des résultats de débit maximum de crue	41
Tableau III.20: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue γ	42
Tableau III.21: Hydrogramme de crue	43
Tableau III.22: Répartition mensuelle des besoins	44
Tableau III.23: Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »	45
Tableau III.24: Le volume utile de la retenue	46

Tableau III.25: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	48
Tableau III.26: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	49
Tableau III.27: Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine	51
Tableau III.28: Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine	53
Tableau III.29: Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine	53
Tableau III.30: Largeur en crête du barrage.....	56
Tableau III.31: Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs:	57
Tableau III.32: Coût du déversoir pour les différentes largeurs :	58
Tableau III.33: Coût du canal d'approche pour les différentes largeurs :	58
Tableau III.34: Tableau récapitulatif des prix totaux :	58
Tableau III.35: Les volumes et les débits déversant	60
Tableau IV.01: Valeurs indicatives des pentes des talus	66
Tableau IV.02: Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres	67
Tableau IV.03: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....	70
Tableau IV.04: coût de la digue (1 ^{ère} variante).	71
Tableau IV.05: coût de la digue (2 ^{ème} variante)	72
Tableau IV.06: coût de la digue (3 ^{ème} variante).	72
Tableau V.01 : Coordonnées de la parabole de KOZENY :	78
Tableau V.02: Gradient admissible à travers le remblai terreux.....	81
Tableau V.03 : Gradient admissible et leur coefficient de sécurité	81
Tableau V.04 : Valeurs des K_1 et K_2	83
Tableau V.05: Caractéristique géotechnique :	86
Tableau V.06 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	86
Tableau VI.01: Coordonnés du profil de Greager.....	91
Tableau VI.02: Détermination de la hauteur normale.....	95
Tableau VI.03: Ligne d'eau à partir de canal 21	96
Tableau VI.04: Vitesse critique d'aération à pas de 5m.	98
Tableau VI.05: Coefficients de pertes de charge singulières	104
Tableau VII.01: matériaux et leur endroit de stockage :	107
Tableau VII.02: matériel nécessaire à la réalisation de la retenue collinaire.....	110
Tableau VII.03: devis estimatif.....	113
Tableau VII.03 : symboles des opérations	115
Tableau VII.4: Détermination des chemins critiques.....	116
Tableau VIII.1 : plan de sécurité relatif aux travaux de terrassement.....	118

Liste des figures

Figure I.01 : Carte d'Etat-major de la zone d'étude. Ech : 1/25 000.....	3
Figure I.02: Limites de la commune de Tazgait	4
Figure I.03: Situation du projet de la retenue collinaire.....	4
Figure I.04: Vue en trois dimensions des versants de l'Oued Sidi Ameer	5
Figure II.01: Log stratigraphique du verrou.....	8
Figure II.02: Géologie des sites potentiels de la wilaya de Mostaganem	9
Figure II.03: forme d'érosion linéaire observée dans la cuvette.....	10
Figure II.04: Schéma de mise en place du dispositif multi électrodes.....	11
Figure II.05: Coupe de résistivité.....	12
Figure II.06: Restitution géologique	13
Figure II.07: Carte de zonage sismique du territoire national.....	14
Figure II.08 : Diagramme de plasticité des sols à grains fins.	19
Figure II.09 : Forages recommandés pour le site.....	21
Figure III.01: Courbe hypsométrique.....	23
Figure III.02 : Le réseau hydrographique du bassin versant.....	27
Figure III.03: Ajustement à la loi de Gumbel	32
Figure III.04: Ajustement à la loi de Galton.....	32
Figure III.05 : Pluies de courte durée.....	34
Figure III.06: Intensité-Durée-Fréquence (IDF).....	35
Figure III.07: Hydrogrammes de crues	43
Figure III.08: Courbes Hauteurs-Surface.....	45
Figure III.09: Courbes Hauteurs-Capacité	46
Figure III.10: laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE.....	54
Figure III.11: Courbe d'optimisation	59
Figure III.12: Courbe des débits déversants.....	60

Figure III.13:Hydrogramme des débits entrants et sortants	61
Figure IV.01: Géométrie simplifiée d'un site de barrage	62
Figure IV. 02: Coupe transversale d'une digue homogène.....	64
Figure IV.03: Coupe transversale d'une digue zonée	65
Figure IV.04: Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton...	65
Figure V.01 : Schéma de calcul de la ligne de saturation.....	78
Figure V.02: l'abaque de CASAGRANDE	79
Figure V.03 : Schéma de calcul de la tranche verticale sur le talus.....	82
Figure VI.01: Dimensions du déversoir.	91
Figure VI.02: Dimensions et géométrie du déversoir.	91
Figure VI.03: Ligne d'eau dans le coursier	96
Figure VI.04: Schéma type pour l'équation de Bernoulli	103
Figure VII.01: Réseau a nœuds	115

Liste des planches

Planche n° 1 : Vue en plan de l'aménagement sur Oued Sidi Ameur (W.Mostaganem)

Planche n°2 : coupe type de la digue pour les trois variantes

Planche n°3 : Coupe en travers de la digue

Planche n°4 : Schéma de calcul de la stabilité avec tracé de la ligne de saturation.

Planche n°5 : Profil en long de l'évacuateur de crue.

Introduction générale

L'Algérie a été prise avec un problème de rareté de l'eau qui s'accroît d'année en année à cause d'une sécheresse persistante. En fait, l'Algérie serait aujourd'hui parmi les pays les plus déficitaires en matière de potentialités hydriques.

L'activité agricole a toujours été et sera toujours soumise aux aléas climatiques. L'eau constitue une contrainte majeure et un facteur limitant de la production agricole sur les trois-quarts de la superficie agricole utile de l'Algérie.

Pour cela ; l'ANBT a lancé un vaste programme de projets de réalisation des retenues collinaires et petits barrages.

Vu la situation critique qu'a connue la Wilaya de Mostaganem surtout que cette région a un caractère agricole, un recensement des sites potentiels pour la réalisation des ouvrages de stockage a été effectué. Parmi ces sites, celui de Sidi Ameur qui présente un endroit favorable pour la construction d'une retenue collinaire destinée à l'approvisionnement en eau pour l'irrigation des terres agricoles de la région.

Dans le présent travail, il est procédé à une étude de faisabilité d'une retenue collinaire sur l'Oued-Sidi Ameur, pour ce faire, la démarche est comme suit :

Après une introduction générale, le premier chapitre dresse un portrait topographique global du lieu, suivi du deuxième chapitre qui concerne le choix du site favorable à partir des conditions géologiques et géotechniques.

Par la suite, dans le troisième chapitre, un traitement détaillé des données pluviométriques et géomorphologiques est effectué pour déterminer les caractéristiques hydrologiques, estimer la capacité globale de la retenue et trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

Le quatrième chapitre est consacré à l'analyse des variantes de la digue dont le choix est en fonction de la disponibilité des matériaux dans la zone d'emprunts, avec des calculs de revêtements des talus, d'infiltration et de stabilité et dans le cinquième chapitre, la variante choisie sera traitée plus en détail.

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

Un avant-dernier chapitre est consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation et l'établissement du planning des travaux et en terminant, un dernier chapitre traitera la protection et la sécurité de travail suivit enfin d'une conclusion générale.

Chapitre : I

ETUDE
TOPOGRAPHIQUE

I.1 Introduction

La topographie constitue le support essentiel du travail du géologue qui doit toujours situer plus ou moins précisément les observations qu'il réalise, tant en planimétrie qu'en altimétrie.

Selon le degré d'avancement des études et l'importance des problèmes, on peut distinguer la topographie simplifiée ou la topographie régulière.

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 la position et l'altitude de n'importe quel point situé dans une zone donnée (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 plus souvent la décision sur le choix du site et type du barrage (retenue) nécessite une connaissance plus précise des caractéristiques de chaque paramètre suivant :

- 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 l'oued SIDI AMEUR dans la région Douar Cheurfa, commune de Tazgait, à MOSTAGANEM.

Afin de délimiter le bassin versant de l'oued Sidi Ameer on utilise :

La carte d'Etat-major de la wilaya de Mostaganem à l'échelle 1/25000

Les coordonnées Universel Transverse Mercator (UTM) du site sont :

X = 279,058 km

Y = 4 002,689 km

Z = 194 m

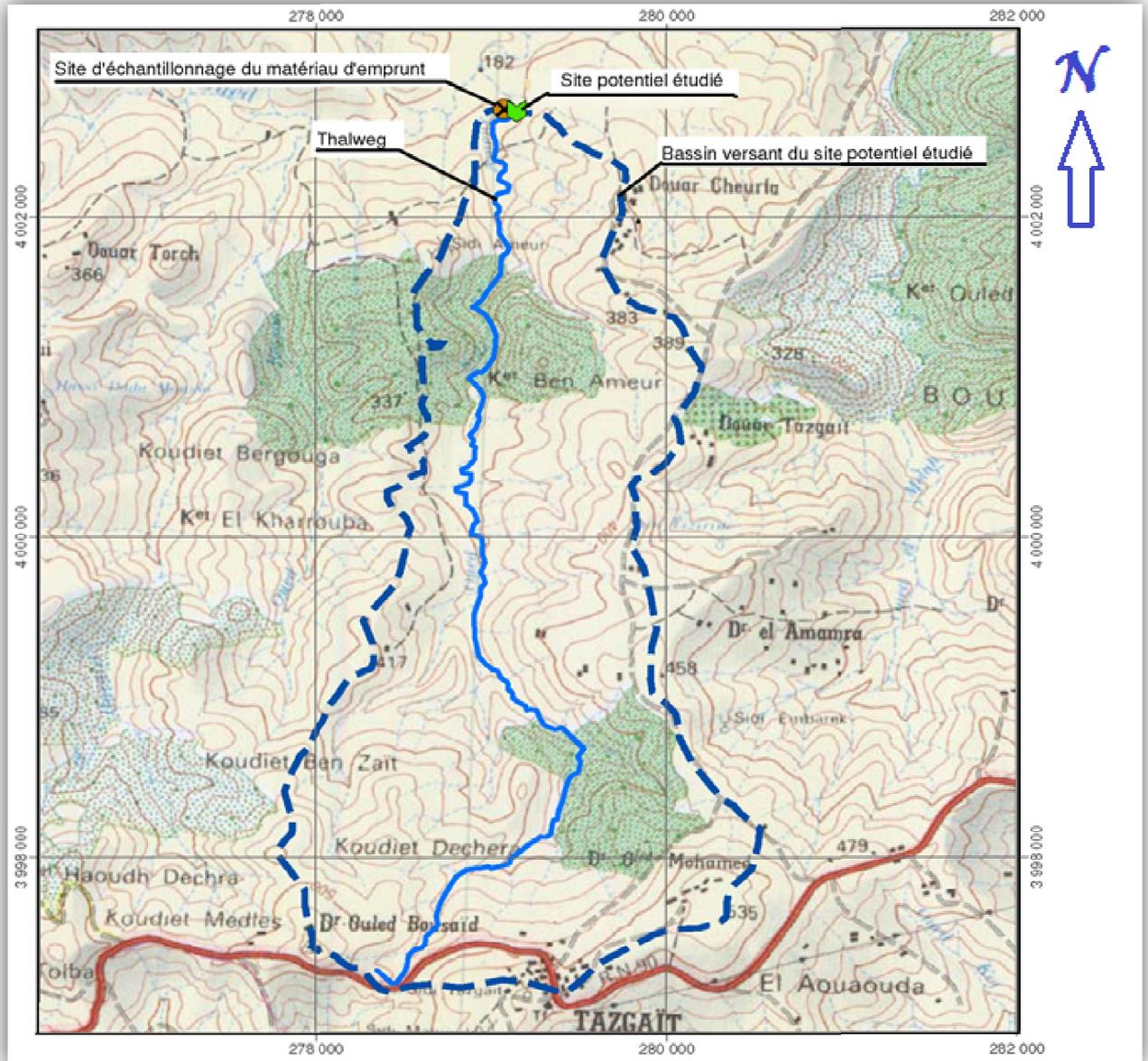


Figure I.1 : Carte d'Etat-major de la zone d'étude.Ech : 1/25 000.

I.3 Situation géographique

La commune de Tazgait appartient aux communes des montagnes, est située dans la région Sud-Est de la Wilaya de Mostaganem. Elle s'étend sur une superficie de 93 km² pour une population estimée à 9 410 habitants (2008) soit une densité de population de 101hab/km².

Elle est limitée au nord par la commune de Sidi Lakhdar et Khadra(figure I.2), au sud par la commune de OuledMallah, et à l'est par la commune de Nakmaria et Beni Zentis (Wilaya de Chlef) et à l'ouest par la commune de Sidi Ali.

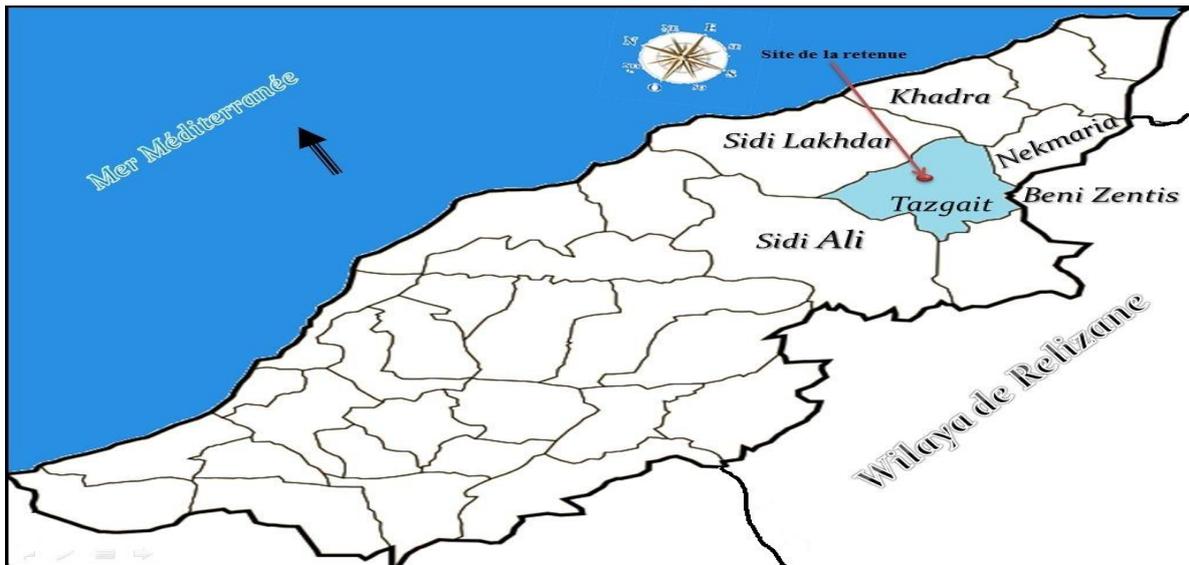


Figure I.2: Limites de la commune de Tazgait

I.4 Emplacement du site

La région concernant le projet appartient à la zone du Sud-Est de la wilaya de MOSTAGANEM, et environ 57Km de la Wilaya sur l’oued Sidi Ameur.

La retenue collinaire est située dans la commune de Tazgait, près de Douar Cheurfa. Elle est localisée à environ 5,4 km du chef-lieu de la commune vers la localité de Sidi Lakhdar. Il est accessible par la RN 90 et une piste en partant de Tazgait vers Sidi Lakhdar.

La situation de la retenue est illustrée sur une image satellitaire Google earth (figure I.2).



Figure I.3: Situation du projet de la retenue collinaire. Ech 1/1500

I.5 Caractéristiques morphologiques

Le bassin versant de la retenue collinaire d'Oued Sidi Ameurest assez bon pour le remplissage garanti de la cuvette, présence d'un resserrement topographique (verrou) à l'aval d'une vaste cuvette.

La pente moyenne de l'oued principal n'est pas très forte (entre 3% et 4%), ce dernier traverse des formations constituées par des argiles caillouteuses, des conglomérats non consolidés, des argiles et des argiles compactes.

La cuvette est caractérisée par un fond en berceau. Les versants sont de formes concaves à convexo-concave et les pentes varient entre 15 à 20 %. Une érosion modérée caractérise le site. Elle est représentée par une érosion de surface fluviale généralisée et linéaire dominante le long du chenal marquée par des rigoles, des ravines et des mouvements de masses représentée par l'érosion régressive (le sapement des berges).

Avec le Google earth, une vue en trois dimensions des versants de l'Oued Sidi Ameur est représentée sur la figure I.4.

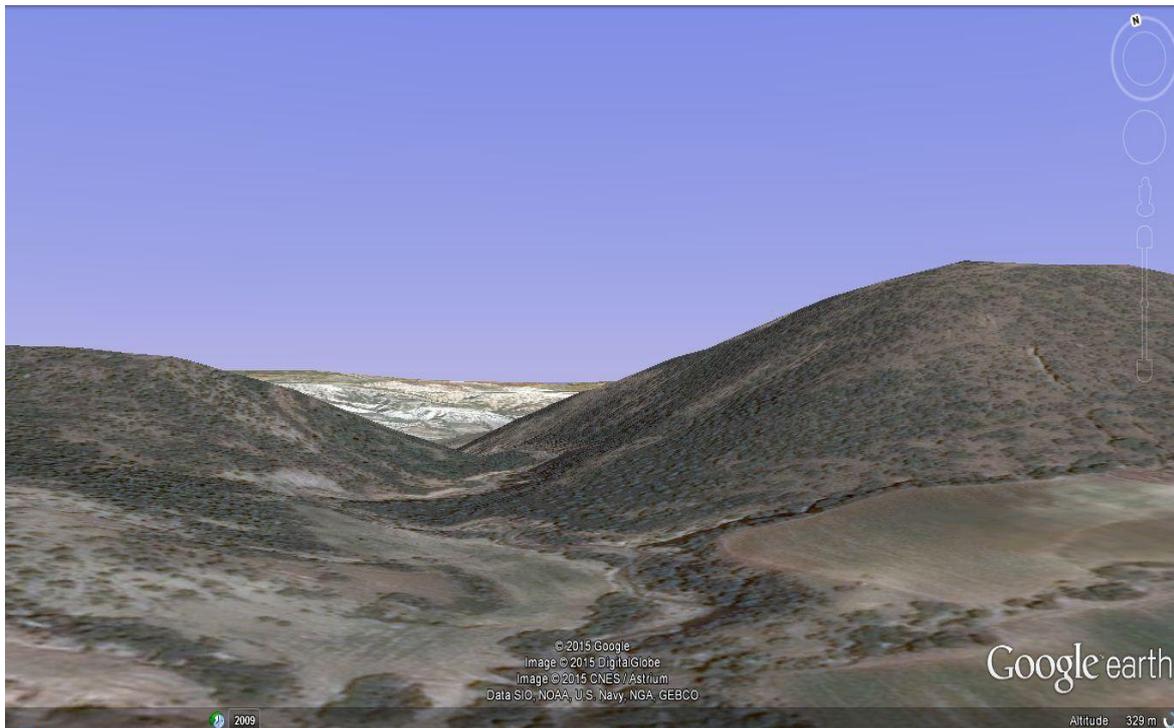


Figure I.4: Vue en trois dimensions des versants de l'Oued Sidi Ameur. Ech 1/250

I.6 Conclusion

L'étude topographique du site de la retenue en projet sur l'oued Sidi Ameer a fait ressortir les résultats suivants :

- le site de la retenue ainsi que la cuvette ont fait l'objet d'un levé topographique à l'échelle : 1/1000, dont la densité des points est suffisante pour la représentation du site et toutes ses particularités.
- les conditions topographiques sont bien réunies pour la disposition définitive de la digue et ses ouvrages annexes.

Chapitre : II

*ETUDE GEOLOGIQUE
ET
GEOTECHNIQUE*

II.1. Introduction

Les études géologiques et géotechniques établis sur le site de la digue nous permettent de recommander les types des ouvrages les mieux adaptés à implanter en fonction de la nature du sol et de ces caractéristiques, ainsi la disposition en qualités et en quantités des matériaux de construction au voisinage du site.

II.2 Rappels méthodologiques

Les sondages de reconnaissance au niveau de la digue et de l'évacuateur de crue nécessitent une densité d'implantation optimale (3 à 5 sondages par axe) pour appréhender correctement les caractéristiques géotechniques de leurs sous-sols.

À l'étape d'une étude de faisabilité, la mise en œuvre de sondages mécaniques est trop coûteuse, de surcroît dans le cas où le site est rejeté. Par ailleurs, la reconnaissance par sondage reste ponctuelle et fournit donc des informations sûres au droit du forage seulement.

Une autre alternative, à savoir les méthodes de reconnaissances géophysiques, est proposée pour cette étape d'étude. Ces méthodes permettent l'analyse en 2D de toute la largeur du verrou et prennent en compte toutes les informations pouvant participer au choix du site.

II.3 Géologie régionale

Selon les cartes géologiques au 1/200 000 de Bosquet et de Mostaganem, la région comprenant le territoire de la wilaya s'étend sur des domaines géologiques divers, comprenant:

- ✓ les nappes sud telliennes (Monts de Cheurfa, Monts des Beni Chougrane et les Monts de la Mina);
- ✓ l'avant pays méridional sur lequel les nappes sont venues s'étaler, avant pays apparaissant en fenêtre (dite de l'Oued Mina), et de manière minime dans la partie sud est.

Le Quaternaire et le Néogène forme la majeure partie de l'aire étudiée, des terrains plus anciens affleurent aussi tels le Cénozoïque, le Mésozoïque.

II.3.1 Stratigraphie régionale

La région de Mostaganem est composée de formations s'étalant du Trias au Quaternaire.

- les dépôts triasiques marins et lagunaires sont représentés dans la partie Sud de la région.

Ils sont composés de gypse avec des lentilles de calcaire, calcaire dolomitique, marne et débris de roches effusives (figure II.2).

- les formations de Crétacé sont développées dans la partie Est. Ces formations sont constituées d'un flysch marneux à marno-calcaire.
- le Néogène est très développé. Il est représenté par les dépôts du Miocène supérieur et du Pliocène. Les dépôts du Miocène supérieur occupent de vaste surface, ils sont représentés par des formations marneuses, argileuses et de calcaires friables. Les dépôts du Pliocène marin apparaissent localement à l'extrémité Sud-est du plateau de la wilaya, ils sont représentés par des sables carbonatés et des grès.
- Le Quaternaire est largement développé. Il est représenté par les sables couvrant la majeure partie du plateau de région et par les argiles, limons, sables argileux.

II.4 Géologie du bassin versant

Le bassin versant de la retenue collinaire d'Oued Sidi Ameur présente le Quaternaire et le Néogène forme la majeure partie de l'aire étudiée, des terrains plus anciens affleurent aussi tels le Cénozoïque, le Mésozoïque.

- le Néogène est très développé. Il est représenté par les dépôts du Miocène supérieur et du Pliocène.

II.5 Géologie du site

Le site se trouve dans la commune de Tazgait. La description géologique est faite à partir de l'assemblage des cartes géologiques au 1/500 000 de Constantine, Alger et Oran ainsi que d'une reconnaissance de terrain. Les terrains rencontrés sont d'âge Miocène supérieur marin, constitués par des argiles caillouteuses, des conglomérats non consolidés, des argiles et des argiles compacts.

La géologie du verrou, décrite sur site est rapportée sur le log stratigraphique illustré en figure II.1

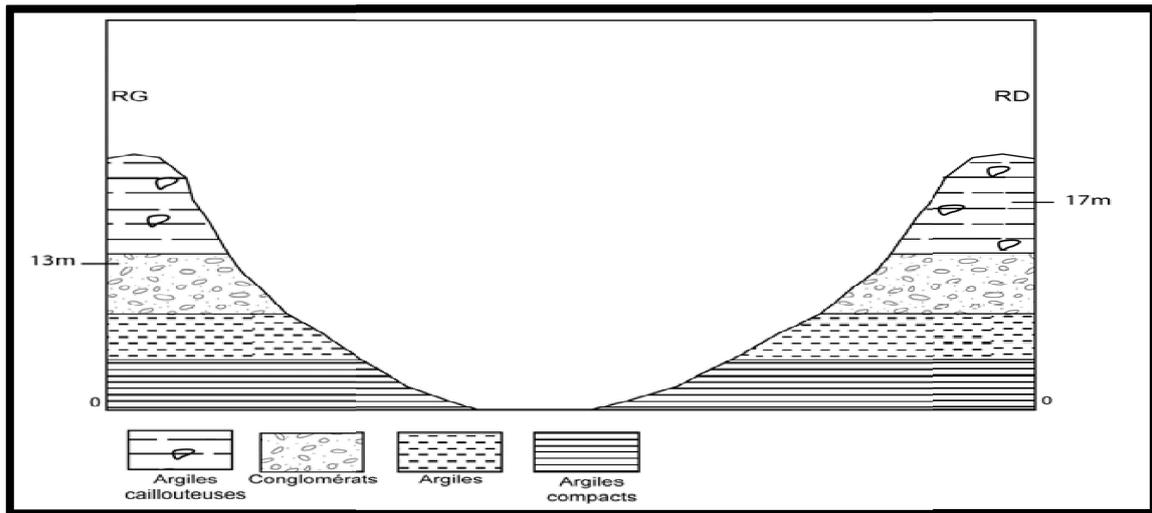
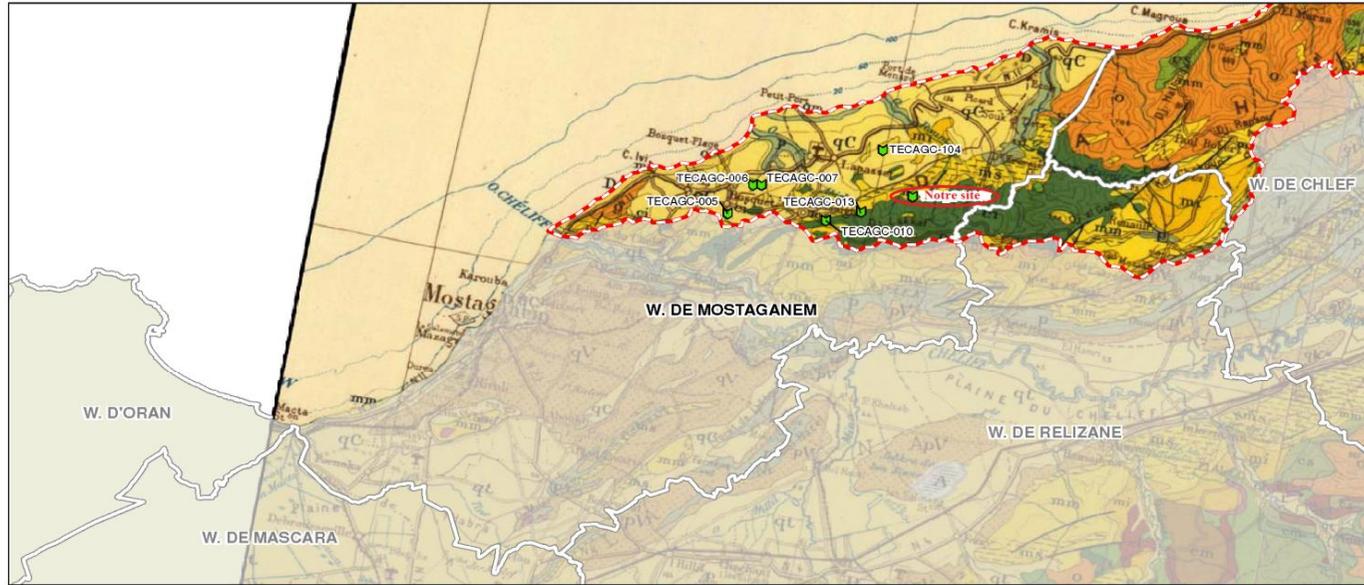


Figure II.1: profil en travers du verrou (source ANBT)



TERRAINS SÉDIMENTAIRES

A	Alluvions actuelles : lacs, marécages, dayas, chotts, sebkhias, limons et croûtes gypse-salines
D	Dunes récentes
ql	Quaternaire continental : alluvions, rags, terrasses
qms	Quaternaire marin : plages azoïques et formations dunaires consécutives qui les accompagnent
qC	Calabrien : grès marins et formations dunaires associées
qV	Villafrañchien : calcaires lacustres, argiles à lignite, couches rouges
pn	Pliocène continental et Villafrañchien non séparés (pV)
pn	Pliocène continental : pouquignos, calcaires lacustres
p	Pliocène marin : conglomérats, marnes bleues, mollasses, grès et formations dunaires subordonnées
mp	Pontien (localement équivalent du mc)
ms	Miocène terminal marin et lagunaire : couches à Tripoli, marnes à gypse
msa	Miocène supérieur marin : calcaires, grès, argiles
msc	Miocène continental estopontien (mc)
msi	Miocène inférieur marin (Burdigalien)
msa	Aquitanien continental (pouvant inclure localement la base du Burdigalien)
oc	Oligocène continental (pouvant inclure localement l'Eocène supérieur continental)
o	Oligocène marin (incluant localement l'Eocène supérieur)
em	Eocène moyen marin
ec	Eocène moyen et inférieur continental (ec)
em	Eocène inférieur marin
cs	Crétacé supérieur marin (cs)
csa	Crétacé supérieur continental (csa)
csm	Crétacé supérieur marin non subdivisé (csm)
cm	Crétacé moyen - marin ou lagunaire (cm)
ct	Crétacé inférieur (c) et Turonien divisé éventuellement en ct1 et ct2
cm	Crétacé marin non subdivisé (c)
cm	Crétacé inférieur (Vraconien à Bertriasien)
cm	faciès marins normaux
cm	ou faciès récifaux ou subrécifaux
cm	ou faciès continentaux ou lagunaires

J	Crétacé et Jurassique non séparés
js	Jurassique supérieur et moyen (jms) Jurassique supérieur et moyen marins non séparés
j	Jurassique moyen (pouvant inclure localement l'Aalénien supérieur)
ji	Jurassique inférieur marin (jli) Aalénien et Toarcien (jli) Domérien et Pliensbachien (jli) Lorraine à Phélicien
t	Trias marin ou lagunaire
pt	Permo - Trias : grès rouges, conglomérats
ws	Westphalien D et Stéphanien (ts)
ws	Westphalien AB et C (hw) éventuellement séparé en Westphalien C (hwC) Westphalien AG (hwAB)
nm	Nemurien (hn)
h	Carbonifère non subdivisé (h)
dn	Dinantien (nd) Viséen (nv) Tournaisien (nt)
d	Dévonien (supérieur (ds) ; moyen (dm) ; inférieur (di))
s	Silurien (s) Gothlandien (ss) Ordovicien (sd)
o	Cambro - Ordovicien
a	Acadien
g	Géorgien
g	Conglomérat de base du Géorgien
p	Primaire non subdivisé
ps	Pré-cambrien supérieur Schistes et grès (ks) Conglomérats (ks)
pm	Pré-cambrien moyen : schistes et grès aréolochistes

TERRAINS MÉTAMORPHIQUES

M1	Métamorphisme faible de c1 et c2 (Région d'Oran)
M2	Métamorphisme de contact
ms	Micaschistes, schistes satinés
gn	Gneiss
pr	Pegmatites
ca	Calcaires métamorphiques (calcschistes, apolines)
am	Amphibolites, pyroxénites, grenatites, etc...

ROCHES IGNÉES

γ	Granites, granodiorites
γ*	Microgranites, microgranodiorites
d	Diorites, gabbros, dolérites
r	Rhyolites, dolérites, dacites et tufs associés
and	Andésites et tufs associés
b	Basaltes et tufs associés
ph	Phonoïtes
s	Serpentines
tr	Roches associées au Trias (diorites, ophites, gabbros, etc...)

Les lettres : q (Quaternaire), l (Tertiaire), s (Secondaire), et (Permo - Trias), h (Dévonien et Carbonifère), x, ou (Pré-cambrien), ajoutées aux indices des roches éruptives précèdent l'âge chaque fois qu'il a été possible de le faire.

Source : Carte géologique de l'Algérie 2^e édition, éditée en 1951-1952. Echelle : 1 / 500 000

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DES RESSOURCES EN EAU

ANBT Agence Nationale des Barrages et Transferts
 Unité des Retenues Collinaires

Étude du Programme National des Retenues Collinaires : ALGEROIS SOUMMAM

- Wilaya
- Limite du bassin hydrographique Algérois-Hodna-Soummam
- Territoire hors de la zone d'étude
- Site potentiel de retenue collinaire
 - Favorable
 - Peu favorable
 - Défavorable

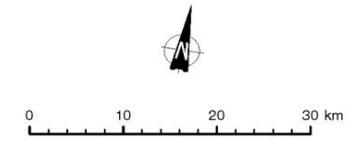


Figure 11.2
Géologie des sites potentiels étudiés de la wilaya de Mostaganem

Le Groupement: **TECSULT** African Geosystems Company

Novembre 2008

II.6 Reconnaissance géomorphologique

Le site est situé à environ 4,8 km au nord du chemin de wilaya n°52. Il est implanté sur l'oued Sidi Aneur, ce dernier traverse des formations constituées par des argiles caillouteuses, des conglomérats non consolidés, des argiles et des argiles compactes.

La cuvette est caractérisée par un fond en berceau. Les versants sont de formes concaves à convexo-concave et les pentes varient entre 15 à 20 %. Une érosion modérée caractérise le site. Elle est représentée par une érosion de surface fluviale généralisée et linéaire dominante (**Figure II.3**) le long du chenal marquée par des rigoles, des ravines et des mouvements de masses représentée par l'érosion régressive (le sapement des berges).

Le coefficient d'érosion relative présent dans la formule de Gavrilovic est estimé à 0,55.



Figure II.3: Forme d'érosion linéaire observée dans la cuvette (source ANBT. 2008)

II.7 Reconnaissance géophysique

II.7.1 Programme pour la prospection géophysique

La tomographie (ou imagerie) de résistivité électrique est une technique d'investigation géophysique dérivant des méthodes classiques de sondage et de traîné électrique et permettant une imagerie continue 2D ou 3D des variations de résistivité électrique du sous-sol.

Grâce au développement récent d'outils performants d'acquisition automatisée et de traitement par inversion, cette technique est devenue relativement facile à mettre en œuvre et largement utilisée pour des applications en géosciences, où elle peut remplacer efficacement, dans certains cas, le sondage mécanique.

Du fait des contrastes marqués dans les propriétés électriques des matériaux géologiques, la tomographie électrique s'avère particulièrement adaptée à la mise en évidence des différentes structures constituant le sous-sol (couches géologiques, accidents tectoniques, autres hétérogénéités).

II.7.3 Traitement

Le traitement des informations acquises est effectué à l'aide du logiciel RES2DINV accompagnant les équipements. Ce logiciel utilise la méthode d'inversions mathématiques. Une fois les données obtenues, un traitement à l'aide du logiciel approprié (RES2DINV) effectue les opérations suivantes :

- correction topographique par insertion des coordonnées des électrodes au programme de traitement;
- filtrage horizontal et vertical;
- inversion des données de résistivités apparentes mesurées sur le terrain ;

L'objectif de cette inversion est de s'approcher de la résistivité réelle du sous-sol, de minimiser l'écart entre la pseudo-section calculée pour un modèle de sol et la pseudo-section mesurée. L'opération est alors répétée de manière, jusqu'à ce que leur différence devienne minimale. On obtient alors un modèle bidimensionnel (2-D) de résistivité.

Une coupe verticale des résistivités électriques mesurées puis calculées est obtenue et sert à mettre en évidence la géométrie de couches géologiques aux caractéristiques électriques contrastées.

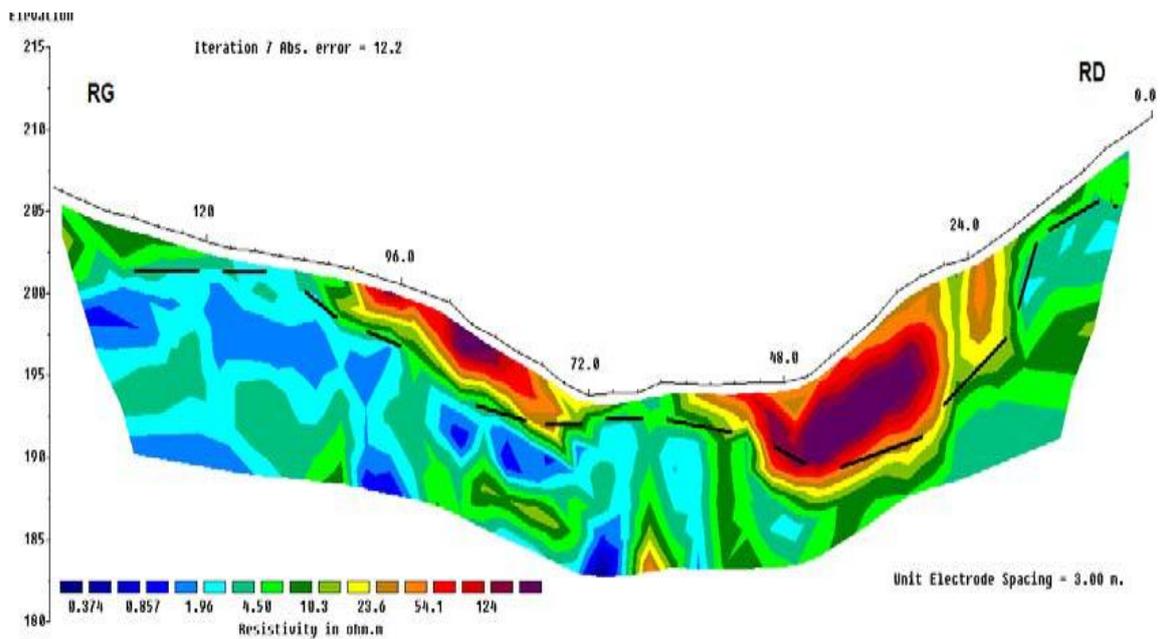


Figure II.05: Coupe de résistivité(source ANBT)

Ensuite, une restitution géologique (Figure II.6) est fournie et permet d’orienter les recommandations pour les futurs travaux à entreprendre et notamment l’emplacement des forages carottant.

Les faciès géologiques sont reportés sur le diagramme de discrimination des résistivités, cette représentation facilite la restitution géologique du profil électrique.

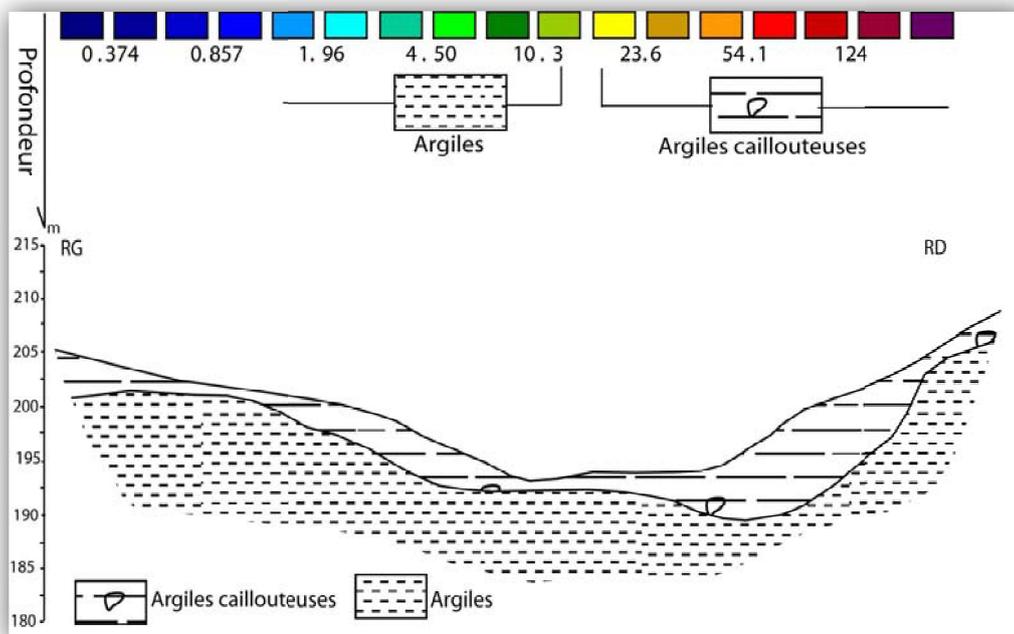


Figure II.06: Restitution géologique (source ANBT)

NB ; Les normes suivantes sont utilisées pour l'interprétation des résultats Reconnaissance géophysique

Nature des roches	Résistivité (Ωm)
Argiles	1 - 30 Ωm
Marnes	10 - 100 Ωm
Schistes	30 - 300 Ωm
Calcaires	300 - 3000 Ωm
Granites	1000 - 15000 Ωm
Sables et graniers	100 - 1000 Ωm

(Source OND)

Interprétation

L'analyse de la coupe de résistivité fait ressortir la présence d'un terrain à deux formations.

Le premier terrain est résistant (valeurs de résistivité comprises entre 20 et 100 Ωm) et apparaît le long du profil, plus fortement sur la rive droite. Cette formation correspond aux argiles caillouteuses avec la présence de conglomérat non consolidé. Le second terrain présente des valeurs de résistivité faibles et correspond à la formation argileuse.

II.8. Règles Parasismiques Algériennes

Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 addendum 2003) permettent de prendre en compte la sismicité dans le calcul de la stabilité des pentes. En effet, dans la section 10.3, il est écrit :

En absence de sols liquéfiables, la vérification de la stabilité peut être effectuée en première analyse avec un calcul statique équivalent par application à tous les éléments de sol et aux charges supportées de deux coefficients sismiques $k_h = 0.5 \alpha$ (%g) et $k_v = \pm 0,3 k_h$ représentant les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces verticales descendantes ou ascendantes selon les combinaisons (k_h, k_v) et ($k_h, -k_v$). Le coefficient α est le coefficient d'accélération de zone choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement ou menacé par lui.

Selon la carte de sismicité globale du CGS (Centre de Recherche en Génie Parasismique) et le RPA 99 version 2003, il sera déterminé à quelle zone de sismicité chaque wilaya appartient.

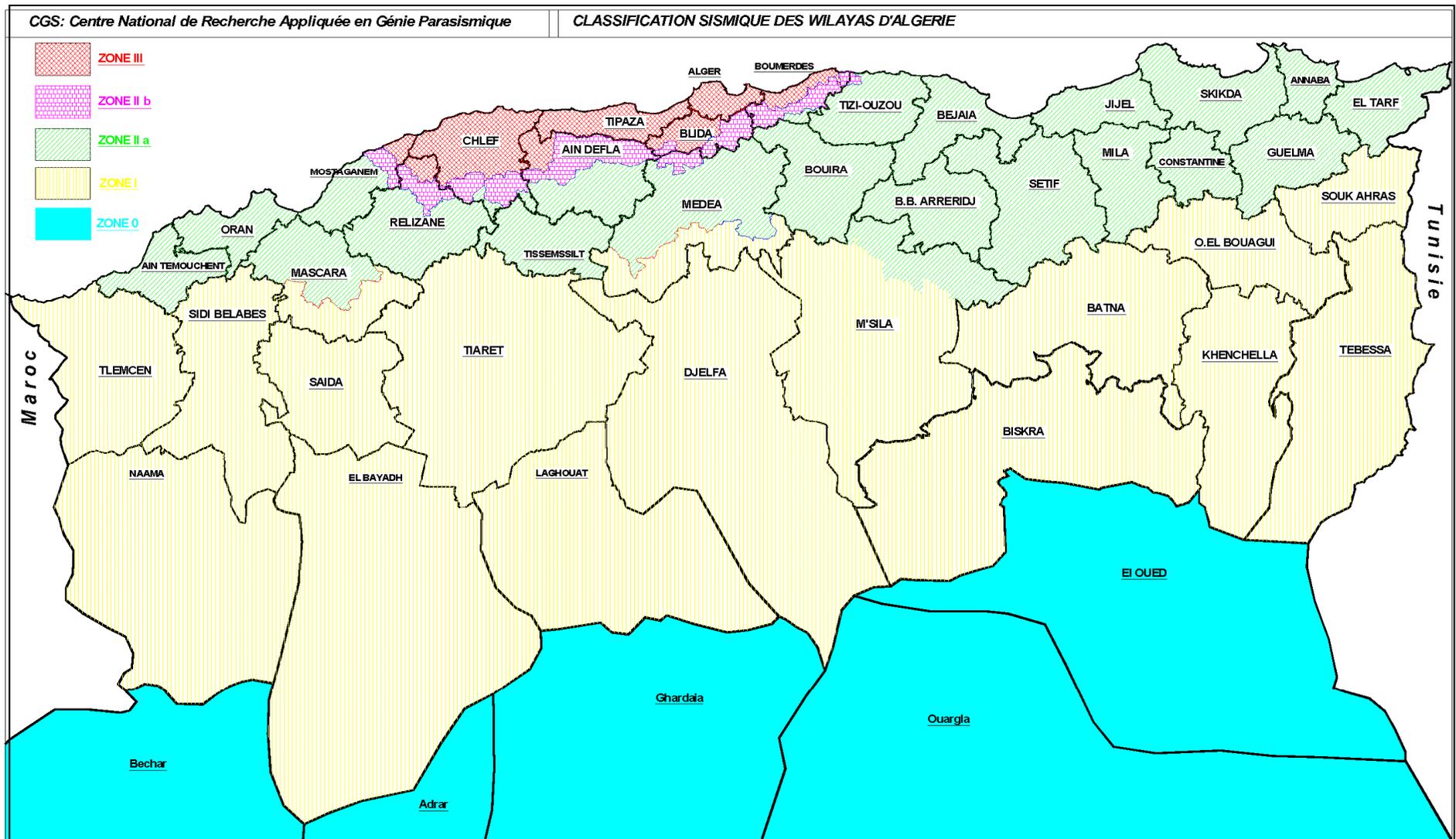


Figure II.07: Carte de zonage sismique du territoire national (source ANBT).

➤ Zone sismique

Selon les RPA, le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité (Figure II.7) :

- ✓ Zone 0 : sismicité négligeable
- ✓ Zone I : sismicité faible
- ✓ Zones IIa et IIb : sismicité moyenne
- ✓ Zone III : sismicité élevée

Selon les critères de classification du RPA, les retenues collinaires peuvent être classées dans la catégorie des ouvrages de grande importance (**groupe 1B**) car elles sont assimilables à des châteaux d'eau et des réservoirs de grande à moyenne importance.

Tableau III.01 : Coefficient d'accélération de zone

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Notre site se situe sur la zone sismique IIb donc le coefficient de l'accélération sismique est de $a=0.25$.

II.9. Reconnaissance géotechnique

II.9.1. Prélèvement d'échantillon de sols au niveau des zones d'emprunts

La reconnaissance des matériaux d'emprunts pour la construction de la digue est importante. L'équipe de géologues prospecte les environs immédiats du site afin de rechercher des zones d'emprunts et prélever les matériaux potentiellement utilisables.

Un échantillon de 5 kg est prélevé et conservé dans un sac pour son transport et dépôt au laboratoire. Chaque sac est numéroté selon la codification du site d'étude.

Les prélèvements sont choisis au pied de pentes les plus raides ou de ravinements profonds ce qui permet d'atteindre des profondeurs souvent supérieures à 50 cm, la profondeur mentionnée dans le document correspond au creusement réalisé dans la roche saine.

Pour caractériser le matériau d'emprunt, des échantillons ont été prélevés sur la zone d'étude et soumis à des analyses de laboratoire.

Les caractéristiques des échantillons prélevés sont présentées dans le tableau II.2 :

Tableau II.02:Caractéristiques du prélèvement de la zone d'emprunt(Source ANBT)

paramètre	Valeur	Unité
X	278 888	m
Y	4 002 705	m
Z	198	m
Distance du verrou	74	m
poids	5	Kg
Nature du sol	argile	-

II.9.2 Programme pour les analyses de laboratoire

Le programme des essais de laboratoire est établi pour les besoins du dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes. Il comprend:

- i) les essais d'identification physiques : (teneur en eau, W ; densité ; degré de saturation, S_r).
- ii) les essais mécaniques permettant la détermination des caractéristiques mécaniques du sol :
 - a) l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande, qui permet la détermination des caractéristiques C_u ; ϕ_u .
 - b) l'analyse granulométrique qui a pour objectif d'étudier la taille des grains, leur proportion et distribution dans le sol.
 - c) les limites d'Atterberg, indicateur qualifiant la plasticité d'un sol et qui permet de déterminer de LL (limite de liquidité), I_p (indice de plasticité).

Les résultats des essais en laboratoire sont représentés dans le tableau II.3.

Tableau III.03: Résultats des essais de laboratoire (ANBT, 2008)

Type d'analyse	Symbole	Valeur	Unité
Densité sèche	γ_d	1.62	t/m ³
Densité humide	γ_h	1.9	t/m ³
Densité saturé	γ_{sat}	1.95	t/m ³
Densité déjaugé	γ'	0.95	t/m ³
Degré de saturation	S_r	73	%
Teneur en eau	W	1.6	%
Granulométrie	5 mm	100	-
	2 mm	100	-
	0.08 mm	90	-
Sédimentation	20 μ m	71	-
	2 μ m	22	-
Cisaillement rectiligne	C_u	0.05	bar
	ϕ_u	19	°
Limite d'atterberg	LL	73	%
	I_p	43	%
	L_p	30	%
Indice de consistance	I_c	1.66	-
Perméabilité	K	1×10^{-7}	cm/s

NB :

Les normes suivantes sont utilisées pour l'interprétation des résultats d'analyse des matériaux prélevés (Tableaux II.4, 5, 6,7 et Figure II.8).

Tableau II.04 : État de saturation du matériau (selon Terzagui)

Valeur du degré de saturation S_r (%)	Classification
100	Saturé
76—99	Détrempé
51—75	Mouillé
26—50	Humide
1—25	Légèrement humide
0	Sec

D'après le tableau III.4: $51 < S_r = 73\% < 75$ alors le sol est Mouillé

Tableau II.05 : Classification des passants à 80 μ m

Pourcentage des passants à 80 μ m	Classification
>50%	Sol fin
<50%	Sol pulvérulent

D'après le tableau II.05 : 71% passants à 80 µm alors le sol est fin

Tableau II.06: Valeurs typiques des limites d'Atterberg

Type de sol	LL	LP	IP
Sable	15--20	--	0
Limon	30--40	20--25	10--15
Argile	40--150	25--50	10--100

D'après le tableau III.6: $40 < LL = 73\% < 150$, $10 < Ip = 43\% < 100$ et $25 < Lp = 30\% < 50$ alors le sol est Argileuse.

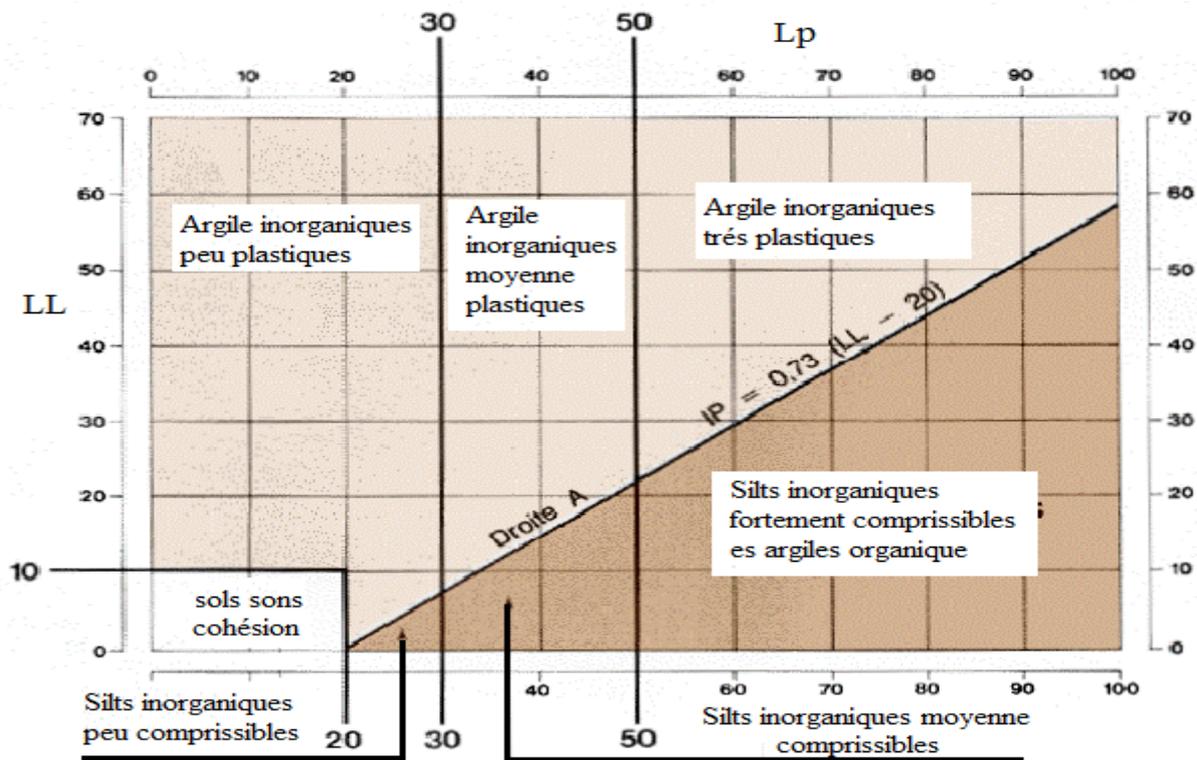


Figure II.08: Diagramme de plasticité des sols à grains fins.

D'après la figure II.8 en a $LL = 73\%$ et $Ip = 43\%$ alors l'Argiles inorganiques très plastiques

Tableau II.07:caractéristiques correspondant à diverses valeurs de perméabilité

k (cm/s)	10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
Drainage	Bon				Mauvais			Pratiquement imperméable			
Type de sol	Gravillon		Sable		Silt et mélange Sable et argile			Argiles			
Travaux Génie Civil	Zones perméables				Zones imperméables						

D'après le tableau III.7 pour une perméabilité de 10^{-7} cm/s en a;

- ✓ Drainage; pratiquement imperméable
- ✓ Type de sol; Argiles
- ✓ Travaux Génie Civil; Zones imperméables

Commentaire

Concernant les prélèvements et le choix du matériau d'emprunt pour la réalisation de la digue, le matériau est disponible en quantité suffisante et les résultats d'analyses au laboratoire présentent des caractéristiques conformes à la stabilité de la digue.

II.9.3 Fondation de la digue

Deux forages carottant de 10 m, un au centre du verrou à la position d'électrode n°23 (X= 279 062 et Y = 4 002 690) et le second en rive gauche à la position d'électrode n°29(X= 279 047 et Y = 4 002 688) (figure II.9) Ces deux forages permettent de préciser la géologie par rapport aux données de la géophysique. Les flèches rouges sur la Figure II.9 représentent les forages recommandés pour une étude de détail; de deux essais SPT (Essai de pénétration standard), essai qui est un outil très répandu de reconnaissance des sols. Uncarottier est installé en bout du train de tiges de forage et battu dans le terrain au moyend'un mouton.

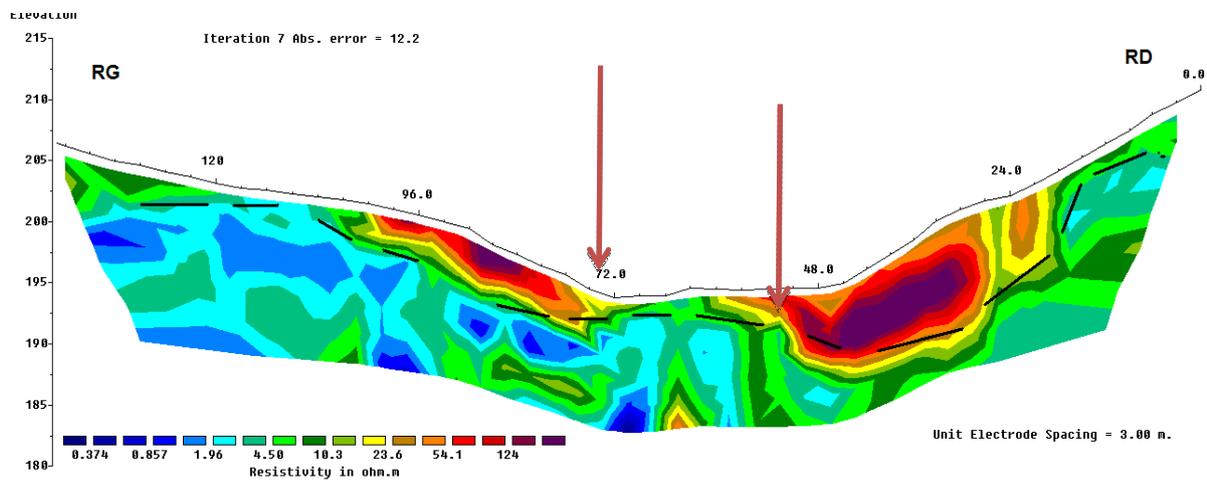


Figure II.09 : Forages recommandés pour le site

Le tableau suivant représente les Caractéristique géotechnique des déférents matériaux de la digue et de la fondation.

Tableau III.08:Résultats des essais de laboratoire (Valeurs moyennes)

Paramètres	Unité	fondation
φ°	degré	26
C	t/m ³	1.22
γ_{sat}	t/m ³	2.1
γ_d	t/m ³	1.7
K	m/s	3.58×10^{-7}

II.10. Conclusions

La zone d'emprunt : Selon les caractéristiques géotechniques préliminaires de l'échantillon prélevé, le compactage du matériau permet d'atteindre les valeurs nécessaires pour la stabilité de la digue.

La cuvette : Les formations argileuses, couvrant la surface de la cuvette et affleurant sur de vastes étendues, assurent de manière efficace l'étanchéité de l'assise.

Le verrou : La superposition du profil de résistivité à la géologie a permis de déterminer des formations favorables à l'assise de la digue à une profondeur de 2 m.

Les rives : Les berges de la cuvette, constituées de terrains argileux, régulières, à faible pente sur la rive gauche et d'une forte pente sur la rive droite, sont stables.

Fondation : Les terrains de fondation de la digue auront une perméabilité rassurante.

L'évacuateur : L'évacuateur de crue sera implanté de préférence sur la rive gauche plus accessible.

Chapitre :III

*ETUDE
HYDROLOGIQUE*

III.1. Introduction

L'étude hydrologique a pour objet de déterminer les principales caractéristiques hydrologiques de l'oued Sidi Ameer qui sont indispensables pour le dimensionnement des différents volumes de la retenue collinaire : volume mort, volume utile et volume de laminage.

Les caractéristiques hydrologiques nécessaires sont les:

- ✓ caractéristiques physiques, hydrographiques et climatologiques ;
- ✓ précipitations ;
- ✓ apports liquides ;
- ✓ Apports solides ;
- ✓ crues et leurs caractéristiques.

III.2. Caractéristiques du bassin versant

III.2.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant

L'utilisation des différents types de paramètres morpho métriques a pour but la qualification des facteurs caractéristiques du milieu physique d'un bassin versant.

III.2.1.1 Paramètres géométriques

- a- Surface du bassin: la surface du bassin versant est de **S = 8.726 km²**
- b- Périmètre du bassin: Le périmètre du bassin versant est de **P = 15.012 km**
- c- Longueur du talweg principal: la longueur du cours d'eau principale est **L = 7.3 km**

III.2.1.2 Paramètres de forme

A- Indice de compacité de Gravelius

Il est exprimé par la formule suivante :

$$K_c = \frac{P}{2 \times \pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{S}} \dots \dots \dots (III.1)$$

Où ; P : périmètre du bassin versant (Km) ;

S : surface du bassin versant (Km²) ;

K_c: indice de Gravelius.

AN: K_c = 1.43

L'indice de compacité de Gravelius est supérieur à 1 (K_c = 1,43 > 1), donc le bassin versant général est de forme allongée.

B- Coefficient d’allongement

Ce coefficient est donné par la relation suivante :

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

Où ; L : la longueur du talweg principal (Km) ;

S : la superficie du bassin versant (Km²).

AN : $C_a = 6.1$ alors le bassin versant est de forme allongée

C-Rectangle équivalent

Les dimensions du rectangle équivalent comme suit :

$$L_{eq}, l_{eq} = \frac{P + \sqrt{A}}{2 \times S} \dots\dots\dots(III.3)$$

Où ; L_{eq} : longueur de rectangle équivalent ;

l_{eq} : largeur de rectangle équivalent.

AN: $L_{eq} = 6.068 \text{ Km}$ $l_{eq} = 1.438 \text{ Km}$

III.2.1.3 Paramètres de relief

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

• **Courbe hypsométrique**

Le Tableau III.01 présente la répartition des surfaces en fonction des côtes et la figure III.1 illustre la représentation graphique de la courbe hypsométrique.

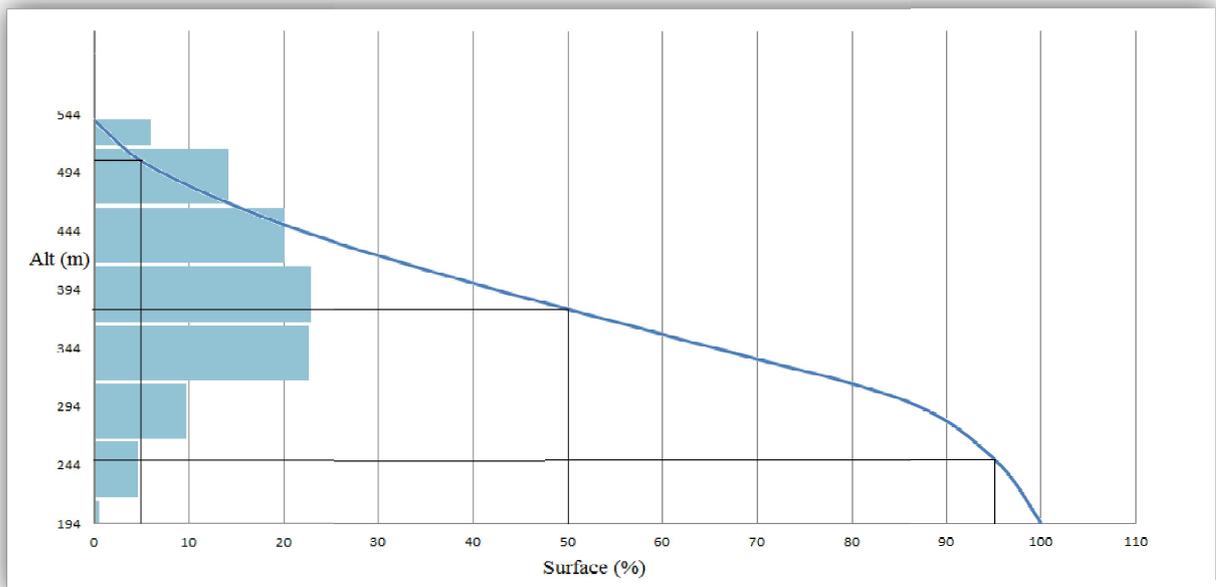


Figure III.1: Courbe hypsométrique

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

Altitude	S _i	H _i	S _i (%)	S _i cum
500 – 540	0.5128	520	5.88	5.88
450 – 500	1.2312	475	14.11	19.99
400 – 450	1.7483	425	20.03	40.02
350 – 400	1.9909	375	22.81	62.84
300 – 350	1.9682	325	22.55	85.39
250 – 300	0.8376	275	9.60	94.99
200 – 250	0.3999	225	4.58	99.57
194 – 200	0.0374	197	0.43	100.00

- **Altitude moyenne du bassin versant :**

Elle est exprimée par la relation suivante :

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \times H_i}{S} \dots \dots \dots (III.4)$$

Où ; 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).

AN: H_{moy} = 379.147 m

- L'altitude médiane : **H_{50%} = 378 m**
- L'altitude à 95% : **H_{95%} = 249 m**
- L'altitude à 5% : **H_{5%} = 504 m**

- **Pente moyenne du bassin versant :**

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

Où ; ΔH : Dénivelée (m) ;

l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, 3...n (tableau III.2);

S : Surface du bassin versant (Km²) ;

Tableau III.02: Longueurs des courbes de niveaux

Altitudes(m)	ΔH (m)	Longueur (km)
200	50	0.7442
250	50	2.3833
300	50	6.5361
350	50	9.1854
400	50	7.4965
450	50	4.6111
500	50	3.3519

AN: I_m = 184.85 m/k

• **Indice de pente globale I_g :**

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant.

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec :L : longueur du rectangle équivalent

$$H_{5\%} = 504 \text{ m} \qquad H_{95\%} = 249 \text{ m} \qquad L = 6.068 \text{ km}$$

AN: $I_g = 4.20 \%$ tel que $0.02 < I_g < 0.05$ alors relief assez fort

• **Indice de pente moyenne I_m :**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_m = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (III.7)$$

$$H_{\max} = 540 \text{ m}$$

$$H_{\min} = 194 \text{ m} \Rightarrow I_m = 5.70 \%$$

Selon la valeur de I_m on pourra dire que notre bassin est un pente modéré.

• **Indice de pente M. ROCHE I_p :**

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i+1})} \dots\dots\dots (III.8)$$

Où ; L : longueur de rectangle équivalent (m) ;

S_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1}

Les calculs sont effectués dans le tableau III.03 suivant :

Tableau III.03: calcul pente M. ROCHE I_p .

Altitude	$D_i = H_i - H_{i-1}$	S_i	$A_i = S_i / S$	$\sqrt{D_i \times A_i}$
M	M	km ²	%	
500 – 540	40	0.5128	5.88	15.331915
450 – 500	50	1.2312	14.11	26.560834
400 – 450	50	1.7483	20.04	31.65085
350 – 400	50	1.9909	22.82	33.775526
300 – 350	50	1.9682	22.56	33.582422
250 – 300	50	0.8376	9.60	21.907647
200 – 250	50	0.3999	4.58	15.137463
194 – 200	6	0.0374	0.43	1.6036287
Somme		8.7263	100.00	179.55028

AN: $I_p = 7.92$

- **Dénivelée spécifique**

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes (tableau III.04). Donnée par la formule suivante :

$$Ds = Ig\sqrt{S} \dots\dots\dots (III.09)$$

AN: Ds = 124.07 mtel que 100 m <Ds< 250 m alors relief assez fort

Tableau III.04:Type de relief.

RELIEF		DS (M)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez fort	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

On déduit d'après le tableau précédant que notre relief est Modéré.

III.2.2 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

III.2.2.1. Densité de drainage

Elle est exprimée par la relation suivante :

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

Où : $\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 58.47 Km ;

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

AN: Dd = 5.55 km/km²

En peut dire que la densité de drainage est modérée.

La figure III.2 illustre le réseau hydrographique du bassin versant de la future retenue.

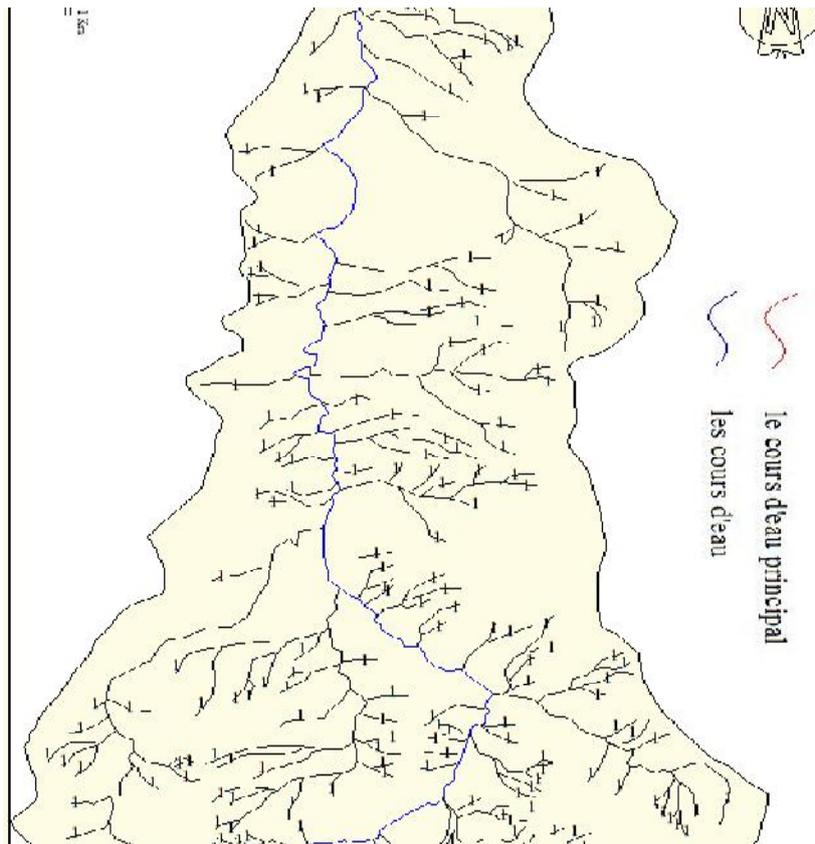


Figure III.02 :Réseau hydrographique du bassin versant

III.2.2.2. Densité du thalweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.11)$$

✓ N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1 = 186$.

✓ S : Superficie du bassin versant.

AN: $F_1 = 21.32$ thalweg/km²

III.2.2.3. Coefficient de torrentialité

Il est défini comme étant :

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

$C_t = 118.33$ Km⁻³

III.2.2.4. Temps de concentration

Nous examinons des formules qui nous semblent applicables:

1. Formule de Giandotti (sud Italie 1937) :

$$T_c = \frac{4 \times \sqrt{S} + 1.5 \times L_p}{\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.13)$$

Où ; L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;

S : La superficie du bassin versant (Km²) ;

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA) ;

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

AN:Tc = 2.16 Heure

2. Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0.6615(L_p)^{0.77} I_g^{0.385} \dots\dots\dots (III.14)$$

Où : I_g : indice de pente globale ;

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

AN:Tc =5.31 Heures.

3. Formule de L'A.N.R.H. (Sogreah 1986/89) :

$$T_c = 3 \times \left[\frac{S \times L_p}{(10I_c)^{1.5}} \right]^{0.25} \dots\dots\dots (III.15)$$

Où ; S : Superficie du bassin versant, en Km²,

I_c : pente du talweg principal, en %.

AN:Tc = 2.14 Heures.

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc = 2.16 heures**, trouvée par la formule de **Giandotti (sud Italie 1937)**,

III.2.2.5. Vitesse de ruissellement

La vitesse de propagation moyenne dans le bassin versant est :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \text{ (Km/h)} \dots\dots\dots (III.16)$$

Où ; T_c : Temps de concentration (h) ;

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

AN :Vr = 3.38 Km/h.

Le tableau III.5 récapitule les différents paramètres hydromorphométriques du bassin versant

Tableau III.05 : Paramètres hydromorphométriques du bassin versant.

DESIGNATION	UNITE	SYMBOLE	QUANTITE
Surface	Km ²	S	8.726
Périmètre du bassin	Km	P	15.012
Longueur du talweg principale	L	km	7.3

Indice de compacité de Gravelius	***	K_G	1.43
Coefficient d'allongement	***	Ca	6.1
Longueur du rectangle équivalent	Lr	Km	6.068
largeur du rectangle équivalent	Lr	Km	1.438
Altitude maximale	M	H_{max}	540
Altitude minimale	M	H_{min}	194
Altitude moyenne	M	H_{moy}	379.15
Altitude médiane	M	$H_{méd}$	378
Pente moyenne du bassin versant	m/km ²	I_m	184.85
Indice de pente globale	%	I_g	4.2
Indice de pente moyenne	%	I_{pm}	5.7
Indice de pente de roche	%	I_p	7.92
Densité de drainage	Km/km ²	D_d	5.55
Densité du thalweg élémentaire	thalweg/km ²	F1	21.32
Coefficient de torrentialité	Km ⁻³	Ct	118.33
Temps de concentration	Heures	Tc	2.16
Vitesse de ruissellement	Km/heures	Vr	3.38

III. 3 Caractéristiques climatiques du bassin versant

Les données climatologiques ont été collectées essentiellement auprès de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH) et de l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT).

La monographie de P. Seltzer (1946), recueil climatologique couvrant la partie septentrionale de l'Algérie, est également utilisée. Malgré l'ancienneté du document, ses informations restent représentatives: en effet, les processus climatologiques à l'échelle interannuelle sont très stables et leurs coefficients de variation relativement peu élevés.

Sur le bassin versant étudié, il n'existe aucune station climatologique, mais aux environs de ce dernier il existe cinq stations climatologiques mais seule la station de Mostaganem enregistre les principaux paramètres climatiques.

III.3.1. Température

Le tableau III.6 présente la répartition mensuelle des températures

Tableau III.06: Répartition mensuelle de la température :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Août	Moy an	min	max
Min	19.5	16.4	12.9	10	9	9.7	10.7	12.4	15.2	18.2	20.6	21.4	14.67	9	21.4
Max	27.8	24.8	19.7	16.9	15.9	16.8	19.1	20.9	22.9	27.1	29.6	31.4	22.74	15.9	31.4
Moy	24.2	20.5	16.3	13.5	12.5	13.3	14.9	16.7	19.6	22.7	25.1	25.9	18.77	12.5	25.9

(Source ANBT)

Commentaire

La température moyenne annuelle est égale à 18,77°C. Les mois les plus chauds sont les mois d'été, soit de juillet à septembre pendant lesquels les températures moyennes mensuelles varient de 12,5°C à 25,9°C. En hiver, les températures moyennes mensuelles approchent les 12,5°C.

III.3.2 Vitesse du vent

Les vitesses moyennes mensuelles des vents sont récapitulées dans le tableau III.7.

Tableau III.07: Répartition mensuelle de la vitesse du vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Août	moy an	Min	max
V (m/s)	2.6	2.8	2.8	2.9	2.8	2.8	2.6	2.6	2.4	2.2	2.4	2.5	2.6	2.2	2.9

(Source ANBT)

Le vent est pratiquement constant toute l'année

La vitesse moyenne annuelle du vent = **2.6 m/s**

III.3.3 Evaporation

L'évaporation est mesurée à l'aide de l'évaporimètre. Elle est minimale durant les mois d'hiver (décembre et janvier), tandis qu'elle est maximale (tableau III.8) en mois d'été (juin, juillet et août)

Tableau III.08 : Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Août	Annuelle
E(mm)	131	87	59	44	47	60	91	112	140	155	173	156	1255
P%	10.4	6.9	4.7	3.5	3.7	4.8	7.3	8.92	11.2	12	14	12	100

(Source ANBT)

Evaporation moyenne annuelle = 1255 mm

III.4 Etude des précipitations

La station pluviométrique de Khadra est la station la plus proche du site de la retenue, les coordonnées figurent dans le tableau III.9.

Tableau III.9 : Code et coordonnées de la station d'KHADRA

Nom de station	code station	X(km)	Y(Km)	Z(m)	Années de mesure
KHADRA	20102	308.7	330.45	150	1970/2002

(Source ANRH)

III.4.1 Pluie moyenne annuelle

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le Tableau III.10 :

Tableau III.10 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (1970-2002)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Août	total
P _{moy} (mm)	7.06	58.13	39.42	99.00	53.92	27.50	46.18	33.46	45.69	15.17	0.23	0.54	426
P _{moy} (%)	1.66	13.64	9.25	23.22	12.65	6.45	10.83	7.85	10.72	3.56	0.05	0.13	100

(Source ANRH)

Commentaire :

Les données pluviométrique montre que la saison pluvieuse est généralement active entre le mois octobre et le mois mai les pluies sont relativement moyenne répartie au cours d'eau de l'année à l'exception des mois d'été (Juillet et août).

Les mois les plus pluvieux sont enregistrés aux mois de décembre et janvier

III.4.2 Précipitations maximales journalières

La pluie maximale journalière prise est celle de la station KHADRA(020102), Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau III.11.

Tableau III.11: Caractéristiques empiriques de la série.

Nombre de données	33
Minimum (mm)	23
Maximum (mm)	130
Moyenne (mm)	49.9
Ecart-type	25.9
Médiane	41.8

III.4.2.1 Ajustement des pluies maximales journalières

Les lois les plus utilisées en Algérie sont la loi de Galton et Gumel.

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

- **Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel**

Les résultats d'ajustement des Pjmax à la loi de Gumbel sont illustrés sur la figure III.3

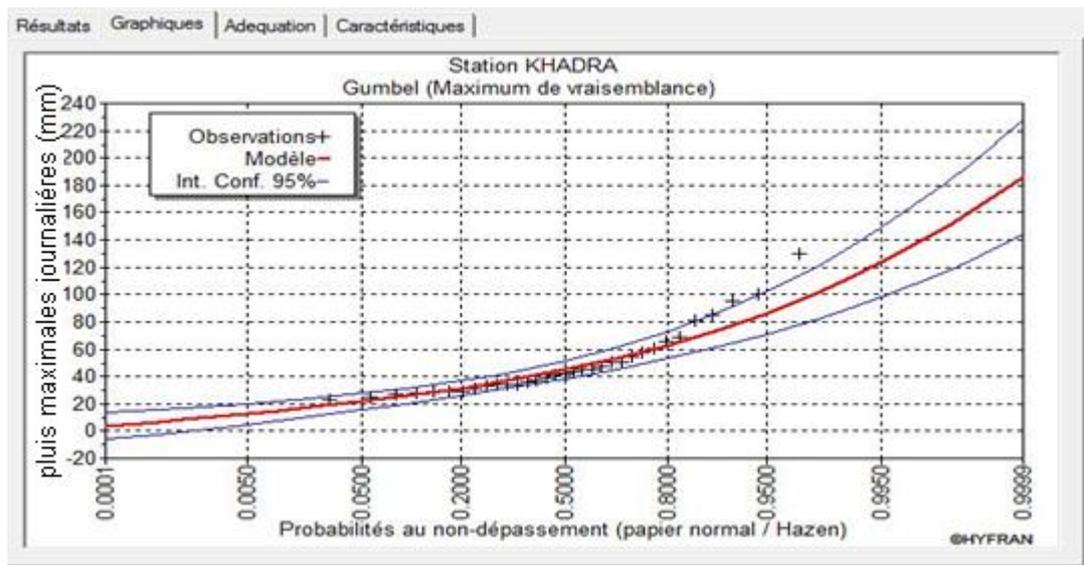


Figure III.3: Ajustement à la loi de Gumbel

- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

Les résultats d'ajustement de la série des Pjmax à la loi de Galton sont illustrés sur la fig III.4

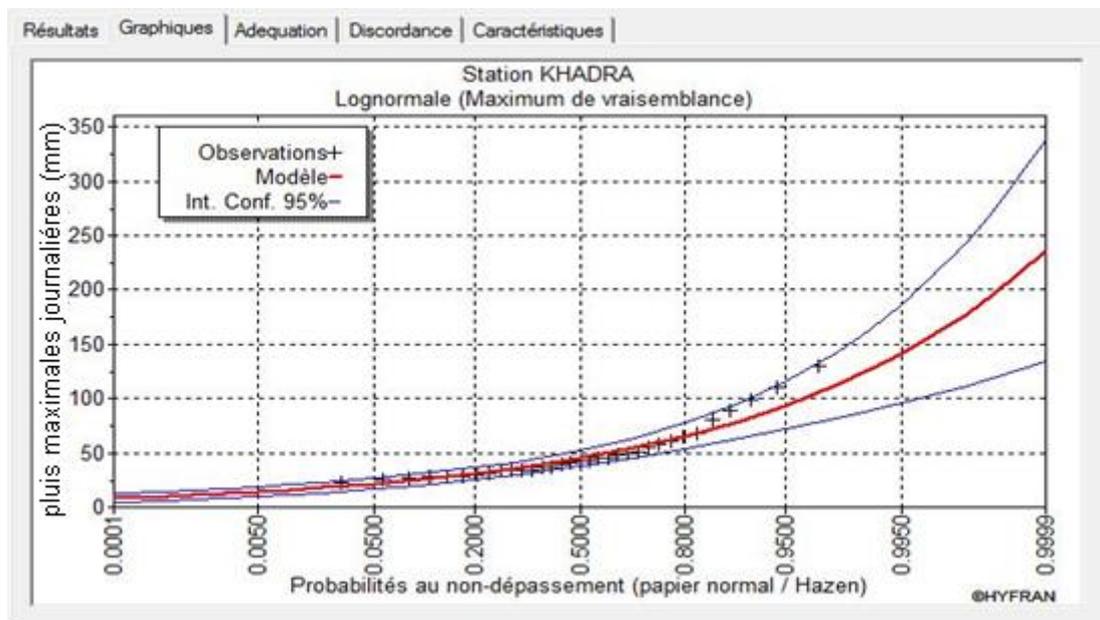


Figure III.4: Ajustement à la loi de Galton

III.4.2.2 Choix de la loi d'ajustement :

Plusieurs tests permettent le choix de la loi d'ajustement la plus appropriée, parmi ces tests :

- Test de Khi carré X^2 :

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte adéquate. L'examen graphique ne peut suffire, il faut pouvoir tester la qualité de l'ajustement réalisé. Ce test d'adéquation consiste à prendre une règle de décision concernant la validité d'une distribution empirique avec une distribution théorique spécifiée a priori ou ajustée sur les observations.

• **Résultats du test :**

- Loi de Gumbel : $P(X^2)=4.09\% < 5\%$ donc l'ajustement n'est pas adéquat
- Loi de Galton : $P(X^2) = 5.06 > 5\%$ donc l'ajustement est satisfaisant.

D'après les résultats du **Khi carré X^2** , la série des P_{jmax} s'ajuste mieux à loi log normale « Galton ».

III.4.3. Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Nous calculons les pluies de courte durée de même fréquences, en utilisant la relation suivante

$$p_{max\ t.p\%} = P_{max.j} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (III.17)$$

$P_{max.j}$: pluies maximales fréquentielles.

t: temps en heure.

b : exposant climatique, pour la région de notre étude $b = 0.30$

L'intensité est déterminée par la formule suivante

$$I_t = \frac{P_{max,t,p\%}}{t} \dots\dots\dots (III.18)$$

La pluie de courte durée et son intensité pour un pas de temps voulu et une fréquence voulue sont données dans les tableaux III.12 et III.13.

Tableau III.12 : Pluies de courte durée (mm)

exposant climatique b=0.30			t(h)						
Fréquence%	Période	Pmax.j	2	2.16	6	10	14	18	24
20	5	65.4	31.03	31.76	43.15	50.29	55.64	59.99	65.40

10	10	79.6	37.77	38.65	52.52	61.21	67.72	73.02	79.60
5	20	93.6	44.41	45.45	61.75	71.98	79.63	85.86	93.60
2	50	112	53.15	54.39	73.89	86.13	95.28	102.74	112.00
1	100	127	60.26	61.67	83.79	97.67	108.04	116.50	127.00

Tableau III.13: Intensité des pluies I_0 (mm/h)

exposant climatique $b=0.30$			t(h)						
Fréquence%	Période	Pmax.j	2	2.16	6	10	14	18	24
20	5	65.4	15.52	14.70	7.19	5.03	3.97	3.33	2.73
10	10	79.6	18.89	17.90	8.75	6.12	4.84	4.06	3.32
5	20	93.6	22.21	21.04	10.29	7.20	5.69	4.77	3.90
2	50	112	26.57	25.18	12.32	8.61	6.81	5.71	4.67
1	100	127	30.13	28.55	13.96	9.77	7.72	6.47	5.29

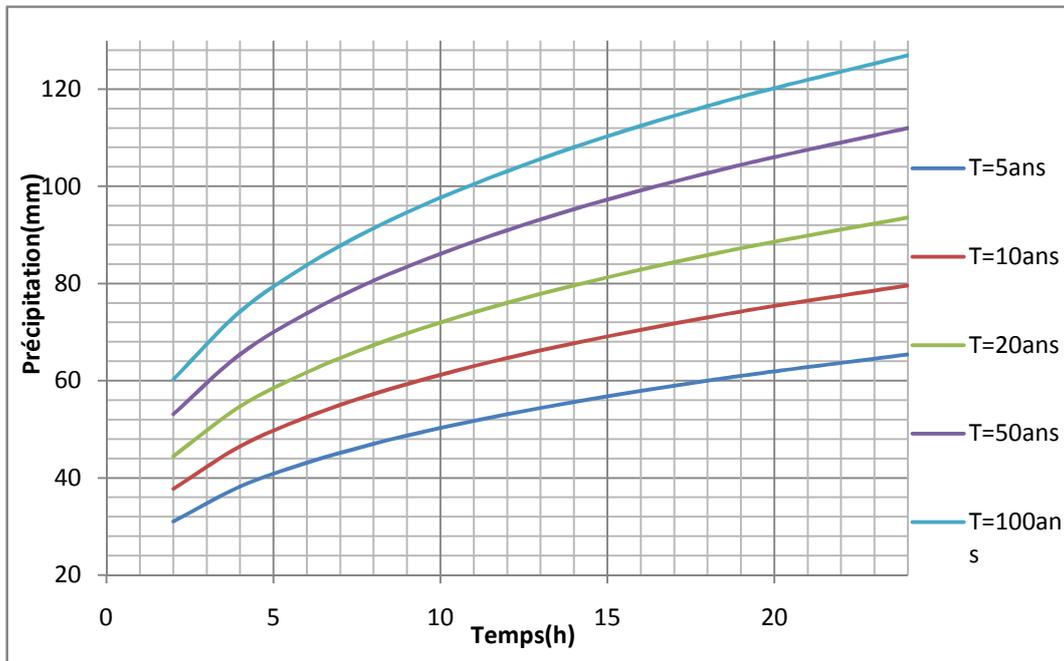


Figure III.05 : Pluies de courte durée

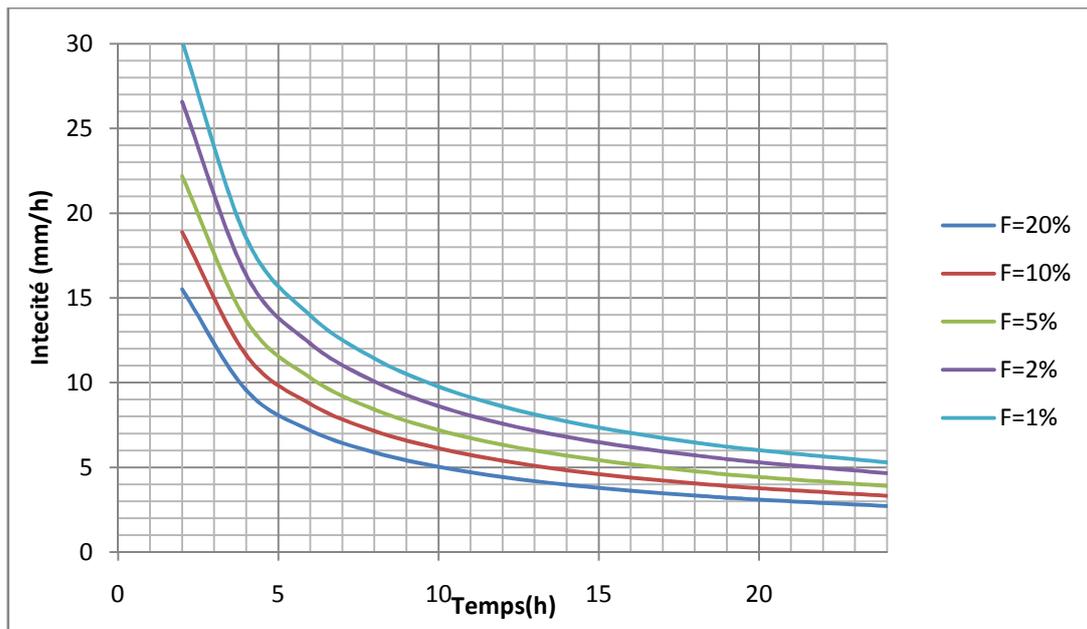


Figure III.06: Intensité-Durée-Fréquence (IDF)

III.5. Etude des apports

Puisque les données hydrométriques ne sont pas disponibles au niveau de notre talweg principal, les apports seront estimés à l'aide des formules empiriques.

III.5.1. Apport moyen interannuel

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

➤ **Formule de l'ANRH**

$$A_0 = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots(III.19)$$

Où ; P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : surface du bassin versant (Km²).

AN:A₀ = 0.576 Mm³

➤ **Formule de SAMIE :**

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots(III.20)$$

Où ;L_e :Lame d'eau écoulée en [mm].

AN:Le = 52.07 mmA₀ = 0.454 Mm³

➤ **Formule de CHAUMONT:**

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante:

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots(III.21)$$

Où ;P : précipitation moyenne (m).

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P \cdot C_e \dots\dots\dots (III.22)$$

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III.23)$$

AN: $C_e = 0.11$ $L_e = 47 \text{ mm}$ $A_0 = 0.410 \text{ Mm}^3$

➤ Formule de Derie II

$$A = 0,513 \cdot P^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III.24)$$

✓ D_d : densité de drainage (Km / Km^2)

AN: $A_0 = 0.760 \text{ Mm}^3$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.14: Récapitulatif des apports

type de formule	L'apport moyen annuel
ANRH	0.576
SAMI	0.454
CHAUMONT	0.410
DERIE II	0.760

Commentaire :

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisi celle qui est la plus commode donc on adopte $A_0 = 0.576 \text{ Mm}^3$ donnée par la formule de l'ANRH qui est la plus proche de la moyenne des autres 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.15: Répartition mensuelle des apports

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juill.	Août	tot
A (%)	1.66	13.64	9.25	23.22	12.65	6.45	10.83	7.85	10.72	3.56	0.05	0.13	100
A Mm^3	0.009 54	0.078 54	0.053 26	0.133 77	0.072 85	0.037 16	0.062 40	0.045 21	0.061 74	0.020 50	0.00 031	0.00 072	0.576

III.5.3. Caractéristiques de l'écoulement

➤ **Module de l'écoulement :**

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots \dots \dots (III.25)$$

Où ; A_0 : Apport moyen annuel (l)

T : Temps d'une année en secondes $T = (365 \times 24 \times 3600)$ s

AN : $M_e = 18.26$ l/ s

➤ **Module de l'écoulement relatif (spécifique) :**

$$M_0 = \frac{M_e}{S_{bv}} \dots \dots \dots (III.26)$$

Où ; M_0 : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

AN : $M_0 = 2.09$ l/s/ Km^2 .

➤ **Lame d'eau écoulée**

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots \dots \dots (III.27)$$

AN : $L_e = 66.01$ mm

➤ **Coefficient de l'écoulement ou de ruissellement**

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots \dots \dots (III.28)$$

Où ; L_e : Lame d'eau écoulée (mm).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm)

AN : $C_e = 0.16$ %

III.5.4 Apports fréquentiels :

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

$$A_{\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \dots \dots \dots (III.29)$$

Où ; $A_{\%}$: Apport de fréquence donnée ;

μ : Variable réduite de Gauss ;

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3) ;

C_v : Coefficient de variation ;

Le coefficient de variation Cv a été déterminé par les formules empiriques suivantes (tableau III.16) :

Tableau III.16 : Calcul du Cv

Formule	Cv	Coeff. De variation
N.N PADOUM	$0.93 K / M_0^{0.23}$	0.785
URGIPROVODKHOZ	$\frac{0.7}{M_0^{-0.127}}$	0.783
SOKOLOVSKY	$0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 - 0.063 \log_{10} (S + 1)$	0.625

Où ;K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=1

M_0 : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km²), $M_0 = 2,09$ l/s/km²

S : Surface du bassin versant (Km²).

On opte pour la formule d'URGIPROVODKHOZ, c'est-à-dire que Cv = 0.783

L'apport fréquentiel est alors : $A_{\%} = 0.4537e^{\mu 0.69078}$.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III.17.

Tableau III.17: Les apports de différentes fréquences

Période de retour	4/5	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gauss	-0,8415	1,2823	1,6431	2,0505	2,3272	3,1595
Apport (Mm ³)	0.254	1.101	1.413	1.872	2.267	4.029

III.5.4.1. Répartition de l'apport à 80% :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 0.254$ Mm³

Tableau III.18: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Juin	Juil	Août	tot
A %	1.66	13.64	9.25	23.22	12.65	6.45	10.83	7.85	10.72	3.56	0.05	0.13	100
A Mm ³	0.004 21	0.034 64	0.023 49	0.058 99	0.032 13	0.016 39	0.027 52	0.019 94	0.027 23	0.009 04	0.000 14	0.000 32	0.254

III.5.5. Apport solide

L'absence de mesures du transport solide oblige à faire recours aux relations empiriques parmi :

i. FORMULE DE TIXERONT

Cette relation a été calée sur la base de corrélations établies entre l'apport moyen annuel (A) et un coefficient de perméabilité (α).

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots(III.30)$$

- ✓ T_s : le transport solide en (t/Km²/an).
- ✓ L_0 : la lame écoulée en (m).
- ✓ α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant. Il varie de 3,5à 3200 et est d'autant plus important que la perméabilité soit faible, $\alpha = 350$, (moyenne à faible).

ii. FORMULE DE FOURNIER

Cette formule tient compte du charriage,

$$q_s = \frac{1}{36} \times \left(\frac{P_{m,max}^2}{P_a}\right)^{2.65} \times \left(\frac{H^2}{S}\right)^{0.46} \dots\dots\dots(III.31)$$

- ✓ $P_{m,max}$ est la pluviométrie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux;
- ✓ P_a la pluviométrie moyenne annuelle;
- ✓ H la dénivelée moyenne d'après la courbe hypsométrique en m ou 45% de ladifférence entre les altitudes maximales et minimales.
- ✓ S la superficie du bassin versant en km².

iii. FORMULE DE SAÏDI

Saïdi a étudié l'envasement de 18 barrages algériens en exploitation et a proposé une équation pour estimer les apports solides q_s en m³/km²/an :

$$q_s = 19 \times M_0^{1.246} \times C_e^{-0.885} \dots\dots\dots(III.32)$$

Où : M_0 est le débit spécifique du bassin versant (en l/s/km) et C_e le coefficientd'écoulement.

Formule	Apportsolide (m ³ /Km ² /an)
TIXERONT	345.34
FOURNIER	228
SAÏDI	241

Les résultats de la formule de Saidi ont été maintenus afin de garantir de bons résultats, d'où le volume mort : $V_M = (1.05 \div 1.1) \times V_s \times TV_M=33122m^3$

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 maxi probables correspondants.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maximum probables.

III.6.1. Détermination des débits maximum fréquentiels par les formules empiriques

- **Formule de Mallet-Gauthier**

$$Q_{\max p\%} = 2K \log(1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4\log T - \log S} \dots\dots\dots (III.33)$$

Où ; $Q_{\max p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s) ;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m) ;

S : Superficie du bassin versant km^2 ;

L : Longueur du talweg principal km ;

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $K(1-3)$; $K = 2$;

T : Période de retour (an) ;

Les résultats sont mentionnés dans le tableau (Tableau III.25)

- **Formule de POSSENTI :**

$$Q_{\max,p\%} = \frac{\mu \times P_{\max,j\%} \times S}{L} \dots\dots\dots (III.34)$$

Où; $P_{\max,p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée ;

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 700$;

L : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;

- **Formule de TURRAZA :**

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C_r \times I_{tc} \times S}{3.6} \dots\dots\dots (III.35)$$

Où; S : Superficie du bassin versant (Km^2).

C_r : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

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

Période de retour [An]	10	25	50	100
C_r	0.5	0.552	0.6	0.7
I_{tc}	17.9	21.04	25.18	28.55

i. Formule de SOKOLOVSKY :

$$Q_{max.p\%} = \frac{0.28(P_{tc}-H_0) \times C_r \times F \times S}{T_m} \dots\dots\dots (III.36)$$

- ✓ P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps t_c , en mm
- ✓ $T_m = T_c$: temps de concentration.
- ✓ F : Coefficient de forme de la crue : $F = 12 / (4+3.\gamma)$
- ✓ H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie $H_0 = 14$ mm
 Pour $S < 50 \text{ Km}^2$. $\gamma = 2$ D'où: **F = 1.2**

Période de retour [An]	10	25	50	100
Pct [mm]	38.65	46.94	54.39	61.67

ii. Formule de l'ANRH :

$$Q_{10} = 7.1285 \times S^{0.6842} \text{ pour } S > 7 \text{ km}^2 \dots\dots\dots (III.37)$$

Passage aux débits de crues s'effectuera à l'aide des rapports existants entre le débit décennal et les débits cinquantennale et centennale. Ces rapports sont respectivement de :

$$\frac{Q_{25}}{Q_{10}} = 1.3 \quad \frac{Q_{50}}{Q_{10}} = 1.5 \quad \frac{Q_{100}}{Q_{10}} = 1.7$$

Ces rapports ont été vérifiés sur de nombreux cas de données brutes issues d'ajustements statistiques.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.19:Récapitulatif des résultats de débit maximum de crue

Méthodes	Période de retour (ans)			
	10	20	50	100
Formule de MALLET-GAUTHIER	25.48	30.06	33.11	35.9
Formule de POSSENTI	66.60	86.69	100.41	113.86
Formule de TURRAZA	21.69	28.15	36.62	48.44
Formule de SOKOLOVSKY	5.97	8.31	10.72	14.43
Formule d'ANRH	31.38	40.79	47.07	53.35

Nous optons pour la formule de ANRH parce qu'elle est la plus proche de la moyenne.

III.6.2. Caractéristiques de la crue

Les caractéristiques de la crue (forme et temps de montée et de décrue) sont calculées par la méthode dite de Sokolovski. L'hydrogramme de crue est modélisé à l'aide de deux équations paraboliques, l'une pour le temps de montée :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^m \dots\dots\dots (III.38)$$

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^n \dots\dots\dots (III.39)$$

Où; 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 ; $t_m = t_c = 2.16$ heures

Q_{max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m/s)

m et n les puissances des paraboles (les bassins versants de petits gabarits $m=2$ et $n=3$).

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

- Le temps de montée (t_m) est assimilé au temps de concentration (T_c).
- Le temps de décrue égale: $t_d = \gamma \times t_m$

Étant un coefficient de forme estimé à partir de certaines caractéristiques physiques du cours d'eau tel qu'indiqué au Tableau suivant.

Tableau III.20: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue γ

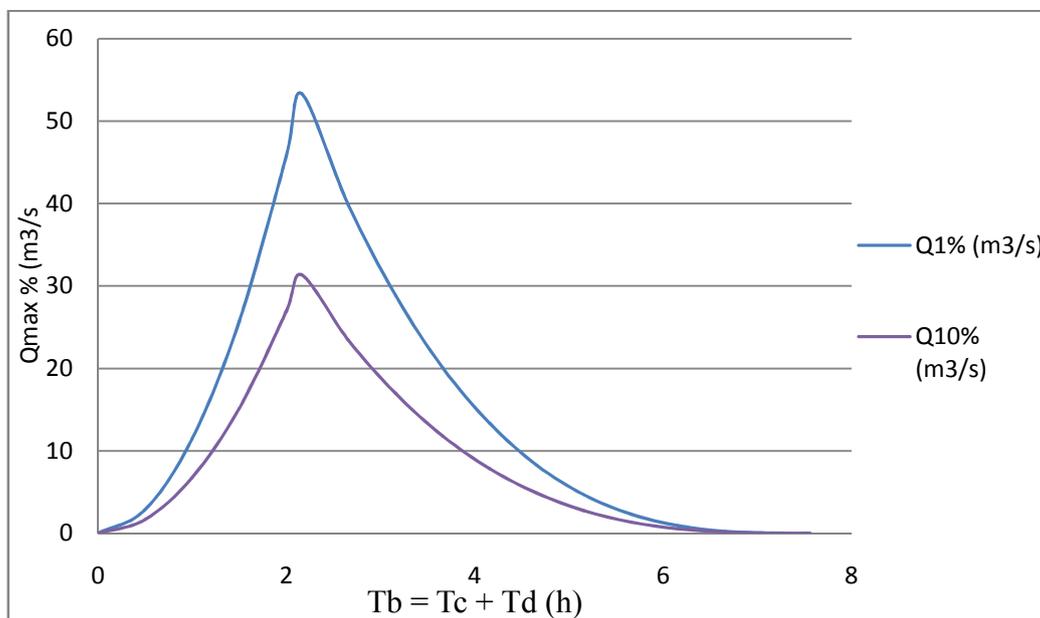
Description du cours d'eau	γ
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5

AN: $T_m = T_c = 2.16h$ $T_d = 5.4h$

Les résultats obtenus pour la crue de chantier (Q10%) et la crue de projet (Q1%) différentes sont présentés dans les tableaux III.21 et illustrés en figure III.07.

Tableau III.21:Hydrogramme de crue

Periode de retour (ans)	100	10
Temps (h)	Q1% (m3/s)	Q10% (m3/s)
Qmax	53.35	31.38
0.000	0.000	0.000
0.500	2.859	1.681
1.000	11.435	6.726
1.500	25.728	15.133
2.000	45.739	26.903
2.160	53.350	31.380
2.660	39.860	23.446
3.160	28.861	16.976
3.660	20.098	11.821
4.160	13.316	7.833
4.660	8.263	4.860
5.160	4.684	2.755
5.660	2.324	1.367
6.160	0.930	0.547
6.660	0.247	0.145
7.160	0.022	0.013
7.560	0.000	0.000

**Figure III.07:**Hydrogrammes de crues

Commentaire

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). $Q_{\max\%}=53.35 \text{ m}^3/\text{s}$

III.7. Régularisation de l'écoulement

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.

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%).
- 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 suivant.

La surface irriguée est de 21.6Ha et la quantité et les besoins annuels sont estimés à 149540 m^3

Tableau III.22:Répartition mensuelle des besoins

Mois	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Tot
Besoins (m^3)	2 415.9	0	0	0	0	6 395	12 755	20 962	31 727	35 359	30 742	24 586	164 94
Besoins (%)	1.46	0	0	0	0	3.88	7.73	12.71	19.24	21.44	18.64	14.91	100.00

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

Les courbes hauteurs-capacités-surfaces nécessaires aux calculs de régularisation et de simulation de la gestion de la retenue.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots(\text{III.40})$$

Où; $\Delta V_i = \frac{2}{3} \cdot S_i \cdot \Delta H$.

S_i, S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i, H_{i+1} en m^2 .

ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives.

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3).

Le tableau suivant donne les caractéristiques topographiques de la retenue :

Tableau III.23:Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »

cote (NGA)	Hauteur(m)	$\Delta h(m)$	S(Km2)	DV(Mm3)	V(Mm3)
194	0	0	0	0	0
195	1	1	354	236.0	236.0
196	2	1	2 040	1 197.0	1 433.0
197	3	1	5 780	3 910.0	5 343.0
198	4	1	8 841	7 310.5	12 653.5
199	5	1	14 030	11 435.5	24 089.0
200	6	1	18 202	16 116.0	40 205.0
201	7	1	21 049	19 625.5	59 830.5
202	8	1	24 723	22 886.0	82 716.5
203	9	1	28 840	26 781.5	109 498.0
204	10	1	33 201	31 020.5	140 518.5
205	11	1	37 341	35 271.0	175 789.5
206	12	1	40 857	39 099.0	214 888.5
207	13	1	44 240	42 548.5	257 437.0
208	14	1	47 471	45 855.5	303 292.5
209	15	1	50 708	49 089.5	352 382.0
210	16	1	54 221	52 464.5	404 846.5
211	17	1	57 959	56 090.0	460 936.5
212	18	1	61 550	59 754.5	520 691.0
213	19	1	65 125	63 337.5	584 028.5
214	20	1	68 891	67 008.0	651 036.5
215	21	1	72 729	70 810.0	721 846.5

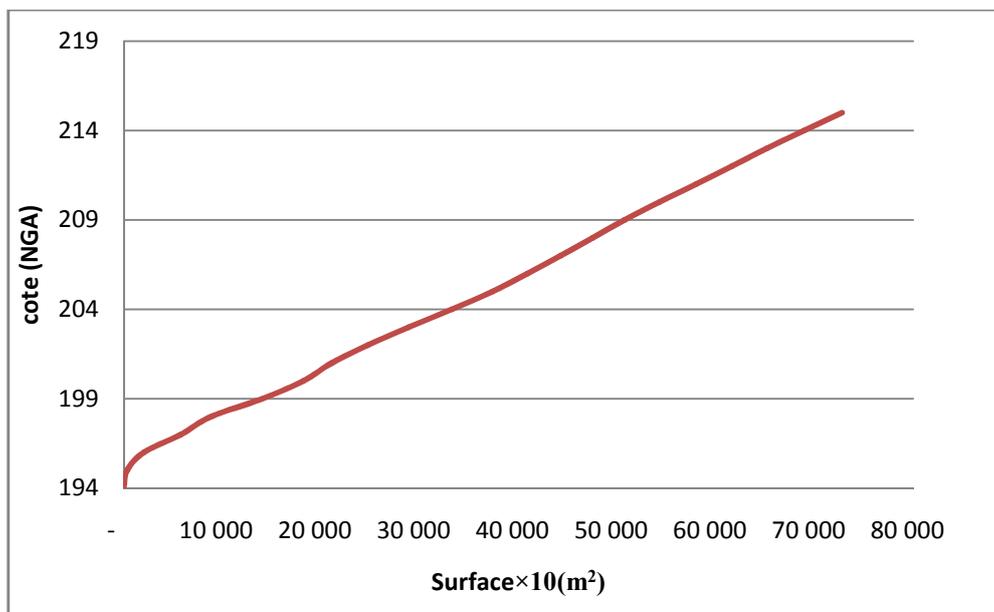


Figure III.08:Courbes Hauteurs-Surface

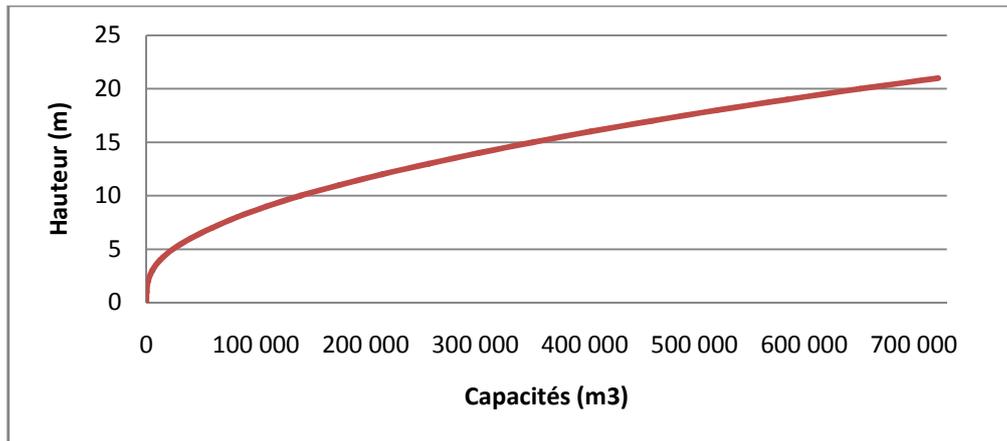


Figure III.09: Courbes Hauteurs-Capacité

III.7.3 Volume utile

III.7.3.1 Détermination de la période de bonne hydraulicité

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois de Mai. Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau Tableau III.24.

Tableau III.24: Le volume utile de la retenue

Mois	W80%	U80%	W-U	Volume (m ³)
Octobre	34 640.00	2 415.93	32 224.07	197 802.46
Novembre	23 490.00	0	23 490.00	
Décembre	58 990.00	0	58 990.00	
Janvier	32 130.00	0	32 130.00	
Février	16 390.00	0	16 390.00	
Mars	27 520.00	6 395.12	21 124.88	
Avril	19 940.00	12 754.71	7 185.29	
Mai	27 230.00	20 961.78	6 268.22	
Juin	9 040.00	31 726.89	- 22 686.89	- 108 703.71
Juillet	140.00	35 359.49	- 35 219.49	
Aout	320.00	30 741.65	- 30 421.65	
Septembre	4 210.00	24 585.68	- 20 375.68	

$$V_s = 197802.46 \text{ m}^3$$

$$V_d = 108703.71 \text{ m}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'où: } V_u = V_d$$

$$\text{Alors : } V_u = 108 703.71 \text{ m}^3$$

Le volume normal de la retenue sera : $V_{\text{NNR}} = 141826 \text{ m}^3$

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.

➤ **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.

➤ **2ème Consigne d'exploitation**

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

III.7.3.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

A- Pertes par évaporation

$$V_{\text{ep}} = E_s \times S_{\text{moy}} \dots\dots\dots \text{(III.41)}$$

Où; V_{ep} : volume perdu à cause de l'évaporation.

E_s : Evapotranspiration mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyenne (m³)

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \dots\dots\dots \text{(III.42)}$$

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

B- Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \times V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots \text{(III.43)}$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette (Sol a faible perméabilité $\delta = 0.5$).

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

Dans la présente étude, une régularisation en tenant compte des pertes a été procédé.

➤ **La première approximation**

Les résultats du calcul de la régularisation sans tenir compte des pertes (1ere approximation) sont présentés dans les tableaux III.25.

Tableau III.25: La régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	V _{rf} (m ³)	V _{mov} (m ³ /s)	S _{mov} (Km ²)	Es (mm)	V _{inf} (m ³)	V _{evap} (m ³)	P (m ³)	W _{80%} (m ³)	U _{80%} (m ³)	W-U-P (m ³)	1 ère consigne			1 eme consigne					
											V' _{rf} (m ³)	V' _{ri} (m ³)	S' (m ³)	V' _{rf} (m ³)	V' _{ri} (m ³)	S' (m ³)			
Octo	33122										33122	33122		2842	33122	30280			
	65346	49234	19511	87	246	1697	1944	34640	2416	30280	63402	63402		15866	33122	17256			
Nove	88836	77091	23795	59	385	1404	1789	23490	0	21701	85103	85103		37567	37567				
Déce	141826	115331	29695	44	577	1307	1883	58990	0	57107	142210	142210		94674	94674				
Janvier	141826	141826	33372	47	709	1568	2278	32130	0	29852	159209	172062	12853	124526	124526				
Février	141826	141826	33372	60	709	2002	2711	16390	0	13679	159209	172888	13679	138205	138205				
Mars	141826	141826	33372	91	709	3037	3746	27520	6395	17379	159209	176588	17379	155584	155584				
Avril	141826	141826	33372	112	709	3738	4447	19940	12755	2738	159209	161947	2738	158322	158322				
Mai	141826	141826	33372	140	709	4672	5381	27230	20962	887	159209	160096	887	159209	159209				
Juin	119139	130483	31845	155	652	4936	5588	9040	31727	-28275	130934	130934		130934	130934				
Juillet	83920	101529	27657	173	508	4785	5292	140	35359	-40512	90422	90422		90422	90422				
Aout	53498	68709	22426	156	344	3498	3842	320	30742	-34264	56158	56158		56158	56158				
Septe	33122	43310	18659	131	217	2444	2661	4210	24586	-23037	33122	33122		33122	33122				
Volume excédentaire à évacuer																47536			47536

AN: V_s = 173623m³ V_d = 126087 m³ S' = 47536 m³

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

AN: V_u = V_d = 126087 m³ V_{NNR} = 159209 m³

✓ Estimation de l'erreur

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

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \times 100 \text{ Avec } \varepsilon < 1\% \text{ a } 2\% \dots\dots\dots \text{ (III.44)}$$

AN: ζ = 16 % > 2% Donc il faut faire des approximations successives des volumes moyens jusqu'à stabilisation de ces pertes.

➤ **La 2eme approximation :**

Les résultats du calcul de la régularisation sans tenir compte des pertes (2eme approximation) sont présentés dans les tableaux III.26.

Tableau III.26: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	V'rf (m3)	Vmoy (m3/s)	Smoy (Km2)	Es (mm)	Vinf (m3)	Vevap(m3)	P (m3)	W80 % (m3)	U80% (m3)	W-U-P (m3)	1 ère consigne			1 eme consigne		
											V''rf (m3)	V''ri (m3)	V''rf (m3)	V''moy (m3/s)	S''moy (Km2)	S (mm)
Octo	33122										33122	33122		2825	33122	30297
	63402	48262	19373	87	241	1685	1927	34640	2416	30297	63419	63419		17949	33122	15173
Nove	85103	74253	23327	59	371	1376	1748	23490	0	21742	85162	85162		39692	39692	
Déce	142210	113656	29449	44	568	1296	1864	58990	0	57126	142288	142288		96818	96818	
Janv	159209	150709	34510	47	754	1622	2376	32130	0	29754	160036	172042	12007	126572	126572	
Févr	159209	159209	35536	60	796	2132	2928	16390	0	13462	160036	173497	13462	140034	140034	
Mars	159209	159209	35536	91	796	3234	4030	27520	6395	17095	160036	177131	17095	157129	157129	
Avril	159209	159209	35536	112	796	3980	4776	19940	12755	2409	160036	162445	2409	159538	159538	
Mai	159209	159209	35536	140	796	4975	5771	27230	20962	497	160036	160533	497	160036	160036	
Juin	130934	145071	33796	155	725	5238	5964	9040	31727	-28651	131385	131385		131385	131385	
Juillet	90422	110678	29014	173	553	5019	5573	140	35359	-40792	90593	90593		90593	90593	
Aout	56158	73290	23167	156	366	3614	3981	320	30742	-34402	56190	56190		56190	56190	
Septe	33122	44640	18852	131	223	2470	2693	4210	24586	-23068	33122	33122		33122	33122	
Volume excédentaire à évacuer.												45470			45470	

$$AN:V''_s = 172383 \text{ m}^3 V''_d = 126914 \text{ m}^3 \quad S'' = 45470 \text{ m}^3$$

$V_s > V_d$, donc la retenue fonctionne à un seul temps. $V_u = V_d = 126914 \text{ m}^3$

Donc, nous aurons : $V'_{NNR} = 160036 \text{ m}^3$

➤ **Estimation de l'erreur**

✓ $V'_u = 126087 \text{ m}^3$

✓ $V''_u = 126914 \text{ m}^3$

$$\zeta = \frac{126914 - 126087}{126087} \cdot 100 \quad \text{le résultat est : } \zeta = \mathbf{0.66\%}$$

$\zeta = \mathbf{0.66\%} < \mathbf{1\%}$ condition vérifier

III.7.4. Conclusion

- ✓ Nous admettons le volume utile : $V_u = 126914 \text{ m}^3$
- ✓ Volume mort : $V_M = 33122 \text{ m}^3$
- ✓ Le volume normal de la retenue est : $V_{NNR} = 160036 \text{ m}^3$
- ✓ La hauteur au niveau du volume mort est $NVM = 5.65 \text{ m}$
- ✓ La hauteur au niveau normal de la retenue est $NNR = 10.56 \text{ m}$

III.8. Laminage des crues

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

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

Il existe plusieurs procédés de calcul, nous retenons la méthode de Kotcherine et méthode Hidenblat

III.8.1 Méthode de KOTCHERINE

La méthode de Kotcherine basé sur les principes suivants:

- L'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze.
- Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR.

➤ Les pertes par infiltration et évaporation sont nulles au moment de la crue.

Pour estimer le débit de crue laminé, on procède de la manière suivante :

L'expression du volume en charge de la crue ou volume forcé V_f et le débit de crue laminé est lié selon la forme de l'hydrogramme:

$$V_f = 0.5 \times Q_{\max,p} \times T \dots\dots\dots (III.45)$$

$$q_{\text{laminé}} = Q_{1\%} \cdot (1 - V_{\text{forcé}} / V_{\text{crue}}) \dots\dots\dots (III.46)$$

Où ; V_{cp} et $Q_{\max,p}$ sont respectivement le volume et débit maximum probable de la crue
 $q_{\max,p}$ représente le débit laminé ou débit déversé pour la même période de retour T est le Temps de base ou durée de la crue

Le débit de crues transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors par la relation:

$$q_{\max} = m \times b \times H_0^{1.5} \times \sqrt{2g} \dots\dots\dots (III.47)$$

Où ; m : le coefficient de débit, égal à 0,49.

b : la largeur de déversant.

H : la charge sur le déversoir (ici on fait varier de 0.99 à 1.69 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi:

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

$$V_{\text{moy}} = q / (L \times H) \dots\dots\dots (III.48)$$

$$H_0 = H + (\alpha \times (V_{\text{moy}})^2 / 2g) \dots\dots\dots (III.49)$$

Où ; H_0 : la charge globale

$(V_{\text{moy}})^2 / 2g$: étant la charge dynamique liée à la vitesse d'écoulée

Les résultats de calcul sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.27:Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine

Données initiales		Largeur b (m)	Hauteur (m)	Débit (m3/s)	Surface (m2)	Vitesse (m/s)	Vforcé (Mm3)
g	9,81 m ² /s	9	2.00	55.25	27.00	2.05	78267.01
a	1	10	1.75	50.25	27.50	1.83	67684.07
Q _{1%}	53.35m3/s	11	1.50	43.86	27.50	1.59	57310.92
V _{cr}	635986.8m3/s	12	1.25	36.40	27.00	1.35	47147.07
m	0,49	13	1.00	28.22	26.00	1.09	37202.04
P	1 m	14	0.75	19.74	24.50	0.81	27482.84
		15	0.50	11.51	22.50	0.51	17995.59
		16	0.25	4.34	20.00	0.22	8743.84

Tableau III.28: Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine

Hauteur (m)	Vitesse (m/s)	H totale (m)	Débit m ³ /s							
			9	10	11	12	13	14	15	16
2.00	2.05	2.21	64.33	71.47	78.62	85.77	92.91	100.06	107.21	114.36
1.75	1.83	1.92	51.97	57.75	63.52	69.30	75.07	80.85	86.62	92.40
1.50	1.59	1.63	40.64	45.15	49.67	54.18	58.70	63.21	67.73	72.25
1.25	1.35	1.34	30.39	33.77	37.14	40.52	43.90	47.27	50.65	54.03
1.00	1.09	1.06	21.32	23.69	26.06	28.43	30.79	33.16	35.53	37.90
0.75	0.81	0.78	13.54	15.04	16.54	18.05	19.55	21.06	22.56	24.06
0.50	0.51	0.51	7.18	7.98	8.78	9.58	10.38	11.18	11.97	12.77
0.25	0.22	0.25	2.48	2.75	3.03	3.30	3.58	3.85	4.13	4.40

Tableau III.29: Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine

H(m)	V _{fr} (m ³)	q(m ³ /s)	Débit m ³ /s							
			9	10	11	12	13	14	15	16
2.00	78267.01	46.78	64.33	71.47	78.62	85.77	92.91	100.06	107.21	114.36
1.75	67684.07	47.67	51.97	57.75	63.52	69.30	75.07	80.85	86.62	92.40
1.50	57310.92	48.54	40.64	45.15	49.67	54.18	58.70	63.21	67.73	72.25
1.25	47147.07	49.40	30.39	33.77	37.14	40.52	43.90	47.27	50.65	54.03
1.00	37202.04	50.23	21.32	23.69	26.06	28.43	30.79	33.16	35.53	37.90
0.75	27482.84	51.04	13.54	15.04	16.54	18.05	19.55	21.06	22.56	24.06
0.50	17995.59	51.84	7.18	7.98	8.78	9.58	10.38	11.18	11.97	12.77
0.25	8743.84	52.62	2.48	2.75	3.03	3.30	3.58	3.85	4.13	4.40

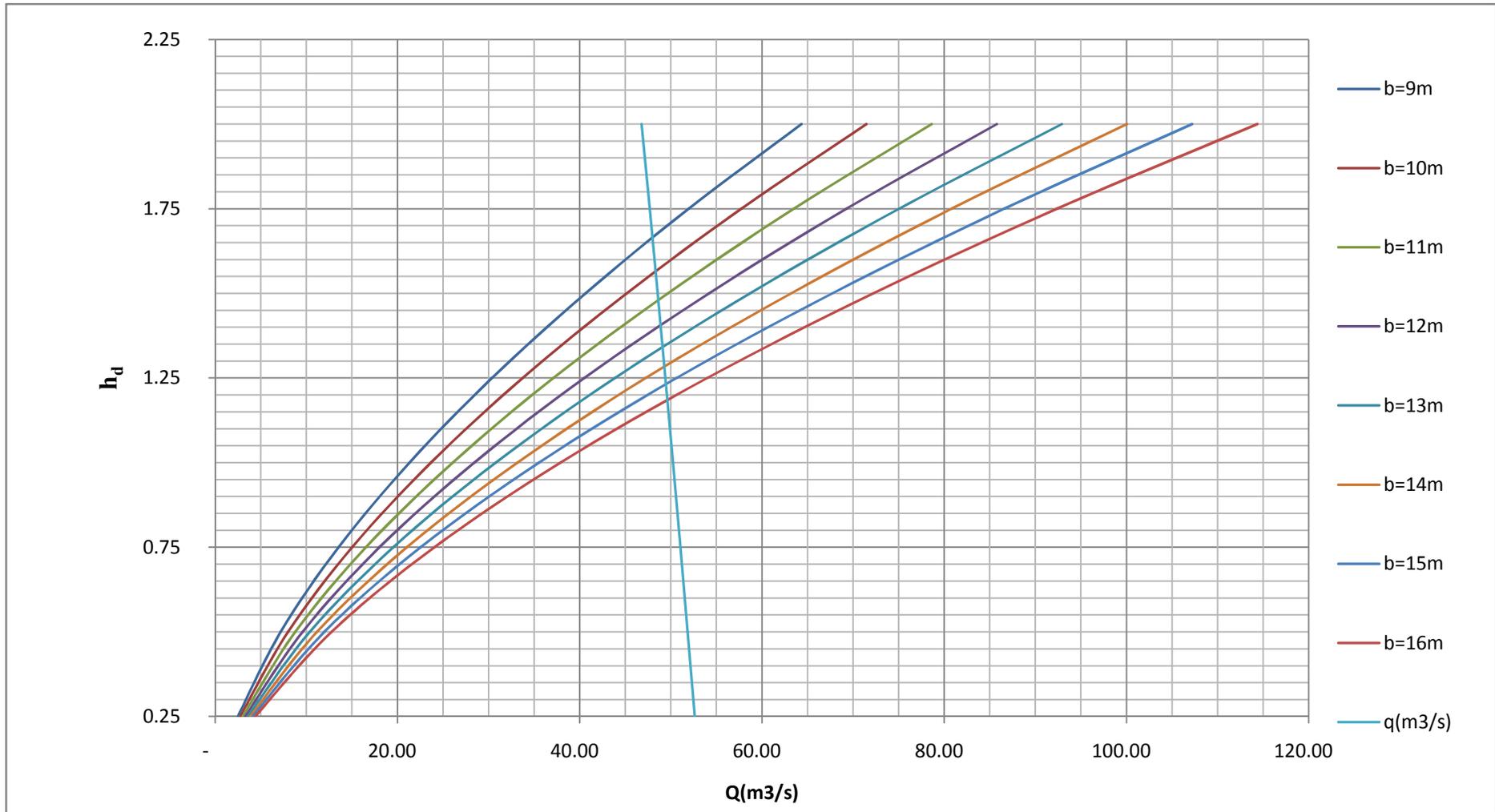


Figure III.10: laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE

Conclusion

Les résultats de méthode de Kotcherine sont :

larguer de déversoir	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00
la hauteur de déversoir	1.56	1.48	1.40	1.34	1.28	1.23
débit déversant	48.31	48.62	48.87	49.08	49.28	49.45
cote NPHE	206.12	206.04	205.96	205.9	205.84	205.79

III.8.2 Etude d’optimisation

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

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III.8.2.1 Coût approximatif de la digue

✓ **Revanche**

La revanche est la tranche comprise entre la crête de la digue et le niveau des plus hautes eaux (PHE). Elle correspond à une hauteur de sécurité pour la protection de l’ouvrage contre les élévations du niveau d’eau et les risques de submersion.

➤ **Formule de Stevenson et Gaillard**

$$R = H + \frac{v^2}{2 \times g} \dots\dots\dots(III.50)$$

Où ; H est la hauteur des vagues estimée à l’aide de la formule empirique de Stevenson suivante (pour F <18 km).

$$H = 0.76 + 0.3\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(III.51)$$

Où ; F désigne le Fetch (km).

V est la vitesse de propagation des vagues

$$V=1,5+0.67H \dots\dots\dots(III.42)$$

AN:F=0.39Km

H=0.742m

V=2m/s

R=0.95

➤ **Formule de MALLET et PACUANT :**

$$R = H + \frac{v^2}{2 \times g} \dots\dots\dots(III.53)$$

$$H = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \dots\dots\dots(III.54)$$

$$V=1.5+2 \times H \dots\dots\dots(III.55)$$

AN: $F=0.39\text{Km}$ $H=0.71\text{m}$ $V=2.92\text{m/s}$ $R=1.14\text{m}$

➤ **Formule simplifiée**

$$R = 1 + 0.3 \times \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.56)$$

AN: $F=0.39\text{Km}$ **Donc : $R=1.19\text{m}$**

Commentaire

On remarque que la formule Formule Simplifiétient compte la valeur maximale alors la valeur de la revanche : **$R = 1.19 \text{ m}$.**

✓ **Largeur en crête**

La largeur en crête (b) de la digue doit permettre la circulation des engins pour la finition de la digue et éventuellement pour l'entretien ultérieur. Donc pas être inférieure à 3.00 m.

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

➤ **Formule de KNAPEN :**

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.57)$$

➤ **Formule de E- F-PREECE :**

$$b_{cr} = 1.1\sqrt{H_b} + 1 \dots\dots\dots(III.58)$$

➤ **Formule Pratique**

$$b_{cr} = \frac{5}{3}\sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.59)$$

➤ **Formule simplifiée:**

$$b_{cr} = 3.6 \times \sqrt[3]{H_b} + 3 \dots\dots\dots(III.60)$$

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

Tableau III.30: Largeur en crête du barrage

b	h _d	H _b				
			F de KNAPEN	F de PREECE	F Pratique	F simplifiée
10	1.56	13.61	2.40	5.06	6.15	5.60
11	1.48	13.53	2.39	5.05	6.13	5.58
12	1.40	13.45	2.38	5.03	6.11	5.56
13	1.34	13.39	2.38	5.03	6.10	5.55
14	1.28	13.33	2.37	5.02	6.09	5.54
15	1.23	13.28	2.37	5.01	6.07	5.53

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

✓ Volume de la digue pour les différentes largeurs

Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \text{ Avec : } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L_i \dots\dots\dots(III.61)$$

Où ; V_i : le volume du barrage à la cote i .

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

$H = NNR + R + h_{\text{dév}} + t$ avec : H_b : Hauteur du barrage

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (0.3m).

NB :

Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 600 (DA).

Le coût des différentes variantes de la digue est donné par le tableau suivant :

Tableau III.31: Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs:

Profil N°	b (m)	$h_{\text{dév}}$ (m)	V (m ³)	Coûts (DA)
1	10	1.56	33 847.49	20 308 494.00
2	11	1.48	32 733.15	19 639 890.00
3	12	1.40	32 331.58	19 398 948.00
4	13	1.34	32 036.16	19 221 696.00
5	14	1.28	31 787.33	19 072 398.00
6	15	1.23	31 426.35	18 855 810.00

III.8.2.2. Coût approximatif de l'évacuateur de crues

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le coursier et le bassin de dissipation gardent leur profile pour les différentes largeurs du déversoir.

1. Coût du déversoir

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

Le déversoir sera construit en béton armé.

NB : Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 35000(DA). (Source : Entreprise AMENHYD)

Tableau III.32: Coût du déversoir pour les différentes largeurs :

Profil N°	b (m)	h _{dév} (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (DA)
1	10	1.56	3.41	34.10	1 228 500.00
2	11	1.48	3.72	40.92	1 393 700.00
3	12	1.40	4.21	50.52	1 654 800.00
4	13	1.34	4.75	61.75	1 874 600.00
5	14	1.28	5.23	73.22	2 195 200.00
6	15	1.23	5.68	85.20	2 598 750.00

2. Coût du canal d'approche

D'où le volume du canal d'approche est estimé par $V = S \times e = L \times H_{\text{mur}} \times e$

Tableau III.33: Coût du canal d'approche pour les différentes largeurs :

N°	b (m)	h (m)	H _{ca} (m)	S (m ²)	V(m ³)	Coûts (DA)
1	10	1.56	3.78	1.51	52.92	1 852 200.00
2	11	1.48	3.70	1.48	51.80	1 813 000.00
3	12	1.40	3.62	1.45	50.68	1 773 800.00
4	13	1.34	3.56	1.42	49.84	1 744 400.00
5	14	1.28	3.50	1.40	49.00	1 715 000.00
6	15	1.23	3.45	1.38	48.30	1 690 500.00

III.8.2.3 Coût du global (digue et l'évacuateur de crues)

Tableau III.34: Tableau récapitulatif des prix totaux :

N°	b (m)	Cote crête (m)	Coûts (DA)			
			Digue	Déversoir	Canal d'approche	Global
1	10	207.61	20 308 494.00	1 228 500.00	1 852 200.00	23 461 194.00
2	11	207.53	19 639 890.00	1 393 700.00	1 813 000.00	22 846 590.00
3	12	207.45	19 398 948.00	1 654 800.00	1 773 800.00	22 887 548.00
4	13	207.39	19 221 696.00	1 874 600.00	1 744 400.00	22 960 696.00
5	14	207.33	19 072 398.00	2 195 200.00	1 715 000.00	23 030 598.00
6	15	207.28	18 855 810.00	2 598 750.00	1 690 500.00	23 130 702.00

Les schémas de calcul par étude d'optimisation sont donnés par la figure 11 :

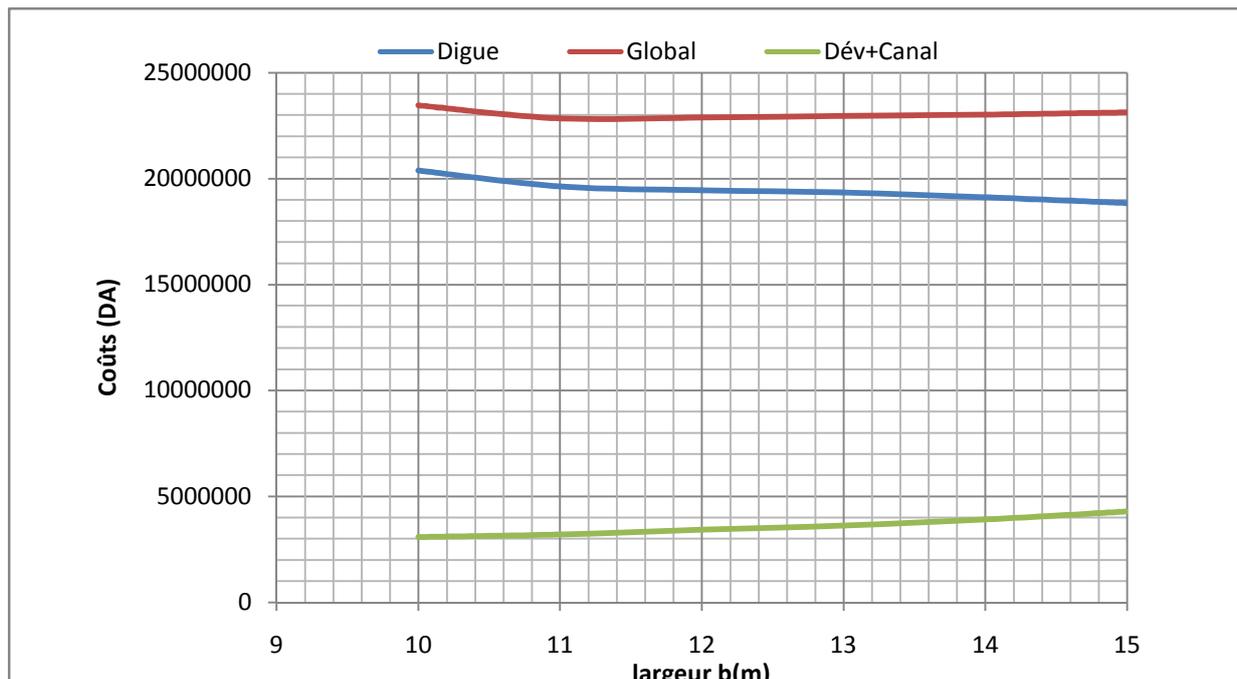


Figure III.11: Courbe d'optimisation

Commentaire

- ❖ L'évacuateur de crues aura une largeur optimale de 11 m, avec une lame déversant de 1.48m.

III.8.3 Méthode de HILDENBLAT (b=11m)

En fait la méthode de Hildenblat pour un déversoir de largeur b=11 m

III.8.3.1. Procédé de calcul du laminage

Pour faire le laminage des crues, il faut disposer de:

- ✓ Hydrogrammes de crue fréquentiel $Q_{p\%} = f(t)$
- ✓ Courbe des volumes d'eau dans la retenue $V = f(H)$
- ✓ Courbe des variations d'eau dans la retenue au-dessus du Niveau Normal de la Retenue.

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

$$q_{max.P\%} = 0.85 \times Q_{P\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_{cP\%}} \right) \dots \dots \dots (III.62)$$

Où ; $V_{cp\%}$: volume de la crue de probabilité P%

V_f : volume déversant de sécurité (volume régularisable) ou volume forcé

D'après Kotcherine : $V_f = (0.05 \div 0.2) V_{cp\%}$

La largeur b donnée par la formule générale du déversoir:

$$b = \frac{q_{maxP\%}}{m \times h_d^{1.5} \times \sqrt{2g}} \dots\dots\dots(III.63)$$

Où ; m : Coefficient de débit dépendant du type de déversoir

b : Largeur du déversoir

h_d: Charge sur le déversoir

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

$$Q = f(V+1/2q\Delta t)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau III.35 et la figure III.12.

Tableau III.35:Les volumes et les débits déversant

b=11m					
cote NGA	h_d (m)	q (m³/s)	1/2×q×Δt (m³)	V (m³)	V+1/2×q×Δt(m³)
204.56	0	0.00	0	160 036.00	160 036.00
204.81	0.25	2.98	5 371.81	170 611.00	175 982.81
205.06	0.5	8.44	15 193.78	181 798.00	196 991.78
205.31	0.75	15.51	27 912.75	193 323.00	221 235.75
205.56	1	23.87	42 974.49	205 177.00	248 151.49
205.81	1.25	33.37	60 058.68	211 224.00	271 282.68
206.04	1.48	42.99	77 375.48	216 526.00	293 901.48

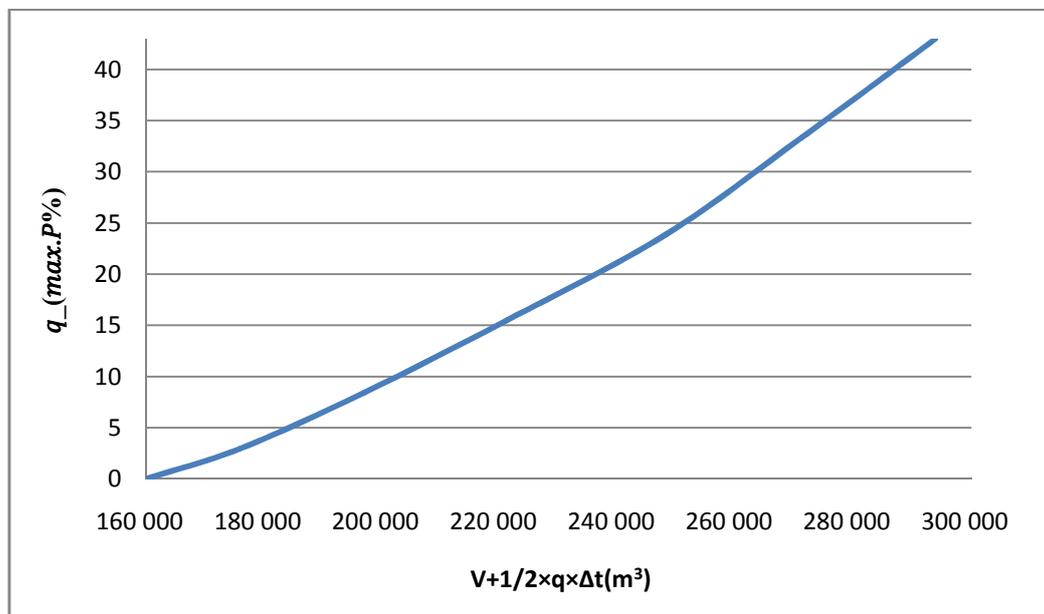


Figure III.12: Courbe des débits déversants

Les résultats de calcul de l'hydrogramme des débits sortants sont dans l'annexe III.2

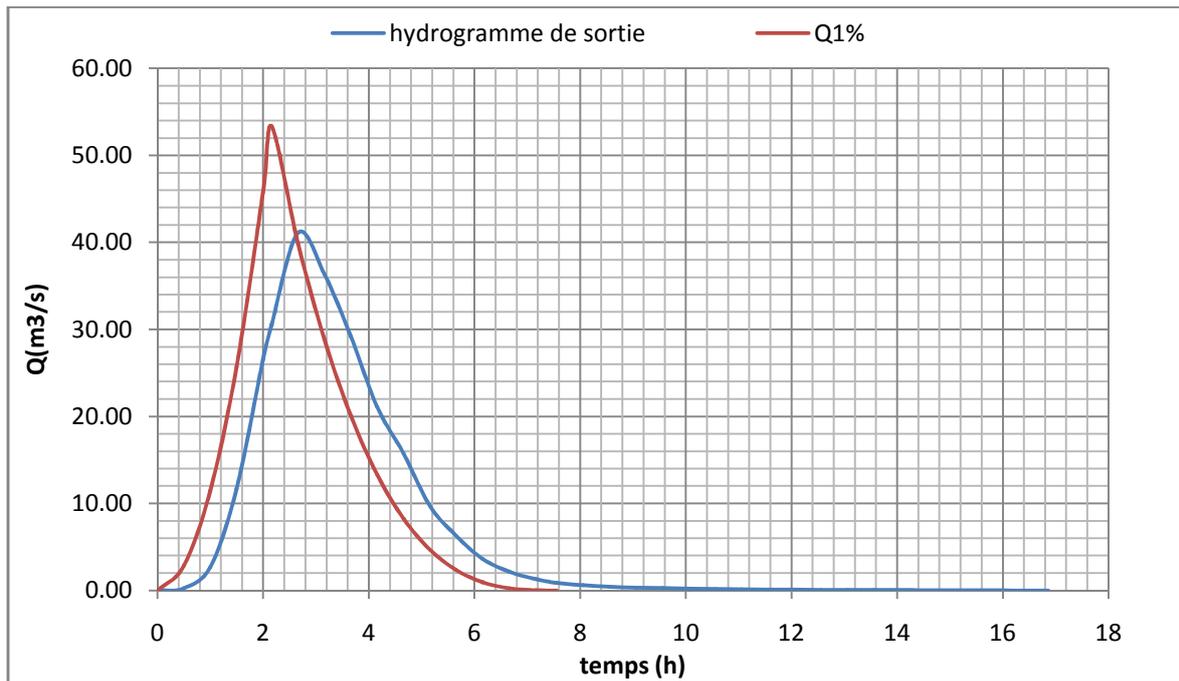


Figure III.13:Hydrogramme des débits entrants et sortants

III.8.4 Conclusion

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, du déversoir et du canal d'approche (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total minimal.

La courbe des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale $b=11\text{m}$ (Figure III.11) et une hauteur déversant $h_d=1.48\text{m}$ (Figure III.10) qui assurés :

- ✓ Débit de maximum transitant par l'évacuateur de crue est $48.62\text{ m}^3/\text{s}$ (méthode de Kotcherine)
- ✓ Débit laminé est $41.11\text{ m}^3/\text{s}$ (méthode de Hildenblat)

La côte en crête optimale de la digue égale à 207.53mNGA .

Chapitre : IV

**ETUDE DES VARIANTES
DE LA DIGUE**

IV.1. Introduction

Les barrages en remblai sont des remblais en forme de trapèze. On utilise ces barrages comme ouvrages de retenue sans débordement à travers la crête.

Il s'agit des barrages en terre ou enrochement, ils sont particulièrement adaptés aux sites peu encaissés présentant des qualités de terrain médiocre. Ils sont particulièrement employés pour les barrages de faible hauteur, bien qu'on trouve des ouvrages exceptionnels de plus de 100 m de haut. La proportion de barrages (de plus de 15 m) réalisés en terre ou en enrochement est d'environ 70%.

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. Choix du site de la retenue

Le choix de la position du barrage se fait essentiellement en fonction des données topographiques. On recherche un verrou, c'est à dire un rétrécissement de vallée qui permettra de minimiser de volume de l'ouvrage. Souvent, on doit faire un compromis entre volume de la retenue (vallée large), l'altitude de la retenue et l'importance de l'ouvrage.

La figure IV.1 présente une géométrie simplifiée d'un site de barrage.

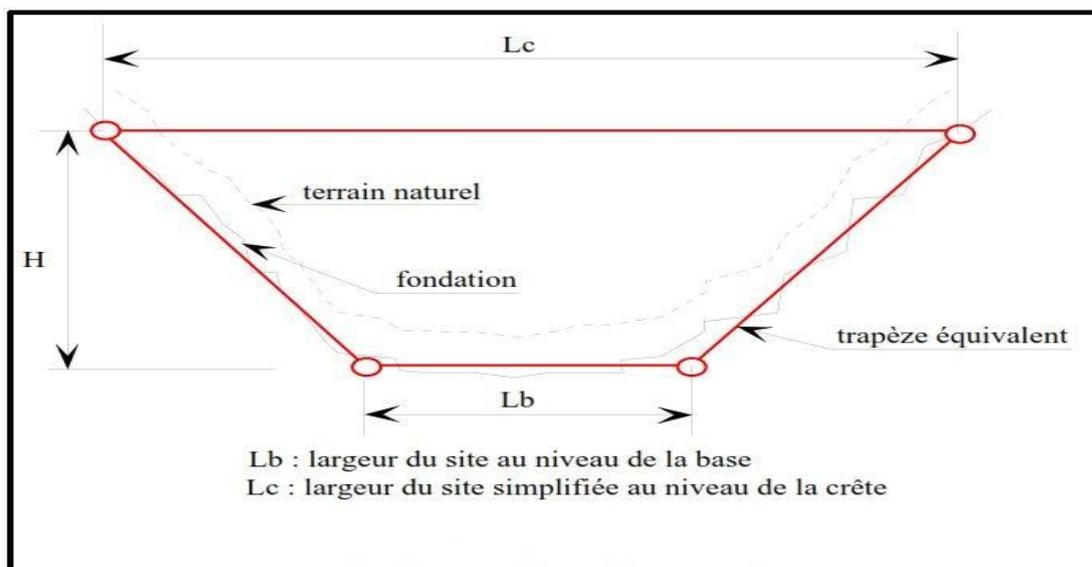


Figure IV.1: Géométrie simplifiée d'un site de barrage

Le choix entre les sites possibles se fait sur les conditions géologiques du verrou pour permettre la stabilité et l'étanchéité de l'ouvrage.

IV.3. Choix du type de la retenue

Le choix du type de barrage se fait à partir des conditions locales:

- ✓ des qualités géotechniques du support (les barrages bétons s'accommodent mal des supports déformables)
- ✓ des ressources en matériaux de construction (en qualité et en quantité)

IV.3.1. 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.

IV.3.2. 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.

Conclusion

La décision définitive est prise en prenant en compte, la disponibilité des matériaux de construction, les coûts (acquisitions, travaux...), l'impact sur l'environnement (naturel et humain).

IV.4. Les variantes à choisir

Pour la définition des variantes à considérer, nous avons pris en compte tous les éléments disponibles et, en particulier, les conditions topographiques et géotechniques de la fondation et surtout les matériaux disponibles près du site de la retenue

Pour cela nous avons trois variantes au choix :

IV.4.1. Barrages en terre homogènes

Le barrage est constitué d'un seul matériau suffisamment résistant et imperméable.

Pour assurer la stabilité des parements amont et aval on réalise des talus dont la pente dépend des qualités de stabilité et de perméabilité du matériau (figure IV.2).

Lorsque le barrage est plein, les écoulements à l'intérieur du barrage se font de l'amont vers l'aval selon des lignes sensiblement horizontales qui tendent à entraîner le talus aval. On doit donc réduire les pentes ou insérer un drain en pied de barrage pour faire chuter les lignes d'écoulement.

Lorsque le barrage subit une vidange rapide, le gradient hydraulique s'inverse. Les pressions interstitielles ne peuvent pas s'évacuer rapidement dans un matériau peu perméable.

On a alors un risque d'instabilité du talus amont qui peut être stabilisé par une recharge perméable (enrochement).

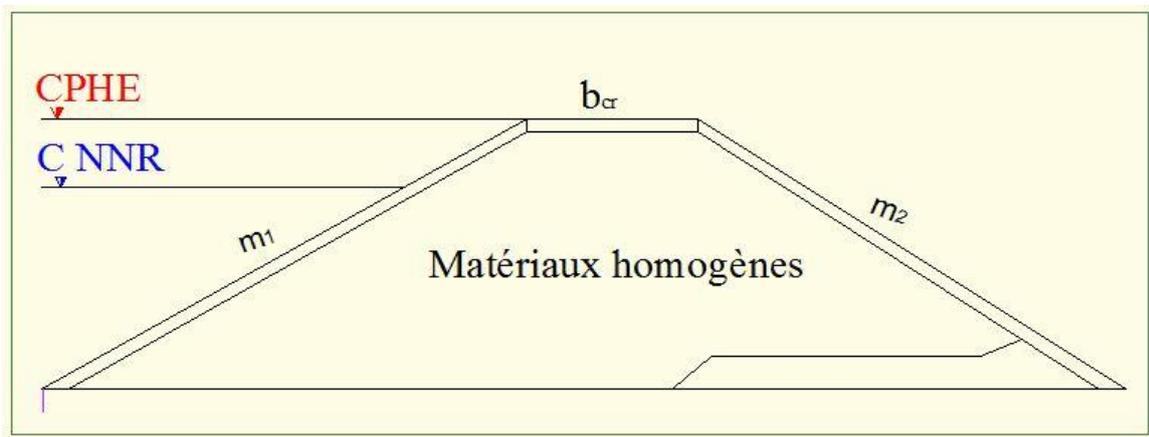


Figure IV. 2: Coupe transversale d'une digue homogène

IV.4.2. Barrages à zones

Ces barrages sont constitués de zones de caractéristiques variables réalisées autour d'un noyau en matériau imperméable en argile (figure IV.3). Le noyau est le plus souvent vertical mais il peut aussi être incliné. En général, les zones ont des perméabilités et des granulométries de plus en plus élevées à partir du noyau ce qui leur confère le rôle de filtres et de drains.

De plus cette disposition permet de réduire les effets des gradients hydrauliques sur la stabilité des talus et donc d'avoir de plus fortes pentes. Les drains sont les organes de sécurité de l'ouvrage.

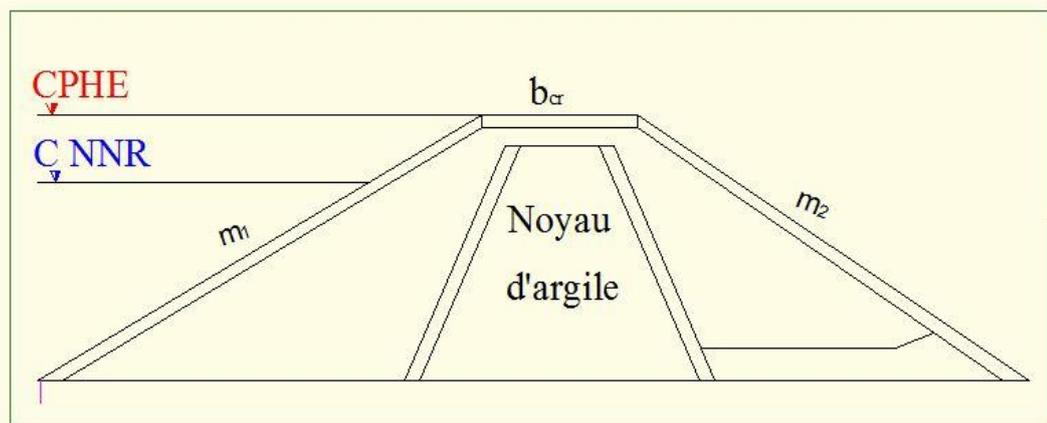


Figure IV.3: Coupe transversale d'une digue zonée

IV.4.3. Barrage en terre avec masque en béton

L'étanchéité est placée sur le parement amont du barrage (figure IV.4). Les matériaux utilisés pour la réalisation de l'étanchéité sont :

- ✓ une dalle en béton armé avec très peu de joints (épaisseur 30 à 80 cm)
- ✓ masque en béton bitumineux composés de deux à trois couches d'enrobés routiers plus riches en liant (7 à 9 %).

Le problème commun à tous les types de barrages à masque amont est la liaison étanchéité-fondation. On réalise, en général, une plinthe en béton ancrée à la fondation.

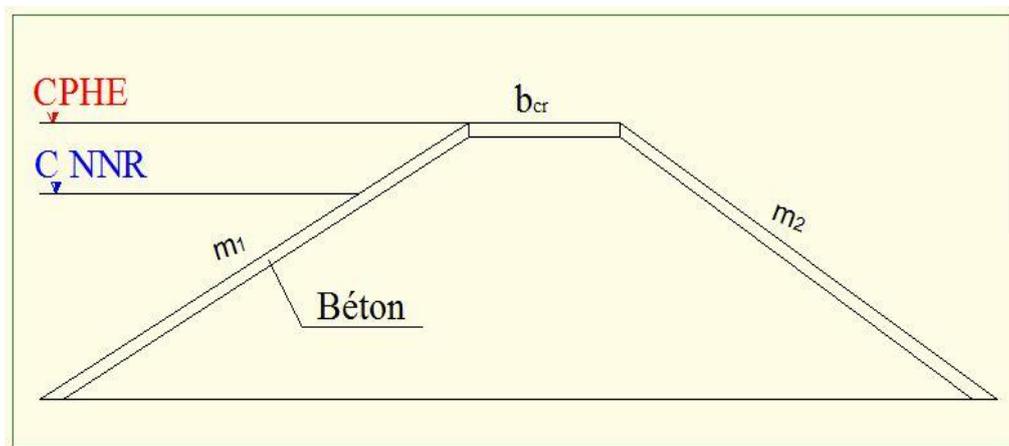


Figure IV.4: Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton

NB

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. Dimensions générales de la retenue

IV.5.1. Hauteur de la digue

✓ La revanche

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation $R = 1.19$ m

✓ Le tassement

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

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

AN ; $t = 0,022 \times 13.94$ $t = 0.3$ m

Donc la hauteur en crête est :

$$H_b = (C_{NNR} - C_f) + h_{dév} + R + t \qquad \qquad \qquad H_b = 13.53$$

✓ Largeur en crête

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé $b_c = 6$ m

✓ La longueur en crête

La longueur de la crête est tirée à partir du plan d'aménagement qui égale à : $L_{cr} = 147.8$ m

IV.5.2. Choix des pentes des talus

La pente du talus dépend des caractéristiques des matériaux utilisés. Un talus est stable lorsque les forces qui tendent à produire un mouvement sont inférieures aux forces passives qui sont essentiellement des forces de résistance au cisaillement.

Pour déterminer la pente du talus, des valeurs paraissant optimales en fonction du matériau constituant la digue et la hauteur du barrage sont fixées dans le tableau IV.1 :

Tableau IV.01: Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur de Barrage (m)	Type de barrage	Pentes des talus	
		Amont (m ₁)	Aval (m ₂)
>10m	Homogène, granularité étendue	1/2.5	1/2.5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2.5
	Zoné	1/2	1/3

IV.6. Etude comparative

IV.6.1. Barrage en terre homogène

IV.6.1.1. Pentés des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01

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

IV.6.1.2. Protection des talus

1) Talus amont

➤ Méthode de US ARMY corps of Engineers

ARMY utilisent un tableau qui permet 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. $D_{50\%}^{\min}$ (m)

$$H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \times \sqrt{F} \dots\dots\dots(IV.2)$$

Tableau IV.02: Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la H_v

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur min de la couche d'enrochement (m)	$D_{50\%}^{\min}$ (m)
0.60-1.20	0.45	0.3

Nous avons la hauteur des vagues $H_v = 0.71\text{m}$, donc $0,62 \text{ m} < H_v < 1,20 \text{ m}$.

AN ; **$e = 0.45 \text{ m}$ $D_{50} = 0,30 \text{ m}$**

2) Talus aval

Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale (TVO) d'une épaisseur de 20 à 30 cm, ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 30cm pour plus de sécurité.

IV.6.1.3. 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 drain cheminée pour protéger au maximum le talus aval contre les pressions interstitielles et les sous-pressions.

A. Dimensionnement du Drain Tapis

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

Où ; L_b : Longueur transversale de la retenue, **$L_b = 81.415 \text{ m}$** .

AN ; **$L_d = 27.14\text{m}$**

B. Dimensionnement du drain incliné

Le drain cheminé, se compose de graviers d'une largeur minimale de 1,0 m et une couche de 15 cm de sable. Ce drain cheminé à une hauteur de 10.56m (NNR) avec fruit de talus de 0.35 est relié au pied du talus aval par un drain horizontal (tapis drainant) identique au drain incliné de tout point de vue, il est relié à la restitution (oued) par un drain prisme qui va participer à la stabilité de l'ouvrage.

C. Dimensionnement du prisme aval :

➤ Hauteur du prisme :

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (IV.4)$$

Où ; H_b : hauteur du barrage, $H_b = 13.53$ m.

AN ; $H_p = 0.15 \times H_b$ $H_p = 2.03$ m

➤ Largeur en crête :

$$b_p = (0.25 \div 0.33) H_p \dots\dots\dots (IV.5)$$

AN ; $b_p = 0.33 \times 2.03 = 0.68$ m En prend : $b_p = 1$ m

➤ Fruits de talus :

$$m_1 = (1 \div 1,75) \dots\dots\dots (IV.6)$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5) \dots\dots\dots (IV.7)$$

Nous prenons : $m_1=1.5$ et $m_2= 2.5$

➤ Largeur en base du prisme :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p \dots\dots\dots (IV.8)$$

AN ; $B_p = 9.12$ m

IV.6.2. Barrage zoné a noyau d'argile

IV.6.2.1. Pentes des talus :

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

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

IV.6.2.2. Protection des talus :

a. Talus amont :

➤ Méthode de l'US Army Corps of Engineers:

La hauteur des vagues H_v est égale à **0.71 m**, à partir du tableau IV.2 Nous trouvons :

$$0,62 \text{ m} < H_v < 1.20 \text{ m} \quad e = 0.45 \text{ m} \quad D_{50} = 0.30 \text{ m}$$

b. Le talus aval

Pour les barrages zonés la solution la plus appropriée fut la protection des parements par des enrochements d'une épaisseur de 30 cm.

IV.6.2.3. Etanchéité de la retenue

I. 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.

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

$$L_{cr} = \left(\frac{1}{17} \div \frac{1}{3} \right) \times H_b \dots \dots \dots (IV.9)$$

Où ; H_b : hauteur totale du barrage

$$AN; \quad L_{cr} = 0.3 \times 13.53 \quad L_{cr} = 4.1 \text{ m}$$

b. Hauteur du noyau

$$H_n = H_b - 1 \dots \dots \dots (IV.10)$$

$$AN; \quad H_n = 12.53 \text{ m}$$

c. Largeur à la base du noyau

Elle est déterminée suivant la condition :

$$B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} \dots \dots \dots (IV.11)$$

Où ; ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; $\Delta H = H_1 - H_2$

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval, $H_2 = 0$.

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont, $H_1=10.56\text{m}$.

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.

Nous permettent de déterminer le gradient hydraulique J_{adm}

Tableau IV.03: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de fondation	Classes de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Terrain argileux	Hauteur de barrage (m)			
	> 100	70 à 100	25 à 70	<25
argile compactée	Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage			
	1.5	1.5	1.8	1.95

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

D'après le tableau : $J_{\text{adm}} = 1.95$

Alors : $B_{\text{noy}} > 5.42 \text{ m}$

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

La base du noyau aura l'épaisseur donnée par :

$$B_{\text{min}} = 6 + (0.15 \div 0.3) \times H_{\text{noy}} \dots \dots \dots \text{(IV.12)}$$

$$B_{\text{max}} = (0.8 \div 1.2) \times H_b \dots \dots \dots \text{(IV.13)}$$

AN; $B_{\text{min}} = 8.51 \text{ m}$

$B_{\text{max}} = 16.24 \text{ m}$.

Nous prenons

$B = 14 \text{ m}$

d. Pente des talus

$$m_1 = m_2 = \frac{B_{\text{NOY}} - l_{\text{cr}}}{2H_n} \dots \dots \dots \text{(IV.14)}$$

AN; $m_1 = m_2 = 0.4$

II. Drain Tapis

$$L_d = \frac{L_b}{3} \text{ telque } L_b = 81.415 \text{ m.}$$

AN ; $L_d = 27.14 \text{ m}$

IV.6.3. Barrage en enrochement a masque en béton

Le barrage en enrochement ne nécessite aucune protection car sont corps est constitué d'enrochement.

IV.6.3.1. 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

$$e = 0.3 + 0.002 \times H_b \dots \dots \dots (IV.15)$$

AN; $e = 0.35 \text{ m}$

IV.7. Estimation du cout des matériaux pour les différentes variantes

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût.

Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \text{ Avec: } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L_i \dots \dots \dots (IV.16) \text{ Où ; } V_i : \text{ le volume du barrage}$$

à la cote i.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i.

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

On a : $S_i = \frac{b + B_i}{2} H_i$ Où ; B_i : Largeur de base donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr}$.

IV.7.1 Barrage en terre homogène

Pour un barrage homogène en matériaux argileux d'une hauteur de 13.53 m, on prend les pentes de talus amont et aval : $m_1=3$ et $m_2=2.5$, Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.4: Coût de la digue (1^{ère} variante).

Désignation	Quantité	prix unitaire	coût
Enrochement	1556	4000	6224000
Gravier	3054	1800	5497200
Sable	1036	1900	1968400
TVO	693	500	346500
Remblai en argile compacte	28429	600	17057400
Montant total =31093500DA			

IV.7.2 Barrage terre zoné

Pour un barrage zoné on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=3$ et $m_2= 2.5$), Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.5: Coût de la digue (2^{ème} variante)

Désignation	Quantité	prix unitaire	coût
Enrochement	2175	4000	8700000
Gravier	2774	1800	4993200
Transition des filtres	951	1900	1806900
TVO	192	500	96000
Noyau	9302	600	5581200
Recharges en Alluvions	20374	500	10187000
Montant total =31364300DA			

IV.7.3 Barrage en terre avec masque en béton

Pour un barrage avec un masque en béton on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2,5$ et $m_2=2,5$), Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.6: Coût de la digue (3^{ème} variante).

Désignation	Quantité	prix unitaire	coût
TVO	693	500	346500
Béton	876	35000	30660000
Recharges en Alluvions	31164	500	15582000
Montant total = 46588500DA			

IV.8. Conclusion

D'après les résultats du coût de la digue :

- La variante la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement est la variante du barrage homogène.
- La quantité des matériaux de construction (d'argiles imperméables) dont la zone d'emprunt est suffisante pour un barrage homogène.
- La distance entre la zone d'emprunt et le verrou est 75m

Notre choix est un barrage homogène

Chapitre : V

***ETUDE DE LA VARIANTE
CHOISIE***

V.1. Introduction

La digue de la retenue de Tazgait est en remblai homogène, avec une hauteur totale de 13.53m. La largeur en crête est de 6, sa longueur de 147.8m, et les fruits des talus amont et aval sont donnés successivement de (3 ; 2.5).

V.2. Protection des talus

Les talus d'un barrage en terre sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage et en ce qui concerne parement amont, à l'attaque des vagues. Il y a donc lieu, en général, en prévoir une protection des talus.

V.2.1 Talus aval

Le talus aval des barrages en matériaux locaux est soumis au processus de l'altération superficielle naturelle. C'est la raison pour laquelle on protège par la construction de revêtement le talus aval, on utilise une couche de 20cm devant de l'oued disponible sur

V.2.2 Talus amont

La protection est destinée à éviter que les matériaux terreux qui constituent le barrage ne soient érodés par les vagues qui se forment notamment dans la partie supérieure de la retenue sous l'action du vent.

Dans notre cas d'une protection amont en enrochement, l'épaisseur de cet enrochement varie de 0.3 à 1m. Les éléments de l'enrochement doivent être tels que 50% des pierres aient un diamètre supérieur à 20cm, les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre inférieur à 10 cm.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues $H_v=0.71m$ et de leur vitesse de propagation par la méthode de « U.S.ARMAY ».

D'après le tableau IV.2 on trouve que l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement égale à 0.45m et le D_{50min} égale à 0.3m.

V.3. Protection de la crête

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

V.4. Etanchéité de la fondation

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue.

Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage.

Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

- La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées.
- La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2.5m
- Largeur en base est de 3.0m, indispensable pour la circulation des engins.
- La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 1$.

V.5. Dispositif de drainage du remblai

Pour éviter le phénomène de RENARD, les sous pressions et pressions interstitielles dans le corps du barrage, on prévoit un dispositif de drainage qui a pour rôle d'intercepter les eaux d'infiltration, et de les faire sortir en aval du barrage sans causer de dégât préjudiciable au barrage.

Les dispositifs drainant les plus appropriés pour remplir ces fonctions sont :

V.5.1.Drain prisme

Prisme de drainage: Il est constitué d'un remblai de pierre. Il est envisagé en cas d'existence du niveau d'eau variable au bief aval.

C'est le type de drain le plus répandu, ayant donné des satisfactions en pratique pour son efficacité. Sa réalisation est difficile et demande une grande main d'œuvre.

La section transversale du drain prisme a une forme trapézoïdale avec des fruits des parements du coté amont du barrage $m_1 = 1.5$ et du coté aval pas moins de $m_2 = 2.5$.

La largeur en crête du drain prisme ($b_p = 1\text{m}$) doit être fixée selon les normes de construction, mais ne pourra en aucun cas être utilisée comme route ou piste.

La hauteur de prisme est : $H_p = 2.03\text{ m}$

Largeur en base du prisme est : $B_p = 9.12\text{ m}$

V.5.2.Drain tapis

Pour l'interception les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval de massif et ou contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur une longueur de $L_d = 27.14\text{m}$

V.5.3. Drain incliné

Préconisé en d'apparition des eaux au bief aval.

Le niveau du drain cheminé est $N_{dr} = 10.53$ m avec fruit de talus de $m=0.35$

V.6. Condition des drains et filtre

Les drains sont constitués de coche de gravier perméable.

Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux perméable, de granulométries plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments le plus fins des terre drainées. Dans un filtre, chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau.

Un filtre ne doit ni se dégrader par entrainement de ses élément, ni se colmater. Il est conseillé pour cela d'utiliser des sables dont le coefficient d'uniformité D_{60}/D_{10} est inférieur à 2. Ceci étant, si on schématise par D_x et d_x les dimensions des grains du filtre et du matériau de base qui sur la courbe granulométrique correspondent au point d'ordonnée $x\%$, les conditions à respecter sont, d'après TERZAGHI :

➤ Condition 1

$$\frac{D_5^F}{D_{17}^F} \geq 0.32 \times \sqrt[6]{\eta}(1 + 0.05 \times \eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots(V.01)$$

D'où :

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

$n = n_0 - 0.1 \log \eta$ Porosité du sol en fonction.

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

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

➤ Condition 2

Condition de (TERZAGI ,1922) sa condition doit répondre à la condition de perméabilité et à la condition de non entrainement des fines :

Condition de perméabilité : $D_{15} / d_{15} > 4$ ou 5

Condition de non entrainement des fines : $D_{15} / d_{85} < 4$ ou 5

Le plus souvent pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en placed'un filtre est alors inutile.

V.6.1 Détermination de la courbe granulométrique des Filtres

Selon les critères :

$$12 < D_{15} / d_{15} < 40$$

$$12 < D_{50} / d_{50} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

d_{15} , d_{50} : Diamètre de filtre et D_{15} , D_{50} : Diamètre du sol à protéger.

V.6.1.1 Granularité de sol protégé

$$d_{15} = 0.0005\text{mm}$$

$$d_{50} = 0.004\text{mm}$$

$$d_{85} = 0.15\text{mm}$$

La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

$$0.006\text{mm} < D_{15} < 0.02\text{mm}$$

$$0.048\text{mm} < D_{50} < 0.238\text{mm}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.013\text{mm}$$

$$D_{50} = 0.143\text{mm}$$

La deuxième couche des filtres on la détermine de fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$0.156\text{mm} < D_{15} < 0.520\text{mm}$$

$$1.716\text{mm} < D_{50} < 8.294\text{mm}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de deuxième couche du filtre a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 0.338 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 5.005 \text{ mm}$$

V.6.1.2 Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard

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

$$D_5^F = 0.009\text{mm} D_{17}^F = 0.012\text{mm} D_{10}^F = 0.009\text{mm} D_{60}^F = 0.3\text{mm}$$

$$\eta = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F} = 33.3 \quad n = 0.3$$

$$\frac{D_5^F}{D_{17}^F} = 0.75 \geq 0,32 \sqrt[3]{33.3} \times (1 + 0,05 \times 33.3) \frac{0.3}{0.7} = 0.66$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre, donc la couche est acceptée.

ii. **La condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0.087 < 4$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = 26 > 5$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Filtre N°2 :

$$D_5^F = 0.24mm D_{17}^F = 0.35mm D_{10}^F = 0.28mm D_{60}^F = 10mm$$

$$\eta = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F} = 35.71$$

n = 0.29

$$\frac{D_5^F}{D_{17}^F} = 0.69 \geq 0,32 \sqrt[6]{35.71} \times (1 + 0,05 \times 35.71) \frac{0.29}{0.71} = 0.66$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le deuxième filtre, donc la couche est acceptée.

iii. **La condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 2.25 < 4$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = 67.6 > 5$$

V.7. Etude des infiltrations

V.7.1. Positionnement de la ligne de saturation

La digue est assimilée à un massif homogène reposant sur une assise imperméable. Des infiltrations d'eau se produisent dans le corps de digue, la ligne de saturation représentant la limite entre la zone sèche et la zone saturée.

La ligne de saturation est déterminée en tenant compte des hypothèses de travail suivantes:

- Le sol est homogène et isotrope, c'est-à-dire que les perméabilités horizontales et verticales sont identiques;
- Le calcul se fait pour une section critique de la digue.

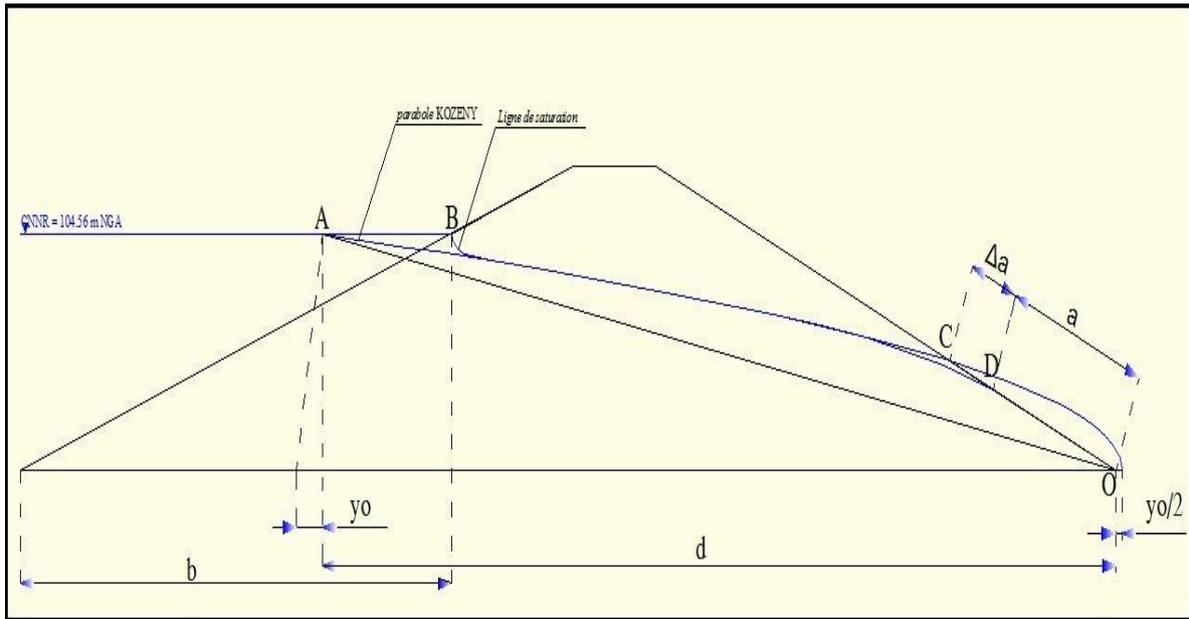


Figure V.1 : Schéma de calcul de la ligne de saturation

La parabole de la courbe de Kozeny (pour la ligne de saturation) s'exprime comme suit:

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2 \times Y_0} \dots \dots \dots (V.02)$$

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots \dots \dots (V.03)$$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

Niveau de la retenue normale: $h=10.56\text{m}$;

$b = m_1 \cdot h$ d'où **$b = 31.68\text{m}$**

L'emprise de barrage: $L_b = m_1 \cdot h_b + b_{cr} + m_2 \cdot h_b + 1$

$d = L_b - 0.7 \times b$

AN ; $L_b = 81.42\text{m}$ $d = 59.24\text{m}$ $Y_0 = 0.94\text{m}$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$X = 0.53 \times Y^2 - 0.475$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après :

Tableau V.01 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

Y(m)	0.95	1.15	1.35	1.55	1.75	1.95	2.15	2.35	2.55	2.75	2.95	3.95	
X(m)	0.003	0.23	0.49	0.80	1.15	1.54	1.97	2.45	2.97	3.53	4.14	7.79	
Y(m)	4.95	5.95	6.95	7.95	8.95	9.15	9.35	9.55	9.75	9.95	10.15	10.35	10.56
X(m)	12.51	18.29	25.13	33.02	41.98	43.90	45.86	47.86	49.91	52.00	54.13	56.30	59.24

La droite de parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus : $AB = 0.3$ b $AB=9.5m$

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de KOZENY, on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au talus amont en B et tangente à la parabole.

La parabole de base coupe la face aval du massif central en un point D qui sera déterminé à partir de l'équation en coordonnées polaires de cette parabole.

$$\frac{\Delta a}{1+\Delta a} = f(\alpha) \dots\dots\dots (V.04)$$

✓ α : Angledu Drain ($\alpha=113^\circ$).

A partir de l'abaque de CASAGRANDE on trouve :

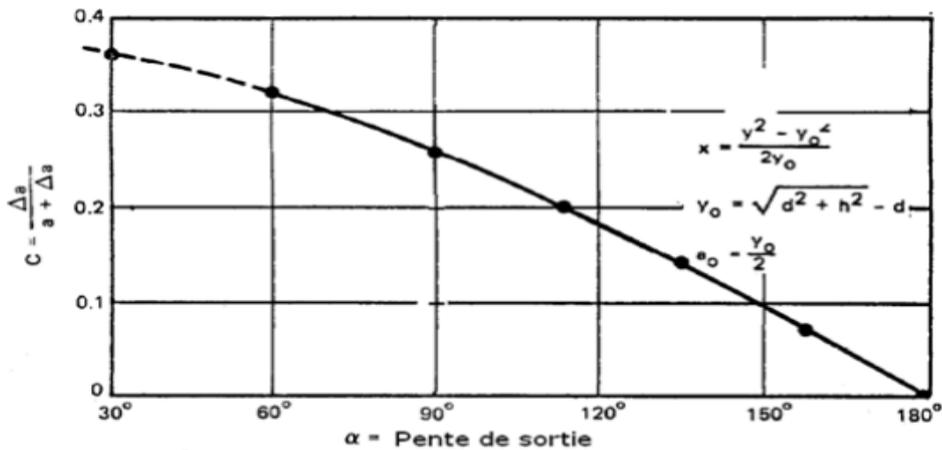


Figure V.02: l'abaque de CASAGRANDE

$$\frac{\Delta a}{a+\Delta a} = 0.25 \text{ Tel que :}$$

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1-\cos\theta} \dots\dots\dots (IV.24)$$

$$\theta = \text{arc tan} \left(\frac{1}{m_2} \right) \dots\dots\dots (IV.25)$$

AN ; $a=9.74m$ $\Delta a=3.42$

La ligne de saturation de la parabole de KOZENY est représentée dans la planche N° 4/5.

V.7.2. Calcul du débit de fuite par infiltration

a- digue

Le débit de fuite à travers le corps de digue est calculé en fonction de la perméabilité du matériau mis en place.

Le débit de fuite à travers la digue est calculé par la relation suivante pour une largeur unitaire :

$$q = K \times I \times A = K \times (\sqrt{h^2 + d^2}) - d \dots \dots \dots (V.05)$$

Où ; q: débit d'infiltration (m³ /s/ml);

I : gradient hydraulique;

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Perméabilité du corps de la retenue est $K=1 \times 10^{-7}$ m/s.

AN ; $y_0 = 0.95$ m $q_d = 9.5 \times 10^{-8}$ m³/s/ml

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q_d = q \times L \dots \dots \dots (V.06)$$

AN ; L= 126 m $Q_d = 1.2 \times 10^{-5}$ m³/s

b- Fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (V.05):

$$q = K \times I \times A$$

Où ; K : Coefficient de perméabilité $K=3.58 \times 10^{-7}$ m/s.

I: gradient hydraulique $I=H_e/L_b$.

$H_e= 10.56$ m charge de la retenue.

$L_b= 81.42$ m L'emprise du barrage.

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A=T \times 1$

$T=2.5$ m Profondeur du sol de fondation perméable.

AN ; $q_f = 1.16 \times 10^{-7}$ m³/s/ml $Q_f = 1.46 \times 10^{-5}$ m³/s

c- Total

$$Q_T = Q_d + Q_f \quad Q_T = 2.66 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_T = 839 \text{ m}^3/\text{an}$$

V.7.3 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

V.7.3.1. Dispositif d'étanchéité

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

$$I < \frac{\Delta H}{\delta_n} < I_{adm} \dots \dots \dots (V.07)$$

Où ; ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δ_n : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau V.02

Notre barrage appartient à la classe IV

Tableau V.02: Gradient admissible à travers le remblai terreux.

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile	1,5	1,65	1,8	1,95
Limon	1,0 5	1,15	1,25	1,35

A partir du tableau IV.09 :

$$I_{adm}=1.95$$

$$AN; \Delta H = 10.56 \text{ m}$$

$$\delta_n = 43.7 \text{ m} \quad I = 0.24 < I_{adm}$$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

V.7.3.2. Fondation du barrage

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

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.08)$$

I_{cr} : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type du sol de la fondation.

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage.

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

$$I_f = \frac{\Delta H}{L_b + 0.88T_c} \dots\dots\dots (V.09)$$

Tableau V.03 : Gradient admissible et leur coefficient de sécurité

	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Gradient admissible pour les fondations d'un remblai				
Argile	0,7	0,8	0,9	1,08
Coefficient de sécurité				
Ks	1.25	1.20	1.15	1.10

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation ($T_c=2.5\text{m}$).

H : charge d'eau (10.53m).

L_b : longueur à la base du barrage (81.42m).

$$AN ; I_f = 0.126$$

Notre barrage appartient à la classe IV ce qui donne $K_s=1.10$.

La fondation est en argile ce qui donne $I_{cr}=1.08$.

$$\text{On a donc : } \frac{I_{cr}}{K_s} = 0.98 < I_f = 1.08$$

D'où la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

V.8. Etude de stabilité

La pente du talus dépend des caractéristiques des matériaux utilisés. Un talus est stable lorsque les forces qui tendent à produire un mouvement sont inférieures aux forces passives qui sont essentiellement des forces de résistance au cisaillement.

Sur la base d'une étude de stabilité, il est vérifié que ces pentes présentent réellement une sécurité suffisante. Elles doivent contribuer à atteindre un coefficient de sécurité $F < F_{adm}$.

Il n'existe pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un système sans faire d'hypothèses. Pour arriver à un résultat, nous sommes dans l'obligation de nous donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. Nous prenons en général une forme circulaire qui s'appelle cercle de glissement.. À partir de cette hypothèse, nous découpons le terrain en tranches verticales de faible épaisseur juxtaposées et nous étudions l'équilibre de l'ensemble. Il existe plusieurs méthodes de calcul suivant la nature des hypothèses faites sur les interactions entre tranches. La méthode la plus couramment utilisée est celle de Fellenius.

V.8.1 Méthode de FELLENIUS

Il est admis que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre.

Cette hypothèse étant faite, plusieurs cercles de glissement sont tracés sur une coupe transversale du talus et le cercle le plus critique est recherché, c'est-à-dire celui qui présente le coefficient de sécurité le plus faible.

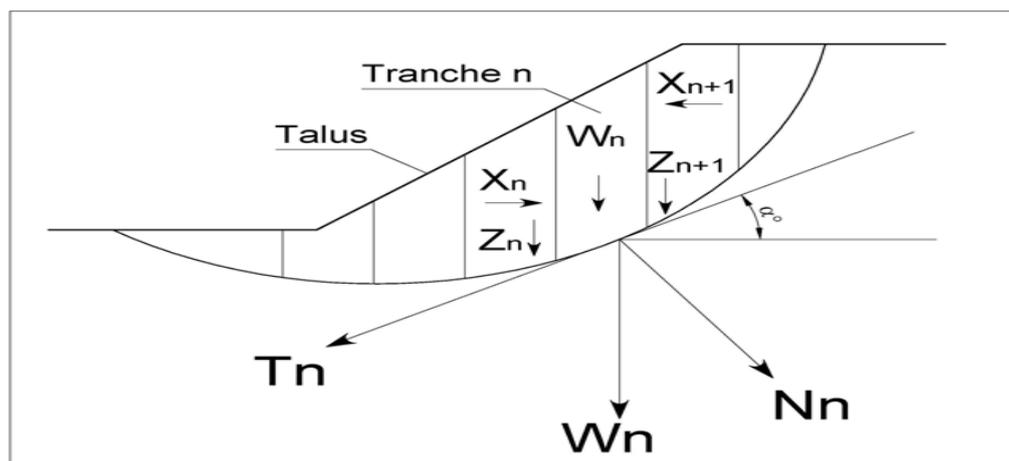


Figure V.03 : Schéma de calcul de la tranche verticale sur le talus

Pour simplifier les calculs, Fellenius admet les hypothèses suivantes :

1. Au niveau de chaque tranche : $X_{n-1} - X_n = 0$ et $Z_{n-1} - Z_n = 0$

2. La force tangentielle T a tendance à entraîner le glissement, elle est motrice. T_i est la composante tangentielle du poids de toute la matière contenue dans la tranche n, sol et eau

3. La force N est stabilisatrice car elle mobilise le frottement interne, elle crée une force résistante ($N \times tg$) opposée à T.

Si R est le rayon du cercle de glissement, le moment des forces résistantes est :

$$(\sum_{i=1}^n N_i \times tg\phi + C \times L) \times R \dots\dots\dots(V.10)$$

Où: L désigne la longueur de l'arc du cercle.

Le moment des forces motrices est :

$$\sum_{i=1}^n T_i \times R \dots\dots\dots(V.11)$$

V.8.2 Détermination de la zone des cercles critiques

Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.

- Tracer deux lignes au milieu du talus (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 : $R_1 = K_1 \times H_b$ et $R_2 = K_2 \times H_b$.

Où: H_b : Hauteur totale du barrage.

K_1 - K_2 : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau V.04 : Valeurs des K_1 et K_2

Pente de talus	1	2	2.5	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0.75	0.75	0.875	1.0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1.5	1.75	2.025	2.3	3.75	4.8	5.5

Pour notre retenue, nous allons prendre :

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1.0	2.3	13.53	31.12
Aval	2.5	0.875	2.025	11.84	27.40

L'intersection de R_1 et R_2 avec les deux lignes précédentes nous donne la zone des cercles (centres des cercles).

- 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".

V.8.3 Forces agissant sur une tranche

i. 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 :

$$G_i = b \sum \gamma_i h_i \dots\dots\dots (V.12)$$

Où: G_i : poids propre de la tranche.

b : largeur d'une tranche ($b=0.1R$).

h_i : hauteurs des tranches.

γ_i : densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

Le poids « G_i » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_i = G_i \times \cos\alpha \dots\dots\dots (V.13)$$

$$T_i = G_i \times \sin\alpha \dots\dots\dots (V.14)$$

✓ N_i : composante normale stabilisatrice.

✓ T_i : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Avec :

$$\cos\alpha = \sqrt{1 - \sin^2\alpha} \dots\dots\dots (V.15)$$

$$\sin\alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \dots\dots\dots (V.16)$$

ii. Force de pression interstitielle :

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$U_i = \gamma_w \times h \times dl \dots\dots\dots (V.17)$$

✓ dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

$$dl = \frac{2\pi \times R \times \theta}{360} \approx \frac{b}{\cos\alpha} \dots\dots\dots (V.18)$$

✓ θ : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

iii. Forces de cohésion

$$F_c = C \times dl \dots\dots\dots (V.19)$$

✓ C : cohésion du sol considéré.

iv. Forces de frottement

$$F_f = (N_i - U_i dl) \text{tg}\varphi \dots\dots\dots (IV.20)$$

✓ 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.

v. Force sismique

$$T'_i = \alpha \times G_i \dots \dots \dots (V.21)$$

- ✓ a : Coefficient de séisme (Notre site se situe sur la zone sismique IIb donc le coefficient de l'accélération sismique est de **a=0.25**).
- ✓ G_i : poids de la tranche.

V.8.4. Coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient de sécurité «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

➤ Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum[(N_i - U_i \times l_i) \text{tg} \varphi_i] + \sum C_i \times dl}{\sum T_i} \dots \dots \dots (V.22)$$

$$K_{as} = \frac{\sum[(N_i - U_i \times l_i) \text{tg} \varphi_i] + \sum C_i \times dl}{\sum T_i + \frac{1}{R} \times \sum T'_i \times dn_i} \dots \dots \dots (V.23)$$

➤ Retenue vide :

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg} \varphi_i) + \sum(C_i \times dl)}{\sum T_i} \dots \dots \dots (V.24)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg} \varphi_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \times dl}{\sum T_i + \frac{1}{R} \times \sum T'_i \times dn_i} \dots \dots \dots (V.25)$$

➤ vidange rapide

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg} \varphi_i) + \sum(C_i \times dl)}{\sum T_i} \dots \dots \dots (V.26)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg} \varphi_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \times dl}{\sum T_i + \frac{1}{R} \times \sum T'_i \times dn_i} \dots \dots \dots (V.27)$$

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.

Les caractéristiques géotechniques des sols sont représentées dans le tableau V-10 suivant :

Tableau V.05: Caractéristique géotechnique :

Paramètres	Unité	argile	fondation
φ°	degré	19	26
C	t/m ³	5	1.22
γ_{sat}	t/m ³	1.95	2.1
γ_d	t/m ³	1.62	1.7

La densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$.

Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement :

Tableau V.06 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme ($K_{SS,adm} = (1.15 \div 1.10)$)	Avec séisme ($K_{as,adm} = (1.1 \div 1.05)$)
Fin de constriction	Talus aval		
	R=30 m	3.32	1.60
	R=28 m	3.89	2.04
	R=29 m	3.36	1.60
Fonctionnement normale	Talus aval		
	R=31 m	2.14	1.2
	R=25 m	2.64	1.33
	R=34.7 m	2.06	1.14
Vidange rapide	Talus amont		
	R=39 m	3.68	1.77
	R=36 m	4.13	2.17
	R=35 m	3.28	1.78

V.8.5 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 retenue.

Chapitre : VI

ETUDE DES OUVRAGES

ANNEXES

VI.1. Introduction

Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions en plan et en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

VI.2. Evacuateur de crues

L'évacuateur de crues destiné à protéger la digue contre les dommages que peut provoquer une crue. Il permet aussi en temps normal d'évacuer le surplus d'eau de façon à maintenir le niveau de l'eau à la cote désirée dans la digue, soit le niveau normal de la retenue (NNR).

VI.2.1. Différents types d'évacuateurs de crue

VI.2.1.1 Evacuateur de surface

L'évacuateur de surface est placé selon les cas sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central).

i. Evacuateur central

Il est fait en béton, en maçonnerie ou en gabions et est encadré par des bajoyers.

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.

ii. 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.

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 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 déversant.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

VI.2.1.2 Evacuateur en charge

Dans les évacuateurs en charge l'eau transite vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage, ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête souvent circulaire, appelé tulipe.

i. Evacuateur de crues en puits (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- Problème de vibration.
- Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
- Problème des corps flottent.

ii. Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

VI.2.2. Critères de choix de l'évacuateur de crue

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

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- Les exigences topographiques du site.
- Les exigences géologiques de la fondation.
- La facilité d'entretien.
- La facilité de réalisation et modification.
- Le coût de l'ouvrage.
- Le type de barrage.

VI.2.3. Choix de la variante

Le choix de la rive où l'évacuateur sera implanté dépend des conditions topographiques favorables, dans notre étude nous optons pour un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal à seuil libre sur la rivegauche.

L'évacuateur est composé de trois parties distinctes :

La partie amont	La partie centrale	La partie aval
Canal d'approche	Déversoir	Chenal Convergeant Convergeant Coursier Bassin de dissipation Canal de restitution

VI.2.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue

VI.2.4.1 Canal d'approche

Le canal d'approche permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

➤ Vitesse d'approche

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V = \frac{q_{max}}{S} \dots \dots \dots (VI.1)$$

la forme de canal d'approche est trapézoïdale (en fonction de la nature des sols)

$$S=(m H+b) \times H \dots \dots \dots (VI.2)$$

$$H = h + P \dots \dots \dots (VI.3)$$

Où: q_{max} : Débit à évacuer (m^3/s), $Q = 41.11 m^3/s$.

S_{can} : Section du canal en (m^2)

P: Hauteur de pelle en (m), $P = 1 m$

h: Lane déversante en (m), $h = 1.48 m$

H: Charge d'eau (m) et, $H = 2.48 m$.

m:fruit de talus $m= 1/1$

b: largeur de base de chenal, $b =9 m$

AN; $S = 28.47m$ $V = 1.44 m/s$

Commentaries

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est ($1.22 \div 1.6$) m/s, $V > V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

➤ Hauteur du mur du canal d'approche

Sur le long du canal d'approche atteindre le niveau de la crête de la digue ($N_{cr} = 207.53 m$) qui

Correspond à une hauteur de $3.97m$.

➤ Longueur du canal d'approche

D'après le plan topographique, la longueur du canal d'approche est égale à $35 m$.

VI.2.4.2. Le déversoir

Le déversoir situé à l'amont de l'évacuateur contrôle le débit de celui-ci.

Le profil Greagerest généralement adopté puisqu'il conduit à une lame déversante qui adhère à la forme de ce profil.

La figure VI.01, montre les dimensions du déversoir

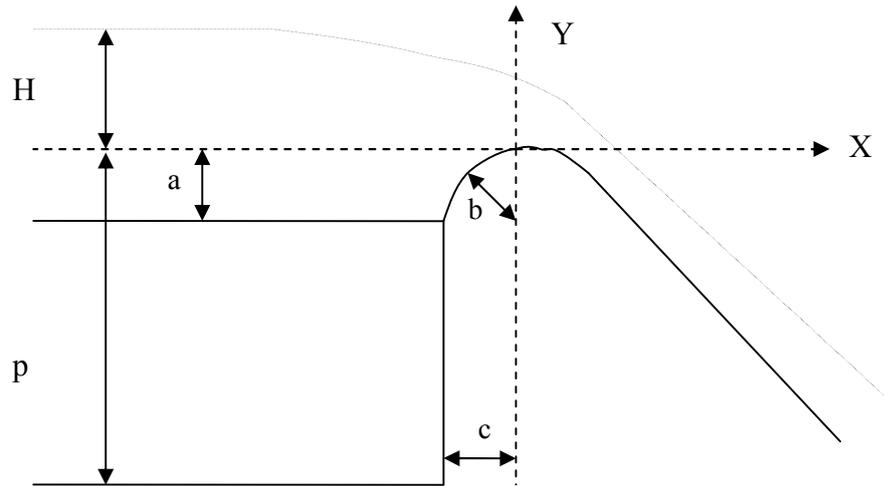


Figure VI.01: Dimensions du déversoir.

$a = 0,12H = 0.18 \text{ m}$

$b = 0,4H = 0.59 \text{ m}$

$c = 0,3H = 0.44\text{m}$

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante:

$$y = \frac{x^{1,85}}{2h_d^{0,85}} \dots \dots \dots (VI.4)$$

Où: x : Distance horizontale en m.

Y : Distance verticale en m.

h_d : la charge sur le déversoir

Tableau VI.01: Coordonnés du profil de Greager

X	0.00	0.30	0.60	0.90	1.15	1.50	1.80	2.15
Y	0.00	0.04	0.14	0.29	0.46	0.76	1.06	1.48

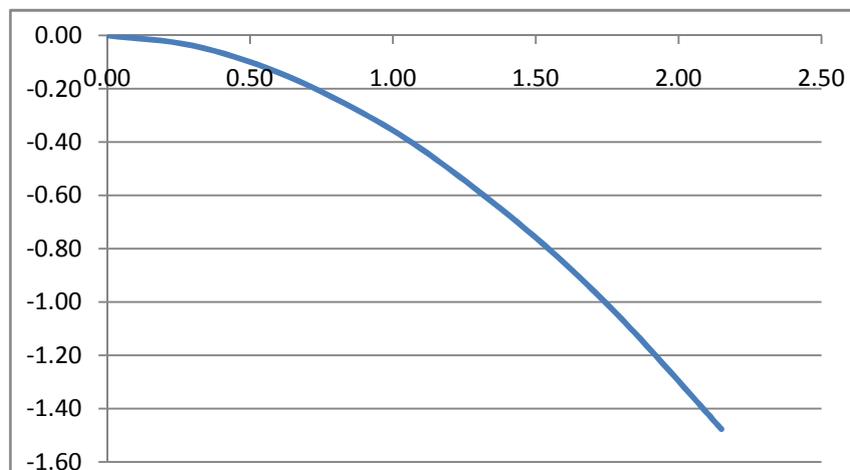


Figure VI.02: Dimensions et géométrie du déversoir.

➤ Calcul les hauteurs conjuguées du ressaut

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1) \dots \dots \dots (VI.5)$$

En déterminé la hauteur conjuguée h_1 à partir de l'abaque (variation de vitesse réelles au pied aval d'un barrage déversoir a fort ponté aval en fonction de la cote de la retenue et de la charge sur le déversoir).

La hauteur au pied du déversoir Creager égale a $h_{av} = H = 1.48m$

AN; H=1.48m Z=2.96m ↔ l'abaque: V=6.1 m/s

En calcul la 1ere hauteur conjuguée h_1 et en déduire h_2 :

$$h_1 = \frac{q_{max}}{V \times b} \dots \dots \dots (VI.6)$$

AN; $h_1=0.61m$ $F_r^2 = 4.1$ $h_2=1.46m$

Langueur de ressaut hydraulique :

$L_r = 2.5 (1.9 h_2 - h_1) \leftrightarrow L_r = 5.41 m$ (Pavlovski)

$L_r = 6 (h_2 - h_1) \leftrightarrow L_r = 5.10m$ (Bakhmeteff)

VI.2.4.3. Chenal d'écoulement

Fait directement suite au déversoir. Sa section est de forme rectangulaire avec une pente assurant un régime de type fluvial entre (0.1% et 0.2%) ; $i=0,15\%$, sa longueur est déterminée en fonction de la topographie elle est égale à 10 m.

➤ Calcul de la hauteur critique

Afin d'assurer le régime fluvial au niveau du chenal, la condition suivante doit être vérifiée:

$$h_n > h_c \text{ et } I_n < I_c$$

Où: h_n : Profondeur normale en écoulement uniforme.

h_c : Profondeur critique, cette profondeur est calculée en résolvant l'équation suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots \dots \dots (VI.7)$$

Où: q : débit spécifique $q = \frac{q_{max}}{b}$ (m^2/s) .

Q: débit à évacuer $q=41.11m^3/s$.

b: largeur du canal $b=11m$.

g: l'accélération de pesanteur $g=9,81m^2/s$.

AN ; $h_c=1.12m$.

➤ Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$q = S \times C \times \sqrt{R \times I} \dots \dots \dots (VI.8)$$

$$C = R^{1/6} / n \dots \dots \dots (VI.9)$$

Où: S : section du chenal $S = b \times h_n$.

I : pente du chenal $I = 0.15\%$.

C : coefficient de Chézy

R : rayon hydraulique $R = \frac{S}{P}$.

n : coefficient de Manning pour le bétonnage des canaux dans des conditions moyennes, on prend $n = 0.014$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$q = \frac{1}{n} \times I^{0.5} \times (b \times h_n)^{2.5} \times (2h_n + b)^{-1.5} \dots \dots \dots (VI.10)$$

AN ; $h_n = 1.3042\text{m}$.

➤ Calcul la pente critique

En remplace dans la formule de Chézy par la profondeur critique et en trouve la pente critique :

$$I_c^{\frac{1}{2}} = (q \times n) / (S_c \times R_c^{\frac{2}{3}}) \dots \dots \dots (VI.11)$$

AN ; $I_c = 0.24\%$

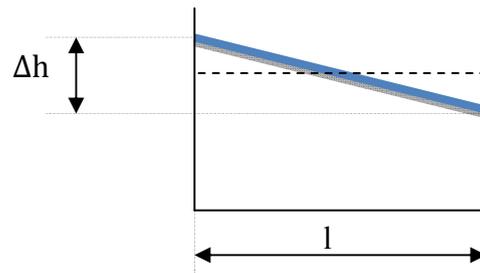
Conclusion

$h_n > h_c$ $I_n < I_c$

Écoulement fluvial donc la condition est vérifiée.

Dans le dessin du chenal une attention particulière devra être portée aux changements de direction, pour des raisons topographiques, le tracé du chenal est souvent courbe.

$R = 23\text{m}$ est le rayon de courbure et V la vitesse moyenne de l'eau, il se produit une accélération centrifuge V^2/R entraînant entre les 2 rives du chenal de largeur l est différence de niveau.



$$\Delta h = \frac{V^2 \times l}{g \times R} \dots\dots\dots(VI.12)$$

AN; V=2.87 m/s Δh = 0.4m

➤ La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite

$$H = h_n + R \dots\dots\dots(VI.13)$$

$$R = 0.1(V + h_n) \dots\dots\dots(VI.14)$$

AN ; R = 0.42m H = 1.72m.

En raison de sécurité on adopte une valeur de :

Pour le mur droit H= 1.8 m.

Pour le mur gauche H=2.2m

VI.2.4.4. Calcul du convergent

A l'extrémité du chenal là où s'amorce le coursier on projette un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2.5 \times (l_1 - l_2) \dots\dots\dots(VI.15)$$

Où:

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1 = b_1 = 11m$.

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle

$$l_2 = q_{max}^{0.4} \dots\dots\dots(VI.16)$$

$l_2 = 4.42m$ on prend $l_2 = 6m$ et on vérifie la condition suivante :

$$\tan(\alpha) < \frac{1}{3 \times F_r} \text{ Avec : } \tan(\alpha) = \frac{l_1 - l_2}{2 \times L} \dots\dots\dots(VI.17)$$

$$L = 2.5 \times (11 - 6)$$

$$L = 12.5 \text{ m } \tan(\alpha) = 0.2$$

$$\frac{1}{3 \times F_r} = 0.41 \quad \text{Donc} \quad 0.2 < 0.41 \quad \leftrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée}$$

VI.2.4.5. Le coursier

Le coursier est l'ouvrage de raccordement entre l'amont et l'aval de la retenue. Il prend naissance à l'extrémité aval du chenal et conduit l'eau directement au thalweg. Il est construit en béton et avec un profil rectangulaire.

La pente du coursier généralement entre: $i=8\%$ et 20% , ($i=18\%$).

➤ **Le calcul du tirant d'eau dans le coursier se fait comme suit**

A la section de contrôle il est égale à la hauteur critique h_c telle que :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \leftrightarrow h_c = \sqrt[3]{\frac{44.07^2}{9.81 \times 36}}$$

AN; $h_c=1.69m$

➤ **La pente critique**

La rugosité du béton est $n = 0.014$

$$I_c = \left(\frac{q \cdot n}{S_c \cdot R_c^2} \right)^2 \leftrightarrow I_c = \left(\frac{41.11 \times 0.014}{(6 \times 1.69) \times \left(\frac{6 \times 1.69}{2 \times 1.69 + 6} \right)^2} \right)^2 \leftrightarrow I_c = 0.29\%$$

➤ **La profondeur normale h_n**

Elle se déduit de l'équation de CHEZY :

$$q_{max} = S_n \times C_n \sqrt{R_n} \times I \dots \dots \dots (VI.18)$$

Où: S_n : la section mouillée ($S_n=b \times h_n$).

P_n : le périmètre mouillé ($P_n=b+2h_n$).

R_n : le rayon hydraulique ($R_n=S_n/P_n$).

C_n : coefficient de CHEZY ($C_n= (1/n) R_n^{1/6}$)

n : coefficient de rugosité du béton ($n=0,014$).

Le calcul se fait par itérations successives. On donne des valeurs pour h_n , et on calcule le débit jusqu'à atteindre une valeur qui s'approche de $Q=41.11m^3/s$.

Tous les résultats sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau VI.02: Détermination de la hauteur normale

h_n (m)	$S_n(m^2)$	P_n (m)	R_n (m)	Cn	I_n	$Q_{max}\%$
0.4325	2.595	6.865	0.378	60.737	0.18	41.113

$h_c > h_n$ et $I_c < I_n$ alors l'écoulement dans le coursier est torrentiel et en a $F_r > 1$ le type de courbe de remous est S-2.

➤ **La vitesse dans le coursier**

$$V = \frac{q_{maxp\%}}{S_n} V = \frac{41.11}{2.595} V = 15.84 \text{ m/s}$$

➤ **Calcul de la ligne d'eau**

Le tirant entre le convergent et le coursier est égal à la hauteur critique h_c .

Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.

q (m ³ /s)	Strikler	I(m/m)	Y _n (m)	y _c (m)	L(m)
41.11	60.737	0.18	0.4325	1.69	50

Tableau VI.03: Ligne d'eau à partir de canal 21

X (m)	h(m)	V(m/s)	J (m/m)	H _s (m)	F
0	1.685	4.066	0.0041	2.528	1
5	1.007	6.806	0.0183	3.368	2.166
10	0.852	8.039	0.0303	4.146	2.78
15	0.764	8.97	0.0423	4.865	3.277
20	0.705	9.724	0.0542	5.524	3.698
25	0.662	10.352	0.0657	6.124	4.063
30	0.63	10.884	0.0767	6.667	4.38
35	0.604	11.339	0.0872	7.157	4.657
40	0.584	11.73	0.0969	7.597	4.9
45	0.568	12.067	0.1058	7.99	5.113
50	0.554	12.359	0.114	8.34	5.3

D'après le tableau (VI.03) on tire la vitesse, le nombre de Froude et la hauteur conjuguée à la sortie du coursier :

$$V = 12.884 \text{ m/s } h_2 = 0.554 \text{ m } F_r = 5.3$$

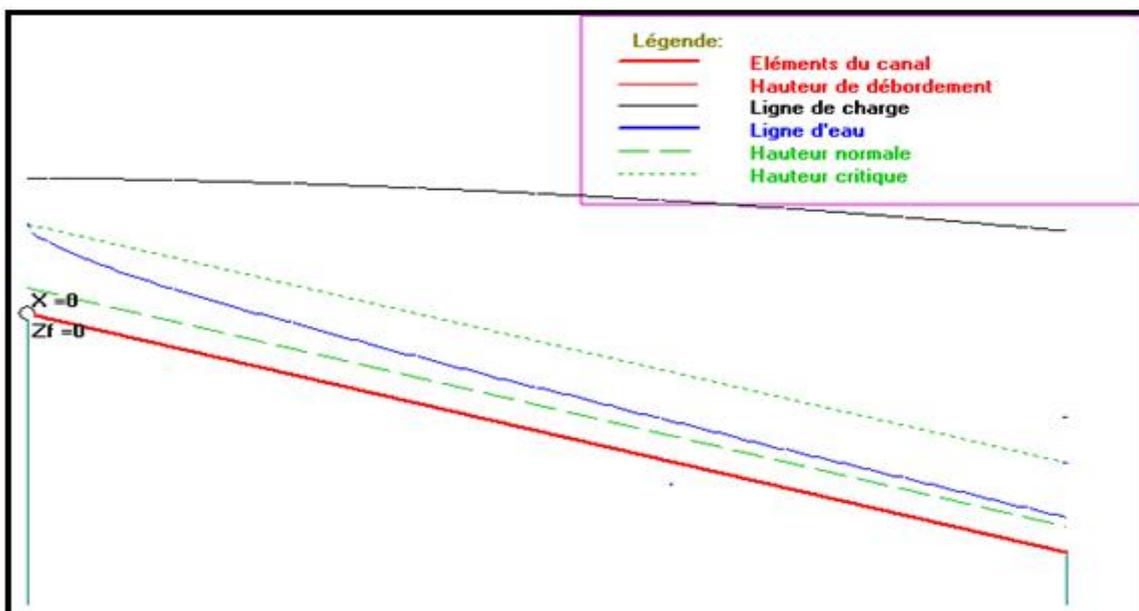


Figure VI.03: Ligne d'eau dans le coursier

➤ **Les murs bajoyers**

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite:

$$H = h + R$$

Au débit de coursier $R = 0.06 + 0.05V_c \times h_c^{\left(\frac{1}{3}\right)} \dots\dots\dots(VI.19)$

Alors :

$$V_c = 4.05 \text{ m/s} \quad R = 0.3 \text{ m} \quad H = 2 \text{ m.}$$

A la fin de coursier $R = 0.06 + 0.05V_f \times h_f^{\left(\frac{1}{3}\right)} \dots\dots\dots(VI.20)$

Alors :

$$V_f = 12.359 \text{ m/s} \quad R = 0.53 \text{ m} \quad H = 1 \text{ m.}$$

VI.2.4.6. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

➤ **Entraînement de l'air naturel**

C'est la saturation en bulles d'air suite à quoi on observe dans certaines zones de l'ouvrage non pas un mouvement d'un liquide mais un mélange d'eau et d'air, ce mélange peut se développer aussi bien à la surface du liquide soit à l'intérieur de la masse d'eau, les paramètres des écoulements aérés doivent être déterminés suivant trois conséquences principales.

1. l'aération influe considérablement sur la profondeur d'eau, ce qu'il faut prendre en considération dans le dimensionnement des murs bajoyers.
2. la formation du phénomène d'aération d'écoulement est l'origine de la déformation des propriétés élastiques de l'eau.
3. l'aération modifie les caractéristiques de turbulence de l'écoulement ce qui influe sur la fiabilité de la dissipation d'énergie de l'écoulement sur l'ouvrage de dissipation.

Le phénomène commence à partir d'une section où $v > v_{cr}$.

V_{cr} est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY.

$$\overline{V}_{cr} = 6,63 \sqrt{g R \cos \theta} \sqrt{1 + \frac{0,0011}{R^2} \left(1 + \frac{8,7n}{R^{1/6}}\right)^{-1}} \dots\dots\dots(VI.21)$$

Où:

V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier. $\theta = 10.2^\circ$.

R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité.

Le calcul de v critique pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau VI.4

Tableau VI.04: Vitesse critique d'aération à pas de 5m.

Section	Abscisse (m)	h(m)	R (m)	R (m)	V _{cr} (m)
Amont	0	1.685	4.066	1.08	22.62
1	5	1.007	6.806	0.75	18.98
2	10	0.852	8.039	0.66	17.83
3	15	0.764	8.97	0.61	17.10
4	20	0.705	9.724	0.57	16.57
5	25	0.662	10.352	0.54	16.16
6	30	0.63	10.884	0.52	15.84
7	35	0.604	11.339	0.50	15.58
8	40	0.584	11.73	0.49	15.37
9	45	0.568	12.067	0.48	15.19
aval	50	0.554	12.359	0.47	15.04

La vitesse d'écoulement est toujours inférieure à V_{cr} donc y aura pas d'aération de l'écoulement dans notre cas, la hauteur des murs bajoyers est maintenue.

➤ Vagues roulantes

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40.$$

Où:

b: largeur du coursier,

Fr : Nombre de Froude.

h: profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$AN ; b/h = 10.83 \text{ et } Fr^2 = 28.09$$

Les conditions suscitées sont vérifiées, le risque d'apparitions de vagues roulantes n'est pas à exister.

VI.2.4.7. Dissipateur d'énergie

Les bassins de dissipation sont destinés à dissiper l'énergie due au déversement, supporter les actions hydrodynamiques, améliorer partiellement la répartition des débits et des vitesses et assurer la submersion du ressaut hydraulique.

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation $V = 12.36\text{m/s} < 15\text{m/s}$ et le nombre de Froude $F_r = 5.3 > 4.5$. Donc, d'après les tests réalisés par (USBR) « *The Bureau of Reclamation* » : le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type II.

➤ **Calcul des hauteurs conjuguées**

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1) \leftrightarrow h_1 = 0.55 \text{ m}$$

AN ; $F_r = 5.3$ \leftrightarrow $h_2 = 3.88\text{m}$

Langueur de ressaut hydraulique :

$$L_r = 6 (h_2 - h_1) \quad \leftrightarrow \quad L_r = 20\text{m} \quad (\text{Bakhmeteff})$$

Où:

h_1 : Tirant d'eau avant le ressaut.

h_2 : Tirant d'eau après le ressaut.

➤ **Dimensionnement des blocs de chute**

$$h_1 = y_1 = e_1 = 0.55\text{m}$$

Où:

h_1 : La hauteur du bloc de chute.

y_1 : La larguer du bloc de chute.

e_1 : L'espace entre deux blocs de chutes successifs.

Le nombre de bloque de chute est $N=5$ bloque

➤ **Dimensionnement les blocs du chicane :**

La hauteur du bloque chicane est égale a $h_2=0.83 \text{ m}$

$$y_2 = 0.75 \times h_2 \quad \leftrightarrow \quad y_2 = 0.62\text{m}$$

$$a_2 = 0.2 \times h_2 \quad \leftrightarrow \quad a_2 = 0.17\text{m}$$

$$e_2 = 0.75 \times h_2 \quad \leftrightarrow \quad e_2 = 0.62\text{m}$$

Où:

y_2 : La larguer du bloque chicane.

a_2 : L'épaisseur de la crête du bloque chicane.

e_2 : L'espace entre deux bloque chicane successifs.

La pente du bloque chicane est 1/1

Le nombre bloque chicane $N=5$ bloque.

➤ **L'espace entre bloc de chute et bloque chicane « e » :**

$e = 0.8 \times h_2$ tel que h_2 la 2^{ème} hauteur conjuguer

AN ; $e = 3.1 \text{ m}$

➤ **Dimensionnement le seuil terminal :**

$$\frac{h_4}{h_1} = 1.25 \text{ m} \quad \text{Tel que :}$$

h_1 : la 1^{er} hauteur conjugué.

h_4 : la hauteur de seuil terminal aval.

AN ; $h_4 = 0.71 \text{ m}$

La longueur du bassin :

$$\frac{L}{h_2} = 2.38 \text{ m}$$

AN ; $L=9.12\text{m}$ en prend **$L=10\text{m}$** .

La pente de seuil terminal est $\frac{1}{2}$.

➤ **La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite:**

$$H = h_{\text{eau}} + RR = 0.1 \times (V + h_{\text{eau}})$$

h_{eau} : la hauteur d'eau max dans le dissipateur tel que

$$h_{\text{eau}} = \frac{1}{1.9} \times \left(\frac{L}{2.5} + h_1 \right) \leftrightarrow h_{\text{eau}} = 2.21 \text{ m}$$

$$h_{\text{eau}} = \left(\frac{L}{6} + h_1 \right) \leftrightarrow h_{\text{eau}} = 2.07 \text{ m}$$

AN ; $V=3.1\text{m/s}$; $R=0.53\text{m}$; $H=2.74\text{m}$.

En raison de sécurité on adopte une valeur de **$H=2.8\text{m}$** .

VI.2.4.8. Canal de restitution

Le canal de fuite fait suite au bassin de dissipation, il sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued d'une section trapézoïdale de largeur $b=6 \text{ m}$, d'une longueur $L=6 \text{ m}$ et de pente $I_f=0,1\%$.

➤ **La hauteur critique**

Pour un canal trapézoïdale, la hauteur critique se calcul par la formule suivante :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105 \sigma_{cr}^2 \right) \dots \dots \dots (VI.22)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \mathbf{K=1.69 \text{ m}}$$

✓ m : fruit des talus du canal de fuite $m=1$.

$$\sigma_{cr} = \frac{K \times m}{b} \dots \dots \dots (VI.23)$$

AN ; $\sigma_{cr} = 0.28$

$$h_{cr} = 1.69 \left(1 - \frac{0.28}{3} + 0.105 \times 0.28^2 \right) \text{ Ce qui donne : } \quad \mathbf{h_{cr}=1.55\text{m}}$$

➤ **Pente critique**

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g \times h_c}{C^2 \times R_c}$ (VI.24)

Où: I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c = m \times h_{cr}^2 + b \times h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = S_c / P_c$;

P_c : périmètre critique $P_c = b + 2 \times h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

C_c : coefficient de Chézy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité du sol $n = 0.02$

Les résultats sont ;

h_{cr} (m)	S_c (m ²)	P_c (m)	R_c (m)	C	I_{cr} (%)
1.55	11.7	10.38	1.13	51	0.52

➤ **Profondeur normale dans le canal**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$q = S \times C \times \sqrt{R \cdot I}$$

Pour la hauteur normale on a :

$$S_c = m \times h_n^2 + b \times h_n \quad P_n = b + 2 \times h_n \sqrt{1 + m^2}$$

$$R = S_n / P_n \quad C_n = R^{1/6} / n$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$q = \frac{1}{n} \times I^{0.5} \times (b \times h_n)^{2.5} \times (2h_n + b)^{-1.5}$$

Le calcul par itération donne

h_{cr} (m)	S_c (m ²)	P_c (m)	R_c (m)	C	Q(m ³ /s)
2.335	19.462	12.604	1.544	53.755	41.110

➤ **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} \quad \text{D'où} \quad \mathbf{V = 2.11 m}$$

Le sol du canal est constitué par des blocs d'alluvions grossies.

La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est : $V_{adm} = (1,80 \div 2,20)$ m/s.

Pour réduire la vitesse et son effet sur les parements du canal on prévoit un revêtement en enrochement du diamètre supérieur.

➤ **La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite**

$$H = h_n + R$$

$$R = 0.6 + 0.05 \times V \times (h_n)^{1/3} \quad \mathbf{R = 0.74m.}$$

Alors :

$H = 3.07m$ En raison de sécurité on adopte une valeur de **H = 3.1m.**

VI.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.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en dix (4) jours.

VI.3.1. Calcul du débit de vidange

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_v = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots (VI.25)$$

Où:

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange, pris égal au débit moyen annuel

V : volume utile, $V_u = 126765 \text{ m}^3$

T : temps de vidange, $T = 4 \text{ jours} = 345600 \text{ secondes}$

$$\mathbf{AN; \quad Q_v = \frac{126914}{345600} + \frac{0.254}{31.536} Q_v = 0.375 \text{ m}^3/\text{s}}$$

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.

VI.3.2. Calcul diamètre de la conduite de vidange de fond

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant l'équation de Bernoulli:

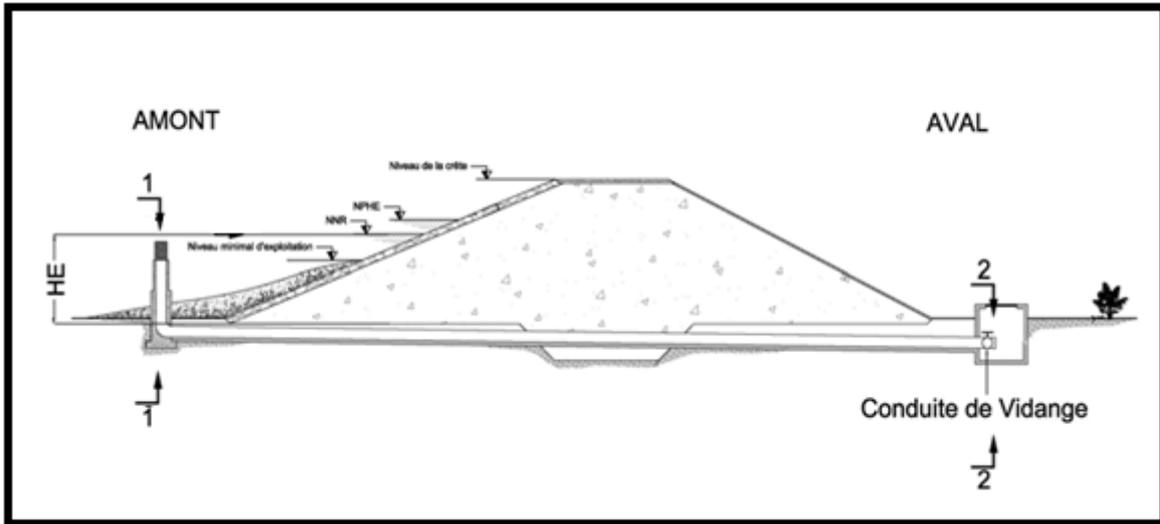


Figure VI.04: Schéma type pour l'équation de Bernoulli

En appliquant l'équation de Bernoulli entre les sections (1-1) et (2-2) et en considérant que les pertes de charges linéaires sont négligeables sur cette courte conduite de vidange, alors (charge constante).

$$H_1 = Z_1 + \frac{P_1}{\rho} + \frac{V_1^2}{2 \times g} \dots \dots \dots (VI.26)$$

$$H_2 = Z_2 + \frac{P_2}{\rho} + \frac{V_2^2}{2 \times g} \dots \dots \dots (VI.27)$$

$$H_1 = H_2 \dots \dots \dots (VI.28)$$

Où :

- ✓ $Z_1 = HE$ (différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval. $HE = 10.56$ m)
- ✓ $P_1 = 0$ (pression atmosphérique)
- ✓ $P_2 = 0$ (pression atmosphérique)
- ✓ $V_1 = 0$ (surface libre d'eau)
- ✓ $Z_2 = 0$ (plan de référence)

Il vient alors :

$$V_2 = \sqrt{2 \times g \times HE} \dots \dots \dots (VI.29)$$

Le débit sortant de la conduite de vidange est donné par l'expression :

$$Q_v = \mu \times S \times V_2 \dots \dots \dots (VI.30)$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q_v}{\mu \times \pi \times V_2}} \dots \dots \dots (VI.31)$$

Où:

Q_v : débit de vidange (m³/s).

V_2 : la vitesse d'eau dans le conduit (m/s)

μ : coefficient de débit (0,61 dans le cas d'un orifice libre).

S: section de la conduite (m²).

AN ; $V_2 = 14.39 \text{ m/s}$; $D = 233 \text{ mm}$

Nous adoptons la valeur de: $D = 250 \text{ mm}$

VI.3.3. Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \zeta_s + \sum \zeta_l}} \dots\dots\dots (VI.32)$$

Avec :

✓ $\sum \zeta_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \zeta_s = \zeta_{ent} + \zeta_{va} + \zeta_{sor} + \zeta_{grille}$$

Tableau VI.05: Coefficients de pertes de charge singulières

ζ_{va}	0.5
ζ_{ent}	0.1
ζ_{sor}	1
ζ_{gril}	0.25

Donc: $\sum \zeta_s = 1.85$

✓ $\sum \zeta_l$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \zeta_l = \frac{\lambda \times L}{D} \dots\dots\dots (VI.33)$$

✓ L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 95 m

✓ D: diamètre de la conduite de vidange, $D = 250 \text{ mm}$

✓ λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{87n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (VI.34)$$

✓ n: rugosité de la conduite en acier, $n = 0.013$

AN ; $\lambda = 0.023$ d'où $\sum \zeta_l = 8.87 \text{ m}$

Ce qui nous donne:

$$\mu = 0.292$$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $D_v=337 \text{ mm}$

Nous adoptons la valeur de: $D_v= 350 \text{ mm}$

VI.3.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V = Q / S \dots\dots\dots (VI.35)$$

AN ; $V = 3.90 \text{ m/s}$

VI.4. Ouvrage de prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec la destination prévue.

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.

VI.4.1. Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau

D'après le tableau III.24, La consommation maximale est en mois de Juillet :

$$V_{\max} = 35359.5 \text{ m}^3$$

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$$

Nous supposons que la consommation se fait 8 heures par jour pendant 31 jours.

AN ; $Q_{\max} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$

VI.4.2. Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q_v = \mu \times S \times \sqrt{2 \times g \times H} \dots\dots\dots (VI.36)$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q_v}{\mu \times \pi \times V}}$$

Avec

- ✓ μ : coefficient de débit, $\mu=0.3$
- ✓ S : section de la conduite en m^2
- ✓ H : charge d'eau minimale, $H=4.91\text{m}$

AN; $V=9.81\text{m/s}$ $D=0.132 \text{ mD} = 140 \text{ mm}$

VI.4.3. Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+\Sigma\zeta}} \dots\dots\dots (VI.37)$$

✓ $\Sigma\zeta$: 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.

$$\Sigma \zeta_l = 1.15 \times \frac{\lambda \times L}{D} \dots\dots\dots (VI.38)$$

Avec: $\lambda = 0.028$

AN ; $\Sigma\zeta = 20.16m$ $\mu = 0.217$

D = 155 mm nous prenons : D = 160 mm

VI.4.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V = Q/S$$

AN ; V = 2m/s

VI.5. Conclusion

Notre étude nous optons :

Un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal à seuil libre sur la rive gauche

Diamètre optimal de la conduite de vidange est de 350 mm

Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 160 mm, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

Chapitre : VII

**ORGANISATION DE
CHANTIER**

VII.1. Introduction

L'organisation de chantier est l'utilisation optimale des moyens matériels et humains afin d'achever le projet (retenue) dans les délais mais aussi le plus économiquement possible et dans les règles de l'art. Ceci ne sera fait qu'une fois un schéma ou un programme d'exécution sera projeté d'une manière intelligente.

Les principes de base observés dans l'organisation de chantier sont :

- Mécanisation du chantier à un degré maximal et l'utilisation d'un matériel efficace et d'un personnel hautement qualifié.
- Coordination des différentes phases de construction en matière de simultanéité des travaux à exécuter sur le chantier pour accélérer la réalisation.
- Réalisation du barrage et des ouvrages annexes dans la période la plus sèche de l'année.

VII.2 Travaux préparatoire

Installation du chantier, implantation du barrage et mis en place éventuelle des déviations de circulation, reconnaissance complémentaire des ballastières.

La préparation du terrain inclut également les décapages et dessouchages de l'emprise totale des installations de chantier. Le nettoyage de la cuvette (enlèvement des arbres) peut s'étaler jusqu'à la mise en eau de l'ouvrage.

VII.2.1 Installation du chantier

➤ Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Elles sont regroupées dans le tableau VII.1 :

Tableau VII.1: matériaux et leur endroit de stockage :

matériaux	Endroit de stockage
Ciments	silos métalliques baraquements en bois ou en métal
Agrégats	en plein air (on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et on éviter les soleillement direct)
Aciers	Baraquement, hangars (faible humidité)
Eau	Réservoir en béton ou grand citerne métallique

VII.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.

VII.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.

VII.3 Travaux de réalisation

VII.3.1 Travaux de terrassements

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VII.3.2 Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transportée vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.
- Excavation de la clé d'ancrage au-dessous de la digue.

VII.3.3 Travaux sur la digue

Les phases de construction de la digue sont les suivantes :

- 1) Remblai de la clé d'encrage à partir de la zone d'emprunt après compactage par couche.
- 2) Remblai sur la fondation et construction de la conduite vidange de fond et l'ouvrage de prise avec les travaux de béton.
- 3) Remblai et compactage du corps de la digue par couche successive avec le drain incliné.

- 4) La protection en enrochement du talus et la construction du tapis drainant ainsi que le prisme de drainage en utilisant le maximum des matériaux excavés à partir de la zone d'emprunt et de la tranchée d'ancrage.
- 5) Aménagement du canal d'amenée et la construction du seuil de déversement avec le coursier et le bassin de dissipation.
- 6) La protection du talus aval et la crête de la digue, après réalisation des routes et pistes d'accès d'entretien et d'exploitation ;
- 7) Finalisation des ouvrages de sortie en aval aussi on procède à l'aménagement final du site et les corrections des alentours du barrage avec le reboisement des versants et la correction torrentielle.

VII.4. Les moyens du chantier

La construction d'une digue en terre nécessite La présence de moyens humains et matériels :

VII.4.1 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.

VII.4.2. Moyens matériels du chantier

En générale le matériel prévu à cet effet est illustré dans le tableau VII.2 :

Tableau VII.2 : matériel nécessaire à la réalisation de la retenue collinaire

Moyens matériels	fonctionnement	Exemple
Bulldozer	l'extraction de matériaux indésirables l'épandage grossier	
Niveleuse	distribution du matériau Le réglage et la finition.	
Camions malaxeurs d'une capacité de 8 m ³	le transport du béton des centrales de bétonnage vers les différentes zones de coulage.	
Un chargeur Pelle mécanique	le chargement des matériaux pour l'ouverture des fosses	
Camions bennes de 14 m ³ de capacité	le transport du mélange	
Compacteur vibrant à roues lisse compacteur pneumatique	Le compactage	
Grues mobiles.	Le coffrage et le décoffrage	

VII.5. Planification

VII.5.1. Définition

La planification n'est rien d'autre que le résultat d'un bon management basé sur la recherche permanente des nouvelles méthodes de travail pour un meilleur rendement; son objectif est de s'assurer que le travail se fait dans un enchaînement logique, dans les délais et au moindre coût.

VII.5.2. Techniques de planification

Il existe deux méthodes essentielles; l'une est basée sur le réseau et l'autre sur le graphique.

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le réseau, le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives ou simultanées.

On a ainsi utilisé le réseau à nœuds, l'opération est représentée par des nœuds et la succession des opérations par des flèches.



Ce réseau indique que l'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VII.5.3 Construction du réseau

La procédure se fait comme suit:

- Etablissement d'une liste des tâches.
- Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Construction du réseau.

Il existe plusieurs méthodes basées sur le réseau, il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M (méthode du chemin critique).

VII.5.4 Les paramètres de la méthode C.P.M

Cette méthode a pour objectif de réduire le temps de réalisation du projet, réduire le coût, ainsi que de garantir un bon rendement du travail.

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP

DFPP	MT
------	----

Où ;

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.

Tel que :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases} \dots\dots\dots(\text{VII.1})$$

VII.5.5 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 :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{CC}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

VII.5.6 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

➤ Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
Dimensions du projet.

➤ On pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q \times N}{n} \dots\dots\dots(\text{VI.2})$$

Où ;

Q : quantité de travail ;

N : Rendement ;

N : Nombre d'équipes.

VII.6 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 VII.03:Devis estimatifdu barrage et des ouvrages annexes

LA DIGUE				
Désignation	Unité	Quantité	Prix u (DA)	Montant (DA)
Décapage	m ³	3589	500	1794500
Enrochement	m ³	1556	4000	6224000
Gravier	m ³	3054	1800	5497200
Sable	m ³	1036	1900	1968400
Remblai en argile	m ³	28429	600	17057400
TVO	m ³	693	500	346500
Produit asphaltique	m ³	355.2	2100	145920
Montant total	33633920DA			
L'EVACUATEUR DE CRUES				
Désignation	Unité	Quantité	Prix u (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	4788	500	2394000
Remblai	m ³	217	600	130200
Béton armé	m ³	342	35000	11970000
Béton de propreté	m ³	58.2	20000	1164000
enrochement	m ³	122.3	4000	489200
TVO	m ³	109	500	54500
Montant total	16201900 DA			
VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU				
Désignation	Unité	Quantité	Prix u (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	195	500	97500
Remblai	m ³	150	600	90000
Béton armé	m ³	30	35000	1050000
Conduite métallique 350mm	ml	95	38000	3610000
Conduite métallique 160mm	ml	10	20000	200000
Vannes 300mm	U	2	40000	80000
Vannes 160mm	U	2	25000	50000
Montant total	5177500 DA			

(Source ; Entreprise AMENHYD.2015)

Coût de l'ouvrage de distribution	66360
-----------------------------------	-------

Coût des études géotechniques et topographiques	468663
Coût opération et entretien	13348367
Coût contrôle et suivi des travaux	6674184
Montant total	20557574

(Source ; ANBT.2008)

Montant total du projet est : **75570894 DA**

TTC = Montant total du projet × TVA

TTC = 88417946 DA

Le coût unitaire du mètre cube d'eau ;

Pour apprécier la rentabilité des aménagements projetés, le coût total de l'ouvrage est ramené au volume d'eau régularisable durant la durée estimée d'exploitation. Le coût estimé des études géotechniques, de l'opération et de l'entretien de l'ouvrage, de la construction de l'aménagement ainsi que du contrôle et suivi des travaux est pris en compte dans ce coût total.

$$\frac{\text{Coût du projet}}{\text{Volume régularisable} \times \text{durée d'exploitation}} = \frac{88417946}{126914 \times 15} = \mathbf{46.45 \text{ DA/m}^3}$$

VII.7 Planification du projet

Les opérations et leurs symboles sont cités ci-dessous:

Tableau VII.4 : symboles des opérations

Nom des opérations	OP	TR(jour)
Travaux de préparation, installation de chantier	A	30
Décapage de la terre végétale sur le verrou et préparation de la zone d'emprunt	B	30
Excavation de la clé d'ancrage au-dessous de la digue	C	20
Déforestation de la cuvette	D	60
Remblai de la tranche d'ancrage et compactage	E	15
Remblai sur la fondation et construction de la conduite vidange de fond	F	15
Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	G	30
Remblai et compactage du corps de la digue et le drain par couche successive	H	60
Revêtement des talus	I	30
Excavation de la zone d'implantation de l'évacuateur de crues	j	20
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	K	45
Bétonnage de l'évacuateur de crue	L	15
Equipements hydrauliques.	M	20
Finalisation des ouvrages de sortie	N	30

VII.7.1 Détermination des chemins critiques par la méthode Réseau à nœuds

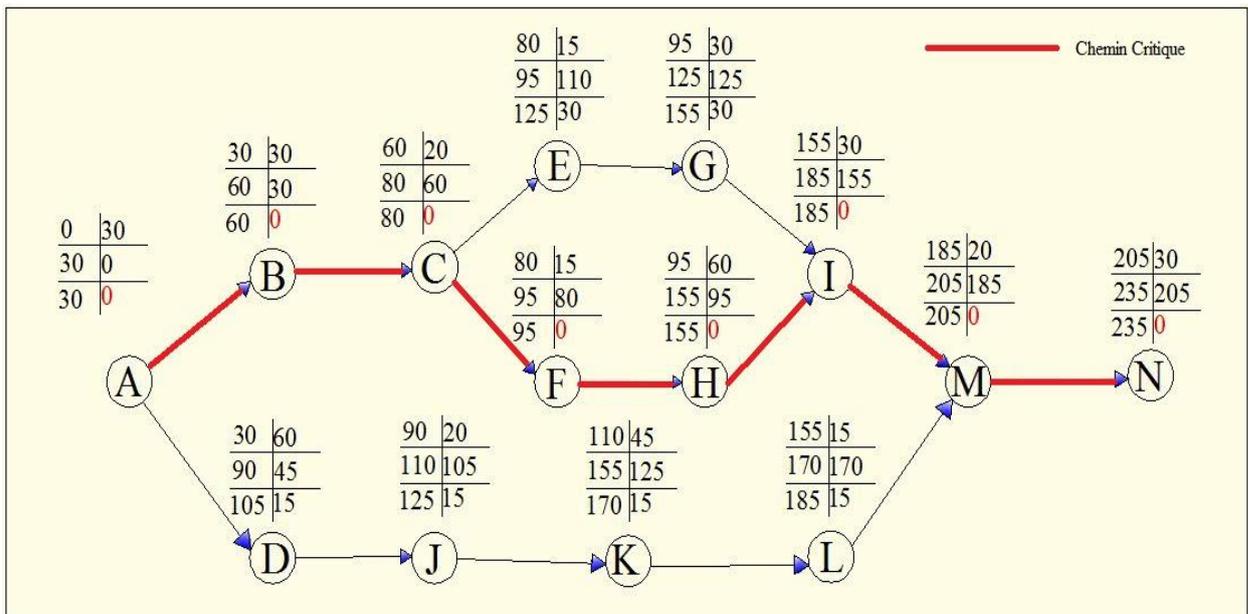


Figure VII.01: Réseau a nœuds

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné a une durée de :

$$DTR = \sum TR = 30 + 30 + 20 + 15 + 60 + 30 + 20 + 30 = 235 \text{ jours}$$

VII.7.2 Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau

Tableau VII.5: Détermination des chemins critiques

Opération	TR (jour)	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	30	0	30	0	30	0
B	30	30	60	30	60	0
C	20	60	80	60	80	0
E	15	80	95	110	125	30
G	30	95	125	125	155	30
I	30	155	185	155	185	0
F	15	80	95	80	95	0
H	60	95	155	95	155	0
D	60	30	90	45	105	15
J	20	90	110	105	125	15
K	45	110	155	125	170	15
L	15	155	170	170	185	15
M	20	185	205	185	205	0
N	30	205	235	205	235	0

D'après le chemin critique le temps de réalisation de la retenue égal à 235jour.

VII.8. Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Chapitre : VIII

**PROTECTION ET
SECURITE AU TRAVAIL**

VIII.1 Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VIII.2 Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou mal protégée ;
- Outillages, engins et équipements en mauvais état ;
- Matière défectueuse ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défauts dans la construction ;
- Mauvaise disposition des lieux ;
- Stockage irrationnel ;
- Eclairage défectueux ;
- Facteur d'ambiance impropre ;
- Conditions climatiques défavorables.

VIII.3 Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables ;
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Imprudence durant le travail ;
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin ;
- Suivre un rythme de travail inadapté ;

- Plaisanter ou se quereller ;
- Adopter une position peu sûre.

VIII.4 Mesures préventives

- La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés ;
- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante ;
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixées ;
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger ;
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

VIII.5 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profonde. ce plan est résumé dans le tableau VIII.1.

Tableau VIII.01: plan de sécurité relatif aux travaux de terrassement

Objectifs visés	Mesures A PRENDRE
Prévenir les risques d'accidents par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.

Objectifs visés	Mesures A PRENDRE
Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
Heurtes des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres.

VIII.6 Conclusion

La prévention et la sécurité de travail doivent être prises très au sérieux, l'esprit de sécurité et protection doit être dans chaque employé, dans chaque ouvrier, dans chaque responsable pour que la perte de vie humaine inutilement cesse et ne se préoccuper uniquement que du rendement du travail.

Conclusion générale

Dans le cadre de ce mémoire de fin d'études, nous avons fait l'étude d'une retenue collinaire située sur Oued Sidi Aneur, commune de Tazgait (wilaya de Mostaganem).

La région Tazgait est dotée d'un régime agricole nécessitant des besoins en eau importants en matière d'irrigation pour irriguer 21.6 hectares

Sur la base des comparaisons économiques faites et en tenant compte des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques de la région, nous avons fait pour cette étude :

Digue en matériaux locaux homogène d'une hauteur de 13,53 m et une capacité de 0.160 hm³ qui assure le besoin agricole.

Un évacuateur de crues de type latéral à entonnement frontal d'un déversoir type Greguer dans la rive gauche de largeur $b = 11$ m et une hauteur déversante $H_d = 1,48$ m

Prise d'eau en charge de diamètre 160mm sera effectuée par piquage sur la conduite de vidange avec conduite en acier;

Vidange de fond en charge de diamètre 350 mm sous le remblai.

Bibliographie :

- [1] : **TOUAIBIA B.**
(Cours d'Hydrologie 3^{ème} Année et Régularisation des débits 4^{ème} année).

- [2] : **M DUNGLAS**
(cours d'ouvrage d'art 1^{er} 2^{ème} et 3^{ème} partie)

- [3] : **M .HASSANE .**
(Cours d'ouvrage hydrotechnique 5^{ème} Année ENSH- 2005).

- [4] : **M.HASSANE .**
(Les ouvrage annexes de barrage 5^{ème} Année ENSH- 2006).

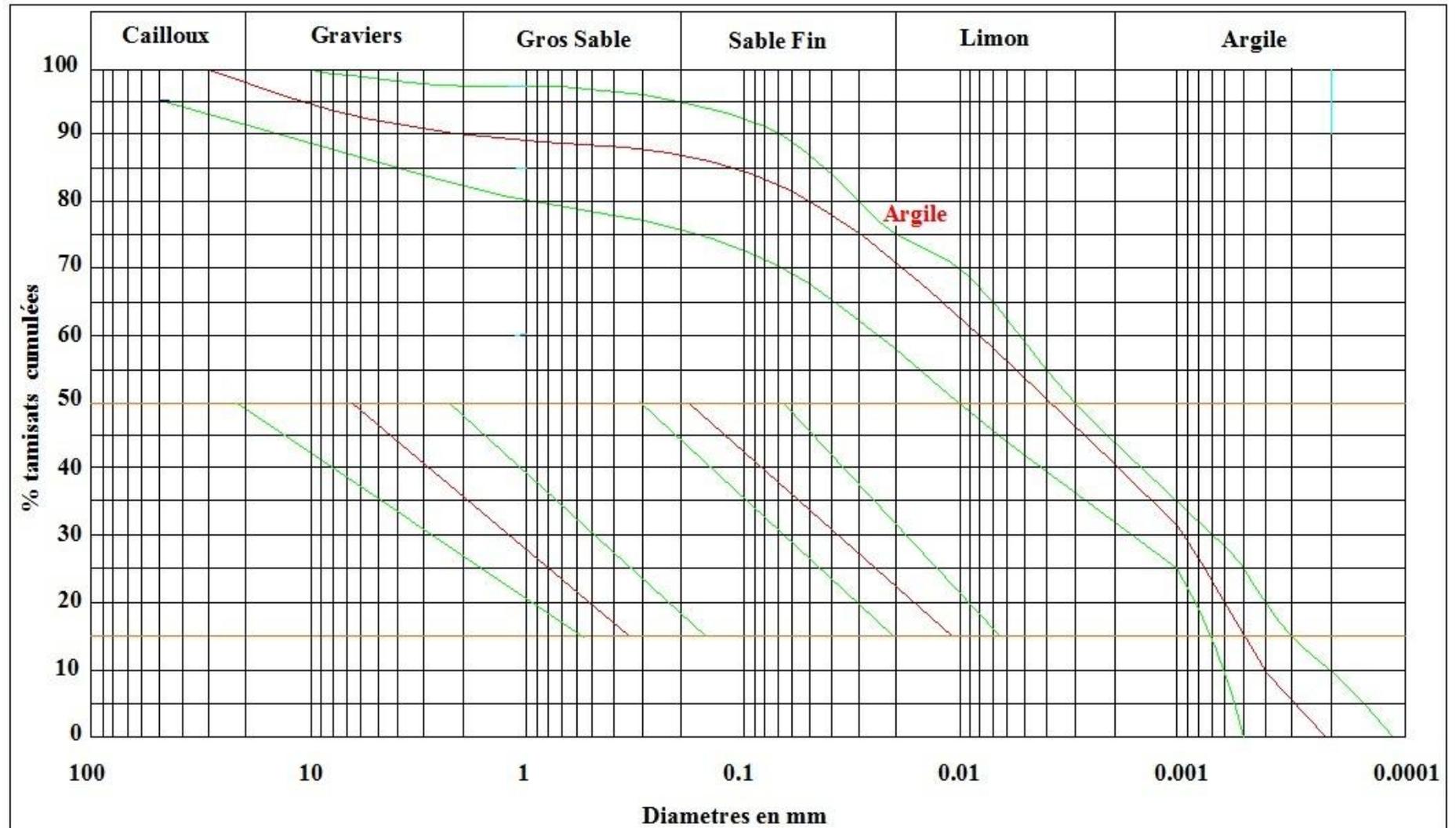
- [5] : **M.K.MIHOUBI**
(Caractéristiques techniques des retenues collinaires ENSH)

- [6] : **BENLAOUKLI.B**
(Cours d'O.D.C 4^{ème} et 5^{ème} année).

- [7] : **M.Hassane**
Guide méthodologique de calcul hydraulique de
l'évacuateur de crue à entonnement frontale »
'Ecole nationale supérieure de l'hydraulique
Blida 1995'.

ANNEXES

Annexe A: Analyse granulométrique de la zone d'emprunt.



Fuseau granulométrique des matériaux

Annexe B.1 :la pluie maximale journalière de la station de KHADRA

Code station : 020102
Nom station : KHADRA
X : 308.7
Y : 330.45
Z : 150

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Pmaxj
1970	0	0	16.5	23.5	10	13	54.5	17	12	9.5	0	0	54.5
1971	0	39.6	10.5	38	25.5	0	20.8	18	0	8	0	0	39.6
1972	11.1	20	23.6	55.3	0	99	42.7	21.3	7	0	0	0	99
1973	7.5	15.5	29	25.3	8	0	9	24	22	5.5	0	0	29
1974	14.6	65.4	0.6	26.5	0.4	0	45	17	14	41	0	0	65.4
1975	9.8	80.8	7	20.3	40.2	8.7	30	34.4	17	1.3	0	3.3	80.8
1976	16	0	12.1	14.5	8	16	28	6	18	0	0	2.5	28
1977	0	22	14	18.6	30	58	5.5	8.6	6.7	12.1	2.5	0	58
1978	0	21	25.2	41.6	28	11	39.6	11	7.5	0	0	0	41.6
1979	4	41.5	8.9	68.4	8	0.5	13.2	8	32.2	0	0.8	0	68.4
1980	1	14.4	4.5	89	2.2	8.5	9.1	10.2	14.5	14.4	0	0.5	89
1981	1.6	11.3	22.1	45	3	5.3	12.6	9.5	19.5	10.5	0	0	45
1982	0	60.2	0	26.2	19.6	0	4.9	11.1	21	5.5	0.9	1.2	60.2
1983	3	0.1	20.9	27.3	24.5	18.2	3.5	36.6	9	0	0	0	36.6
1984	0	33.2	23.5	30.5	32	2.1	5.3	15	34	0	0	0	34
1985	1	12.3	6.8	35.5	20.1	8	0	0	17	41.8	1.7	0	41.8
1986	1.1	20.5	15.9	23	18.5	13.7	14	2.8	4	0.7	0	0	23
1987	0	0	28.5	15.4	10.5	6.8	9.5	14.8	0	5.2	0	0	28.5
1988	19	26.5	13	27	22.7	9.5	4.5	20.5	10.3	3.3	0	0	27
1989	10.2	25.9	15	22.3	21.3	26.3	5.7	18	4.5	31.2	1.6	0	31.2
1990	0	20.5	0.6	26	14	9	22.5	9.9	50	1.5	0	1.5	50
1991	0	22.3	34.3	10.8	19.8	4	13.3	2.5	20.6	3.5	0	0	34.3
1992	12	28	12.3	31.5	29.4	15.4	20.6	22.9	34.2	30.5	0	1	34.2
1993	0	15.2	18	36.2	3.6	6.1	130	0	10	15.5	0	1.2	130
1994	3	19.6	4	33.2	18	20.5	22	8.5	0	6	0	0	33.2
1995	0	50.4	11.8	45.2	32.7	16	21.8	0.5	11	18.3	0	0	50.4
1996	0	9	4	54.3	110	20.5	14	36	0.8	18	0	1.5	110
1997	0	7.5	20.4	1.3	16.4	1.7	47.7	1.5	11.5	0	0	0	47.7
1998	8.3	15.5	21.7	31.4	21.7	36.3	19.4	8.2	15	0	0	0	36.3
1999	0.7	35.8	5.1	43	39.5	1	8.5	14.2	26.1	12.7	0	0	43
2000	12.9	10.2	23.7	17.6	22.2	28.5	6	0	22.3	20.3	0	0.9	28.5
2001	0	0	22.5	45	6.3	1.3	11.8	33.7	6.7	4.7	0	0	45
2002	4.5	0.9	7.5	17.7	17	2.5	25	10.5	17.7	17.4	0	2	25
pluie moyen mensuel	4.28	22.58	14.65	32.32	20.70	14.16	21.82	13.70	15.03	10.25	0.23	0.47	49.95

Annexe B.2 : Laminage de crus pour b=11m

T(h)	Q(m3/s)	Q_{moy}	Q-q	(Q-q)×Δt	V+(1/2)×q×Δt	q
0	0.00	1.43	1.43	2572.82	160036	0
0.5	2.86	7.15	6.91	12432.10	162609	0.24
1	11.43	18.58	15.90	28622.66	175041	2.68
1.5	25.73	35.73	24.04	43278.51	203664	11.69
2	45.74	49.54	23.01	13256.36	246942	26.53
2.16	53.35	46.61	16.06	28899.34	260198	30.55
2.66	39.86	34.36	-6.75	-12148.77	289098	41.11
3.16	28.86	24.48	-11.87	-21367.16	276949	36.35
3.66	20.10	16.71	-12.50	-22505.20	255582	29.21
4.16	13.32	10.79	-10.29	-18522.29	233077	21.08
4.66	8.26	6.47	-9.25	-16643.83	214554	15.72
5.16	4.68	3.50	-6.20	-11153.20	197911	9.7
5.66	2.32	1.63	-4.62	-8321.79	186757	6.25
6.16	0.93	0.59	-3.04	-5474.99	178436	3.63
6.66	0.25	0.13	-2.02	-3628.19	172961	2.15
7.16	0.02	0.01	-1.32	-2374.48	169332	1.33
7.56	0.00	0.00	-0.88	-1584.00	166958	0.88
8.06	0.00	0.00	-0.62	-1116.00	165374	0.62
8.56	0.00	0.00	-0.45	-810.00	164258	0.45
9.06	0.00	0.00	-0.34	-612.00	163448	0.34
9.56	0.00	0.00	-0.27	-486.00	162836	0.27
10.06	0.00	0.00	-0.21	-378.00	162350	0.21
10.56	0.00	0.00	-0.17	-306.00	161972	0.17
11.06	0.00	0.00	-0.14	-252.00	161666	0.14
11.56	0.00	0.00	-0.12	-216.00	161414	0.12
12.06	0.00	0.00	-0.10	-180.00	161198	0.1
12.56	0.00	0.00	-0.08	-144.00	161018	0.08
13.06	0.00	0.00	-0.07	-126.00	160874	0.07
13.56	0.00	0.00	-0.06	-712.80	160748	0.06
16.86	0.00	0.00	0.00	0.00	160036	0

Où ; Q : débit entrant

q : sortant

T_{total} : temps de passage de la crus ou temps de laminage déterminé par lors du laminage

Annexe D : Bassin de type II

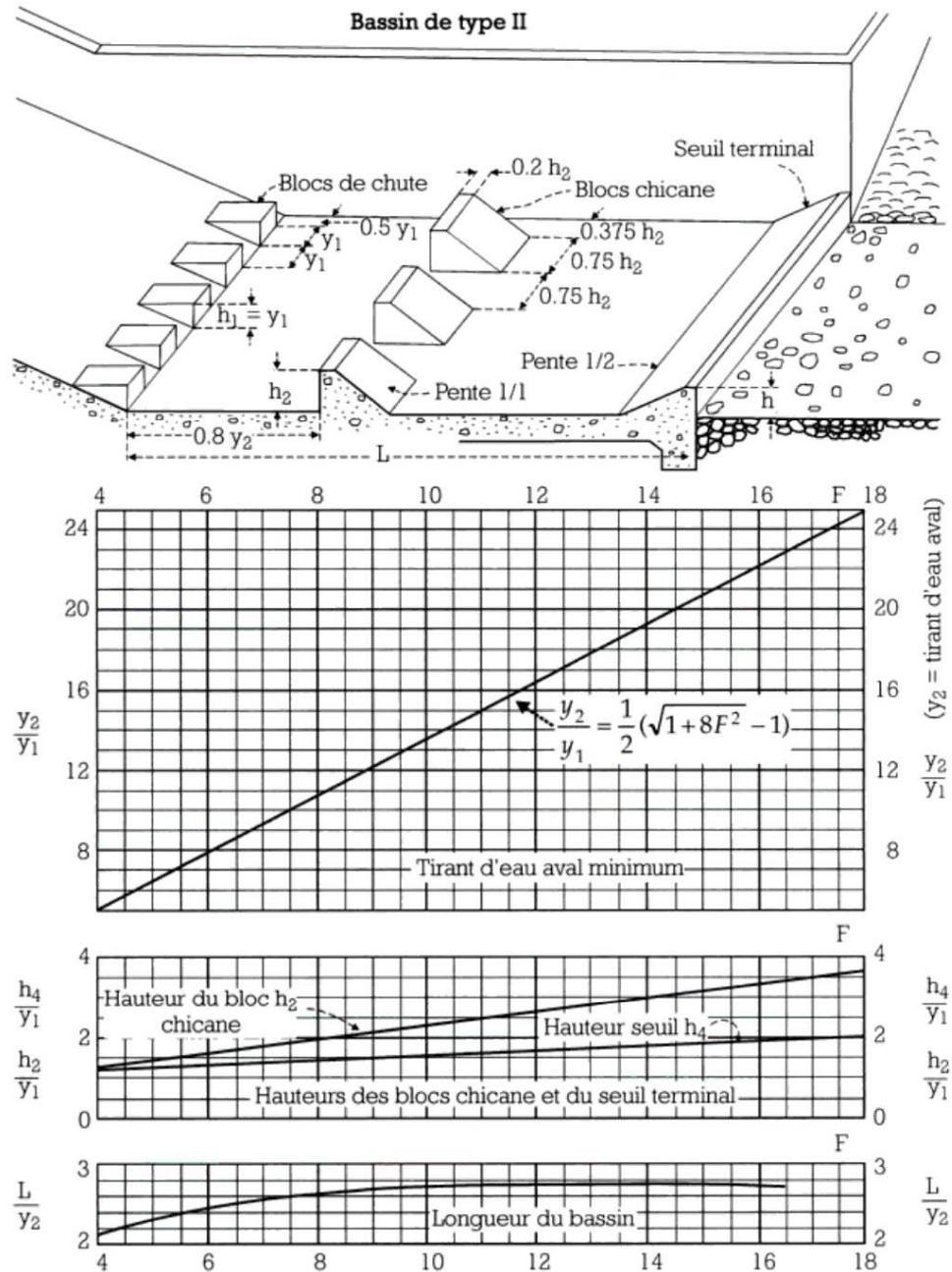


Figure 2.33 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (traduit de [5]).

Annexe C: Tableaux du calcul de stabilité

Calcul de stabilité pour le cas de fin de construction (**Talus aval R=30m**).

N°Tr	bi	h ₁	h ₃	Sin α	Cos α	G _n	T _n	N _n	dli	C _{eq} ×dli	N×tangø	dn	α×G _n ×dn
-4	3	0.80	0.23	- 0.29	0.96	5.06	- 1.45	4.85	3.13	9.70	2.01	29.53	37.36
-3	3	1.40	1.90	- 0.21	0.98	16.49	- 3.53	16.11	3.07	9.52	6.69	28.41	117.15
-2	3	2.62	2.70	- 0.14	0.99	26.50	- 3.79	26.23	3.03	9.40	10.89	27.40	181.55
-1	3	3.82	3.16	- 0.07	1.00	34.68	- 2.48	34.59	3.01	9.32	14.36	26.53	230.02
0	3	5.02	3.31	-	1.00	41.28	0	41.28	3.00	9.30	17.13	25.84	266.66
1	3	6.22	3.16	0.07	1.00	46.35	3.31	46.23	3.01	9.32	19.18	25.34	293.60
2	3	7.42	2.70	0.14	0.99	49.83	7.12	49.32	3.03	9.40	20.47	25.06	312.19
3	3	8.62	1.92	0.21	0.98	51.69	11.08	50.48	3.07	9.52	20.95	24.13	311.79
4	3	9.82	0.80	0.29	0.96	51.81	14.80	49.65	3.13	9.70	20.60	24.87	322.10
5	3	10.30	0	0.36	0.93	50.06	17.88	46.76	3.21	9.96	19.40	25.67	321.25
6	3	9.52	0	0.43	0.90	46.27	19.83	41.80	3.32	10.29	17.35	26.35	304.79
7	3	8.15	0	0.50	0.87	39.61	19.80	34.30	3.46	10.74	14.24	27.24	269.74
8	3	4.84	0	0.57	0.82	23.52	13.44	19.30	3.66	11.33	8.01	28.61	168.24
9	1.46	1.32	0	0.64	0.77	3.12	2.01	2.39	1.91	5.91	0.99	29.51	23.03
Somme							98.02			133.42	192.3		3 159.5

Kss	3.32
Kas	1.60

Calcul de stabilité pour le cas de fin de construction (**Talus aval R=28m**).

N°Tr	bi	h₁	h₃	Sin α	Cos α	G_n	T_n	N_n	dli	C_{eq}×dli	N×tangø	dn	α×G_n×dn
-3	2.33	0.69	0	- 0.25	0.97	2.60	- 0.65	2.52	2.41	12.03	0.86	27.67	18.02
-2	2.8	2.54	0	- 0.17	0.99	11.52	- 1.92	11.36	2.84	14.20	3.86	26.74	77.02
-1	2.8	4.08	0	- 0.08	1.00	18.51	- 1.54	18.44	2.81	14.05	6.27	25.97	120.16
0	2.8	5.34	0	0	1.00	24.22	0	24.22	2.80	14.00	8.24	25.33	153.39
1	2.8	6.32	0	0.08	1.00	28.67	2.39	28.57	2.81	14.05	9.71	24.86	178.17
2	2.8	7.02	0	0.17	0.99	31.84	5.31	31.40	2.84	14.20	10.68	24.57	195.59
3	2.8	7.41	0	0.25	0.97	33.61	8.40	32.54	2.89	14.46	11.07	24.49	205.79
4	2.8	7.48	0	0.33	0.94	33.93	11.31	31.99	2.97	14.85	10.88	24.62	208.83
5	2.8	7.19	0	0.42	0.91	32.61	13.59	29.65	3.08	15.40	10.08	24.95	203.43
6	2.8	6.46	0	0.50	0.87	29.30	14.65	25.38	3.23	16.17	8.63	25.49	186.73
7	2.8	4.73	0	0.58	0.81	21.46	12.52	17.43	3.45	17.24	5.93	26.36	141.39
8	2.47	1.53	0	0.67	0.75	6.12	4.08	4.56	3.31	16.57	1.55	27.55	42.17
Somme							68.133			177.207	87.740		1730.682

K_{ss}	3.89
K_{as}	2.04

Calcul de stabilité pour le cas de fin de construction (**Talus aval R=29m**).

N°Tr	bi	h₁	h₃	Sin α	Cos α	G_n	T_n	N_n	dli	C_{eq}×dli	N×tangø	dn	α×G_n×dn
-4	2.9	0.41	1.27	- 0.29	0.96	8.19	- 2.34	7.85	3.03	9.38	3.26	28.34	58.01
-3	2.9	1.57	2.35	- 0.21	0.98	18.96	- 4.06	18.52	2.97	9.20	7.69	27.14	128.65
-2	2.9	2.73	3.10	- 0.14	0.99	28.11	- 4.02	27.82	2.93	9.08	11.55	26.15	183.76
-1	2.9	3.89	3.54	- 0.07	1.00	35.73	- 2.55	35.64	2.91	9.01	14.79	27.31	243.93
0	2.9	5.05	3.69	0	1.00	41.92	0	41.92	2.90	8.99	17.40	24.63	258.10
1	2.9	6.21	3.54	0.07	1.00	46.63	3.33	46.51	2.91	9.01	19.30	24.16	281.63
2	2.9	7.37	3.10	0.14	0.99	49.91	7.13	49.40	2.93	9.08	20.50	23.90	298.20
3	2.9	8.53	2.35	0.21	0.98	51.66	11.07	50.46	2.97	9.20	20.94	23.87	308.28
4	2.9	9.69	1.27	0.29	0.96	51.78	14.80	49.63	3.03	9.38	20.59	24.08	311.74
5	2.9	10.65	0	0.36	0.93	50.03	17.87	46.73	3.10	9.62	19.39	24.53	306.83
6	2.9	9.89	0	0.43	0.90	46.46	19.91	41.98	3.21	9.95	17.42	25.22	292.95
7	2.9	8.56	0	0.50	0.87	40.21	20.11	34.83	3.35	10.38	14.45	26.12	262.60
8	2.9	5.62	0	0.57	0.82	26.40	15.09	21.67	3.53	10.95	8.99	27.41	180.92
9	2.9	0.86	-	0.64	0.77	4.04	2.60	3.09	3.79	11.74	1.28	28.82	29.11
Somme							98.93			135.00	197.55		3 144.71

K_{ss}	3.36
K_{as}	1.60

Calcul de stabilité pour le cas de fonctionnement normal(Talus aval R=31m).

N°Tr	bi	h ₁	h ₂	h ₃	Sin α	Cosa	G _n	T _n	N _n	dli	Pi	C _{eq} ×dli	(N-P _i) ×tango	dn	α×G _n ×dn
-2	2.33	0	0.7	0.56	-0.18	0.983	5.921	-1.076	5.822	2.369	2.99	7.345	1.177	30.37	44.952
-1	2.8	0	1.94	1.05	-0.09	0.996	16.766	-1.524	16.697	2.812	8.41	8.716	3.440	29.51	123.694
0	2.8	0	3.18	1.21	-	1.000	24.478	0.000	24.478	2.800	12.29	8.680	5.057	28.81	176.300
1	2.8	0.22	4.21	1.05	0.09	0.996	30.159	2.742	30.034	2.812	14.79	8.716	6.326	28.28	213.221
2	2.8	0.65	5.01	0.4	0.18	0.983	32.655	5.937	32.111	2.847	15.40	8.827	6.933	27.95	228.177
3	2.8	1.19	5.49	0	0.27	0.962	35.373	9.647	34.032	2.910	15.98	9.022	7.493	27.83	246.109
4	2.8	1.89	4.87	0	0.36	0.932	35.163	12.787	32.756	3.006	14.64	9.318	7.519	27.94	245.615
5	2.8	2.68	3.76	0	0.45	0.891	32.686	14.857	29.114	3.144	11.82	9.745	7.177	28.26	230.927
6	2.8	3.49	2.13	0	0.55	0.838	27.460	14.978	23.016	3.341	7.12	10.356	6.598	28.8	197.715
7	2.8	4.21	0	0	0.64	0.771	19.097	12.152	14.731	3.630	0	11.252	6.113	29.53	140.980
8	2.4	1.91	0	0	0.73	0.686	7.426	5.401	5.097	3.497	0	10.840	2.115	30.44	56.512
Σ								75.901				102.82	59.950		1904.203

K_{ss}	2.14
K_{as}	1.20

Calcul de stabilité pour le cas de fonctionnement normal(Talus aval R=25m).

N°Tr	bi	h ₁	h ₂	h ₃	Sin α	Cosα	G _n	T	N	dli	Pi	C _{eq} ×dli	(N-P _i) ×tangø	dn	α×G _n ×dn
-3	2.9	0	1	0.18	-0.23	0.973	6.751	-1.558	6.569	2.980	3.52	9.239	1.267	24.45	41.267
-2	2.9	0	2	0.83	-0.15	0.988	16.365	-2.518	16.170	2.935	8.31	9.098	3.264	23.62	96.634
-1	2.9	0	3	1.23	-0.08	0.997	24.456	-1.881	24.383	2.909	12.30	9.017	5.013	22.91	140.070
0	2.9	0.1	3.9	1.33	-	1.000	30.624	0.000	30.624	2.900	15.17	8.990	6.415	22.33	170.958
1	2.9	0.37	4.63	1.23	0.08	0.997	35.412	2.724	35.307	2.909	17.04	9.017	7.579	21.91	193.967
2	2.9	0.79	5.21	0.83	0.15	0.988	38.229	5.881	37.774	2.935	17.73	9.098	8.319	21.08	201.465
3	2.9	1.23	5.76	0.18	0.23	0.973	39.448	9.103	38.383	2.980	17.70	9.239	8.582	21.60	213.017
4	2.9	1.8	5.45	0	0.31	0.951	39.276	12.085	37.371	3.048	16.61	9.448	8.615	21.73	213.368
5	2.9	2.44	4.55	0	0.38	0.923	37.193	14.305	34.332	3.142	14.29	9.739	8.316	22.04	204.935
6	2.9	3.07	3.26	0	0.46	0.887	32.858	15.165	29.149	3.269	10.66	10.134	7.674	22.65	186.059
7	2.9	3.75	1.44	0	0.54	0.843	25.761	13.871	21.707	3.442	4.96	10.669	6.952	23.22	149.541
8	2.9	3.33	0	0	0.62	0.788	15.644	9.627	12.331	3.679	-	11.405	5.117	24.04	94.022
9	2.9	0.23	0	0	0.69	0.722	1.081	0.748	0.780	4.019	-	12.458	0.324	24.57	6.637
Σ								77.554				127.553	77.436		1911.941

Kss	2.64
Kas	1.33

Calcul de stabilité pour le cas de fonctionnement normal(Talus aval R=34.7m).

N°Tr	bi	h ₁	h ₂	h ₃	Sin α	Cosα	G _n	T _n	N _n	dli	Pi	C _{eq} ×dli	(N-Pi) ×tango	dn	α×G _n ×dn
-4	3.47	0.00	0.10	1.14	-0.31	0.95	8.31	-2.56	7.90	3.65	4.16	7.54	1.72	32.49	53.98
-3	3.47	0.00	1.19	2.44	-0.23	0.97	25.83	-5.96	25.14	3.57	12.95	7.37	5.61	31.38	162.12
-2	3.47	0.00	2.58	3.34	-0.15	0.99	41.80	-6.43	41.30	3.51	20.79	7.26	9.43	30.21	252.53
-1	3.47	0.30	3.79	3.87	-0.08	1.00	55.53	-4.27	55.37	3.48	26.66	7.19	13.21	29.21	324.42
0	3.47	1.24	4.70	4.04	0.00	1.00	68.21	0.00	68.21	3.47	30.33	7.17	17.43	28.40	387.45
1	3.47	1.85	5.50	3.87	0.08	1.00	75.82	5.83	75.59	3.48	32.61	7.19	19.77	27.83	421.99
2	3.47	2.67	6.06	3.34	0.15	0.99	80.35	12.36	79.40	3.51	33.01	7.26	21.34	27.51	442.10
3	3.47	3.55	6.56	2.43	0.23	0.97	82.05	18.93	79.84	3.57	32.06	7.37	21.98	27.47	450.79
4	3.47	4.49	7.01	1.15	0.31	0.95	81.05	24.94	77.12	3.65	29.76	7.54	21.79	27.71	449.20
5	3.47	5.14	7.15	0	0.38	0.92	77.27	29.72	71.33	3.76	26.88	7.77	20.45	28.24	436.45
6	3.47	5.66	5.27	0	0.46	0.89	67.48	31.14	59.86	3.91	20.61	8.08	18.05	29.21	394.20
7	3.47	5.28	2.68	0	0.54	0.84	47.82	25.75	40.29	4.12	11.04	8.51	13.46	30.68	293.39
8	3.47	3.32	0.00	0	0.62	0.79	18.66	11.48	14.71	4.40	0.00	9.10	6.77	33.04	123.33
Σ								140.94				99.35	191.00		4191.95

Kss	2.06
Kas	1.14

Calcul de stabilité pour le cas de vidange rapide(Talus amant R=39m).

N°Tr	bi	h ₁	h ₂	h ₃	Sin α	Cos α	G _n	T _n	N _n	dli	C _{eq} ×dli	N×tangø	dn	α×G _n ×dn
-4	3.9	0	0	1.75	-0.31	0.95	7.51	-2.31	7.14	4.10	12.75	2.96	38.20	71.70
-3	3.9	0	1.2	3.21	-0.23	0.97	18.22	-4.20	17.73	4.01	12.47	7.36	36.90	168.05
-2	3.9	0	2.5	4.21	-0.15	0.99	27.32	-4.20	27.00	3.95	12.28	11.20	35.72	244.00
-1	3.9	0	3.8	4.81	-0.08	1.00	34.71	-2.67	34.61	3.91	12.17	14.36	34.72	301.32
0	3.9	0	5.1	5.00	0.00	1.00	40.35	0.00	40.35	3.90	12.13	16.74	33.95	342.43
1	3.9	0	6.4	4.81	0.08	1.00	44.35	3.41	44.22	3.91	12.17	18.35	33.43	370.63
2	3.9	0	7.7	4.21	0.15	0.99	46.59	7.17	46.03	3.95	12.28	19.10	33.18	386.46
3	3.9	0	9	3.21	0.23	0.97	47.12	10.87	45.84	4.01	12.47	19.03	33.23	391.42
4	3.9	0	10.3	1.75	0.31	0.95	45.67	14.05	43.45	4.10	12.75	18.03	33.57	383.28
5	3.9	2.28	9.1	0.00	0.38	0.92	48.12	18.51	44.42	4.23	13.14	18.43	34.19	411.31
6	3.9	3.98	6.12	0.00	0.46	0.89	47.82	22.07	42.42	4.40	13.67	17.61	35.09	419.50
7	3.9	5.05	2.34	0.00	0.54	0.84	40.58	21.85	34.19	4.63	14.39	14.19	36.46	369.85
8	3.55	2.93	0	0.00	0.62	0.79	16.85	10.37	13.28	4.50	14.01	5.51	37.73	158.94
Somme							94.91			166.65	182.88		4018.88	94.91

K_{ss}	3.68
K_{as}	1.77

Calcul de stabilité pour le cas de vidange rapide(Talus amant R=36m).

N°Tr	bi	h ₁	h ₂	h ₃	Sin α	Cos α	G _n	T	N	dli	C _{eq} ×dli	N×tangø	dn	α×G _n ×dn
-3	1.7	0	0	0.23	- 0.25	0.97	0.43	- 0.11	0.42	1.76	5.44	0.17	35.83	3.85
-2	3.6	0	0.8	0.91	- 0.17	0.99	6.34	- 1.06	6.25	3.65	11.32	2.59	35.16	55.73
-1	3.6	0	2	1.45	- 0.08	1.00	12.58	- 1.05	12.54	3.61	11.20	5.20	34.28	107.83
0	3.6	0	3.2	1.63	0	1.00	17.40	0	17.40	3.60	11.16	7.22	33.58	146.06
1	3.6	0	4.4	1.45	0.08	1.00	20.79	1.73	20.72	3.61	11.20	8.60	33.09	171.99
2	3.6	0	5.6	0.91	0.17	0.99	22.76	3.79	22.44	3.65	11.32	9.31	32.82	186.71
3	3.6	0	6.8	0.31	0.25	0.97	24.48	6.12	23.71	3.72	11.53	9.84	32.78	200.64
4	3.6	0	6.63	0	0.33	0.94	22.67	7.56	21.38	3.82	11.84	8.87	33.00	187.07
5	3.6	0	6.01	0	0.42	0.91	20.55	8.56	18.68	3.96	12.28	7.75	33.43	171.78
6	3.6	2.09	4.03	0	0.50	0.87	25.97	12.99	22.49	4.16	12.89	9.33	34.10	221.41
7	3.6	2.27	0.7	0	0.58	0.81	15.63	9.12	12.70	4.43	13.74	5.27	34.96	136.63
8	1.2	1.3	0	0	0.67	0.75	2.53	1.68	1.88	1.61	4.99	0.78	35.50	22.43
Somme							49.35			128.9	74.95		1612.1	49.35

Kss	4.13
Kas	2.17

Calcul de stabilité pour le cas de vidange rapide(Talus amant R=35m).

N°Tr	bi	h ₁	h ₂	h ₃	Sin α	Cos α	G _n	T	N	dli	C _{eq} ×dli	N×tangø	dn	α×G _n ×dn
-2	3.5	0	1	1.27	- 0.20	0.98	8.21	- 1.64	8.05	3.57	11.11	3.34	34.33	70.50
-1	3.5	0	2.7	2.35	- 0.10	0.99	18.03	- 1.80	17.93	3.52	10.94	7.44	33.66	151.68
0	3.5	0	4.04	3.1	0	1.00	25.37	0	25.37	3.50	10.89	10.53	32.98	209.16
1	3.5	0	5.03	3.54	0.10	0.99	30.35	3.04	30.20	3.52	10.94	12.53	32.50	246.62
2	3.5	0	5.67	3.69	0.20	0.98	33.06	6.61	32.39	3.57	11.11	13.44	32.23	266.37
3	3.5	0	5.93	3.54	0.30	0.95	33.35	10.00	31.81	3.67	11.41	13.20	32.18	268.27
4	3.5	0	5.79	3.1	0.40	0.92	31.19	12.47	28.58	3.82	11.88	11.86	23.37	182.21
5	3.5	0.36	4.82	2.35	0.50	0.87	27.12	13.56	23.48	4.04	12.57	9.75	32.78	222.21
6	3.5	2.38	1.56	1.27	0.60	0.80	23.57	14.14	18.86	4.38	13.61	7.83	33.41	196.88
7	3.5	2.2	0	0	0.70	0.71	12.47	8.73	8.91	4.90	15.24	3.70	34.22	106.72
Somme								65.11			119.69	93.62		1 920.62

K_{ss}	3.28
K_{as}	1.78